

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention de diplôme d'ingénieur d'Etat

Filière : Travaux publics

Spécialité : Routes et ouvrages

Conception et Etude de viaduc Ferroviaire
du PK37+303.29 Au PK37+601.60
Ligne BENI MANSOUR – BEJAIA

Présenté par :

- ❖ SMAIL Youcef
- ❖ GHOUGHHA Abdeldjalil

Encadré par :

- ❖ Dr.ZOURGUI HEMAIDI Nadjib
- ❖ Ing.SOUAI Mohamed El Amine

Promotion 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce travail de fin d'études à ma chère famille, qui a toujours été présente à mes côtés tout au long de mon parcours.

À mon père, pour son soutien constant, ses sacrifices, ses conseils précieux et les valeurs qu'il m'a transmises. Son travail et ses efforts ont toujours été pour moi une source de motivation et d'inspiration.

À ma mère, pour son amour inconditionnel, sa patience, ses encouragements et ses prières qui m'ont accompagné à chaque étape de ma vie. Je lui exprime toute ma gratitude et mon profond respect.

À mon frère, pour son soutien, sa présence et les moments de partage qui m'ont permis d'avancer avec confiance et détermination.

J'adresse également une pensée particulière à mes chers amis : Louai Gerrad, Hamdi Naser, El Yazid Sohbi, Bouhala Haythème, Kabache Akram, Geutaf Akram, Meloud Zakaria, Boukezzata Anis, Zekoub Malik, Zaoui Yazid et Benmiloud Walid. Merci pour votre amitié sincère, votre soutien, votre bonne humeur et les précieux moments partagés tout au long de ce parcours

Que ce travail soit le témoignage de ma reconnaissance, de mon affection et de mon immense gratitude envers vous.

Avec tout mon amour et mon respect.

SMAIL Youcef

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents et à ma sœur, en témoignage de mon amour, de mon respect et de ma profonde reconnaissance.

À mon père, pour tous les efforts qu'il a consentis afin de m'offrir les meilleures conditions de réussite, pour son soutien indéfectible, ses conseils avisés et sa confiance qui m'ont toujours encouragé à persévérer.

À ma mère, dont l'amour, la tendresse, les sacrifices et les prières ont été une source inépuisable de courage et de motivation tout au long de mon parcours.

À ma sœur, pour son affection, son soutien moral et sa présence réconfortante dans les moments les plus importants de ma vie.

Je leur exprime toute ma gratitude et leur dédie ce travail, fruit de leurs encouragements et de leur confiance.

J'adresse également une pensée particulière à mes chers amis : Louai Gerrad, Hamdi Naser, El Yazid Sohbi, Bouhala Haytheme, Kabache Akram, Geutaf Akram, Meloud Zakaria, Boukezzata Anis, Zekoub Malik, Zaoui Yazid et Benmiloud Walid. Merci pour votre amitié sincère, votre soutien, votre bonne humeur et les précieux moments partagés tout au long de ce parcours.

Avec toute mon affection et mon profond respect.

GHOUGHA Abdeldjalil

Remerciements

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos encadreurs, **Dr. ZOURGUI Hemaïdi Nadjib** et **Ing. SOUAI Mohamed El Amine**, pour leur disponibilité, leurs précieux conseils, leur soutien constant et leurs orientations pertinentes tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études.*

Leurs compétences, leur rigueur scientifique et leurs encouragements nous ont permis de mener à bien ce travail dans les meilleures conditions. Nous leur adressons nos sincères remerciements pour le temps qu'ils nous ont consacré, ainsi que pour la confiance qu'ils nous ont accordée.

Nous leur témoignons notre profond respect et notre reconnaissance pour leur contribution déterminante à l'aboutissement de ce mémoire.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie, situé entre les points kilométriques du PK37+303.29 Au PK37+601.60 dans la wilaya de Bejaia.

Ce viaduc est composé de 9 travées isostatiques de 33 mètres, réalisées en poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, reposant sur 8 piles de hauteurs variables et deux culées.

Le mémoire traite à la fois de la superstructure et de l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique, ainsi que la modélisation des différents éléments structurels, conformément aux exigences réglementaires, en utilisant le logiciel MIDAS Civil et robot structural analysis selon la méthode des éléments finis.

Mots-clés : Viaduc ferroviaire, béton précontraint, post-tension, analyse sismique, MIDAS Civil, modélisation par éléments finis, ouvrage d'art, double voie ferroviaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. PRESENTATION DU PROJET :	2
I.1.2. Situation du projet :	2
I.2.2. Objectif du projet :	2
I.3.2. Données fonctionnelles :	2
I.4.2. Données Naturel.....	4

CHAPITRE II :conception de l'ouvrage

INTRODUCTION.....	7
II.2. élément principaux de la conception :	7
II.3. présentations et prédimensionnements des variantes :	8
II.1.3. Variante 1 : pont à poutres en béton précontrainte post tension :	8
II.2.3. variante 2 : « Pont caissons en béton précontraint construit par encorbellements successifs ».....	11
II.3.3. La variante 3 : « Pont Mixte à Bi -poutres ».....	14
II.4. ANALYSE MULTICRITERES :	17
II.1.4. l'exécution(/6) :	17
II.2.4. L'entretien (/4 points) :	17
II.3.4. L'esthétique (/5 points) :	17
II.4.4. L'économie (/5 points) :	17
CONCLUSION	18

CHAPITRE III :HYPOTHSE DE CALCUL

INTRODUCTION :	19
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCULE :	19
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	19
III.1.3. Le béton :	19
III.2.3. Les aciers :	22
CONCLUSION	24

CHAPITRE IV :EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

INTRODUCTION.....	25
IV.2. évaluation des charges hors trafic :	25
IV.1.2. charges permanentes :	25
IV.2.2. charges thermique :	26
IV.3.2. Action due au vent :	26
IV.3. EVALUATION DES CHARGE DUES AU TRAFFIC :	26
IV.1.3. présentation du trafic ferroviaire :	26

IV.2.3. Charges ferroviaires :	26
IV.3.3. Les actions due à la traction et au freinage :	27
IV.4.3. Effort de lacet :	28
IV.5.3. Forces centrifuges :	28
IV.6.3. Action accidentelle :	29
IV.7.3. Effet dynamique :	30
IV.8.3. Coefficient dynamique ϕ :	32
IV.4. COMBINAISONS ET GROUPES DE CHARGES :	34
IV.1.4. Groupes de charges (Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples) :	34
IV.2.4. Les combinaisons de charges :	35
IV.5. EVALUATION DES EFFORTS :	36
IV.6. logiciel de calcul :	37
IV.1.6. Modélisation :	37
IV.2.6. Définition des charges et surcharges :	38
IV.3.6. Résultats :	38
CONCLUSION :	41

CHAPITRE V :ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

INTRODUCTION :	42
V.2. ETUDE DE LA PECONTRAINTÉ :	42
V.1.2. Tension à l'origine :	42
V.1.2. Calcul du nombre de câbles de la précontrainte :	42
V.2.2. Vérification de la borne supérieure :	44
V.3.2. Détermination du nombre de câbles à l'about :	44
V.4.2. Vérification des contraintes normales :	45
V.3. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTÉ :	47
V.1.3. Disposition des câbles à l'about :	47
V.2.3. Tracé des câbles en élévation :	48
V.4. CALCUL DES PERTES :	50
V.1.4. Pertes de tension Instantanées :	50
V.2.4. Pertes de tension différées :	58
V.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES :	65
V.1.5. Sections de Vérification :	65
V.2.5. Justification de la poutre à l'ELS :	66
V.3.5. Ferrailage passif longitudinal :	75
V.4.5. Vérification à la rupture :	76
CONCLUSION :	85

CHAPITRE VI :Etude de tablier

INTRODUCTION :	82
VI.1. FLECHE ET CONTRE FLECHE :	82
VI.1.1. Flèche due au Poids Propre :	82

VI.2.1. Contre-flèche de précontrainte :	82
VI.4.1. Flèche maximale à l'ELS :	83
VI.5.1. Flèche Totale :	83
VI.2. Calcul des rotations	84
VI.1.2. Rotation due au poids propre :	84
VI.2.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation :	84
VI.3.2. Rotation due à la précontrainte :	84
VI.4.2. Rotation totale	84
VI.3. Calcul des déplacements	85
VI.1.3. Déplacement du la rotation d'appui	85
VI.2.3. Déplacement du au retrait	85
VI.3.3. Déplacement du au fluage du béton	85
VI.4.3. Déplacement dû à la variation de température :	86
VI.5.3. Déplacement maximal total	86
VI.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE	87
VI.1.4. Principe de ferrailage	87
VI.2.4. Evaluation des efforts :	87
VI.3.4. Ferrailage de l'Entretoise	88
VI.5. ETUDE DE L'HOUDIS	89
VI.1.5. Evaluation des efforts	89
VI.2.5. Ferrailage de la dalle	90
CONCLUSION	91

CHAPITRE VII :ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

INTRODUCTION	92
VII.1. APPAREIL D'APPUI	92
VII.1.1. Choix de type d'appareil d'appui	92
VII.2.1. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis	93
VII.3.1. Dimensionnement des appareils d'appui	93
VII.4.1. Calcul exacte des déplacements horizontaux	94
VII.2. ETUDE SISMIQUE	95
VII.1.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique	95
VII.2.2. Méthode de calcul	96
VII.3.2. Spectre de réponse	96
VII.4.2. Modes significatifs	98
VII.5.2. Combinaison des réponses modale	99
VII.6.2. Combinaison des composantes de l'action sismiques	99
VII.7.2. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008	99
VII.3. DES D'APPUIS	102
VII.1.3. Dimensionnement des dés d'appuis	102
VII.2.3. Le joint garde ballast :	104

VII.4. Evacuation des eaux.....	105
VII.5. PLOT PARASISMIQUE.....	106
CONCLUSION	106

CHAPITRE VIII :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION.....	107
VIII.1. ETUDE DE LA PILE.....	107
VIII.1.1. Ferrailage des éléments de la pile.....	108
VIII.2.1. Distribution des aciers sur le périphérique de la section	108
VIII.3.1. Armatures transversales.....	108
VIII.2. Ferrailage du chevêtre	109
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE	110
VIII.1.3. Conception de la culée.....	110
VIII.2.3. Ferrailage de la semelle	117
CONCLUSION	120

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II.1: Conception transversale	9
Tableau II.2 :Choix et dimensions des piles et chevêtre et semelle retenue.....	10
Tableau II.3:Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées.....	10
Tableau II.4 : Choix et dimensions de la pile retenue	13
Tableau II.5 : récapitulatifs de prédimensionnement des culées	13
Tableau II.6:Choix et dimensions de la pile retenue	16
Tableau II.7:Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées.....	16
Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes.	18

CHAPITRE III :HYPOTHSE DE CALCUL

Tableau III.1 : Caractéristiques du béton.....	19
Tableau III.2 : Contraintes dans le béton à l'ELU.....	21
Tableau III.3 : Contraintes dans le béton à l'ELS.	22
Tableau III.4 :Les propriétés mécaniques du béton.....	22
Tableau III.5 : Contrainte de l'acier à l'ELU.	23
Tableau III.6 :Contraintes de l'acier à l'ELS.	23
Tableau III.7 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du système de précontrainte.....	24

CHAPITRE IV :EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

Tableau IV.1 : Estimation du poids dû aux CCP.....	25
Tableau IV.2 : Poids propre du tablier.	25
Tableau IV.3 : Poids total permanent du tablier.....	26
Tableau IV.4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour le modèle SW/2.	27
Tableau IV.5 : Limites de la flèche sous poids permanent.	31
Tableau IV.6 : Définition des charges et surcharges.....	38
Tableau IV.7 : Moment maximal à l'ELS.....	38
Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des résultats.	41

CHAPITRE V :ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎTE

Tableau V.1 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.....	43
Tableau V.2 : Position des câbles.	48
Tableau V.3 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	49
Tableau V.4 : Résultats de calcul de α , f , R , β	49
Tableau V.5 : Valeurs des pertes dues au frottement.	50
Tableau V.6: Valeurs moyennes des pertes par frottement selon les familles de câbles.....	50
Tableau V.7: Valeurs des pertes par recule d'ancrage.	51
Tableau V.8 : Les sections nettes considérées de Poutre seule.....	52

Tableau V.9 : Les sections nettes considérées de Poutre + dalle	53
Tableau V.10 : Les positions des câbles par rapport la fibre inferieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre seule.	53
Tableau V.11: Les positions des câbles par rapport la fibre inferieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre +dalle	54
Tableau V.12: Valeurs de pertes après l'effet de la 1ère famille sur elle-même.	55
Tableau V.13 : Valeurs de perte après l'effet de la dalle sur la 1ère famille.....	55
Tableau V.14 : Valeurs de perte après l'effet de la 2ème famille sur la 1ère famille.....	56
Tableau V.15 : Valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 1ère famille.....	57
Tableau V.16 : valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 2ème famille	57
Tableau V.17 : Les résultats de pertes par raccourcissement récapitulés	58
Tableau V.18 : Récapitulatif des pertes instantanées (MPa).....	58
Tableau V.19 : Surfaces et périmètres des sections poutre seule considérées.	59
Tableau V.20 : Surfaces et périmètres des sections poutre + dalle considérée.....	59
Tableau V.21 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 1 ère famille : $t_0 = 28$ jours.	60
Tableau V.22 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 2ème famille : $t_0 = 28$ jours.....	60
Tableau V.23 : Valeur de perte par relaxation dans la 1 ère famille.	60
Tableau V.24 :Valeur de perte par relaxation dans la 2eme famille.	61
Tableau V.25 : Contrainte maximale du câble moyen σ_M pour la 1 ère famille.....	62
Tableau V.26 : Tableau IV.28 : Contrainte finale du câble moyen σ_b pour la 1ère famille.	62
Tableau V.27 : Contrainte finale du câble moyen σ_M Pour la 2ème famille.	63
Tableau V.28 : Contrainte finale du câble moyen σ_b pour la 2 ème famille.....	63
Tableau V.29 : Pertes dues au fluage du béton.	63
Tableau V.30 : Pertes différées totales.....	64
Tableau V.31: Pertes totales de précontrainte.....	64
Tableau V.32: Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre seule.	65
Tableau V.33: Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre + dalle.	65
Tableau V.34 : Valeur des contraintes admissibles pour chaque phase.	71
Tableau V.35 : La valeur de P_i dans l'about et l'extrados à chaque phase.	71
Tableau V.36 : Les valeurs de pertes différées dans les phases 3, 4 et 5.	72
Tableau V.37: L'excentricité moyennes des câbles de chaque famille à $X=L/2$	72
Tableau V.38 : Vérification des contraintes normales supérieures σ_{sup} à l'ELS.	72
Tableau V.39 : les données et les caractéristiques utilisées dans les calculs de vérifications.....	74
Tableau V.40: Vérification des contraintes tangentielles.....	74
Tableau V.41: la valeur de la contrainte normale appliquée par les câbles	77
Tableau V.42 : Effort tranchant ultime réduit.	80
Tableau V.43 : La valeur de $\tau_{u\ red}$	80

Tableau V.44 : a valeur de τu	81
---	----

CHAPITRE VI :Etude de tablier

Tableau VI.1 : Les valeurs des flèches calculées	83
Tableau VI.2 : les valeurs des rotations calculées	85
Tableau VI.3 : Les résultats de calcul de déplacement.....	86
Tableau VI.4 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.	88

CHAPITRE VII :ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Tableau VII.1: Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.....	93
Tableau VII.2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.	93
Tableau VII.3: Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.....	95
Tableau VII.4 : Raideurs horizontales des appareils d'appuis dans le cas sismique.	95
Tableau VII.5 : Modes propres.....	98
Tableau VII.6 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008.	99
Tableau VII.7 :Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008.	100
Tableau VII.8 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008.	101
Tableau VII.9: Vérification de non glissement selon RPOA 2008.....	101
Tableau VII.10 : Dimensionnement des d's d'appui.	102
Tableau VII.11 : FERRAILLAGE des d's d'appuis.....	103
Tableau VII.12 : détermination du type de joint	104

CHAPITRE VIII :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII.1 : Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée.....	107
Tableau VIII.2: distribution de la section d'acier total sur le périphérique de la pile en section creuse.	108
Tableau VIII.3 : Distribution de la section d'armature transversale en section creuse	109
Tableau VIII.4 : Evaluation des réactions et moments à la base du chevrete la plus sollicitée.....	109
Tableau VIII.5 : Ferrailage du chevrete.	109
Tableau VIII.6 : Les dimensions de la culée.	111
Tableau VIII.7 : Détermination des sollicitations en statique.	112
Tableau VIII.8 : Les actions transmises par le tablier.	112
Tableau VIII.9 : Combinaisons des efforts.....	112
Tableau VIII.10 : Combinaisons des efforts.....	113
Tableau VIII.11 : Les caractéristiques géométriques de la semelle.....	117
Tableau VIII.12 : Armature de construction.....	117
Tableau VIII.13 : Réaction sur pieux	118
Tableau VIII.14 : Réaction sur pieux	118
Tableau VIII.15 : Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.	119

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Figure I.1 : Situation du projet sur google Earth.....	2
Figure I.2 : Tracé en plan	3
Figure I.3 : Profile en long	3
Figure I.4 : profile en travers.....	4
Figure I.5 : La zone de projet sur Google Earth.....	4
Figure I.6 : Carte de zonage sismique en Algérie.....	7

CHAPITRE II :CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 : pont a poutre en béton précontraint post tension	8
Figure II.2 : Coupe longitudinale de la variante 1.....	8
Figure II.3: Coupe longitudinale de la variante 2.....	11
Figure II.4: coupe transversale de la variante.....	11
Figure II.5 : Pont mixte bipoutres	14
Figure II.6 : coupe longitudinale	14
Figure II.7 : Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise	15

CHAPITRE III :HYPOTHSE DE CALCUL

Figure III.1 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	21
Figure III.2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	23

CHAPITRE IV :EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

Figure IV.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.	27
Figure IV.2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2.....	27
Figure IV.3 : Situation de projet I.....	30
Figure IV.4 : situation du projet II.....	30
Figure IV.5 : Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2]..	30
Figure IV.6: Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995].....	31
Figure IV.7 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1]...	33
Figure IV.8 : Les cas de charges mobiles [Midas Civil].....	34
Figure IV.9 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples) [Tableau 4, UIC 776-1].	35
Figure IV.10 : Midas Civil 2022.....	37
Figure IV.11 : Modèle de calcul.	37
Figure IV.12 :Moment minimal à l'ELS	39
Figure IV.13 : Effort tranchant maximal à l'ELS	39
Figure IV.14 : Moment maximale à l'ELU	40
Figure IV.15 : Moment minimal à l'ELU	40

Figure IV.16 : effort tranchant maximale à L'ELU.....	41
---	----

CHAPITRE V :ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINT

Figure V.1: Disposition constructive des câbles de précontrainte.....	47
Figure V.2 :Trajectoire des câbles en élévation dans une demi-poutre.	49
Figure V.3 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.	75
Figure V.4 : Diagrammes des déformations limites (ELU).....	76
Figure V.5 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.....	76
Figure V.6 : Equation d'équilibre.....	78
Figure V.7 : Zone de concentration des contraintes.	81
Figure V.8 : Zone de régularisation des ancrages.....	82

CHAPITRE VI :Etude de tablier

Figure VI.1 : Flèche du tablier sous G.	82
Figure VI.2 : Contre flèche max du tablier due à la mise en tension à 100 % des câbles.....	82
Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.	83
Figure VI.4 : Positions des vérins.	87
Figure VI.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.....	87
Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.	88
Figure VI.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.	88
Figure VI.8 : Ferrailage de l'entretoise.....	89
Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELU (Robot structural analysis).	89
Figure VI.10 : Ferrailage de la dalle.	90

CHAPITRE VII :ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Figure VII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	92
Figure VII.2 : Detaille de l'appareil d'appuie.....	94
Figure VII.3 : Modèle de calcul multimodal.....	96
Figure VII.4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].....	97
Figure VII.5 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS].	98
Figure VII.6 : ferrailage des dès d'appuis.....	103
Figure VII.7 : Décomposition des souffles	104
Figure VII.8 : Joint garde ballast.....	105
Figure VII.9 : Evacuation des eaux.....	105

CHAPITRE VIII :ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1 : Schéma illustratif du ferrailage de la pile (coupe transversale vue en plan).....	109
Figure VIII.2 : Disposition des armatures du chevêtre.	110
Figure VIII.3 : les moments mur sur le mur en retour.....	115
Figure VIII.4 : les moments mxx sur le mur en retour.	116
Figure VIII.5: Résultats de calcul pour les fondations profonde.....	118

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes

G : poids propre.

CP : charge permanente.

CCP : compléments charge permanente.

ELA : Etats Limites Accidentelles.

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

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.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

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.

Ap : section d'armature de précontrainte.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue l'aboutissement de notre cursus en ingénierie. Il offre l'opportunité de mobiliser et d'appliquer concrètement l'ensemble des connaissances et compétences acquises au cours de ces cinq années de formation. Le choix du thème doit être en adéquation avec notre spécialité, tout en nous familiarisant avec les bases essentielles de la conception et du dimensionnement des structures.

Dans cette perspective, nous avons opté pour la conception et l'étude d'un pont implanté dans la wilaya de Bejaïa.

De manière générale, un pont est un ouvrage d'art destiné à franchir un obstacle naturel, tel qu'une vallée ou un cours d'eau, ou artificiel, comme une route ou une voie ferrée. Il joue un rôle fondamental dans les infrastructures de transport en assurant la continuité des circulations. La conception d'un tel ouvrage relève du domaine des travaux publics et exige une solution à la fois techniquement fiable, économiquement rationnelle et conforme aux normes en vigueur. Elle repose sur l'application des règlements, des recommandations techniques, des références scientifiques ainsi que sur l'expérience professionnelle.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de conception et d'étude d'un viaduc ferroviaire situé entre PK37+303.29 et le PK 37+601.60 de la ligne ferroviaire BENI MANSOUR – BEJAIA.

Pour ce travail, nous procéderons comme suit : la démarche s'ouvrira d'abord sur le Chapitre I dédié à la **Présentation de l'ouvrage**, suivi du Chapitre II qui traitera de la **Conception de l'ouvrage**. Ensuite, le Chapitre III établira les **Hypothèses de calcul** nécessaires, ce qui permettra d'aborder au Chapitre IV l'**Évaluation des charges et des efforts**. La suite du développement s'articulera autour du Chapitre V consacré à l'**Étude de la précontrainte**, puis du Chapitre VI portant sur l'**Étude de tablier**. Enfin, ce travail se conclura par le Chapitre VII, axé sur l'**Étude sismique et équipements du pont**, et le Chapitre VIII, réservé à l'**Étude de l'infrastructure**.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION :

Afin de garantir un franchissement sûr et performant, la conception d'un pont ferroviaire doit répondre à la fois aux exigences fonctionnelles propres à l'infrastructure ferroviaire et aux contraintes environnementales du site d'implantation, tout en respectant les prescriptions et les orientations fixées par le maître d'ouvrage.

I.2. PRESENTATION DU PROJET :

I.1.2. Situation du projet :

Le Viaduc N°04 est un ouvrage d'art situé sur la ligne ferroviaire Béni Mansour – Béjaïa, un axe stratégique de 87 km reliant l'intérieur du pays au port de Béjaïa. Implanté entre le PK 37+303,29 et le PK 37+601,60, il présente une longueur d'environ 298,31 mètres. Cet ouvrage assure le franchissement de l'Oued Soummam, un cours d'eau important de la région.



Figure I.1 : Situation du projet sur google Earth

I.2.2. Objectif du projet :

L'objectif de notre travail est de réaliser la conception et l'étude du viaduc situé au P.K. 37+303.29, dans le cadre du projet de doublement de la voie et de rectification du tracé de la ligne ferroviaire Béni Mansour – Béjaïa, visant à porter la vitesse d'exploitation à 160 km/h.

I.3.2. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles regroupent l'ensemble des caractéristiques nécessaires pour garantir le franchissement de l'ouvrage.

I.1.2.3. Tracé en plan :

Le viaduc V4, d'une longueur totale de 298,31 m, suit un tracé comprenant :

- Un clothoïde de paramètre $A = -577.063$ entre PK37+303.29 et PK37+369.511
- Une courbe de rayon 1850 m entre PK 37+369.511 et PK 37+522.057
- Un clothoïde de paramètre $A = -988.851$ entre PK 37+522.057 et PK37+601.60

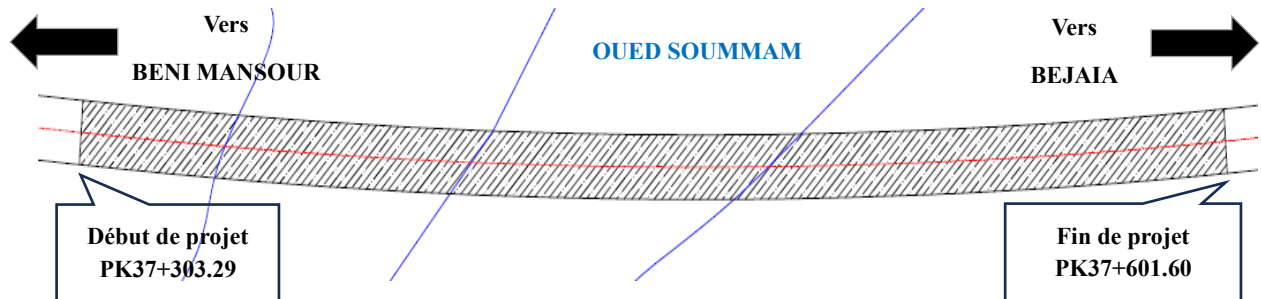


Figure I.2 : Tracé en plan

I.2.2.3. Profil en long

Le viaduc V4 présente :

- une pente longitudinale de 1.5% entre PK37+303.29 et PK37+364.23
- un rayon de courbure de $R_c = 9000$ entre PK37+364.23 et PK37+500.00
- une hauteur maximale atteignant 7.92m au-dessus du point le plus bas de l'oued qu'il franchit.

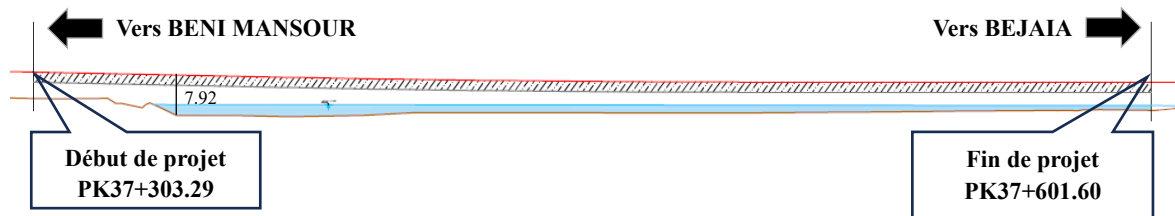


Figure I.3 : Profile en long

I.3.2.3. Profil en travers

Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 12.8 m
- Nombre des voies : 2
- Écartement des rails : 1.5 m
- Entraxe des deux voies : 4.2 m
- pente transversale : 1%

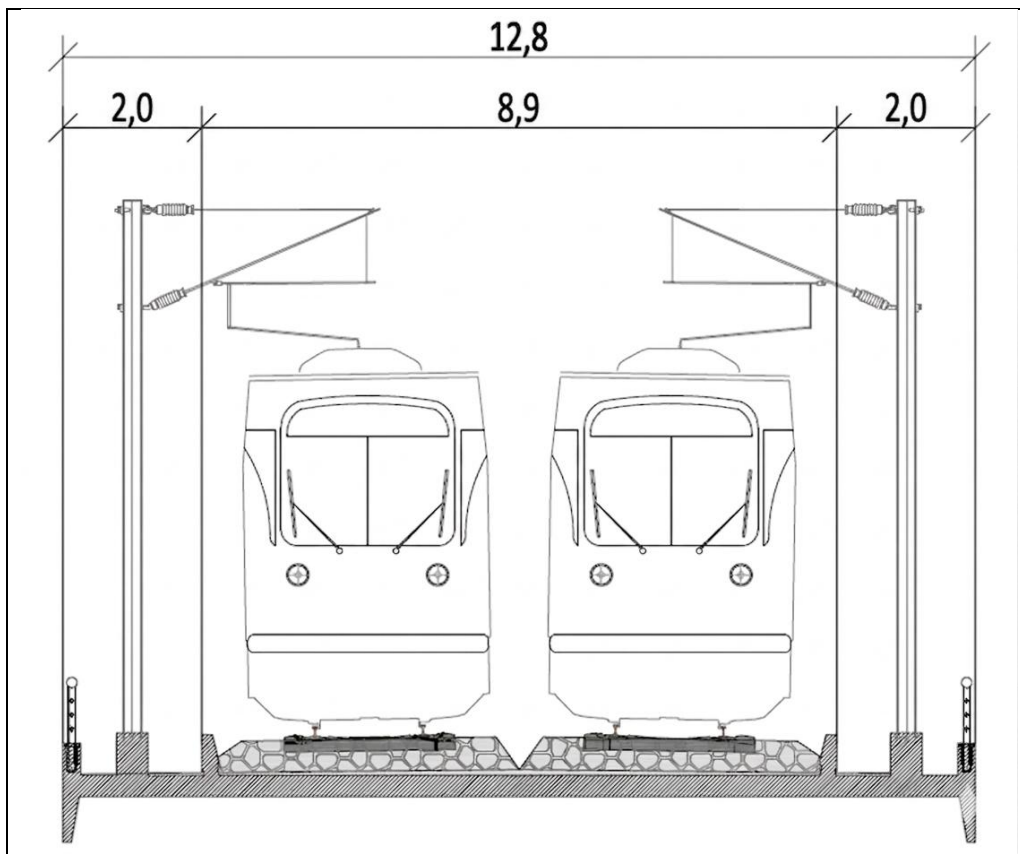


Figure I.4 : profile en travers

I.4.2. Données Naturel

I.1.2.4. Topographie

D'après le levé topographique et les photos satellitaires, on trouve que le projet est implanté dans une zone où passe un oued comme indiqué dans la **Figure I.5**.



Figure I.5 : La zone de projet sur Google Earth.

I.2.2.4. Hydraulique

Suivant les données hydrologiques recueillies entre 1961 et 1971, Le débit moyen d'oued Soummam est de 25m³/s, durant la période de crue 1970 le débit maximal enregistré était 115.9m³/s et le débit d'étiage descend à 0.6m³/s.

I.3.2.4. Géotechnique

Dans le cadre de l'étude d'exécution du viaduc situé au P.K 37+675, une reconnaissance géotechnique approfondie a été réalisée afin de déterminer la nature des terrains en place et d'évaluer leurs caractéristiques physiques, mécaniques et hydrogéologiques. Cette étude constitue une étape essentielle pour le choix du type de fondation et pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

No	Désignation	Norme	Fréquence	Note
1	Sondage carotté	XP P 94-011	• 04 forages	De saisir la composition des couches géologiques, les sortes de roche du substratum et l'évolution de la qualité rocheuse etc.
2	Essais pressiométrique	NF P 94-110	• 05 forages	De calculer la capacité portante et la quantité de tassement de la fondation de l'ouvrage d'art
3	Essais de pénétration standard (SPT)	NF P 94-116	• Réalisation tous les 3m	De saisir la consistance des couches géologiques, la densité relative et les constituants parallèlement au sondage carotté
4	Pose tube piézométrique	NF P 94-157-1	• Par forage	

Figure I.6 : Essais in situ

Les fondations reposeront sur des pieux forés simple de 1.20 m de diamètre.

La charge limite Q_u d'un élément de fondation profonde (pieu) est obtenue par la formule suivante :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec :

$$Q_{pu} = \rho_p A q_{pu} : \text{charge limite de pointe du pieu}$$

$$Q_{su} = \rho_s P \sum q_{si} e_i : \text{charge limite de frottement latéral entre le fût du pieu et le sol}$$

$P = 1$ section pleine tubulaire fermée (coefficient réducteur de l'effort de pointe).

$S = 1$ coefficient réducteur du frottement latéral.

A : Aire de la section droite du pieu.

P : Périmètre de la section droite du pieu.

q_{pu} : Résistance limite de pointe.

q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans la couche i .

e_i : Epaisseur de la couche i .

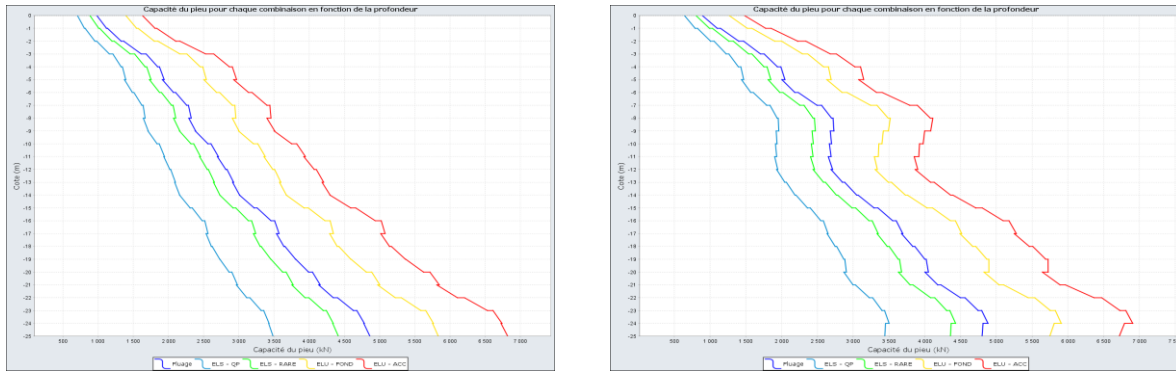


Figure I.7: Résultats de calcul pour les fondations profonde

I.5.2. Justification de la longueur de l'ouvrage

La rivière (l'Oued Soummam) mesure 150 mètres de large en temps normal. Pourtant, notre viaduc mesure 298,31 mètres. Ce choix s'explique par trois raisons obligatoires :

1. Argument Hydraulique (Lit mineur vs Lit majeur) : L'ouverture de 150 m ne représente que le lit mineur (régime normal) de l'Oued Soummam. En cas de crue majeure (centennale), l'eau occupe tout le lit majeur. Si on réduisait le pont à 150 m, les remblais d'accès bloqueraient l'eau, créant un effet d'entonnoir dangereux. Cela augmenterait la vitesse du courant et détruirait les appuis par affouillement. Une longueur de 298,31 m assure la sécurité de l'ouvrage face aux inondations.

2. Argument Ferroviaire (Géométrie du tracé) : Le tracé ferroviaire impose des règles très strictes. Le viaduc doit respecter une pente longitudinale fixe de 1,5 % et un rayon de courbure de 1850 m. Pour maintenir cette "ligne rouge" réglementaire au-dessus de la vallée sans rupture brusque, le tablier du pont doit obligatoirement s'étendre bien au-delà de la brèche des 150 m.

3. Argument Géotechnique (Nature du sol d'après le rapport) : Le rapport géotechnique montre que les berges de l'oued sont formées d'alluvions meubles, très compressibles et instables en surface. Si on remplaçait les extrémités du pont par des remblais de terre classiques (très lourds), le sol s'enfoncerait, provoquant des tassements différentiels inadmissibles pour la stabilité des rails. Le choix d'un viaduc long permet de survoler ces zones molles et de transférer les charges du train directement vers le sol dur en profondeur grâce à vos fondations profondes.

Le viaduc de 298,31 mètres est donc la solution la plus sûre et la plus stable pour le projet.

I.1.2.5. Sismicité du site

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS, 1999), puis actualisé par le RPOA 2008, divise le territoire algérien en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone '0' : Sismicité Négligeable.
- Zone 'I' : Sismicité Faible.
- Zone 'II-a' : Sismicité Moyenne.
- Zone 'II-b' : Sismicité Élevée.
- Zone 'III' : Sismicité Très élevée.

CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont s'inscrit dans une démarche globale d'optimisation visant à concilier performance technique, sécurité et efficacité économique, tout en intégrant les contraintes environnementales, fonctionnelles et structurelles propres au projet. L'ingénieur concepteur est ainsi amené à proposer une solution à la fois fiable, innovante et conforme aux normes en vigueur, tout en assurant une insertion harmonieuse de l'ouvrage dans son environnement.

La réalisation d'un tel ouvrage repose sur une analyse rigoureuse et méthodique de l'ensemble des contraintes, permettant d'identifier la solution la plus appropriée. Plusieurs variantes peuvent être étudiées, et le choix du type de pont dépend de divers paramètres essentiels, notamment :

- La nature et l'importance de l'obstacle à franchir ;
- Les caractéristiques géotechniques du sol et du sous-sol ;
- La fonction de l'ouvrage (pont routier, ferroviaire, piéton, etc.) ;
- La configuration et la position des appuis ;
- La géométrie du tracé (droit, biais ou en courbe) ;
- Les considérations esthétiques et l'intégration paysagère.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les principes fondamentaux de la conception des ponts, ainsi que les différentes étapes conduisant au choix d'une solution optimale, adaptée aux exigences techniques, économiques et environnementales du projet.

II.2. ELEMENT PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION :

Un pont est un ouvrage d'art constitué de plusieurs éléments essentiels assurant à la fois sa stabilité, sa résistance et sa fonctionnalité. Ses principaux composants sont les suivants :

Le tablier :

C'est l'élément porteur principal qui supporte les charges de circulation (véhicules, piétons, trains) et les transmet aux appuis. Il constitue la partie supérieure de l'ouvrage et peut intégrer la chaussée, les trottoirs et les équipements annexes.

Les appuis :

Ils comprennent les piles (appuis intermédiaires) et les culées (appuis d'extrémité). Leur rôle est de reprendre les efforts transmis par le tablier et de les acheminer vers le sol via les fondations. Le tablier repose sur ces appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, dispositifs permettant de transmettre les charges verticales (poids propre, charges d'exploitation) tout en accommodant les actions horizontales telles que les dilatations thermiques, les efforts de freinage et d'accélération, ainsi que les forces centrifuges. séisme

Les fondations :

Elles assurent l'ancrage des appuis dans le sol et garantissent la stabilité globale de l'ouvrage. Leur conception dépend directement des caractéristiques géotechniques du site et des charges à reprendre.

La partie du pont située entre deux appuis successifs est appelée **travée**, tandis que la distance qui les sépare correspond à la **portée**. Cette notion ne doit pas être confondue avec l'**ouverture**, qui désigne l'espace libre entre les faces des appuis, ni avec la longueur totale de l'ouvrage.

Selon la configuration en plan, le tablier peut être **droit**, **biais** ou **courbe**, en fonction de l'orientation des appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont. L'**angle de biais (θ)** est défini comme l'angle formé entre la ligne des appuis et l'axe du tablier ; pour un pont droit, cet angle est égal à 90° (soit 100 grades).

II.3. PRESENTATIONS ET PREDIMENSIONNEMENTS DES VARIANTES :

II.1.3. Variante 1 : pont à poutres en béton précontrainte post tension :

Les ponts à poutres précontraintes par post-tension de type VIPP sont constitués de poutres longitudinales reliées entre elles par des entretoises, disposées uniquement au droit des appuis. L'ensemble est surmonté d'un hourdi mince assurant le support de la chaussée et la répartition des charges.

Ce type d'ouvrage est généralement utilisé pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

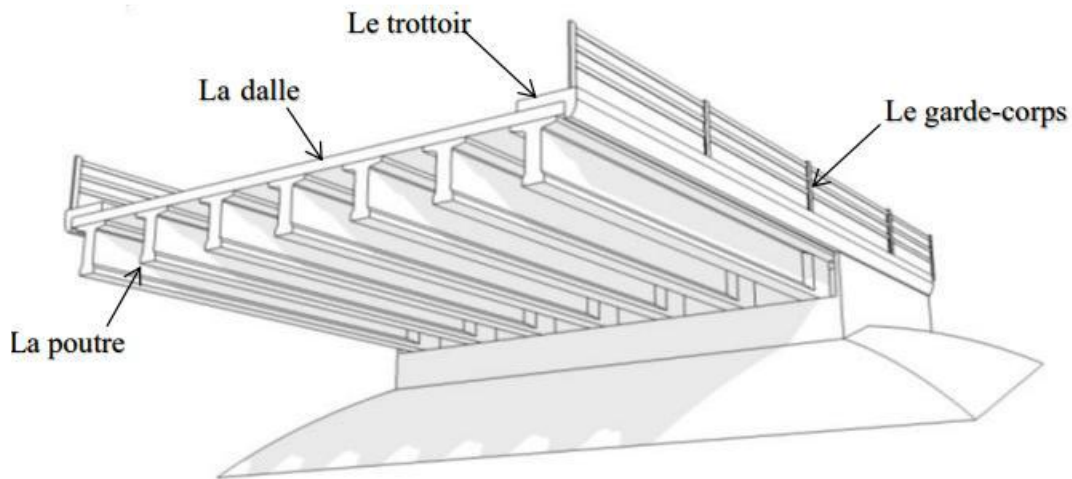


Figure II.1 : pont a poutre en béton précontraint post tension

II.1.3.1. Conception longitudinale de la variante :

Le pont de type VIPP proposé présente une longueur totale de 298.3 mètres linéaires. Il est ainsi constitué de 9 travées de 31.8m, d'où chaque poutre a une longueur de 33 m.

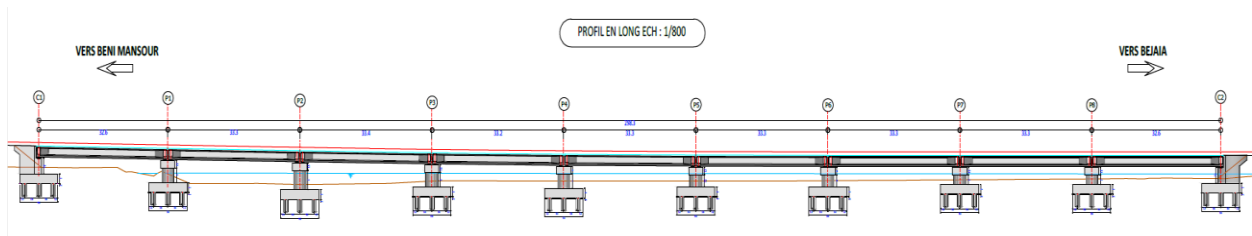


Figure II.2 : Coupe longitudinale de la variante 1

➤ **Implantations des appuis :**

Pile / culée	Pk	Pile / culée	Pk
C1	37+303.29	P6	37+502.43
P1	37+335.85	P7	37+535.74
P2	37+369.16	P8	37+569.04
P3	37+402.48	C2	37+601.60
P4	37+435.79		
P5	37+469.11		

II.2.3.1. Conception transversale de la variante :

Ci-dessous un tableau qui représente la conception de section transversale de la poutre :

Tableau II.1: Conception transversale

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'entraxe entre les poutres	$0.9 \text{ m} \leq d \leq 1.5 \text{ m}$	1.26 m
Nombre des poutres	$N = (L_a / d) + 1$	N = 9 poutres
La hauteur de la poutre	$L/20 \leq h_t \leq L/16$	$h_t = 2 \text{ m}$
La largeur de la table	Pour éviter le risque de déversement ($b \geq 1.05$)	$b = 1.2 \text{ m}$
L'épaisseur de la table	$12 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	$e_t = 13 \text{ cm}$
La largeur de talon	$0.6 \text{ m} \leq b_{\text{talon}} \leq 0.9 \text{ m}$	$b_{\text{talon}} = 0.8 \text{ m}$
L'épaisseur de l'âme	Mi-travée : $E_a \geq 14 + \phi \text{ (cm)}$ avec : $\phi = 8 \text{ cm}$	$E_a = 25 \text{ cm}$
L'épaisseur de talon	$10 \text{ cm} \leq e_{\text{talon}} \leq 40 \text{ cm}$	0.35 m
Épaisseur de l'hourdis	$20 \text{ cm} \leq e_{\text{hourdis}} \leq 30 \text{ cm}$	0.30 m
Entretoise d'about	/	$0.8 \times 1.45 \text{ m}^2$

II.3.3.1. Conception de l'infrastructure :

➤ Prédimensionnement des piles et chevêtres et semelles / guide SETRA :

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles et chevêtres et semelles pour cette variante :

Tableau II.2 : Choix et dimensions des piles et chevêtre et semelle retenue.

Elément		valeur / Description		Figure
Pile voile		longueur	3	COUPE LONG SUR PILE ECH : 1/150
		largeur	1.4	
Chevêtre		1.5×3.6×12.2		
Fondation	Type	profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.2\text{m}$		
	Dimension de semelle	13.2×9.6×2 (m×m×m)		

➤ Prédimensionnement des culées et chevêtres et semelles / guide SETRA

Tableau II.3: Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Éléments	Dimensions (m)	Figure
Mur frontal	Hauteur : 3.2 Longueur : 12.2 Épaisseur : 1.8	
Mur en retour	Épaisseur : 0.7	
Mur garde grève	Hauteur : 2.6 Épaisseur : 0.3	
Semelles	Largeur : 9.6 Longueur : 13.20 Hauteur : 2	
Pieux	Diamètre : 1.20	

II.2.3. variante 2 : « Pont caissons en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Un pont à voussoirs est un ouvrage en béton ou en pierre construit par assemblage progressif de segments appelés voussoirs. La réalisation se fait en encorbellement, sans recours à des cintres ni à des échafaudages au sol, en avançant tronçon par tronçon. Chaque nouveau voussoir est relié aux précédents grâce à la mise en tension de câbles de précontrainte, assurant ainsi la stabilité de l'ensemble et formant une structure autoporteuse. Les voussoirs peuvent être réalisés sur place ou préfabriqués, selon les moyens techniques disponible.

II.1.3.2. Conception longitudinale de la variante :

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir de hauteur constante avec cinq travées principales de 48 m et deux travées de rive de 29 m , la longueur totale du pont sera donc de 298.3m « PK 37+303.29 au PK 37+601.6 ».

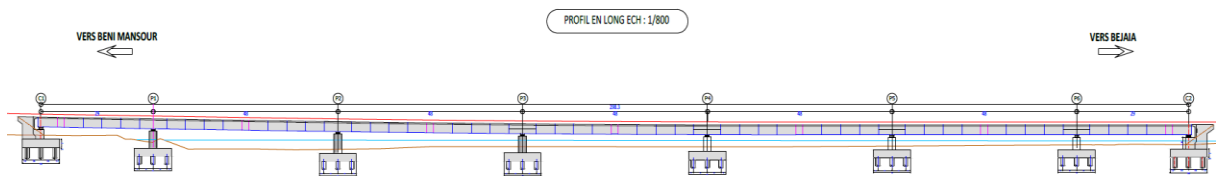


Figure II.3: Coupe longitudinale de la variante 2

➤ Découpage des voussoirs

Pont voussoirs préfabriqué, tout en tenant compte les moyens de réalisation.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 4.9 m de longueur, des voussoirs sur pile de 7 m et des voussoirs de clavage de 1.6 m, ce qui nous donne :

- 48 voussoirs courants.
- 6 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 7 voussoirs de clavage

II.2.3.2. conception transversale de la variante :

Notre ouvrage constitue d'un tablier de largeur de 12.8m inférieur a 20m. Donc on peut choisir les caissons à section ferme c'est la solution idéale la plus économique et esthétique.

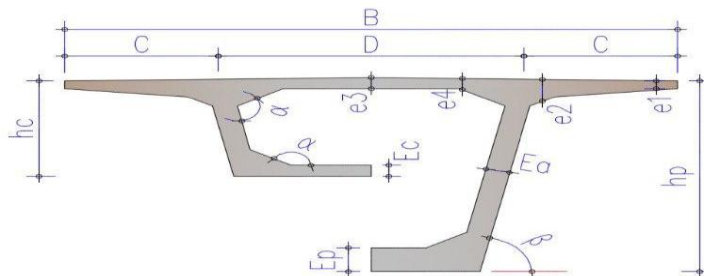


Figure II.4: coupe transversale de la variante

➤ **Prédimensionnement de la section transversale :**

En utilisant le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir $h_p=h_c$	$L/16 \leq h \leq L/14$	2.4 m
Largeur du voussoir	B	1234 cm
C	$B/4$	308.5 cm
D	$B - 2C$	617 cm
E_1	$E_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
E_2	$C/7 \leq E_2 \leq C/8$	50 cm
E_3	$E_3 \geq E_2 - 10 \text{ cm}$ et $E_3 \geq 1.5 E_4$	30 cm
E_4	$D/30 \leq E_4 \leq D/25$	30 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	15%
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	35 cm
$E_p = E_c$	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	30 cm
Gousset supérieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°

II.3.3.2. conception de l'infrastructure :

➤ Prédimensionnement des piles / guide SETRA :

Tableau II.4 : Choix et dimensions de la pile retenue

Élément		Valeur / Description	Figure
Chevêtre		5.8 x 6 x 2 (m x m x m)	
Section		Pile voile	
		Largeur total 6 m Largeur vide 4,4 m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13.2 x 9.6 x 2 (m x m x m)	

➤ Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA :

Tableau II.5 : récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Éléments	Paramètres	Dimensions (m)	Figure
Mur frontal	Hauteur	2,4	
	Longueur	12,2	
	Épaisseur	2,2	
Mur en retour	Épaisseur	0,6	
Mur garde-grève	Hauteur	3	
	Épaisseur	0,45	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,2	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1,2	

II.3.3. La variante 3 : « Pont Mixte à Bi -poutres »

Un pont mixte à bipoutres est un ouvrage associant l'acier et le béton, dans lequel le tablier est supporté par deux poutres métalliques longitudinales. Cette configuration exploite à la fois la résistance et la ductilité de l'acier, ainsi que la rigidité du béton, permettant d'obtenir une structure à la fois légère, efficace et économiquement optimisée. Les poutres métalliques constituent les éléments porteurs principaux, tandis que le tablier en béton assure une répartition homogène des charges. L'interaction entre les deux matériaux est assurée par des goudjons de cisaillement, garantissant un comportement solidaire de l'ensemble. Ce type de pont est largement utilisé pour les ouvrages routiers et ferroviaires, en particulier pour les viaducs et les portées moyennes, en raison de sa rapidité de mise en œuvre et de sa bonne durabilité face aux sollicitations du trafic.

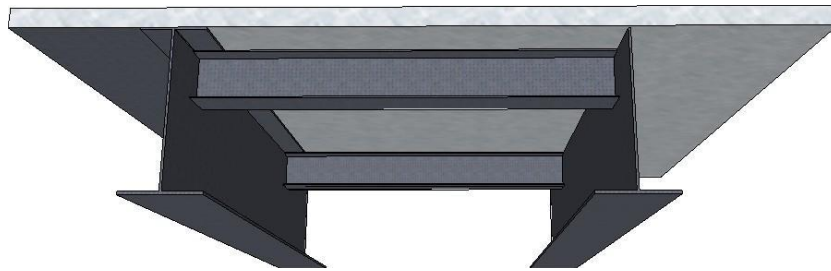


Figure II.5 : Pont mixte bipoutres

Les ponts mixtes sont généralement dimensionnés pour des portées atteignant environ 110 à 120 mètres dans le cas de structures à travées continues, et de l'ordre de 80 à 90 mètres pour des travées indépendantes. Au-delà de ces longueurs, d'autres solutions constructives s'avèrent souvent plus pertinentes du point de vue économique.

II.1.3.3. conception longitudinale de la variante :

Ce type est pour une longueur de travée que ne dépasse pas 120 m donc sur toute la longueur de l'ouvrage on le décompose en 05 travées principale de 65 m de longueur et 02 travées de rives de 52m de longueur.



Figure II.6 : coupe longitudinale

II.2.3.3. conception transversale de la variante :

L'optimisation de la conception du tablier peut être assurée par l'adoption d'une structure constituée de deux poutres longitudinales, reliées entre elles par des entretoises. Les deux poutres principales sont disposées avec un entraxe de 7 mètres, tandis que le tablier présente un débord de 2,5 mètres de part et d'autre.

Ci-après est donnée une représentation schématique du profil en travers d'un pont bipoutre équipé d'entretoises.

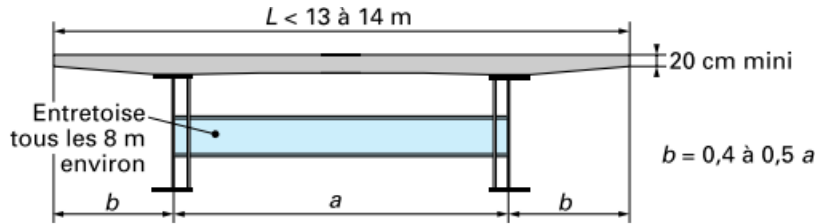


Figure II.7 : Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise

II.3.3.3. conception de poutre principales :

Les poutres principales sont des éléments en acier assemblés sous forme de profilés en I soudés en usine. Le tableau ci-dessous résume, le pré dimensionnement de différentes sections de la poutre :

Élément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armée au droit des poutres	$0,13+(L_T-L/25)$	320
Épaisseur de la dalle en Béton armée au centre du tablier	$0,12+(L/50)$	300
Hauteur sur pile	$20L \leq H \leq 16L$	2500
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times H$	30
Épaisseur semelle supérieure	$20 < t_s < 150$	40
Largeur semelle inférieure	$500 \text{ mm} < b_i < 1200$	950
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} < b_s < 1000 \text{ mm}$	750
Épaisseur de la semelle inf	$20 < t_s < 150$	50

II.4.3.3. Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I qui relient deux poutres principales. Leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux. Pour le prédimensionnement, on peut envisager l'utilisation d'un IPE 600 avec un espacement d'environ de 8 mètres. Leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Élément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise h_{pp}	600
Largeur de la semelle b_{pp}	200
Épaisseur de la semelle t_{pp}	17
Épaisseur de l'âme t_{w-pp}	17

➤ Choix de la nuance d'acier :

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

II.5.3.3. Conception de l'infrastructures (pile / culée) :

➤ Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau II.6: Choix et dimensions de la pile retenue

Élément	Valeur / Description	Figure
Largeur	2 m	COUPE LONG SUR PILE ECH : 1/150
Longueur	10,4 m	
Forme	Voile plein	
Type de Fondation	Profonde sur 12 pieux $\Phi=1,20$ m	
Dimensions semelle (m×m×m)	13,2×9.6×2	

➤ Prédimensionnement des culée remblayées / guide SETRA :

Tableau II.7: Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Éléments	Dimensions (m)	Valeurs	Figure
Mur frontal	Hauteur	2.2	COUPE LONG SUR CULEE ECH : 1/150
	Longueur	12,2	
	Épaisseur	2	
Mur en retour	Épaisseur	0,6	
Mur garde-grève	Hauteur	3,3	
	Épaisseur	0,45	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	13,2	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1,2	

II.4. ANALYSE MULTICRITERES :

L'analyse multicritères constitue une méthode d'évaluation des différentes solutions de conception du pont, en intégrant plusieurs paramètres déterminants. Parmi ces critères figurent les considérations économiques, les contraintes techniques, les exigences de maintenance, l'aspect esthétique ainsi que la complexité de réalisation. L'objectif est de comparer les variantes possibles afin de retenir la solution la mieux adaptée aux exigences du projet.

II.1.4. L'exécution(/6) :

- **Pont a poutre en béton précontraint (Post-tension) :** La mise en œuvre de cette variante ne requiert pas de moyens de levage exceptionnels, à l'exception des phases de préfabrication des poutres en moules spécifiques, ainsi que les opérations de transport logistique et de pose sur site.
- **Pont mixte (Bi-poutres) :** Cette solution offre une grande simplicité de pose des poutres métalliques. Elle exige toutefois un contrôle rigoureux et une grande précision lors de la fabrication en usine ainsi que durant l'assemblage sur site pour garantir la conformité structurelle.
- **Pont en béton précontraint a encorbellements successifs :** Ce mode constructif est le plus exigeant techniquement. Il nécessite un matériel lourd et spécifique (équipages mobiles) pour le coulage en place des voussoirs. Une attention particulière doit être portée à la stabilité du "fléau" durant toutes les phases de construction.

II.2.4. L'entretien (/4 points) :

- **Pont a poutre en béton précontraint (Post-tension) ::** La maintenance est réduite et se limite principalement aux équipements (joints, étanchéité). Les interventions majeures concernent le vérinage du tablier pour le remplacement des appareils d'appuis ou les inspections liées aux vibrations induites par le trafic ferroviaire.
- **Pont mixte (Bi-poutres):** Le principal inconvénient réside dans la vulnérabilité de l'acier à la corrosion atmosphérique. Ce facteur impose un entretien périodique, bien que l'application de peintures de protection à haute performance permette aujourd'hui de limiter considérablement les phénomènes d'oxydation.
- **Pont en béton précontraint a encorbellements successifs :** À l'instar du pont à poutres, l'entretien est minimal et se concentre essentiellement sur le suivi des équipements de l'ouvrage.

II.3.4. L'esthétique (/5 points) :

Les deux premières variantes présentent une silhouette classique qui s'intègre de manière satisfaisante dans l'environnement. Toutefois, la variante en **Béton Précontraint à Encorbellements Successifs** se distingue par une ligne architecturale plus élégante et élancée, apportant une réelle plus-value esthétique à l'ouvrage.

II.4.4. L'économie (/5 points) :

L'analyse financière révèle des disparités significatives entre les trois solutions envisagées :

- **Pont a poutre en béton précontraint (Post-tension) :** Cette variante s'impose comme la solution la **moins coûteuse**. Son attractivité économique s'explique par une mise en œuvre standardisée, l'utilisation

de coffrages réutilisables et des besoins en matériel de levage conventionnels, ce qui permet de maîtriser l'enveloppe budgétaire globale.

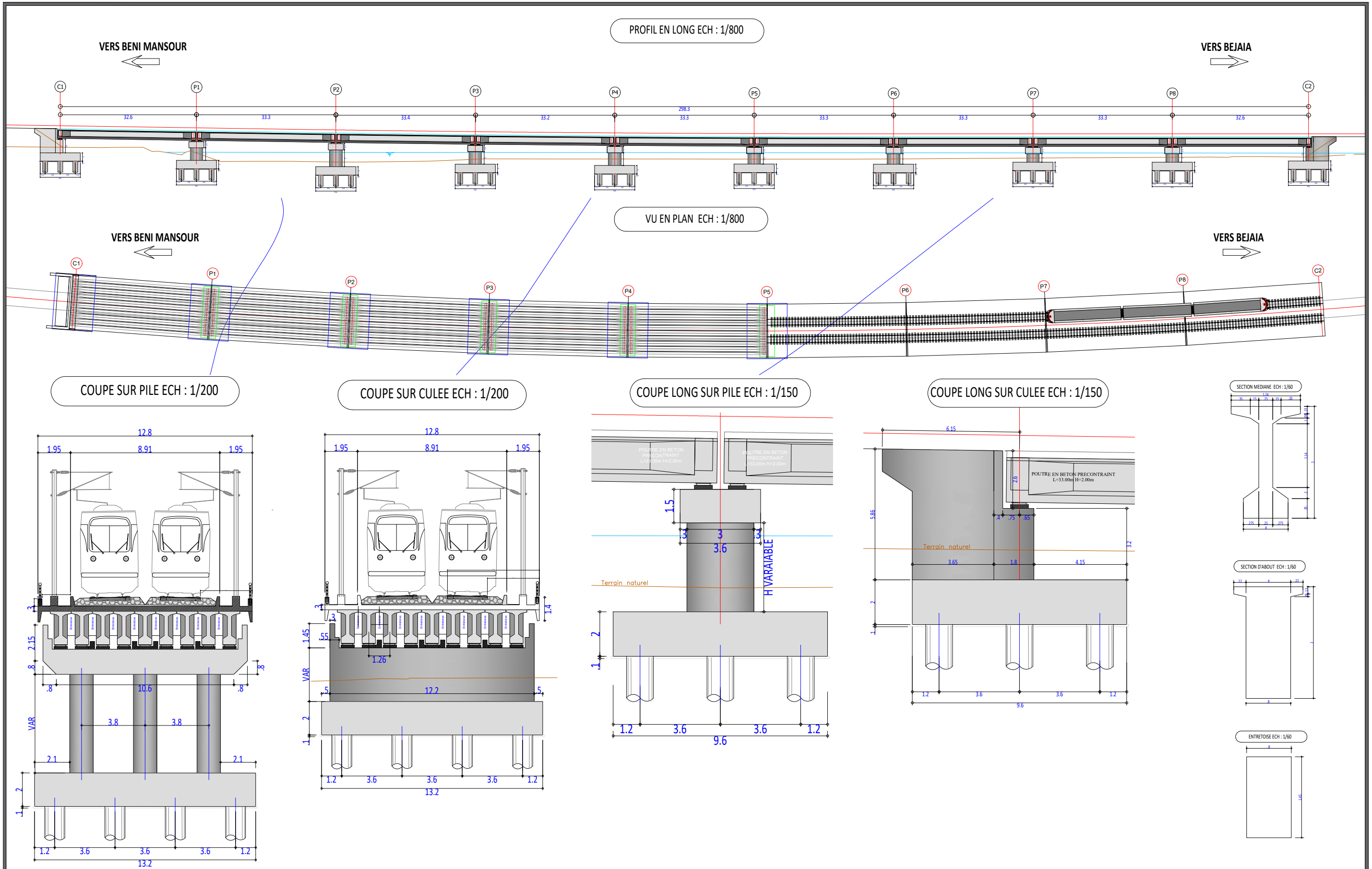
- **Pont mixte (Bi-poutres) :** Cette solution présente un coût intermédiaire. Si la structure métallique est onéreuse à l'achat, elle permet de réaliser des économies sur les fondations (grâce à sa légèreté) et sur la durée du chantier.
- **Pont en béton précontraint a encorbellements successifs :** À l'inverse, cette méthode s'avère être la **plus onéreuse**. Le coût élevé est directement lié à la complexité technologique, à l'amortissement du matériel spécifique (équipages mobiles) et à la main-d'œuvre hautement qualifiée nécessaire pour assurer le suivi des phases de construction.

Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes.

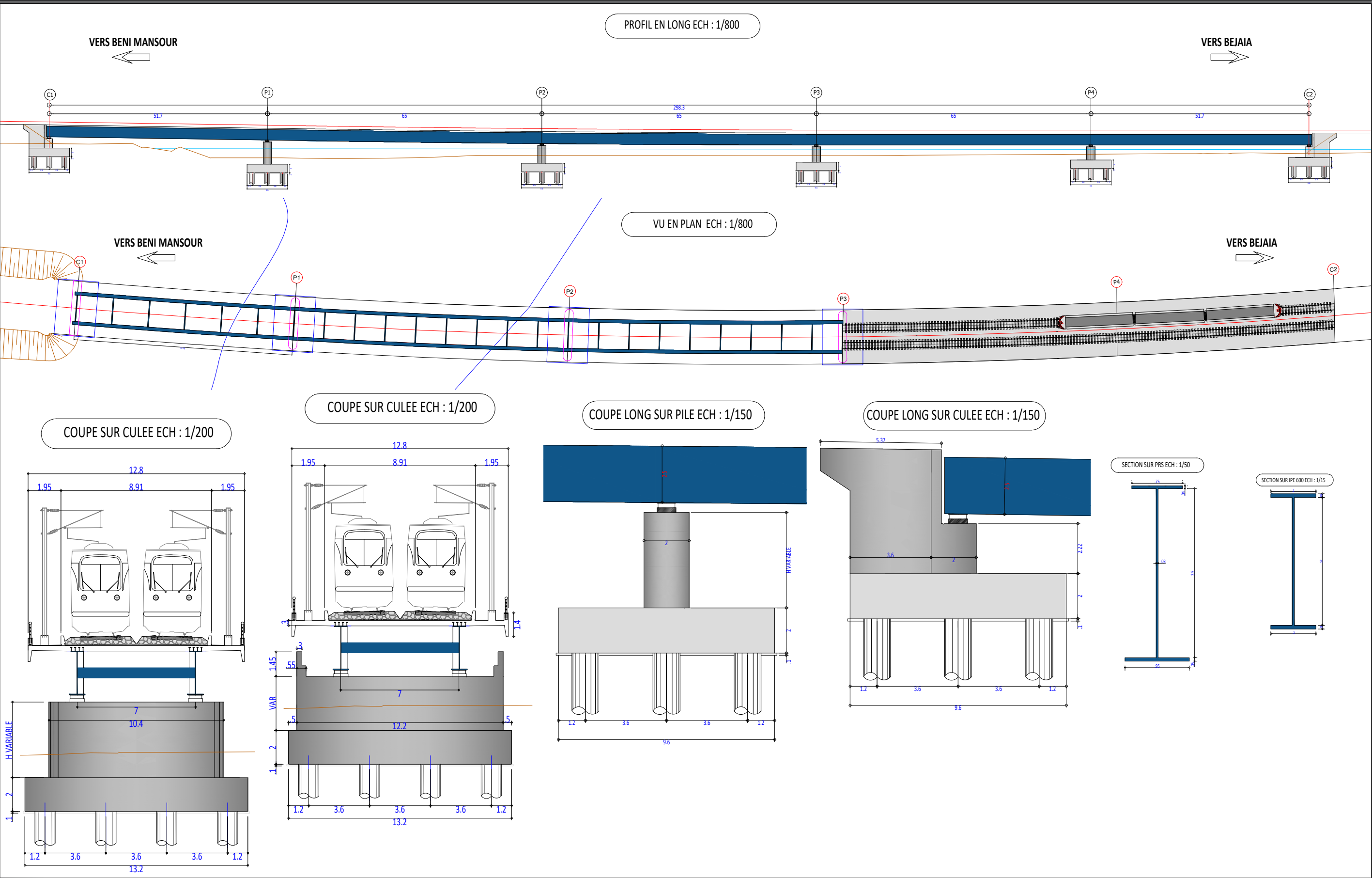
CRITERE		VARIANTE 1	VARIANTE 2	VARIANTE 3
Exécution		6/6	2/6	2/6
Esthétique		3/5	5/5	2/5
Entretien		3/4	2/4	4/4
Economie		3/5	4/5	3/5
COUT	S (m ²)	3891.6	3864.7	3869.4
	PU (DA/m ²)	420 000	350 000	450 000
	Prix Total	1 634 472 000	1 352 645 000	1 741 230 000
Note totale		15/20	13/20	11/20

II.5. CONCLUSION :

Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on opte à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.



 ENSTP المدرسة الوطنية العليا للدراسات والبحوث Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	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	REALISER PAR	CHAPITRE II	VARIANTE 01	N° PLANCHE	ANNEE UNIVERSITAIRE
		Conception et Etude de viaduc Ferroviaire du PK37+303.29 Au PK37+601.30 Ligne BENI MANSOUR-BEJAIA	SMAIL Youcef GHOUGHIA Abdeldjalil	Conception de l'ouvrage	PONT À POUTRES PRÉCONTRAINTES DE TYPE VIPP	1 / 1	2025 / 2026



 ENSTP المدرسة الوطنية العليا للدراسات المعمارية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger Fax : (023) 70 19 38 Tel : (023) 70 19 04	Site web : www.enstp.edu.dz E-mail : enstp@enstp.edu.dz	PROJET DE FIN D'ETUDES		REALISER PAR	CHAPITRE II	VARIANTE 01	N° PLANCHE	ANNEE UNIVERSITAIRE
			Conception et Etude de viaduc Ferroviaire du PK37+303.29 Au PK37+601.30 Ligne BENI MANSOUR-BEJAIA		SMAIL Youcef GHOUGHA Abdeldjalil	Conception de l'ouvrage	PONT MIXTE A BI-POUTRES	1 / 1	2025 / 2026

CHAPITRE III : HYPOTHSE DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer et de reconnaître tous les matériaux utilisés pour la réalisation de cette structure. Il mettra aussi en évidence leurs caractéristiques mécaniques, ainsi que les normes et les règles de calcul pertinentes.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCULE :

- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limite.
- **Règles B.P.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte, suivant la méthode des états limites.
- **Eurocode 1** : actions sur les ponts dues au trafic.
- **Eurocode 2** : calcul des structures en béton : partie 2 : pont en béton.
- **RPOA 2008** : règles parasismique applicables au domaine d'ouvrage d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations de génie civil.
- **Fiche UIC 774-1** : recommandations pour le dimensionnement des pont-rail en béton armé et précontrainte à la fatigue.
- **Fiche UIC 774-2** : répartitions des charges d'essieu dans le cas des ponts rails ballastés.
- **Fiche UIC 776-1** : charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails.
- **SNCF : livret 2.01** : conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal, mixte.
- **Guide SETRA** : (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Selon les normes BAEL 91 révisée 99 et BPEL 91 révisée 99, les caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint sont déterminées. Ces matériaux sont :

- Le béton.
- Les armatures de précontrainte.
- Les armatures passives.

III.1.3. Le béton :

III.1.3.1. Caractéristiques du béton :

Tableau III.1 : Caractéristiques du béton.

Partie d'ouvrage	Classe de résistance	Teneur minimal en ciment (kg/m ³)
Poutres + Hourdis	C40/50	350
Infrastructures	C30/37	330
Autres élément non porteur	C25/30	300

III.2.3.1. Résistance à la compression :

Généralement, la caractéristique d'un béton est déterminée par sa capacité de résistance à la compression à 28 jours, ce que l'on appelle la « valeur caractéristique requise ». On établit cette résistance par le biais d'essais de compression simples effectués sur des échantillons cylindriques.

- Pour la superstructure : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$.
- Pour l'infrastructure : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

Pour un béton ayant moins de 'j' jours ($j \leq 28$), on se réfère aux équations ci-dessous :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa :} \quad f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa :} \quad f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$$

III.3.3.1. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton au bout de « j » jours, désignée par f_{tj} , est définie par la relation suivante :

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

$$\text{Pour la superstructure :} \quad f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour l'infrastructure :} \quad f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

III.4.3.1. Déformation instantanée de béton :

Selon les règles du BPEL, le module de déformation instantanée du béton est défini par les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures et à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour j = 28 jours :

- $E_{ij} = 37\,619.47 \text{ MPa}$; pour la superstructure.
- $E_{ij} = 34\,179.56 \text{ MPa}$; pour l'infrastructure.

III.5.3.1. Module de déformation différée :

Le retrait et le fluage constituent les principales déformations du béton. L'évaluation du module de déformation différée du béton, associé à des charges imposées sur une période étendue (réglementairement au-delà de 24 heures), est effectuée à l'âge de (j) jours comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

pour j = 28 jours

$$E_{v28} = 12\,653.82 \text{ MPa} ; \text{ pour la superstructure.}$$

$$E_{v28} = 11\,496.76 \text{ MPa} ; \text{ pour l'infrastructure.}$$

III.6.3.1. Déformation transversale de béton :

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

E : module de Young.

ν : coefficient de Poisson.

- $\nu = 0.2$: pour une zone non fissurée.
- $\nu = 0$: pour une zone fissurée.

III.7.3.1. Contraintes de calcul à l'état limite ultime :

Le diagramme ci-dessous est universellement applicable. Il se compose d'un arc de parabole du second degré, prolongé à son sommet par un palier horizontal dont l'ordonnée a pour valeur de :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (Mpa)}$$

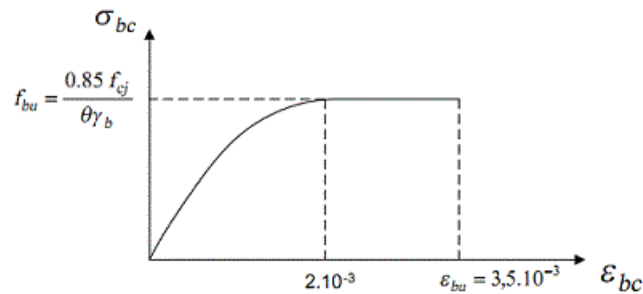


Figure III.1 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Le coefficient θ est fixé à :

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

Le coefficient γ_b est fixé à :

- $\gamma_b = 1,5$ situation transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1,5$ situation durable.

Tableau III.2 : Contraintes dans le béton à l'ELU.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.67	17
		$\theta = 1$		
		$\gamma_b = 1.15$	34.78	26.09
		$\theta = 0.85$		

III.8.3.1. Contraintes de calcul à l'état limite de service :

La contrainte de compression à l'ELS du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau III.3 : Contraintes dans le béton à l'ELS.

Etat	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELS	σ_{bc} (MPa)	24	18

Un récapitulatif sur les propriétés mécaniques du béton utilisé est donné dans le tableau ci-après :

Tableau III.4 : Les propriétés mécaniques du béton.

		Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)		40	30
f_{t28} (MPa)		3	2.4
ELU f_{bu} (MPa)	Durable	22.67	17
	Accidentelle	34.78	26.09
ELS σ_{bc} (MPa)		24	18
Type de ciment		CPA 42.5	CPA 42.5
E_{ij} (MPa)		37 619.47	34 179.56
E_{vj} (MPa)		12 653.82	11 496.76

III.9.3.1. Classe de vérification :

Aux états limites de service ; en situation d'exploitation ; les ponts-rails doivent être vérifiés en **classe I** [Livret 2.01]. Dans cette classe, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section.

III.2.3. Les aciers :

Les aciers utilisés dans la construction du béton précontraint se divisent en deux catégories :

- **Aciers passifs** : Ils contribuent à la reprise des efforts tranchants et à la limitation des fissures.
- **Aciers actifs** : Ils sont spécifiquement employés pour assurer la précontrainte du béton.

III.1.3.2. Aciers passifs :

Dans ce projet, nous adopterons une nuance d'acier de type FeE500 à Haute Adhérence (HA), présentant les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa.
- Module de déformation élastique : $E = 2 \times 10^5$ MPa.

➤ **Contrainte de l'acier à l'ELU :**

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

- $\gamma_s = 1.15$: Combinaison fondamentale.
- $\gamma_s = 1$: Combinaison accidentelle.

Tableau III.5 : Contrainte de l'acier à l'ELU.

Contrainte	Combinaison	
	Fondamentale	Accidentelle
f_{su} (MPa)	434.78	500

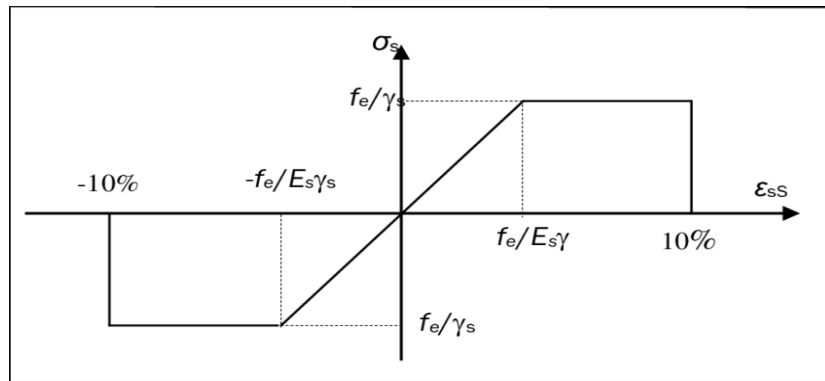


Figure III.2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

➤ **Contrainte d'acier à l'ELS :**

Tableau III.6 : Contraintes de l'acier à l'ELS.

Fissurations	Contraint limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise		
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.5f_e ; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\}$	250 MPa	250 MPa
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4f_e ; 88\sqrt{1.6f_{tj}}\}$	200 MPa	200 MPa

III.2.3.2. Armatures actives :

On présente toutes les caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte utilisés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du système de précontrainte.

On utilise des torons	T15 super TBR	
Contrainte limite élastique	F _{peg} =	1640 MPa
Contrainte de rupture garantie	F _{prg} =	1860 MPa
Module d'élasticité	E =	195 000MPa
Section 1T15s	1T15s =	150 mm ²
Section 12T15s	12T15s =	1800 mm ²
Contrainte maximale à l'origine	σ ₀ =	1 488 MPa
Force maximale 1T15s	P ₀ =	223.2 KN
Force maximale 12T15s	P ₀ =	2678.4 KN
Diamètre intérieur de la gaine	Φ _i =	80 mm
Diamètre extérieur de la gaine	Φ _e =	85 mm
Recul d'ancrage au relâchement du vérin (ancrage Freyssinet)	g =	6 mm
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	f =	0.18 rad ⁻¹
Coefficient de frottement (gaine - câble)	φ =	2 m ⁻¹
Relaxation à 1000 heures	ρ ₁₀₀₀ =	2.50 %
Coefficient (Armature TBR)	μ ₀ =	0.43

III.4. PROGRAMME DE CHARGES FERROVIAIRES SELON L'UIC 776-1

Puis présenter les charges sous forme de points :

- **Modèle de charge LM71**
- Modèle de charge de référence pour le dimensionnement des ponts ferroviaires.
- Composé de quatre charges concentrées :

$$Q_k = 250 \text{ kN}$$

- Espacement entre essieux :

$$d = 1.60 \text{ m}$$

- Charge uniformément répartie :

$$q_k = 80 \text{ kN/m}$$

- Utilisé pour le calcul des moments fléchissant, efforts tranchants et réactions d'appui

III.5. CHARGEMENT SW/2 SELON L'UIC 776-1

Le modèle de charge **SW/2** est un chargement ferroviaire conventionnel défini par l'UIC pour représenter le passage de convois de marchandises particulièrement lourds. Il est principalement utilisé

pour les ponts ferroviaires de grande portée, où les effets des charges réparties deviennent plus défavorables que ceux du modèle LM71.

Le chargement SW/2 est constitué d'une **charge uniformément répartie** appliquée sur la longueur chargée de la voie :

$$q = 150 \text{ kN/m}$$

Cette charge est appliquée de manière à produire les sollicitations les plus défavorables dans l'ouvrage.

III.6. LIMITATION DES DEPLACEMENTS ET DES FLECHES SELON L'UIC 776-2 (V = 160 KM/H) :

- **Limitation de la flèche verticale du tablier :**

$$f_{max} \leq \frac{L}{1000}$$

où :

f_{max} : flèche maximale du tablier ;

L : portée de la travée.

- **Déplacement longitudinal du tablier sous charges d'exploitation :**

$$\delta_L \leq 10 \text{ mm}$$

- **Déplacement longitudinal sous efforts de freinage et d'accélération :**

$$\delta_L \leq 5 \text{ mm}$$

- **Déplacement vertical aux extrémités du tablier :**

$$\delta_V \leq 3 \text{ mm}$$

- **Distorsion de la voie pour une vitesse de 160 km/h :**

$$t \leq 3 \text{ mm/3m}$$

Où :

- t : variation locale de la géométrie de la voie.

- **Vérification dynamique :**

$$a_v \leq a_{adm}$$

Où :

- a_v : accélération verticale du tablier ;
- a_{adm} : accélération admissible fixée par l'UIC.

III.7. CONCLUSION :

Ce chapitre présente les hypothèses de base ainsi que la sélection des caractéristiques des matériaux, qui seront utilisées dans les calculs ultérieurs, en particulier pour l'évaluation des charges et surcharges abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

IV.1. INTRODUCTION :

Les ponts ferroviaires doivent résister à des charges dynamiques et statiques significatives associées au passage des trains et aux conditions environnementales. Un examen approfondi de ces forces est indispensable pour garantir leur pérennité, leur protection et leur fonctionnement optimal.

Il existe deux catégories de charges appliquées à un pont : les charges non liées au trafic et les charges résultant du trafic. Il est crucial d'évaluer correctement ces charges et de les intégrer dans un modèle de calcul approprié pour déterminer précisément les efforts internes et les déplacements.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES HORS TRAFIC :

IV.1.2. charges permanentes :

Pour le calcul des charges permanentes, nous utilisons les valeurs des charges usuelles mentionnées dans le tableau au-dessous :

Tableau IV.1 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité [KN/m ³]	Poids linéaire [KN/ml]	Poids ccp [KN] Tablier 33 m
Rail UIC 60		1.2×2	79.2
Traverse bi-bloc		4.2×2	277.2
Corniches	25	2.5×2	165
Muret ballast	25	0.1254×2	206.9
Caténaires		2.4	79.2
Gard corps		2×2	132
Ballast	20	0.55×20	363
Etanchéité	25	$0.08 \times 8.91 \times 25$	588
$\Sigma = 1890.5 \text{ KN}$			

Tableau IV.2 : Poids propre du tablier.

Section	Densité [KN/m ³]	Surface [m ²]	Poids linéaire [KN/ml]	Longueur [m]	Nombre	Poids propre [KN] Tablier 33 m
About	25	1.67	41.75	2	9	751.5
Médiane	25	0.9421	23.55	27	9	5722.65
intermédiaire	25	1.283	32.075	4	9	1154.7
Hourdis	25	3.84	96	33	1	3168
Entretoise	25	1.16	29	12.8	2	742.4
$\Sigma = 10\,797.25 \text{ KN}$						

Tableau IV.3 : Poids total permanent du tablier.

GPP (KN)	10 797.25 KN
GCCP (KN)	1890.5 KN
G (KN)	12 687.75 KN

IV.2.2. charges thermique :

Selon le tableau 3.2 du R.C.P.R, notre structure est classée comme type 3 (tablier en béton). Pour cette structure, on tolère une fluctuation de température de $\pm 7^{\circ}\text{C}$ en phase opérationnelle et de $\pm 12^{\circ}\text{C}$ lors de la construction, à la suite d'un réchauffement ou un refroidissement unilatéral temporaire.

IV.3.2. Action due au vent :

Il s'agit d'une pression horizontale statique exercée sur la surface du tablier, avec une valeur de calcul de **2,00 kN/m²**.

IV.3. EVALUATION DES CHARGE DUES AU TRAFFIC :

IV.1.3. présentation du trafic ferroviaire :

Le trafic ferroviaire regroupe l'ensemble des activités liées à la circulation des trains et des convois, en prenant en compte des paramètres tels que les charges, l'espacement des essieux et les vitesses. Pour évaluer les effets maximaux sur l'ouvrage, quatre schémas de charge sont utilisés :

- **Schéma 71** : Représente le trafic normal sur les lignes principales.
- **Modèle SW/0** : Spécifique aux ponts continus. (Ce n'est pas notre cas).
- **Modèle SW/2** : Adapté aux charges lourdes.
- **Modèle "Train à vide"** : Évalue l'impact des trains circulant sans charge.

IV.2.3. Charges ferroviaires :

Selon Eurocode 1 Partie 2 et CODE UIC 776-1, pour notre cas, on définit 3 schémas de charge UIC 71, SW/2 et train à vide.

IV.1.3.2. Modèle de charges 71 :

Le modèle de charges 71 représente de manière conventionnelle l'effet statique des sollicitations verticales générées par le trafic ferroviaire courant. La configuration de ce modèle, ainsi que les valeurs caractéristiques des charges associées, sont illustrées à la **Figure VI.1**.

NB : Selon le guide UIC 776-1, les charges verticales doivent être majorées par un coefficient α afin d'adapter le modèle aux conditions réelles du trafic ferroviaire. Les valeurs possibles de ce coefficient sont : 0,75 ; 0,83 ; 0,91 ; 1,00 ; 1,10 ; 1,21 ; 1,33 et 1,46.

Dans le cadre du présent projet, la valeur retenue est : **$\alpha = 1$**

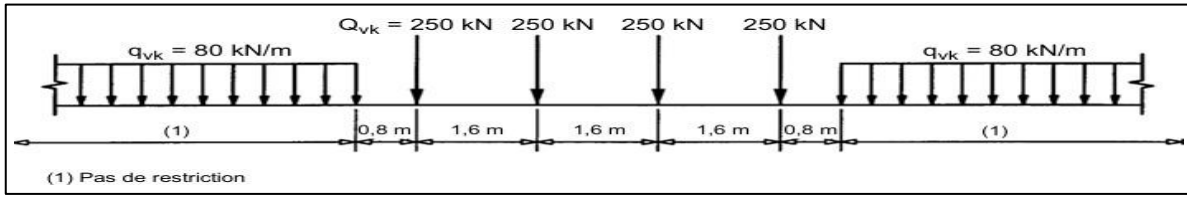


Figure IV.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

IV.2.3.2. Schéma des charges SW/0 et SW/2 :

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique d'un chargement vertical dû à un trafic ferroviaire normal, notamment appliqué aux poutres continues. Quant au modèle SW/2, il traduit l'effet statique des charges verticales engendrées par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition de ces charges est conforme au schéma présenté à la **Figure IV.2**, tandis que leurs valeurs caractéristiques sont précisées dans le **Tableau IV.4**.

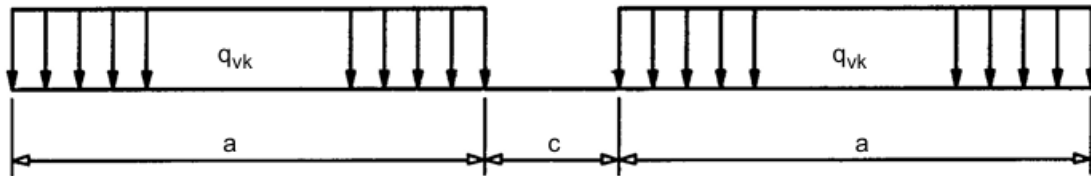


Figure IV.2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2.

NB : Étant donné que le pont étudié est à poutres isostatiques (sans moments aux appuis), seul le modèle SW/2 sera retenu dans cette étude.

Tableau IV.4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour le modèle SW/2.

Modèle de charges	q_{vk} [kN/ml]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25.0	7.0

IV.3.3.2. Modèle de charges "Train à vide":

Pour certaines vérifications spécifiques, un modèle de charges particulier appelé "Train à vide" est utilisé. Il se compose d'une charge verticale uniformément répartie avec une valeur caractéristique de 10,0 kN/ml.

NB : le schéma "Train à vide" n'est pris en compte que pour le calcul des structures sup portant une voie unique, donc cette charge n'est pas prise en considération.

IV.3.3. Les actions due 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 leur longueur d'influence, en fonction de l'élément de structure étudié. La direction de ces forces doit correspondre au sens de circulation autorisé sur chaque voie.

IV.1.3.3. Force de traction :

Selon le guide UIC 776-1, la force de traction caractéristique Q_{lak} est calculée à l'aide de la formule:

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \times L_{ab} \leq 1000 \text{ kN}$$

Avec une longueur de travée $L=33$ m, cela donne :

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \times 33 \text{ m} = 1089 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} \quad (\text{pas satisfaite})$$

Puisque la valeur maximale autorisée par l'UIC 776-1 est de 1 000 kN, la charge linéaire de traction à retenir pour cette étude est :

$$Q_{lak} = \frac{1000 \text{ kN}}{33 \text{ m}} = 30.3 \text{ kN/m}$$

Ainsi, pour respecter les exigences du guide, la force de traction sera limitée à 30.3 kN/m, appliquée sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charge model 71 et SW/2.

IV.2.3.3. force de freinage :

➤ Pour les schémas de charges 71, SW/0 et HSLM :

La force de freinage Q_{lbk} est calculée à l'aide de la formule :

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m} \times L_{a,b} \leq 6000 \text{ kN}$$

Dans notre cas :

$$Q_{lbk} = 20 \times 33 = 660 \text{ kN} < 1000 \text{ kN} \quad (\text{Vérifié})$$

Donc, la valeur retenue pour la force de freinage des schémas de charge 71 est : **$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/ml}$**

➤ Pour les schémas de charges SW/2 :

La force de freinage Q_{lbk} est calculée à l'aide de la formule :

$$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/m} \times L_{a,b}$$

Dans notre cas :

$$Q_{lbk} = 35 \times 33 = 1155 \text{ kN}$$

Alors on prend pour SW/2 : **$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/ml}$** .

NB : Selon le guide UIC 776-1, La traction et le freinage peuvent être négligés pour le modèle de charges "train à vide".

IV.4.3. Effort de lacet :

L'effort de lacet est considéré comme une force concentrée qui agit horizontalement, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$. Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α . Alors la valeur de calcul est : $Q_{sk} = 121 \text{ kN}$.

IV.5.3. Forces centrifuges :

Selon le guide UIC 776-1, les forces centrifuges se développent vers l'extérieur des courbes et sont appliquées à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Elles doivent systématiquement être considérées en combinaison avec les charges verticales dues au trafic. Dans le cas présent, le tracé du viaduc ferroviaire comporte une courbe en plan au niveau de l'ouvrage. Par conséquent, les forces centrifuges associées aux modèles de charge Schéma 71 et SW/2 seront prises en compte et déterminées à l'aide des relations suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127 \times r} (fQ_{vk})$$
$$q_{tk} = \frac{v^2}{127 \times r} (fq_{vk})$$

Où :

- Q_{vk} , q_{vk} : charges verticales des modèles de charge Schéma 71 et SW/2

($Q_{LM71}=250$ kN, $q_{LM71}=80$ kN/m, $q_{SW2}=150$ kN/m)

- V : vitesse de projet maximale = 160 km/h
- r : rayon en plan maximale = 1850 m
- f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW2 (égal à 1 pour les autres cas)
- L_f : longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe = 33 m

$$f = 1 - \frac{1 - 120}{1000} \times \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right)$$

Après application numérique on trouve : $f = 1.57$

➤ **Schéma 71 :**

$$Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1850} (1.57 \times 250) = 42.76 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1850} (1.57 \times 80) = 13.68 \text{ kN}$$

➤ **Modèle SW/2 :**

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1850} (1.57 \times 150) = 25.65 \text{ kN}$$

IV.6.3. Action accidentelle :

IV.1.3.6. Déraillement :

Les deux situations accidentelles prévues par la norme EN 1991-2 seront prises en compte :

situation I : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés restant dans la zone de la voie sur le tablier du pont, retenus par le rail adjacent ou par un muret de retenue, mais les éléments structuraux principaux doivent conserver une résistance suffisante. Les charges de calcul par axe sont définies comme suit :

$$\alpha \times 1.4 \times LM71$$

$$Q_{a1d} = 0.7 \times 1.21 \times 250 = 211.75 \text{ kN}$$

$$q_{a1d} = 0.7 \times 1.21 \times 80 = 67.76 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

Situation II : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés étant en équilibre sur le bord du pont et sollicitant le bord de la superstructure, La stabilité globale du tablier doit être assurée. La charge considérée est répartie sur une longueur maximale de 20 m et a une valeur de :

$$q_{a2d} = \alpha \times 1.4 \times LM71$$

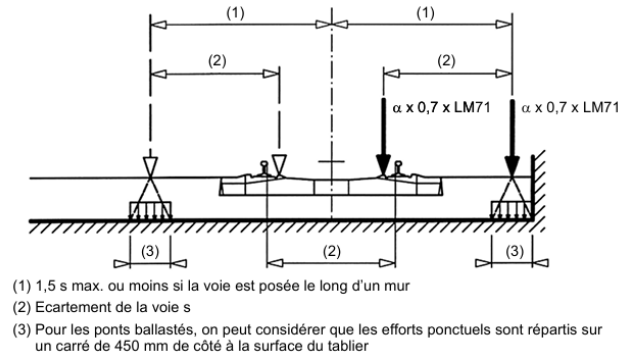


Figure IV.3 : Situation de projet I

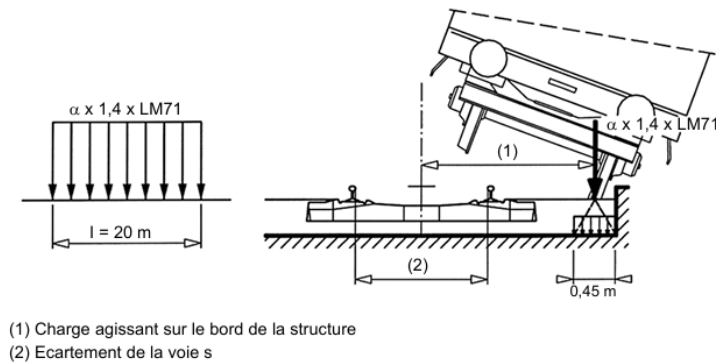


Figure IV.4 : situation du projet II

IV.7.3. Effet dynamique :

Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être pris en compte soit par une analyse dynamique, soit par une approche statique équivalente intégrant un coefficient de majoration dynamique destiné à amplifier les efforts et les déformations. Le choix entre ces deux méthodes analyse statique équivalente ou analyse dynamique détaillée est déterminé à partir de l'organigramme présenté à la **figure 6.9** de l'EN 1991-2.

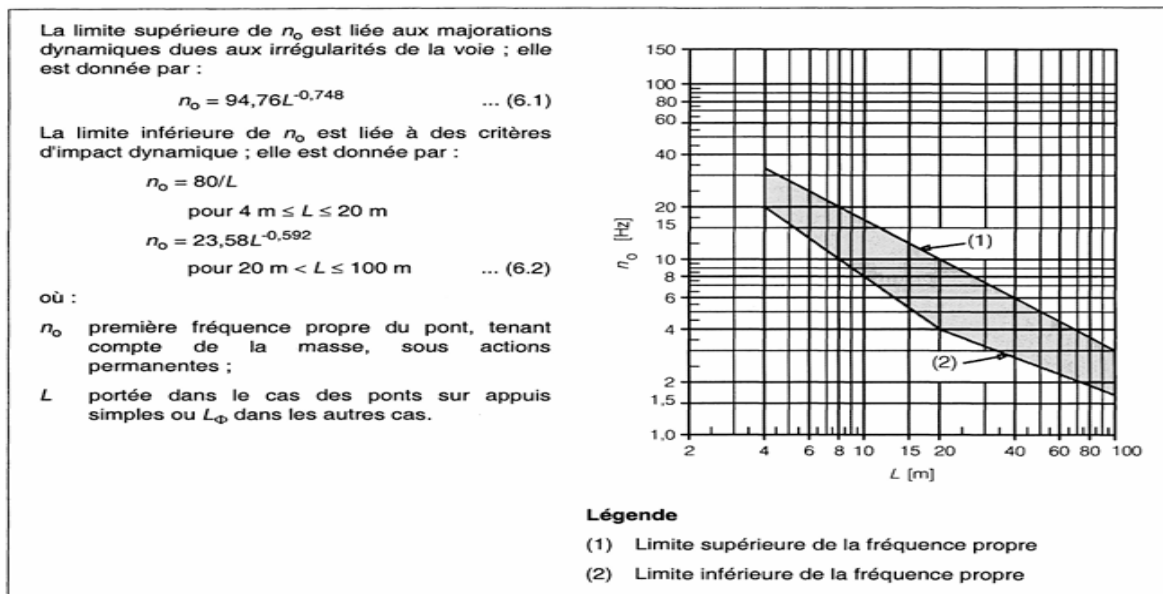


Figure IV.5 : Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2].

➤ **Limite supérieure de la fréquence propre :**

$n^0 = 94,76 L^{-0.748}$; Avec $L = 33 \text{ m}$, on obtient : $n^0 = 6,93 \text{ Hz}$

➤ **Limite inférieure de la fréquence propre :**

Pour $20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$; $n^0 = 23,58 L^{-0.592}$ On obtient alors : $n_0 = 2,97 \text{ Hz}$

➤ **Estimation de la fréquence propre n_0 de l'ouvrage :**

Selon l'EN 1991-2, dans le cas d'un pont simplement appuyé soumis uniquement à la flexion, la fréquence propre peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$n^0[\text{Hz}] = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}}$$

Avec :

δ_0 : flèche à mi-portée résultant des actions permanentes [mm], calculée avec le module instantané pour les ponts en béton, pour une période de chargement adaptée à la fréquence propre du pont.

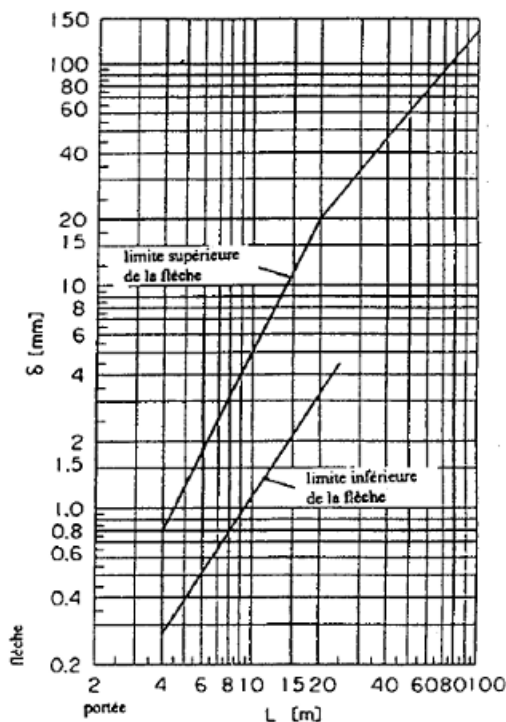


Figure IV.6: Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995].

Tableau IV.5 : Limites de la flèche sous poids permanent.

Limite supérieure de la flèche δ_s	$4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$	$\delta_s = 0,049L^2(\text{mm})$
	$20\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$	$\delta_s = 0,564L^{1,184}(\text{mm})$
Limite inférieure de la flèche δ_i	$4\text{m} \leq L \leq 25\text{m}$	$\delta_i = 0,035L^{1,5}(\text{mm})$
	$L > 25\text{m}$	Pas de limitation inférieure

Dans notre cas $L=33\text{m}$ donc : $\delta_0 = 0.564 \times (33)^{1.184} = 35.41 \text{ mm}$ alors : $n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{35.41}} = 2.98 \text{ Hz}$

Donc :

- n_0 est dans les limites de la **Figure IV.5**.
- $V_{\max} = 160 \text{ km/h} < 200 \text{ km/h}$
- On a un pont isostatique (non-continue), alors d'après l'organigramme de la **figure 6.9 de l'EN 1991-2** qui est présentée dans la **Figure IV.7** ci-après, on a :
- L'analyse dynamique non requise.
- Vérification vis-à-vis de l'accélération et de la fatigue non requise à la résonance.
- Utiliser ϕ avec l'analyse statique conformément à EN 1991-2

Selon EN 1991-2, une analyse statique doit être réalisée avec les modèles de charge définis (LM71 et, lorsque cela est nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats doivent être multipliés par le coefficient dynamique ϕ .

IV.8.3. Coefficient dynamique ϕ :

Le coefficient dynamique ϕ , qui intensifie les effets des charges statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2, est désigné par ϕ_2 ou ϕ_3 . Généralement, sa valeur est fixée en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, selon les critères suivants :

➤ Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\phi}} - 0.2} + 0.82$$

Selon l'EN 1991-2 : 2003, équation (6.4)

Avec : $1.00 < \phi_2 < 1.67$

➤ Pour une voie normalement entretenue :

$$\phi = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi}} - 0.2} + 0.72$$

Selon l'EN 1991-2 : 2003, équation (6.5)

Avec : $1.00 < \phi_3 < 2.00$

Pour notre projet, la voie ferroviaire est normalement entretenue, donc on considère $\phi_3 = 1.045$.

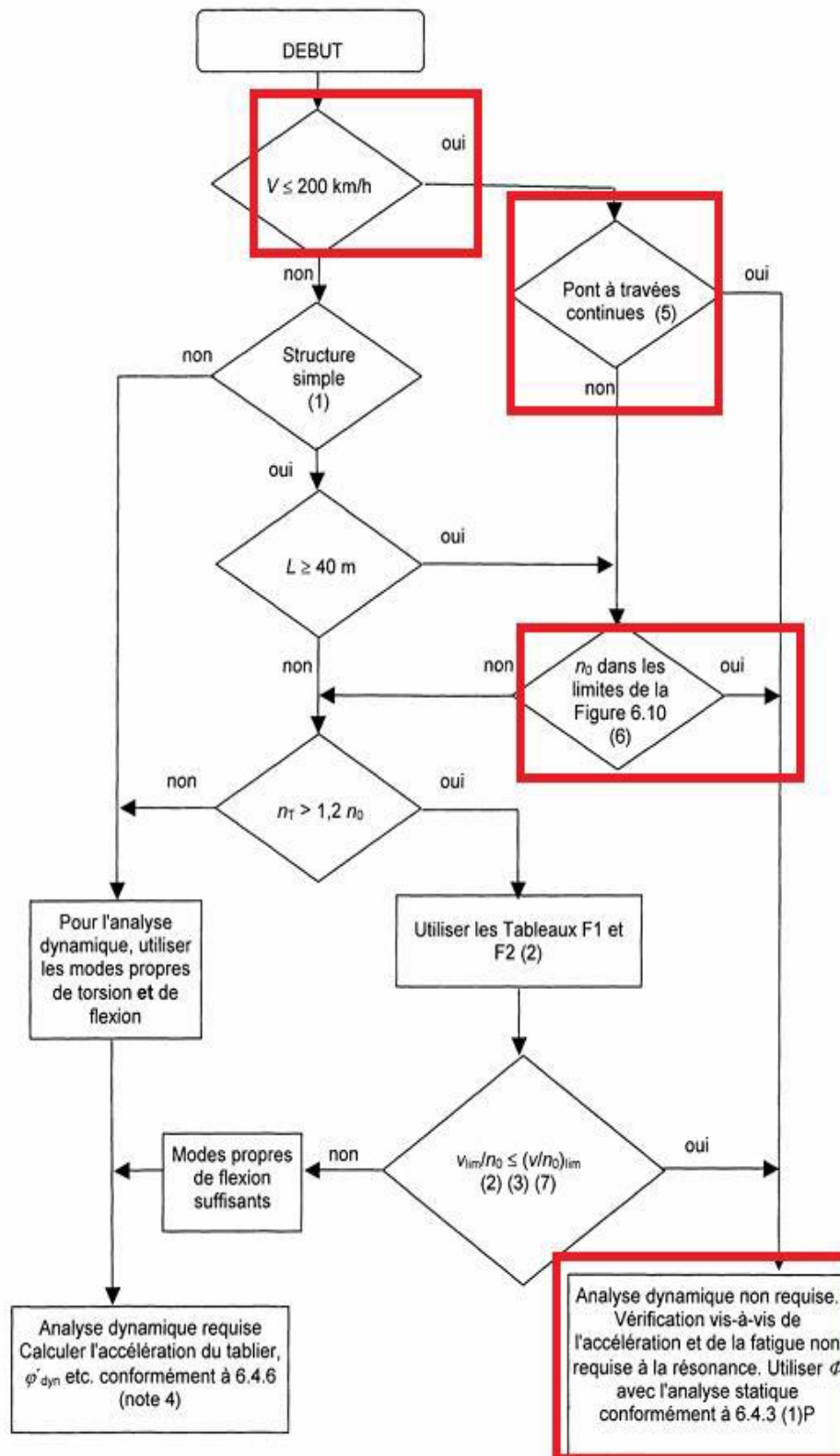


Figure IV.7 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1].

IV.4. COMBINAISONS ET GROUPE DE CHARGES :

IV.1.4. Groupes de charges (Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples) :

D'après le Code UIC 776-1 et la norme EN 1991-2, la prise en compte de la simultanéité des charges s'effectue à l'aide de groupes de charges présentés dans le tableau de la Figure IV.8.

Ces groupes étant mutuellement exclusifs, chacun est considéré comme une action variable caractéristique unique. Ils sont ensuite combinés avec les actions caractéristiques individuelles ainsi qu'avec les charges indépendantes du trafic.

Ainsi, chaque groupe de charges est introduit dans les combinaisons comme une seule action variable.

Dans le cas d'une configuration à deux voies chargées, les groupes à considérer sont :

- Pour une voie chargée : **Gr 11 à Gr 14 et Gr 16 à Gr 17.**
- Pour deux voies chargées : **Gr 21 à Gr 24 et Gr 26 à Gr 27.**

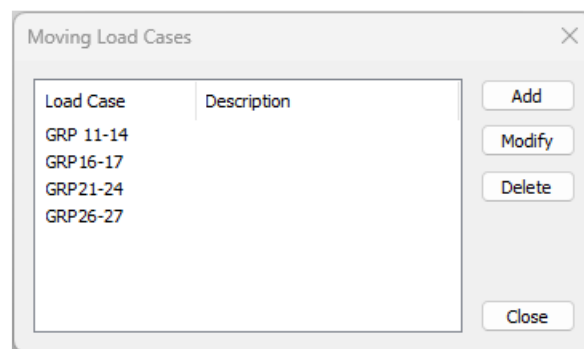


Figure IV.8 : Les cas de charges mobiles [Midas Civil]

Les cas de charges mobiles correspondants sont répertoriés dans le tableau ci-après :

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 ^{ae}	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

Figure IV.9 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples) [Tableau 4, UIC 776-1].

IV.2.4. Les combinaisons de charges :

D'après l'article A2.2.4 de la norme européenne NF EN 1990/A1:2006 :

Les charges de neige ne doivent généralement pas être prises en compte dans les combinaisons d'actions pour les situations de projet durables ni pour les situations transitoires après l'achèvement de l'ouvrage, sauf indication contraire applicable à certaines zones géographiques spécifiques ou à certains types de ponts ferroviaires.

Il n'est pas nécessaire de combiner l'action du vent avec :

- Les groupes de charges gr 13 ou gr 23.
- Les groupes de charges gr 16, gr 17, gr 26, gr 27.
- Le modèle de charge SW/2.

IV.1.4.2. Etat limite ultime :

- Situation durable ou transitoire : selon EN 1990

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p p + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation accidentelle :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) + Q_{K,1} \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

IV.2.4.2. Etat limite ultime :

- Situation caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation Quasi-permanentes :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + E + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

IV.5. EVALUATION DES EFFORTS :

L'évaluation des efforts constitue une étape fondamentale pour analyser le comportement du viaduc sous l'effet des différentes sollicitations. Grâce à la modélisation numérique, il est possible de déterminer avec précision les efforts internes, tels que les moments fléchissant, les efforts tranchants ainsi que les déplacements. À cet effet, le logiciel Midas Civil 2022 est utilisé pour modéliser le tablier du pont et obtenir les résultats nécessaires à l'analyse structurale.

IV.6. LOGICIEL DE CALCUL :

Midas Civil 2022 est un logiciel avancé dédié à la modélisation et à l'analyse des structures de génie civil, particulièrement adapté à l'ingénierie des ponts et des infrastructures. Il permet de réaliser des modèles tridimensionnels précis et met à disposition des outils performants pour l'analyse statique et dynamique des structures. Grâce à ses fonctionnalités spécialisées, il facilite la conception, l'évaluation de la résistance ainsi que l'optimisation des éléments structurels. Largement utilisé par les ingénieurs à travers le monde, **Midas Civil 2022** constitue un outil incontournable pour assurer la fiabilité et la durabilité des ouvrages.



Figure IV.10 : Midas Civil 2022.

IV.1.6. Modélisation :

La modélisation constitue une étape essentielle dans l'étude d'une structure, car elle permet d'élaborer un modèle représentant au mieux le comportement de l'ouvrage sous différentes sollicitations. L'ouvrage étant de type isostatique et composé de 15 travées identiques et indépendantes, l'analyse peut être limitée à l'étude d'une seule travée.

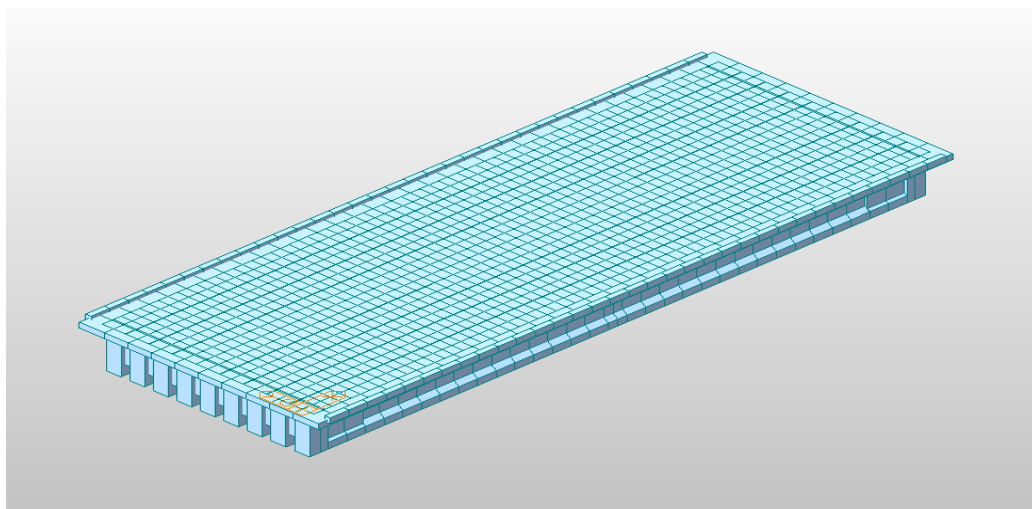


Figure IV.11 : Modèle de calcul.

IV.2.6. Définition des charges et surcharges :

Les charges et les surcharges affectées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Définition des charges et surcharges

Charges permanentes	Surcharges
Poids propre des éléments porteurs : Poutres, dalle et entretoises. Équipements de pont (CCP) : ballast, rail, traverses, garde-corps, corniche, catenaire, muret ballast, étanchéité	Modèle de charge UIC71 Modèle de charge SW/2

La détermination de la valeur, de la position transversale des charges appliquées et de leurs combinaisons est effectuée conformément aux prescriptions de la norme **UIC 776-1**.

IV.3.6. Résultats :

Les résultats des sollicitations maximales, à savoir l'effort tranchant (V) et le moment fléchissant (M), sont présentés ci-après sous forme de diagrammes.

Ils sont déterminés en tenant compte des combinaisons les plus défavorables aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU). Les valeurs sont exprimées en kN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

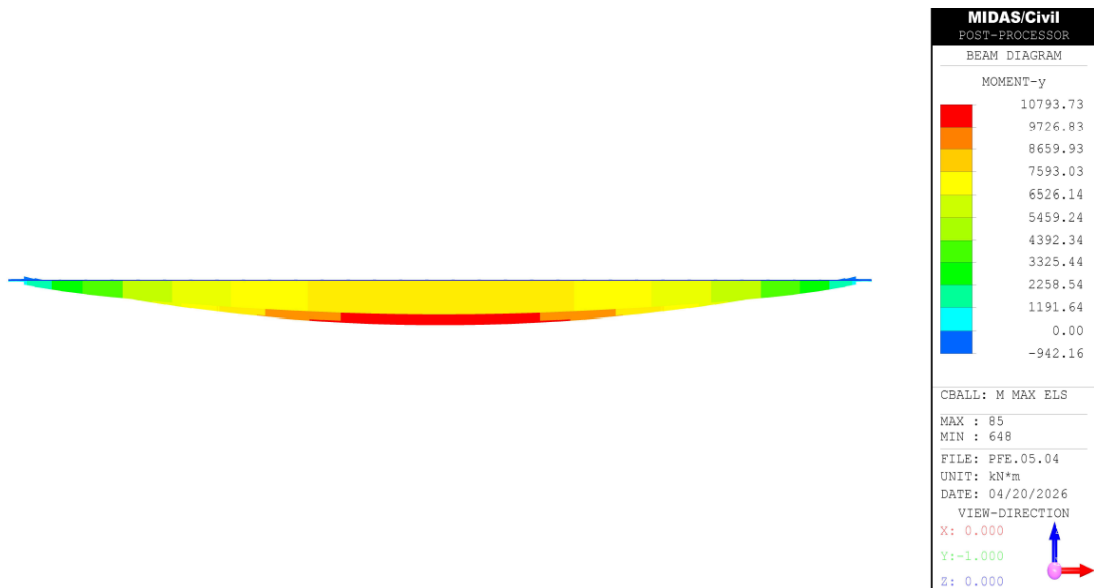


Tableau IV.7 : Moment maximal à l'ELS

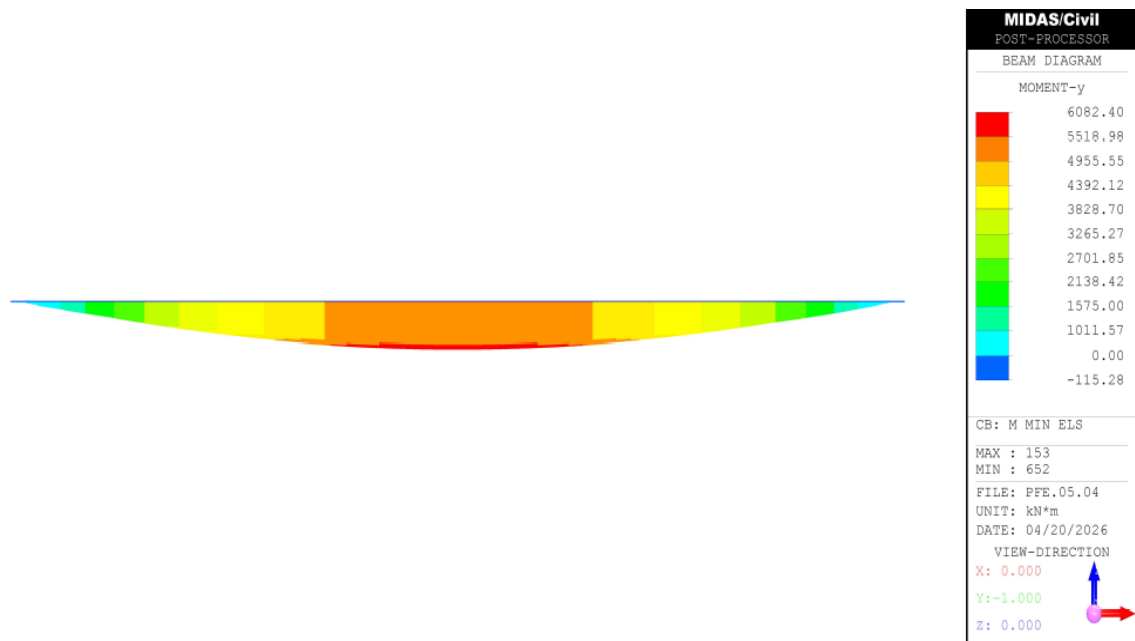


Figure IV.12 :Moment minimal à l'ELS

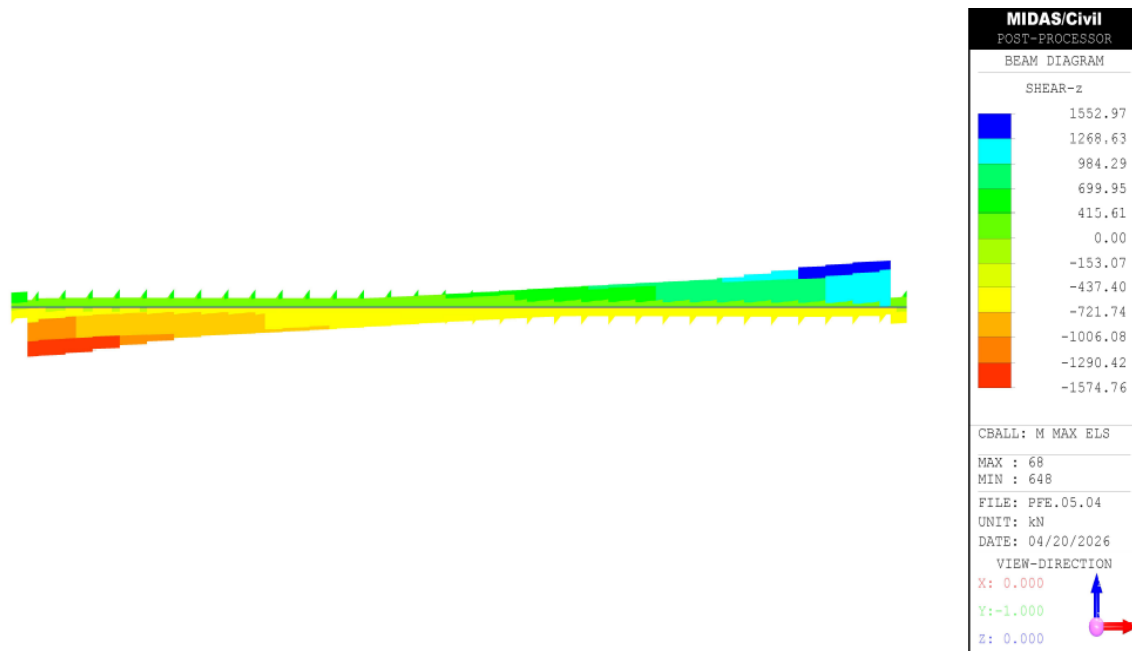


Figure IV.13 : Effort tranchant maximal à l'ELS

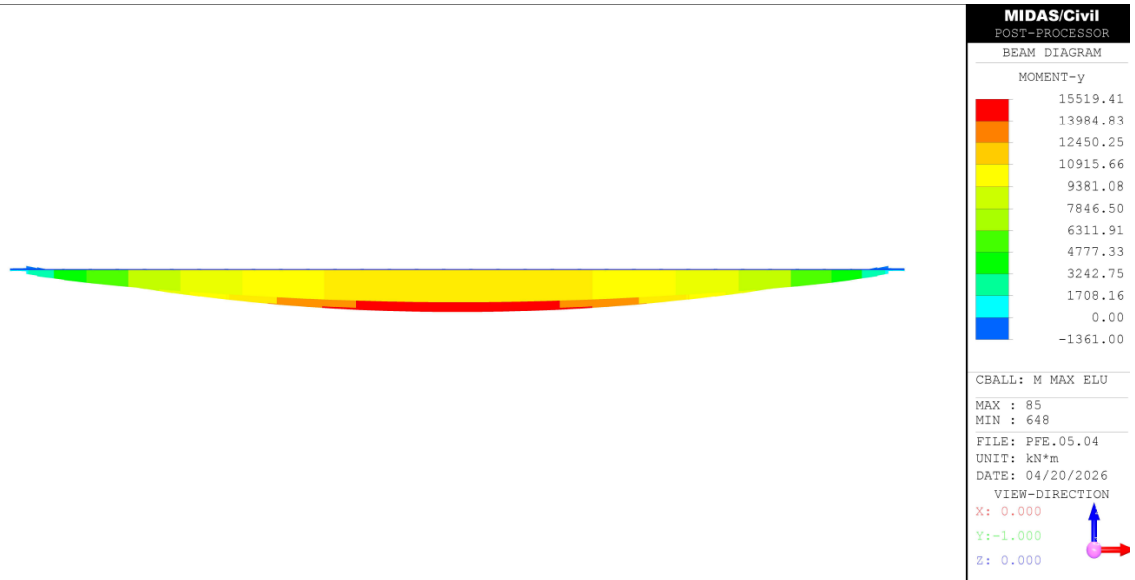


Figure IV.14 : Moment maximale à l'ELU

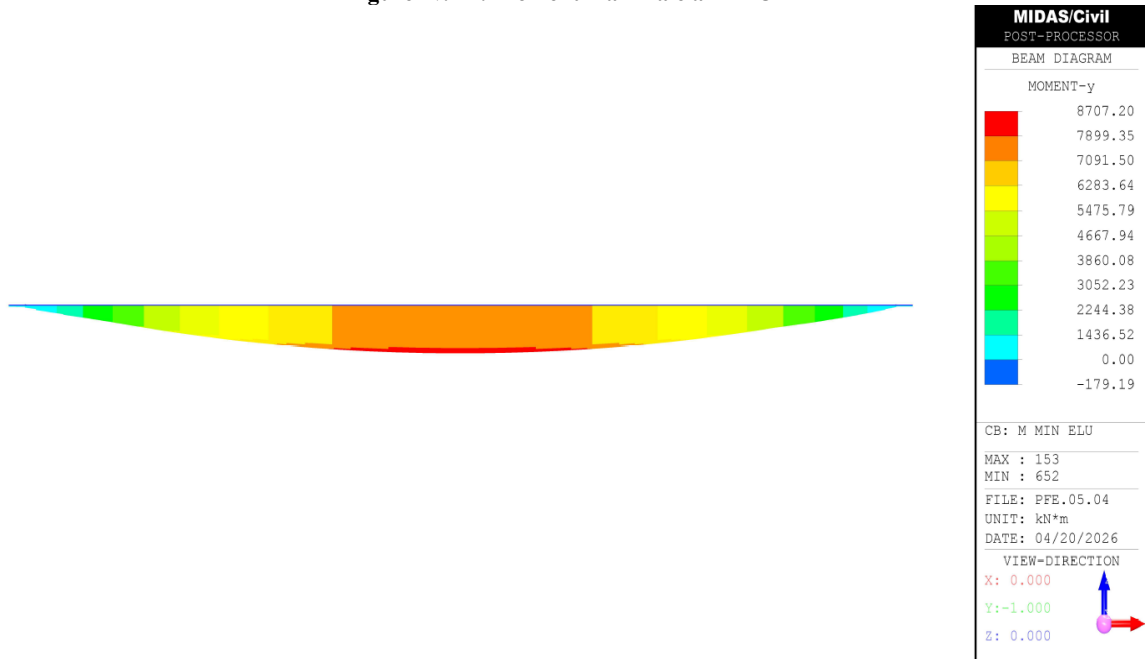


Figure IV.15 : Moment minimal à l'ELU

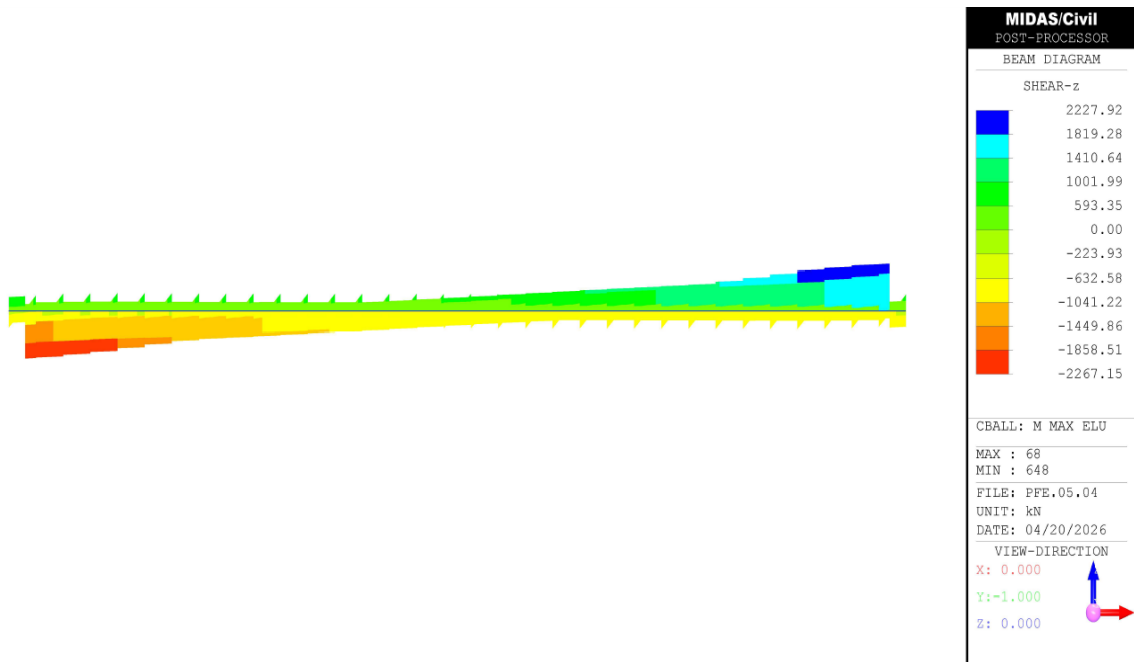


Figure IV.16 : effort tranchant maximale à L'ELU

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des résultats.

		ELU	ELS
Moment My (KN.m)	MAX	15519.41	10793.73
	MIN	8707.20	6082.40
Effort tranchant (kN)	MAX	2227.92	1552.97
	MIN	1142.83	800.25

IV.7. CONCLUSION :

L'analyse des charges et des surcharges est indispensable pour garantir la stabilité et la durabilité du viaduc ferroviaire. La prise en compte des modèles de charge, des effets dynamiques ainsi que des différentes combinaisons permet d'assurer la sécurité et la performance de l'ouvrage.

CHAPITRE V : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎTE

V.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre vise à étudier la précontrainte en présentant son principe fondamental ainsi que ses principales applications dans le domaine des ouvrages d'art. L'analyse portera notamment sur le dimensionnement de la structure, la définition du tracé des câbles, l'évaluation des pertes de précontrainte (instantanées et différées), ainsi que sur la vérification des contraintes normales et tangentielles.

V.2. ETUDE DE LA PECONTRAINTE :

V.1.2. Tension à l'origine :

Il correspond à la contrainte initiale introduite dans le béton après la mise en tension des câbles. Elle permet de suivre l'évolution des efforts de précontrainte le long des armatures ainsi qu'en fonction du temps. Son calcul se fait comme suit :

$$P_0 = \min \{0.8 f_{prg} \times A_p; 0.9 f_{peg} \times A_p\}$$

Avec :

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa et } f_{peg} = 1640 \text{ MPa et } A_p = 150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$P_0 = \min \{0.8 \times 1860 \times 1800 ; 0.9 \times 1640 \times 1800\}$$

$$P_0 = \min \{2678.4 \text{ kN} ; 2656.8 \text{ kN}\} \longrightarrow P_0 = 2656.8 \text{ kN}$$

La contrainte maximale :

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{A_p}$$
$$\sigma_0 = \frac{2656.8 \times 10^3}{1800} = 1476 \text{ Mpa}$$

V.1.2. Calcul du nombre de câbles de la précontrainte :

NB : Le calcul de la précontrainte concerne la section à mit-travée (poutre + dalle) dont les caractéristiques sont mentionnées dans le Tableau V.1 ci-après.

D'abord, on calcule les valeurs de P_{min} tel que $P_{min} = \max \{P_I ; P_{II}\}$

P_I et P_{II} représentent respectivement la section sous-critique et la section surcritique. La plus élevée de ces deux valeurs correspond à la précontrainte minimale requise dans la section. Étant donné que les ponts-rails doivent être vérifiés en classe I, selon le Livret 2.01 de la SNCF, article 2b.1, et le BPEL, garantissant leur sécurité et résistance aux charges ferroviaires.

Pour la classe I :

En phase d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est autorisée sur l'ensemble de la section. En revanche, lors de la phase d'exécution, les contraintes de traction doivent rester limitées à $0.7 f_{tj}$.

$$\text{on obtient : } P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} \quad P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'}$$

Tableau V.1 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Lettre	Désignation	Valeur
B	L'aire brute de la section mi-travée + dalle	1,3201 m ²
A _n	L'aire nette de la section mi-travée + dalle	1,254 m ²
h	Hauteur de la section mi-travée + dalle	2.3 m
v	Distance entre le CDG et la fibre supérieure section p+d	0,9833 m
v'	Distance entre le CDG et la fibre inférieure section p+d	1,3167 m
I	Moment d'inertie par rapport au centre de gravité section p+d	0,8458 m ⁴
ρ	Rendement géométrique $\rho = I / (B \cdot v \cdot v')$	0.495
d'	Enrobage des câbles de précontrainte (estimé à 0.1 h)	0.28 m
Mmin	Valeur minimale de moment	6082.40 kN·m
Mmax	Valeur maximale de moment	10793.73 kN·m
ΔM	ΔM = Mmax – Mmin	4711.33 kN·m

- Pour la section sous-critique

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} = \frac{4711.33}{0.495 \times 2.3} = 4139 \text{ Kn}$$

- Pour la section surcritique

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'} = \frac{10793.73}{0.495 \times 0.9833 + 1.3167 - 0.28} = 7085 \text{ Kn}$$

D'où:

$$P_{min} = \max\{P_I ; P_{II}\} = P_{II} = 7085 \text{ kN}$$

Alors la précontrainte minimale requise dans la section est :

$$P_{II} = 7085 \text{ kN (Section surcritique)}$$

Ainsi :

$$e_0 = -(v' - d') = -(1.3167 - 0.23) = -1.0867 \text{ m}$$

Le nombre de câbles de précontrainte à prévoir est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - \%perte) \times P_0}$$

Les pertes sont estimées à 30% de P0

AN :

$$n \geq \frac{7085}{(1 - 0.3) \times 2656.8} = 3,81$$

Alors on prend finalement **4 câbles de 12T15s**.

V.2.2. Vérification de la borne supérieure :

La vérification de la limite supérieure de la précontrainte vise à s'assurer que le nombre de câbles précédemment déterminé n'est pas excessif. Cette vérification est considérée comme satisfaisante lorsque la condition suivante est respectée :

$$(1 - \%perte) \times P_0 \times n \leq A_n \times \sigma_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

Avec :

A_n : l'aire nette (en m²)

σ_{bc} : Contrainte de construction en compression (en MPa).

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

AN :

$$(1 - 30\%) \times 2656.8 \times 4 \leq 0.922 \times 24 - \frac{4139}{0.495 \times 2.3}$$

$$7439.04 \leq 17989.8 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.3.2. Détermination du nombre de câbles à l'about :

Les câbles d'about doivent être mis en tension à 100 % de la force initiale P₀ avant le coulage de la dalle en place. Les pertes instantanées sont estimées à 10 % de P₀. Les caractéristiques nettes de la section à mi-travée (poutre seule), présentées dans le **Tableau V.2**, sont prises en compte. La détermination du nombre de câbles d'about repose sur la vérification des deux inégalités suivantes :

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I} (P \times e_0 + Mg) \geq -0.7 f_{cj} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I} (P \times e_0 + Mg) \leq 0.6 f_{tj} \end{cases}$$

Où : Mg=2.99 MN.m (moment de la poutre seule) et e₀ = -0.752 m

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I} (P \times e_0 + Mg) \geq -0.7 f_{cj} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I} (P \times e_0 + Mg) \leq 0.6 f_{tj} \end{cases}$$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{0.992} + \frac{0.9824}{0.4752} (P \times (-0.788) + 2.991) \geq -0.7 \times 3 = -2.1 \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{0.922} + \frac{1.0176}{0.4752} (P \times (-0.788) + 2.991) \leq 0.6 \times 40 = 24 \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} -0.54P + 6.18 \geq -2.1 \\ 2.77P - 6.4 \leq 24 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} P \leq 15.33 \\ P \leq 10.97 \end{cases}$$

On prend :

$$P \leq 10.97$$

Donc :

$$n \leq \frac{P}{0.9 \times P_0} = \frac{10.97}{0.9 \times 2.6568} = 4.58$$

Alors on prend **3** de **12T15s** à l'about et **un seul câble** à l'extrados.

V.4.2. Vérification des contraintes normales :

La vérification se fait selon les étapes suivantes :

V.1.2.4. Vérification des contraintes au 7ème jour :

On met en tension les deux câbles d'about à 50 % de la force initiale P_0 , en considérant des pertes à la mise en tension estimées à 10 %.

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I}(P \times e_0 + Mg) \geq -0.7 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I}(P \times e_0 + Mg) \leq 0.6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Avec :

- $P = 3 \times 0.9 \times 2.65 \times 0.5 = 3.59 \text{ MN}$
- $f_{c7} = 26.49 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 26.49 = 15.89 \text{ MPa}$
- $f_{t7} = 0.6 + 0.06f_{c7} = 2.19 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bt} = -0.7 \times 2.19 = -1.53 \text{ MPa}$
- $Mg = 2.99 \text{ MN.m}$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{3.59}{0.922} + \frac{0.9824}{0.4752}(3.59 \times (-0.788) + 2.99) \geq -0.7 \times 2.19 = -1.53 \\ \sigma_{inf} = \frac{3.59}{0.922} + \frac{1.0176}{0.4752}(3.59 \times (-0.788) + 2.99) \leq 0.6 \times 26.49 = 15.89 \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.23 \geq -1.53 \text{ (condition verifier)} \\ \sigma_{inf} = 3.55 \leq 15.89 \text{ (condition verifier)} \end{cases}$$

V.2.2.4. Vérification des contraintes au 28ème jour :

Les câbles d'about sont mis en tension à 100 % de la force initiale P_0 , en considérant des pertes à la mise en tension estimées à 20 %.

Avec :

- $P = 3 \times 0.8 \times 2.65 \times 1 = 6.38 \text{ MN}$
- $f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bt} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$
- $M_g = 2.99 \text{ MN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{6.38}{0.922} + \frac{0.9824}{0.4752} (6.38 \times (-0.788) + 2.99) \geq -0.7 \times 3 = -2.1 \\ \sigma_{inf} = \frac{6.38}{0.922} + \frac{1.0176}{0.4752} (6.38 \times (-0.788) + 2.99) \leq 0.6 \times 40 = 24 \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 2.7 \geq -2.1 \text{ (condition verifier)} \\ \sigma_{inf} = 11.29 \leq 24 \text{ (condition verifier)} \end{cases}$$

V.3.2.4. Vérification des contraintes après coulage dalle :

Cette vérification concerne la phase de mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs, suivie du coulage et du bétonnage des entretoises ainsi que de la dalle. Les pertes de précontrainte sont estimées à 25 %.

Mise en tension des câbles d'about à 100 % (C1, C2, C3).

Pertes estimées à 25 %. Caractéristiques homogénéisées de la section (poutre + dalle).

Avec :

- $P = 4 \times 0.75 \times 2.66 \times 1 = 7.98 \text{ MN}$
- $f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bt} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$
- M_g : moment sous poids propre +dalle = 4.136 MN.m

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{7.98}{1.3} + \frac{0.9833}{0.8458} (7.98 \times (-1.09) + 2.99) \geq -0.7 \times 3 = -2.1 \\ \sigma_{inf} = \frac{7.98}{1.3} + \frac{1.3167}{0.8458} (7.98 \times (-1.09) + 2.99) \leq 0.6 \times 40 = 24 \end{cases}$$

On trouver :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 0.83 \geq -2.1 \text{ (condition verifier)} \\ \sigma_{inf} = 13.24 \leq 24 \text{ (condition verifier)} \end{cases}$$

V.4.2.4. Vérification des contraintes en service :

Les mêmes conditions que lors de la phase précédente sont retenues, à la différence que l'ouvrage est en service ; le moment maximal à l'ELS est alors pris en compte. Les pertes sont estimées à 30 %.

- M_{max} : moment max a l'ELS = 10.793 MN.m
- $P = 4 \times 0.7 \times 2.66 = 7.45 \text{ MN}$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{7.45}{1.3} + \frac{0.9833}{0.8458} (7.45 \times (-1.09) + 10.793) \geq -0.7 \times 3 = -2.1 \\ \sigma_{inf} = \frac{7.45}{1.3} + \frac{1.3167}{0.8458} (7.45 \times (-1.09) + 10.793) \leq 0.6 \times 40 = 24 \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 8.84 \geq -2.1 \text{ (condition verifier)} \\ \sigma_{inf} = 1.57 \leq 24 \text{ (condition verifier)} \end{cases}$$

Conclusion :

Toutes les conditions étant vérifiées, deux familles de câbles sont retenues :

- La première famille, située à l'about, comprend 3 câbles 12T15s ;
- La deuxième famille, constituée d'un seul câble 12T15s, est positionnée à l'extrados.

L'ensemble des contraintes normales étant respecté, la mise en tension des câbles sera réalisée conformément aux phases décrites précédemment.

V.3. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTÉ :

V.1.3. Disposition des câbles à l'about :

Au niveau de la section médiane, qui représente la zone la plus sollicitée, les câbles sont disposés dans le talon avec un excentrement maximal, suivant l'une des configurations présentées ci-après. La dernière disposition a été retenue.

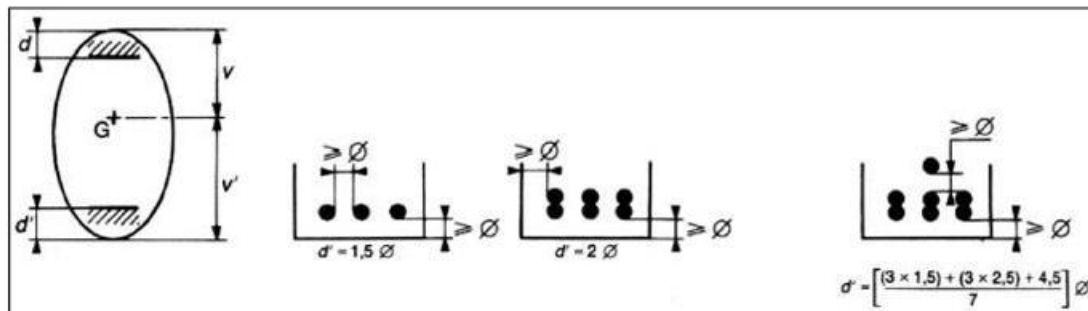


Figure V.1: Disposition constructive des câbles de précontrainte.

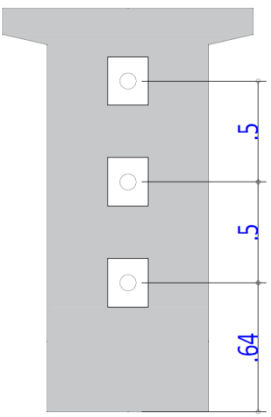
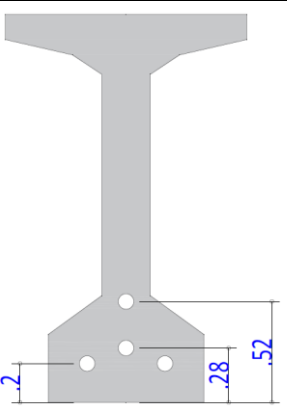
À l'extrémité de la poutre (section d'about), les conditions liées à l'implantation des plaques d'ancrage sont respectées. Des plaques d'ancrage de dimensions $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$ sont retenues, et l'entraxe vertical est déterminé comme suit.

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow a = 370$$

$$X \geq 0.85 \times a \rightarrow X \geq 314.07$$

Donc $X = 320 \text{ mm}$

Tableau V.2 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)		Section about	Section à mi-travée
	X = 0	X = L/2		
C1	0.64	0.2		
C2	1.14	0.2		
C3	1.64	0.28		
C4		0.52		

V.2.3. Tracé des câbles en élévation :

Le profil des câbles est globalement parabolique, en cohérence avec la répartition uniforme des charges permanentes. À proximité de l'ancrage, un segment rectiligne d'environ un mètre est aménagé.

Angle de relevage α : Angle de relevage est donnée par la formule suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right)$$

$\bar{V}$: effort tranchant limite qui peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite en état limite de service : $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about dalle, $B_n = B - n \times B_{\text{gaine}}$

n : nombre des gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about hourdis, $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times \Phi$

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lit.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau V.3 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

$b_n(m)$	$B_n (m^2)$	P (MN)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0,72	2,03	7,44	3,67	2,83	3,75

$$-17.17^\circ \leq \alpha \leq 37.69^\circ$$

$$\alpha_1 = 2.96$$

$$\alpha_2 = 6.32$$

$$\alpha_3 = 9.13$$

$$\alpha_4 = 11.62$$

Rayon de courbure : On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{L^2}$$

f : est la flèche maximale (mesuré à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

L : est la longueur de la parabole $L = 37m$.

- **L'angle de déviation** : sur une longueur peut être calculé par $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$

Tableau V.4 : Résultats de calcul de α , f , R , β .

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	Zi(m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0m	x=1m	x=16.5m			
C1	33	2.96	0.64	0,59	0,2	0,39	309,37	0,050
C2	33	6.32	1.14	1,03	0,2	0,83	144,86	0,107
C3	33	9.13	1.64	1,48	0,28	1,20	100,16	0,155
C4	33	11.25		1,80	0,52	1,28	71,13	0,190

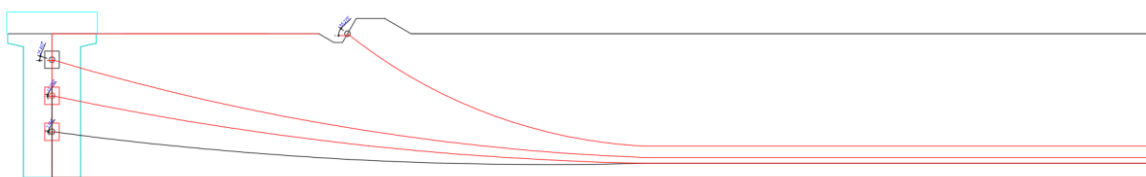


Figure V.2 :Trajectoire des câbles en élévation dans une demi-poutre.

V.4. CALCUL DES PERTES :

V.1.4. Pertes de tension Instantanées :

Dans le cas de précontrainte par post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul d'ancrage.
- Les pertes de tension par déformation instantanée de béton.

V.1.4.1. Pertes par frottement :

Ce type de pertes, dû au frottement du câble contre la gaine lors de la mise en tension, est estimé à l'aide de la formule suivante :

$$\sigma_p = \sigma_{p0} \times e^{-(f \times \alpha + \Phi \times x)}$$

- σ_{p0} : la contrainte à l'origine ($\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$)
- f : coefficient de frottement en courbe ($f=0.18 \text{ rd-1}$)
- α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur une distance x (rd)
- Φ : coefficient de frottement en ligne ($\Phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$)
- X : la distance de la section considérée.

Tableau V.5 : Valeurs des pertes dues au frottement.

Cables	Position (x)	0	L/8 (-e)	L/8 (+e)	L / 4	3L / 8	L / 2
C1	α (rd)	0,000	0,0792	0,0792	0,1321	0,1321	0,1321
	$\sigma_{p(x)}$	1476,000	1442,7896	1442,7896	1416,5625	1404,3855	1392,2085
	$\Delta\sigma_{p(x)}$	0,000	33,2104	33,2104	59,4375	71,6145	83,7915
C2	α (rd)	0,000	0,0927	0,0927	0,2059	0,2059	0,2059
	$\sigma_{p(x)}$	1476,000	1439,2052	1439,2052	1396,9341	1384,7571	1372,5801
	$\Delta\sigma_{p(x)}$	0,000	36,7948	36,7948	79,0659	91,2429	103,4199
C3	α (rd)	0,000	0,1239	0,1239	0,2871	0,2871	0,2871
	$\sigma_{p(x)}$	1476,000	1430,9143	1430,9143	1375,3814	1363,2044	1351,0274
	$\Delta\sigma_{p(x)}$	0,000	45,0857	45,0857	100,6186	112,7956	124,9726
C4	α (rd)	/	/	0,0000	0,6097	0,6680	0,6680
	$\sigma_{p(x)}$	/	/	1476,0000	1301,8390	1274,1745	1261,9975
	$\Delta\sigma_{p(x)}$	/	/	0,0000	174,1610	201,8255	214,0025

Tableau V.6: Valeurs moyennes des pertes par frottement selon les familles de câbles.

Famille	Position (x)	0	L/8 (-e)	L/8 (+e)	L/4	3L/8	L/2
1 ère	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	38,3636	38,3636	79,7073	91,8843	104,0613
	$\Delta\sigma_f$ (%)	0	2.6%	2.6%	5%	6%	7%
2 ème	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	/	/	0	174,1610	201,8255	214,0025
	$\Delta\sigma_f$ (%)	/	/	0	11%	13%	14%

V.2.4.1. Pertes dues au recul d'ancrage :

la perte de tension considérée provient du glissement de l'armature au niveau de son ancrage. Après la rentrée d'ancrage, la tension en un point situé à une abscisse x (avec $x \leq d$, où d représente la longueur d'influence du glissement) est donnée par :

$$\Delta \sigma g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x)$$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage : $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

g : intensité de recul d'ancrage ($g = 6$ mm).

E_p : module de déformation longitudinale de l'acier.

k : constant $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

Tableau V.7: Valeurs des pertes par recule d'ancrage.

Cables	Position (x)	0	L/8 (-e)	L/8 (+e)	L / 4	3L / 8	L / 2
C1	α (rd)	1476,00	1442,79	1442,79	1416,56	1404,39	1392,21
	$\sigma_{p(x)}$	1297,12	1330,33	1330,33	1356,56	1368,73	1380,91
	$\Delta \sigma_{p(x)}$	178,88	112,46	112,46	60,01	35,65	11,30
C2	α (rd)	1476,00	1439,21	1439,21	1396,93	1384,76	1372,58
	$\sigma_{p(x)}$	1261,64	1298,44	1298,44	1340,71	1352,89	1365,06
	$\Delta \sigma_{p(x)}$	214,36	140,77	140,77	56,22	31,87	7,52
C3	α (rd)	1476,00	1430,91	1430,91	1375,38	1363,20	1351,03
	$\sigma_{p(x)}$	1236,35	1281,44	1281,44	1336,97	1349,15	1361,33
	$\Delta \sigma_{p(x)}$	239,65	149,48	149,48	38,41	14,06	-10,30
C4	α (rd)	/	/	1476,00	1301,84	1274,17	1262,00
	$\sigma_{p(x)}$	/	/	1038,84	1213,00	1240,67	1252,84
	$\Delta \sigma_{p(x)}$	/	/	437,16	88,84	33,51	9,16
	1f – $\Delta \sigma_p$	210,96	134,23	134,23	51,55	27,19	2,84
	2f – $\Delta \sigma_p$	0,00	0,00	437,16	88,84	33,51	9,16

V.3.4.1. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton :

Les pertes de tension instantanées dues au raccourcissement du béton sont dues aux plusieurs effets qui sont :

- Effet de la 1ère famille sur elle-même
- Effet de la 2ème famille sur elle-même
- Effet de la dalle sur la 1ère famille
- Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille
- Effet des compléments sur la 1ère famille
- Effet des compléments sur la 2ème famille

Afin d'évaluer ces pertes, des calculs ont été effectués aux sections nettes pour les positions suivantes : $x = 0$, $x=L/8$, $x = L/4$, $x = 3L/8$ et $x = L/2$

Les sections étudiées, ainsi que les positions des câbles par rapport aux fibres inférieures pour chaque valeur de x considérée, sont présentées ci-dessous.

Tableau V.8 : Les sections nettes considérées de Poutre seule.

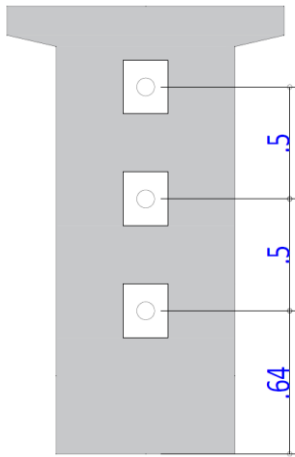
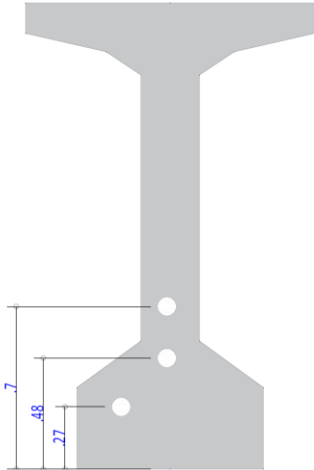
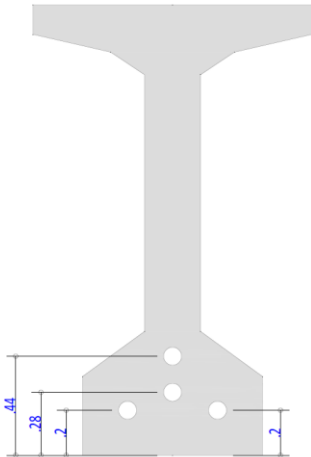
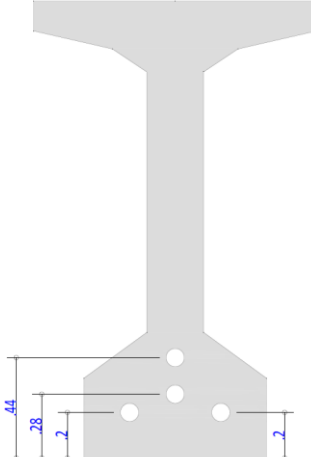
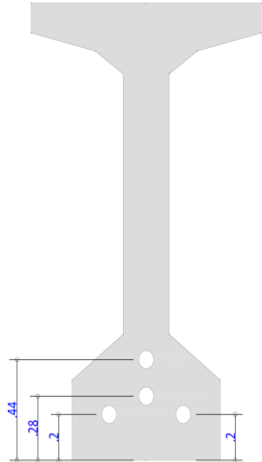
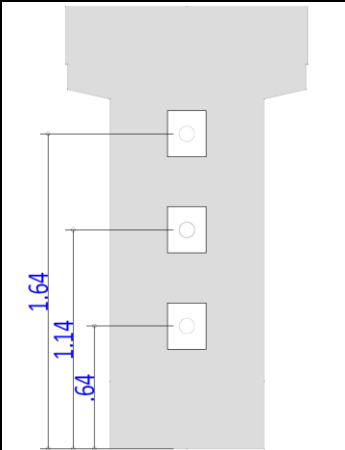
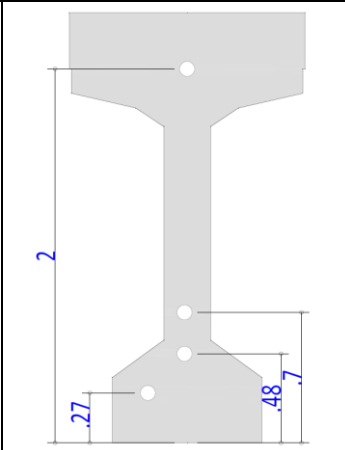
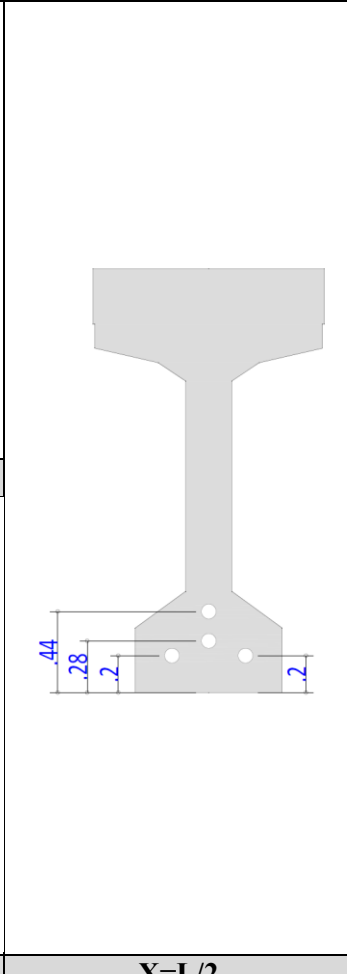
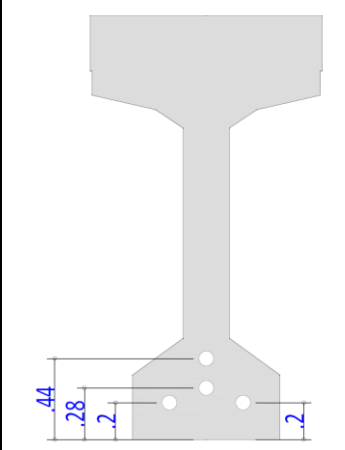
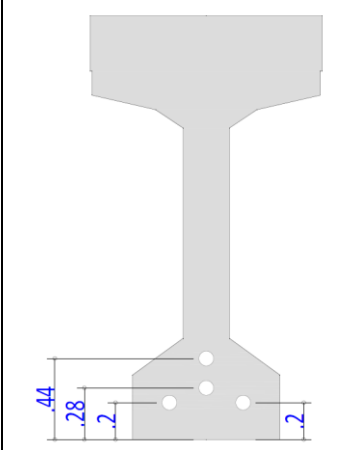
Sections nettes considérées de la poutre seule				
	X=0	X=L/8		
				
	X=L/4	X=3L/8		
				
				X=L/2

Tableau V.9 : Les sections nettes considérées de Poutre + dalle

Sections nettes considérées de la poutre seule					
	X=0	X=L/8			
					
	X=L/4	X=3L/8			
	X=L/2				

Les excentricités, ainsi que les excentricités moyennes des câbles de chaque famille dans chacune des sections étudiées, de même que leurs caractéristiques géométriques, sont regroupées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.10 : Les positions des câbles par rapport la fibre inférieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre seule.

Poutre seule	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
C1	0.64	0.27	0.27	0.2	0.2	0.2
C2	1.14	0.48	0.48	0.2	0.2	0.2
C3	1.64	0.7	0.7	0.28	0.28	0.28
V'n (m)	1,04106	1,027	1,022	1,035	1,035	1,035
e _{p1} (m)	0,099	-0,551	-0,165	-0,755	-0,755	-0,755
I _n	0,580	0,519	0,519	0,469	0,469	0,4687
A _n	1,653	1,267	1,262	0,922	0,922	0,9220

Tableau V.11: Les positions des câbles par rapport la fibre inférieure et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre +dalle

Poutre seule	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
C1	0.64	0.27	0.27	0.2	0.2	0.2
C2	1.14	0.48	0.48	0.2	0.2	0.2
C3	1.64	0.7	0.7	0.28	0.28	0.28
C4	/	/	2	0.28	0.28	0.28
V'n (m)	1,04106	1,027	1,022	1,035	1,035	1,035
e _{p1} (m)	0,099	-0,551	-0,165	-0,755	-0,755	-0,755
e _{p2} (m)	/	/	0,718	-0,893	-0,893	-0,893
I _n	0,580	0,519	0,519	0,469	0,469	0,4687
A _n	1,653	1,267	1,262	0,922	0,922	0,9220

e_p : l'excentricité moyenne de la famille i : $e_p = -v_n + \frac{\sum y_i}{n_i}$

$V'n$: la position du centre de gravité de la section par rapport à la fibre inférieure

y_j : la position du câble j par rapport à la fibre inférieure

n_i : le nombre total de câbles de la famille i

I_n : le moment d'inertie de la section nette considérée (m⁴)

A_n : la surface de la section nette considérée (m²)

a-Effet de la 1ère famille sur elle-même :

$$(\Delta \sigma_p)_{rac} = K_J \times \frac{E_P}{E_{bij}} \times \Delta \sigma_{cj}$$

$$\Delta \sigma_{cj} = \frac{M_g(x)}{I_n} \times e_p + nAp [\sigma_{p0} - (\sigma_{p0})_f + (\sigma_p)_f + \Delta \sigma_{racc}] \left[\frac{e_2^1}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{e_{p1}}{I_n} + \frac{1}{I_n} \\ \beta = \frac{M_g(x)}{I_n} \times e_p \end{cases}$$

Tableau V.12: Valeurs de pertes après l'effet de la 1ère famille sur elle-même.

<i>Paramètre</i>	<i>0</i>	<i>L/8 (-e)</i>	<i>L/8 (+e)</i>	<i>L/4</i>	<i>3L/8</i>	<i>L/2</i>
Mg(x) (MN.m)	0,000	1,187	1,187	2,189	2,790	2,991
ep1 (m)	0,099	-0,551	-0,546	-0,808	-0,808	-0,808
In (m4)	0,580	0,519	0,519	0,469	0,469	0,4687
Bn (m²)	1,653	1,267	1,262	0,922	0,922	0,9220
V'n (m)	1,04106	1,027	1,022	1,035	1,035	1,035
β	0,000	-1,260	-1,249	-3,773	-4,809	-5,156
α	0,6218	1,3738	1,3664	2,477	2,4773	2,4773
Δσ_{rac} (MPa)	10,913	21,383	21,283	35,611	33,424	32,964

b- Effet de la 2ème famille sur elle-même :

Le câble de cette famille est tiré en dernier donc :

$$\Delta\sigma_{rac} = 0$$

c- Effet de la dalle sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{M_g(x)}{I_n} \times e_p \times \frac{E_p}{E_{bt28}}$$

$$M_g(x) = g_{dall} \times \left(\frac{l-x}{2}\right) x$$

Tableau V.13 : Valeurs de perte après l'effet de la dalle sur la 1ère famille.

<i>Paramètre</i>	<i>0</i>	<i>L/8 (-e)</i>	<i>L/8 (+e)</i>	<i>L/4</i>	<i>3L/8</i>	<i>L/2</i>
Mg(x)	0,00	0,61	0,61	1,04	1,28	1,35
ep1 (m)	0,099	-0,551	-0,546	-0,808	-0,808	-0,808
In (m4)	0,580	0,519	0,519	0,469	0,469	0,469
Δσ_{racc} (MPa)	0,00	-3,35	-3,32	-9,26	-11,46	-12,03

d- Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{racc} = k * \frac{E_p}{E_{bt28}} [n_2 * Ap * \Delta\sigma_{cj} \left(\frac{1}{A_n} + \frac{ep1 * ep2}{I_n} \right)]$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \Delta\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{f2} + \Delta\sigma_{g2} + \Delta\sigma_{r2/2})$$

$$\alpha = \frac{1}{A_n} + \frac{ep1 * ep2}{I_n}$$

Tableau V.14 : Valeurs de perte après l'effet de la 2ème famille sur la 1ère famille.

	0	L/8 (-e)	L/8 (+e)	L/4	3L/8	L/2
Position	0	L/8		L/4	3L/8	L/2
		-e	+e			
<i>Bn (m²)</i>	2,031	1,645	1,6401	1,3000	1,300	1,300
<i>In (m4)</i>	0,96	0,89	0,89	0,8367	0,84	0,84
<i>ep1 (m)</i>	-0,103	-0,809	-0,806	-1,107	-1,107	-1,107
<i>ep2 (m)</i>	/	/	0,718	-0,8934	-0,893	-0,893
<i>α</i>	/	/	-0,038	1,951	1,951	1,9510
<i>Δσ_{racc} (MPa)</i>	/	/	-0,373	22,08	22,58	22,81

e- Effet des compléments sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{M_c}{I_n} \times e_{p1} \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$M_c = g_c \times \left(\frac{l-x}{2} \right) x$$

Tableau V.15 : Valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 1ère famille.

	<i>0</i>	<i>L/8 (-e)</i>	<i>L/8 (+e)</i>	<i>L/4</i>	<i>3L/8</i>	<i>L/2</i>
Position	0	L/8		L/4	3L/8	L/2
		-e	+e			
<i>Mc</i>	0,000	0,850	0,850	1,447	1,790	1,880
In (m4)	0,96	0,89	0,89	0,84	0,84	0,84
<i>ep1 (m)</i>	-0,103	-0,809	-0,806	-1,107	-1,107	-1,107
$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	0,00	-3,995	-3,98	-9,92	-12,27	-12,89

f- Effet des compléments sur la 2ème famille :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{M_c}{I_n} \times e_{p1} \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Tableau V.16 : valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 2ème famille

<i>Position</i>	<i>0</i>	<i>L/8 (-e)</i>	<i>L/8 (+e)</i>	<i>L/4</i>	<i>3L/8</i>	<i>L/2</i>
<i>Mc</i>	0,000	0,850	0,850	1,447	1,790	1,880
In (m4)	0,96	0,89	0,89	0,84	0,84	0,84
<i>ep2 (m)</i>	/	/	0,718	-0,893	-0,893	-0,893
$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	0,00	0,00	3,545	-8,008	-9,91	-10,405

Les résultats de pertes par raccourcissement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Les résultats de pertes par raccourcissement récapitulés

Type de perte	0	L/8 (-e)	L/8 (+e)	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{\text{racc}} 1/1$	10,913	21,383	21,283	35,611	33,424	32,964
$\Delta\sigma_{\text{racc}} D/1$	0,000	-3,350	-3,320	-9,258	-11,455	-12,030
$\Delta\sigma_{\text{racc}} 2/1$	0,000	0,000	-0,373	22,081	22,584	22,806
$\Delta\sigma_{\text{racc}} C/1$	0,000	-3,995	-3,980	-9,920	-12,274	-12,890
$\Delta\sigma_{\text{racc}} C/2$	/	/	3,545	-8,008	-9,908	-10,405
$\Delta\sigma_{\text{racc}} \text{ totale}$	10,913	14,038	17,156	30,505	22,371	20,445

Les pertes instantanées sont récapitulées dans **Tableau IV.18**.

V.2.4. Pertes de tension différées :

Les pertes de tension différées résultent de plusieurs phénomènes et ne se manifestent qu'à long terme. Les principales causes de ces pertes étudiées sont les suivantes :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par relaxation des câbles.
- Pertes par fluage.

Tableau V.18 : Récapitulatif des pertes instantanées (MPa).

Famille	Position	Frottement	Reculé	Raccourcissement	Totale
1 ^{er} famille	X=0	0	210,96	10,913	221,873
	X=L/8	38,3636	134,23	14,038	186,6316
	X=L/8	38,3636	134,23	13,611	186,2046
	X=L/4	79,7073	51,55	38,513	169,7703
	X=3L/8	91,8843	27,19	32,279	151,3533
	X=L/2	104,0613	2,84	30,850	137,7513
2 ^{ème} famille	X=0	0	0	0	0
	X=L/8	0	0	0	0
	X=L/8	0	437,16	3,545	397,882
	X=L/4	174,1610	88,84	-8,008	254,993
	X=3L/8	201,8255	33,51	-9,908	225,4275
	X=L/2	214,0025	9,16	-10,405	212,7575

V.1.4.2. Retrait du béton :

Voici une reformulation claire et adaptée à un rapport technique :

Le retrait du béton débute dès les premières phases de son durcissement, tandis que la mise en tension des câbles n'intervient qu'après que le béton a atteint la résistance requise. Par conséquent, les câbles ancrés dans le béton ne sont affectés que par le raccourcissement résultant du retrait survenu après leur mise en tension.

L'expression des pertes de précontrainte dues au retrait est définie par le BPEL comme suit :

$$\Delta\sigma_r = EP \times \varepsilon_r \times (1 - r(t))$$

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}} \quad [cm]$$

$$\begin{cases} \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \\ E_p = 195 \times 10^3 \text{ MPa} \end{cases}$$

- t_0 : jour de mise en tension
- $r(t_0)$ fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps exprimée en (cm).

Les caractéristiques géométriques des sections utilisées dans les calculs sont les suivantes :

Tableau V.19 : Surfaces et périmètres des sections poutre seule considérées.

Poutre seule	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
A_n (m)	1,653	1,267	1,262	0,922	0,922	0,922
Périmètre	6,391	6,744	6,744	7,031	7,031	7,031

Tableau V.20 : Surfaces et périmètres des sections poutre + dalle considérée.

Poutre seule	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
A_n (m)	2,031	1,645	1,640	1,300	1,300	1,300
Périmètre	7,031	7,384	7,384	7,671	7,671	7,671

1 ère famille : $t_0 = 28$ jours.

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre seule.

Tableau V.21 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 1 ère famille : t0 = 28 jours.

Section	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
r_m	26,105	24,739	24,739	23,729	23,729	23,729
$r(t_0)$	0,106	0,106	0,112	0,112	0,116	0,116
$\Delta\sigma r$ (MPa)	34,847	34,847	34,643	34,643	34,479	34,479

2 ème famille : j = 28 jours.

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre + dalle.

Tableau V.22 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 2ème famille : t0 = 28 jours.

Section	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
r_m	0	0	27,714	26,676	26,676	26,676
$r(t_0)$	0	0	0,101	0,104	0,104	0,104
$\Delta\sigma r$ (MPa)	/	/	31,136	30,893	30,893	30,893

V.2.4.2. Pertes par relaxation des câbles :

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma p = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prj}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$\mu_0 = 0.43$ (pour les armatures à très basse relaxation TBR). (BPEL 91 révisé 99).

$$\mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prj}} \quad \text{avec } f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

1ère famille :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{recul}(x) + \Delta\sigma_{acc}(x))_1$$

Tableau V.23 : Valeur de perte par relaxation dans la 1 ère famille.

Section	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
$\sigma_{pi}(x)$	1254,125	1288,491	1289,159	1306,255	1324,664	1338,269
$\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prj}}$	0,674	0,693	0,693	0,702	0,712	0,719
$\Delta\sigma p$ (MPa)	45,950	50,780	50,876	53,352	56,070	58,114

2ème famille :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{recul}(x) + \Delta\sigma_{ra\ cc}(x))_2$$

Tableau V.24 : Valeur de perte par relaxation dans la 2eme famille.

Section	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
$\sigma_{pi}(x)$	0	0	1034,261	1198,950	1228,009	1240,462
$\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prj}}$	0	0	0,556	0,645	0,660	0,667
$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)	0	0	19,556	38,594	42,407	44,083

V.3.4.2. Pertes par fluage :

Le fluage du béton est une déformation différée provoquée par l'action prolongée d'une contrainte constante. Les câbles de précontrainte, étant ancrés dans le béton, accompagnent cette déformation, ce qui entraîne une réduction progressive de leur tension.

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_M) \text{ (BPEL 91).}$$

σ_M : contrainte maximale dans le béton au niveau de câble moyen a la mise en tension, pour le calcul on considère les caractéristiques géométriques de la poutre seule + dalle

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application, pour la calculer on considère les caractéristiques géométriques de la poutre + dalle

$E_p = 195\ 000$ MPa Module d'élasticité des armatures.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton au jour 'j'

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} = 37619.471 \text{ MPa (à 28 jours)}$$

Pour la 1 ère famille :

$$\sigma_M(x) = \frac{P}{An} + \frac{p * e_m^2(x)}{In} + \frac{M_p(x) * e_m(x)}{In}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{P_{f1}}{An} + \frac{P_{f1} * e_{m1}^2(x)}{In} + \frac{M_g(x) * e_{m1}(x)}{In} + \frac{P_{f2}}{An} + \frac{P_{f2} * e_{m1}(x) * e_{m2}(x)}{In}$$

p_f : La tension finale dans le câble après l'estimation des pertes $P = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pT})$.

M_g : Moment du au poids propre du tablier.

Pour la 2ème famille :

$$\sigma_M(x) = \frac{P}{An} + \frac{p * e_{m2}^2(x)}{In} + \frac{M_p(x) * e_{m2}(x)}{In}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{P_{f2}}{An} + \frac{P_{f2} * e_{m2}^2(x)}{In} + \frac{M_g(x) * e_{m2}(x)}{In} + \frac{P_{f1}}{An} + \frac{P_{f1} * e_{m1}(x) * e_{m2}(x)}{In}$$

Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.25 : Contrainte maximale du câble moyen σ_M pour la 1 ère famille.

Paramètre	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
Mg(x)	0,000	1,187	1,187	2,189	2,790	2,991
ep ₁ (m)	0,099	-0,551	-0,546	-0,808	-0,808	-0,808
P (MN)	6,778	6,928	6,929	7,074	7,152	7,197
σ_M (MPa)	4,211	8,251	8,212	13,740	12,896	12,718

Tableau V.26 : Tableau IV.28 : Contrainte finale du câble moyen σ_b pour la 1ère famille.

Paramètre	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
Mg(x)	0,000	1,187	1,187	2,189	2,790	2,991
ep ₁ (m)	0,099	-0,551	-0,546	-0,808	-0,808	-0,808
ep ₂ (m)	0,000	0,000	0,952	-0,892	-0,892	-0,892
Pf ₁ (MN)	6,731	6,895	6,899	6,948	7,033	7,080
Pf ₂ (MN)	0	0	1,950	2,235	2,285	2,300
σ_b (MPa)	4,736	5,569	4,306	12,523	11,195	10,905

Tableau V.27 : Contrainte finale du câble moyen σ_M Pour la 2ème famille.

<i>Paramètre</i>	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
Mg(x)	0	1,187	1,187	2,189	2,790	2,991
ep1 (m)	0,099	-0,575	-0,571	-1,106	-1,106	-1,106
ep2	0	0	0,952	-0,892	-0,892	-0,892
P (MN)	0	0	1,950	2,235	2,235	2,285
σ_M(MPa)	0	0	4,146	14,957	14,634	14,600

Tableau V.28 : Contrainte finale du câble moyen σ_b pour la 2 ème famille.

<i>Paramètre</i>	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
Mg(x)	0,000	1,187	1,187	2,189	2,790	2,991
ep1 (m)	0,099	-0,551	-0,546	-0,808	-0,808	-0,808
ep2 (m)	0,000	0,000	0,952	-0,892	-0,892	-0,892
Pf1 (MN)	6,731	6,895	6,899	6,948	7,033	7,080
Pf2 (MN)	0	0	1,950	2,235	2,285	2,300
σ_b (MPa)	0	0	6,268	11,337	10,335	10,118

Tableau V.29 : Pertes dues au fluage du béton.

<i>Paramètre</i>		X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
1^{er} Famille	$\Delta\sigma_{flu1}$	45,593	69,690	63,234	121,969	111,777	109,298
2^{eme} Famille	$\Delta\sigma_{flu2}$	0,000	0,000	58,743	121,347	113,45	111,905

Les résultats obtenus après le calcul des pertes différées pour l'ensemble des câbles sont représentés dans le tableau ci-après :

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{flu} + 5/6 \Delta\sigma_{relax}$$

Tableau V.30 : Pertes différées totales.

$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
1^{er} Famille	118,844	146,765	140,393	200,960	193,035	191,732
2^{eme} Famille	0	0	110,102	187,495	182,920	182,325

On résume toutes les pertes de précontrainte dans le **Tableau IV.31** ci-après :

Tableau V.31: Pertes totales de précontrainte

Paramètre		X=0	X=L/8	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
1^{er} Famille	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	220,898	186,543	185,848	169,317	150,908	141,499
	$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	118,844	146,765	140,393	200,960	193,035	191,732
	$\Delta\sigma_{tot}$ (MPa)	339,742	333,308	326,241	370,277	343,943	333,231
2^{eme} Famille	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	0,000	0,000	397,882	226,178	196,616	187,972
	$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	0,000	0,000	110,102	187,495	182,920	182,325
	$\Delta\sigma_{tot}$ (MPa)	0,000	0,000	507,984	413,673	379,536	370,296
%$\Delta\sigma_{tot}$		23.02	22,58	28,26	26,56	24,51	23,83

NB :

On remarque que les pertes calculées sont d'environ 28 %, ce qui confirme que l'estimation initiale de 30 % reste valable. De plus, les résultats obtenus pour le nombre de câbles demeurent également satisfaisants.

V.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES :

V.1.5. Sections de Vérification :

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tous points de la poutre, les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{min} \leq \sigma \leq \sigma_{max}$$

Trois sections ont été retenues pour la vérification des contraintes normales : $x = L/8$, $x = L/4$, $x = 3L/8$ et $x = L/2$, tandis que la vérification des contraintes tangentielles a été effectuée au niveau de l'appui, en $x = 0.6$.

Tableau V.32: Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre seule.

Poutre seule					
Section	X=0	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
H	2	2	2	2	2
A _n	1.65	0.922	0.922	0.922	0.922
V' _n	1.03	1.003	1.003	1.003	1.003
V _n	0.97	0.997	0.997	0.997	0.997
I _n	0.5864	0.4649	0.4649	0.4649	0.4649
ρ%	35	50	50	50	50

Tableau V.33: Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre + dalle.

Poutre + dalle					
Section	X=0	X=L/8	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
H	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
A _n	2.03	1.3	1.3	1.3	1.3
V' _n	1.24	1.3328	1.3328	1.3328	1.3328
V _n	1.06	0.967	0.967	0.967	0.967
I _n	0.97	0.8227	0.8227	0.8227	0.8227
ρ%	36	49	49	49	49

V.2.5. Justification de la poutre à l'ELS :

V.1.5.2. Vis avis des contraintes normales :

Cette vérification consiste à déterminer les contraintes développées dans le béton puis à les comparer aux limites admissibles. Elle doit être réalisée pour chaque phase de construction ainsi qu'en phase de service.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} (P \times e_p + M_g) \geq \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I_n} (P \times e_p + M_g) \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

- En phase de construction : $\overline{\sigma}_{bt} = -0.7 f_{tj}$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$
- En phase d'exploitation : $\overline{\sigma}_{bt} = 0$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{28}$

Selon l'article 4.1.31 du BPEL, les limites admissibles suivantes sont adoptées :

- En phase de construction : $P = n \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p)$
- En phase d'exploitation : $P = n \times A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_p)$

Avec :

n : Nombre de câble de précontrainte.

$\sigma_{p0}=1488$ MPa : La tension à l'origine

$A_p=1800 \times 10^{-6}$ m² Section utile d'un câble 12T15s.

$\Delta\sigma_p$: Somme des pertes à l'âge considéré (en MPa).

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées $j^{\text{ème}}$ jours après la mise en tension sont données par : $\Delta\sigma_{dg} = r(j) \cdot \Delta\sigma_d$ $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$

Phase 0 : Ferrailage passif et bétonnage de la poutre :

Structure résistante

- Aucune structure résistante active.
- La poutre est encore en fabrication sur banc de préfabrication.

Travaux réalisés

- Mise en place des armatures longitudinales inférieures et supérieures.
- Mise en place des étriers et armatures de renforcement aux zones d'ancrage.
- Mise en place des gaines des trois câbles de précontrainte d'about.
- Positionnement des ancrages.
- Vérification de l'enrobage et de la géométrie.
- Bétonnage de la poutre.
- Cure du béton jusqu'à atteindre la résistance de mise en tension.

Rôle du ferrailage passif

- Reprise des efforts tranchants.
- Contrôle de la fissuration.
- Reprise des efforts locaux aux ancrages.
- Sécurité de la poutre lors des phases de manutention.

Phase 1 : Première mise en tension des câbles d'about (J+7) :

Structure résistante

- Section nette de la poutre seule à mi-travée.

Situation de l'ouvrage

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.
- La dalle n'existe pas encore.
- Seul le poids propre de la poutre agit.

Mise en tension

Les trois câbles d'about sont mis en tension à 50 % de leur effort final.

Effort de précontrainte

$$P_1 = 0.5 \times n \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p)$$

Objectif

- Introduire progressivement la compression dans le béton.
- Éviter les fissures dues au poids propre.
- Réduire les contraintes de traction dans la fibre inférieure.

Moment appliqué

$$M_G = 2.991 \text{ MN.m}$$

Vérification

- Contraintes au transfert.
- Absence de traction excessive.
- Résistance suffisante du béton jeune.

Phase 2 : Deuxième mise en tension des câbles d'about (J+28) :

Structure résistante

- Section nette de la poutre seule.

Situation de l'ouvrage

- Le béton a atteint sa résistance quasi définitive.
- La poutre est prête pour le transport et la pose.

Mise en tension

Les trois câbles sont amenés à leur tension définitive.

Effort de précontrainte

$$P_1 = 3 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{pinst1})$$

Objectif

- Obtenir la précontrainte définitive.
- Compenser totalement le poids propre.
- Limiter les flèches futures.

Moment appliqué

$$M_G = 2.991 \text{ MN.m}$$

Vérification

- Contraintes en fibre supérieure.
- Contraintes en fibre inférieure.
- Respect des limites réglementaires.

Phase 3 : Pose sur appuis et coulage de la dalle (J+30)

Structure résistante

- Poutre seule.

Situation de l'ouvrage

- La poutre est levée puis installée sur les appareils d'appui.
- La dalle n'est pas encore durcie et ne participe donc pas à la résistance.

Travaux réalisés

- Pose des poutres sur les piles et culées.
- Mise en place du coffrage de dalle.
- Mise en place du ferrailage de la dalle.
- Coulage du béton de la dalle.
- Pertes différées

Les trois câbles commencent à perdre une partie de leur tension sous l'effet du fluage et du retrait :

$$\Delta\sigma_{dg1} = \frac{t}{2} \Delta\sigma_d$$

Effort de précontrainte restant

$$P_1 = 3 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{pinst1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

Objectif

- Créer la future section composite.
- Préparer le fonctionnement définitif du tablier.
- Moment appliqué

$$M_G = 4.133 \text{ MN.m}$$

- Ce moment comprend
- Poids propre de la poutre.
- Poids du béton frais de la dalle.

Phase 4 : Mise en tension du câble extradossé (J+56)

Structure résistante

- Section composite poutre + dalle.

Situation de l'ouvrage

- La dalle a atteint sa résistance.
- La liaison poutre-dalle est effective.
- La section travaille désormais comme une seule pièce.

Mise en tension

Le quatrième câble placé à l'extrados est tendu à 100 %.

Effort dans les trois câbles d'about

$$P_1 = 3 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{pinst1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

Effort dans le câble extradossé

$$P_2 = 1 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{pinst2})$$

Pourquoi attendre le durcissement de la dalle ?

Parce que :

- Le câble extradossé doit agir sur la section composite complète ;
- Son excentricité est importante ;
- Il développe un moment de précontrainte élevé ;
- Son efficacité est maximale lorsque la dalle participe à la résistance.

Moment appliqué

$$M_G = 4.133 \text{ MN.m}$$

Vérification

- Contraintes dans la section composite.
- Compression maximale admissible.
- Équilibre des moments.

Phase 5 : Mise en place des équipements du tablier (J+60)

Structure résistante

- Section composite poutre + dalle.

Travaux réalisés

- Étanchéité.
- Couche de protection.
- Corniches.
- Garde-corps.
- Équipements ferroviaires.
- Éventuels réseaux techniques.

Pertes différées

$$\Delta\sigma_{dg} = \frac{t}{32} \Delta\sigma_d$$

Effort dans les câbles d'about

$$P_1 = 3 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{pinst1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

Effort dans le câble extradossé

$$P_2 = 1 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{pinst2})$$

Moment appliqué

$$M_C = 6.082 \text{ MN.m}$$

Ce moment comprend

- Poids propre de la poutre ;
- Poids de la dalle ;
- Poids des équipements permanents.

Phase 6 : Mise en service à vide

Structure résistante

- Section composite poutre + dalle.

Situation

- Tous les équipements sont installés.
- Le pont est terminé mais sans charge ferroviaire.
- Précontrainte effective

$$P_1 = 3 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{pinst1} + \Delta\sigma_{pdif1}))$$

$$P_2 = 1 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{pinst2} + \Delta\sigma_{pdif2}))$$

Moment appliqué

$$M_C = 6.082 \text{ MN.m}$$

Vérification

- Contraintes à long terme.
- Flèche finale du tablier.

- Compression résiduelle dans le béton.

Phase 6 : Mise en service sous charges d'exploitation

Structure résistante

- Section composite poutre + dalle.

Situation

Le pont supporte désormais :

- les charges permanentes ;
- les charges ferroviaires LM71 ;
- les effets dynamiques.

Précontrainte finale

$$P_1 = 3 \times A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.2(\Delta\sigma_{pinst1} + \Delta\sigma_{pdif1}))$$

$$P_2 = 1 \times A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.2(\Delta\sigma_{pinst2} + \Delta\sigma_{pdif2}))$$

Moment maximal obtenu

$$M_C = 10.79373 \text{ MN.m}$$

- Vérifications finales
- Contraintes ELS.
- Résistance ELU.
- Ouverture des fissures.
- Flèches admissibles.
- Sécurité globale de l'ouvrage

Voici un tableau qui résume les contraintes admissibles dans chaque phase :

Tableau V.34 : Valeur des contraintes admissibles pour chaque phase.

Etat	Phase	f_{cj}	f_{tj}	$\overline{\sigma}_{bt}$	$\overline{\sigma}_{bc}$
Construction	1 7 ^{ème} jours	26.49	2.2	-1.54	16.03
	2 28 ^{ème} jours	40	3	-2.1	24
	3 30 ^{ème} jours	40	3	-2.1	24
	4 56 ^{ème} jours	40	3	-2.1	24
	5 60 ^{ème} jours	40	3	-2.1	24
Exploitation	6 Service à vide	40	3	0	20
	Service en charge	40	3	0	20

- Voici un tableau qui résume la valeur de Pi dans l'about et l'extrados à chaque phase :

Tableau V.35 : La valeur de Pi dans l'about et l'extrados à chaque phase.

		About	Extrados	La somme
Phase		P ₁ (MN)	P ₂ (MN)	
1	7 ^{ème} jours	3.76		3.76
2	28 ^{ème} jours	7.51		7.51
3	30 ^{ème} jours	7.5		7.5
4	56 ^{ème} jours	7.4	2.67	10.07
5	60 ^{ème} jours	7.47	2.69	10.16
6	Service à vide	5.65	1.8	7.45

	Service en charge	6.7	2.17	8.87
--	-------------------	-----	------	------

- Voici un tableau qui résume les valeurs de pertes différées dans les phases 3, 4 et 5

Tableau V.36 : Les valeurs de pertes différées dans les phases 3, 4 et 5.

Phase	Jour	r (j)	$\Delta\sigma_{dg}$ (Mpa)
3	30 ^{ème} jours	2	0.082
4	56 ^{ème} jours	28	0.104
5	60 ^{ème} jours	32	0.117

Avec : $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$ et $r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{perimetre de la section}} \text{ (cm)}$

Voici un tableau présentant les excentricités moyennes des câbles de chaque famille à $X = \frac{L}{2}$

Tableau V.37: L'excentricité moyennes des câbles de chaque famille à $X=L/2$.

	X=L/2	
	Câbles d'about	Câble d'extrados
Section nette	$e_{m1}(m)$	$e_{m2}(m)$
Poutre seule	-0.718	
Poutre seule + dalle	-1.0528	-1.0528

Les résultats des vérifications des contraintes normales à l'état limite de service (ELS) sont présentés dans les deux tableaux ci-après :

Tableau V.38 : Vérification des contraintes normales supérieures σ_{sup} à l'ELS.

Phase		$\overline{\sigma}_{sup}$	$\overline{\sigma}_{inf}$	$\overline{\sigma}_{bt}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérification
1	7 ^{eme} jours	4,7	3.45	-1.54	16.03	Vérifier
2	28 ^{eme} jours	3.05	13.27	-2.1	24	Vérifier
3	30 ^{eme} jours	5,48	10,8	-2.1	24	Vérifier
4	56 ^{eme} jours	0,15	18,21	-2.1	24	Vérifier
5	60 ^{eme} jours	2,39	15,28	-2.1	24	Vérifier
6	Service à vide	8,67	4,13	0	20	Vérifier
	Service en charge	3,12	11,49	0	20	Vérifier

$\sigma_{cp} = \frac{P}{A_n}$: contrainte de compression due au précontrainte.

$\sigma_{mp} = \frac{y_i P_{ep}}{I_n}$: contrainte de flexion due au moment de précontrainte $y_i = y_n$ ou y_n' .

$\sigma_0 = \frac{y_i M_g}{I_n}$: contrainte de flexion due au moment de la poutre sous poids propre ou surcharge.

Conclusion :

Les contraintes normales sont vérifiées aussi bien en phase de construction qu'en phase de service, conformément aux exigences de vérification à l'état limite.

V.2.5.2. Vis avis des contraintes tangentiellés :

On considère la section d'about, notamment au niveau de l'appui de première famille. Dans notre cas, l'étude est réalisée en classe I ($\sigma_t = 0$); il convient donc de vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 \end{cases}$$

$\sigma_x = \frac{\sum P_{icosai}}{A_n}$: Contrainte normale longitudinale.

$A_n = \frac{P}{n}$: force de précontrainte par câble dans chaque phase.

n : nombre de câble d'about

P : la force totale appliquée par les câbles d'about pendant chaque phase présentée dans le **tableau V.35**.

$\tau = \frac{V_{red} \times S}{b_n \times I_n}$: Contrainte tangentielle de cisaillement.

$v_{red} = v_{ser} - v_p$: Effort tranchant réduit.

v_{ser} : Effort tranchant due au poids propre dans chaque phase.

$v_p = \sum P_{isinai}$: Effort tranchant dû à la précontrainte totale.

S : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe neutre.

I_n : Moment d'inertie net de la section.

$b_n = b_0 - mk\Phi$.

$m = 1$: nombre de gaines par lit.

$k = 0.5$: pour post tension avec injection de colis de ciment.

$\Phi = 80\text{mm}$: diamètre de la gaine.

Tableau V.39 : les données et les caractéristiques utilisées dans les calculs de vérifications

Phase	1	2	3	4	5	6	En charge
A_n	0,992	0,992	0,992	1,3	1,3	1,3	1,3
B_n	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S	0,46	0,46	0,46	0,62	0,62	0,62	0,62
I_n	0,4649	0,4649	0,4649	0,8237	0,8237	0,8237	0,8237
F_{cj}	26,49	24	24	24	24	24	24
F_{tj}	2,2	3	3	3	3	3	3

- Voici le tableau récapitulatif de vérification des contraintes tangentielles :

Tableau V.40: Vérification des contraintes tangentielles.

Phase	1	2	3	4	5	6	En charge
P_i	3,76	7,51	7,5	10,07	10,16	6,7	8,87
V_{ser}	0,398	0,398	0,546	0,546	0,8	1,552	1,552
V_p	0,76677	1,531501	1,529461	1,540167	1,553933	1,024739	1,356632
V_{red}	-0,36877	-1,1335	-0,98346	-0,99417	-0,75393	0,527261	0,195368
σ_x	3,703684	7,397518	7,387668	5,67682	5,727556	2,134843	5,000337
τ	-0,48011	-1,47573	-1,28039	-0,98462	-0,74669	0,522197	0,193492
τ^2	0,230505	2,177774	1,639396	0,969476	0,557549	0,27269	0,037439
$\overline{\tau_2^1}$	5,195242	12,47702	12,4652	10,41218	10,47307	6,161812	9,600405
$\overline{\tau_2^2}$	9,454117	13,88536	13,89338	14,79571	14,78298	13,5629	14,88333
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

V.3.5. Ferrailage passif longitudinal :

On distingue deux sortes d'armatures passives à prévoir dans les ouvrages en béton précontraint.

- Armatures longitudinales de peau.
- Armatures longitudinales dans les zones tendues.

V.1.5.3. Armatures longitudinales de peau :

Leur rôle est de répartir les effets du retrait et des variations de température. Elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce, parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 \text{ de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1 \% \text{ de la section de la poutre.} \end{array} \right.$$

$$A_n = 9220 \text{ cm}^2 \text{ (section nette à mi - travée)}$$

$$A_s = 9220 \times 0.001 = 9.22 \text{ cm}^2$$

On choisit donc une armature de **10HA12** avec une **A_s = 11.31 cm²**.

V.2.5.3. Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Il s'agit d'une section minimale réglementaire d'armatures à disposer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint.

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

A_t: Section du béton tendu.

N_{bt}: Intensité de la résultante des efforts de traction.

f_{tj}: La résistance à la traction du béton.

f_e: La limite d'élasticité des armatures utilisées. **f_e = 500 MPa**.

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

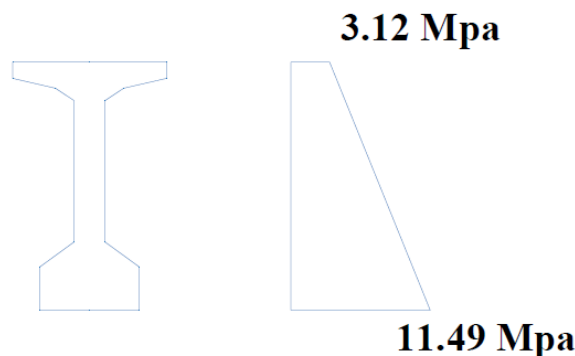


Figure V.3 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.

La fibre inférieure étant soumise à une compression, la section est entièrement comprimée. On met donc en place des armatures passives de peau, à caractère essentiellement constructif.

V.4.5. Vérification à la rupture :

V.1.5.4. Vis à vis de contraintes normales :

(On considère la section médiane)

Selon les prescritifs du BPEL91 Art 63, les justifications de la résistance vis-à-vis les sollicitations normales sont basées sur des hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.
- Le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots.

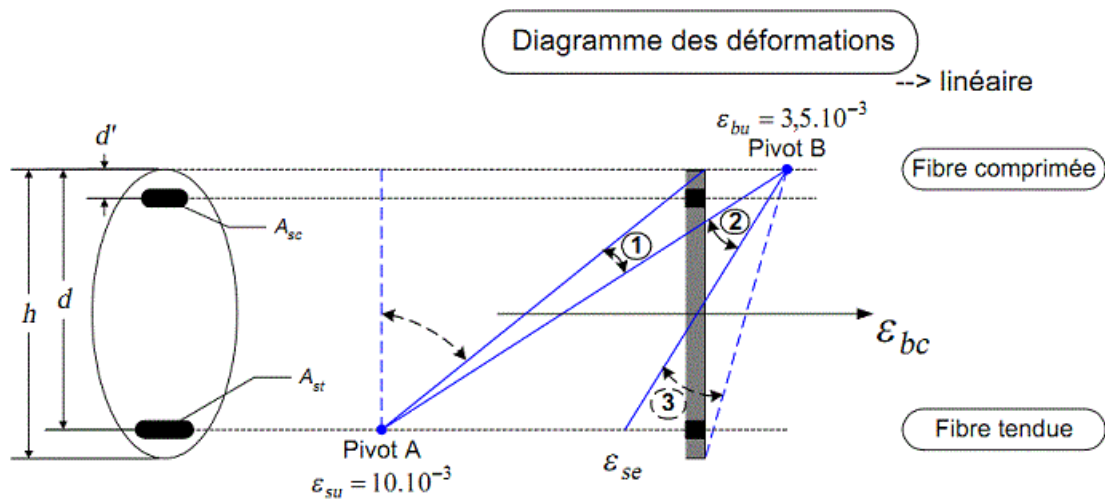


Figure V.4 : Diagrammes des déformations limites (ELU).

Cette justification a pour objectif d'assurer la résistance de la structure vis-à-vis de la ruine. Les calculs consistent à montrer que le point représentant les sollicitations de calcul (N_u, M_u) se situe à l'intérieur de la courbe d'interaction (N_u, M_u).

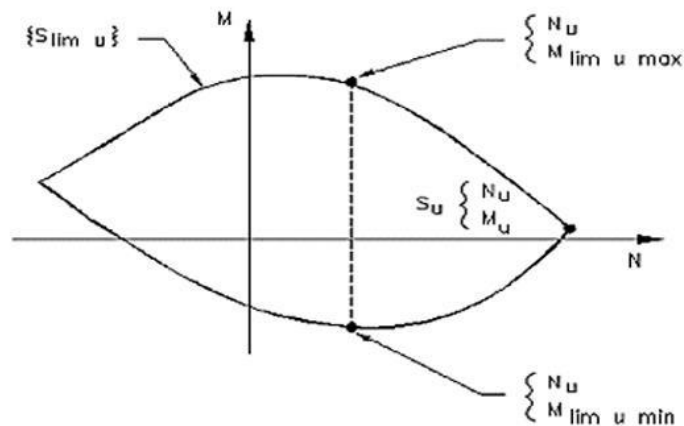


Figure V.5 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

ε_{bc} : déformation du béton

ε_{pm} : allongement préalable (du a la précontrainte et les pertes) au jour de la vérification ;

σ_{pm} : contrainte préalable, calculée sous les actions permanentes

$\Delta\varepsilon'_p$: un accroissement d'allongement du au retour à zéro de la contrainte au niveau du câble moyen

σ_{bpm} : contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les action permanentes et la précontrainte

$\Delta\varepsilon''_p$: une variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de 0

N_{bc} : effort normal de compression.

La résultante du problème consiste à :

- Calculer N_u puis supposer que $\overline{N_u} = N_u$ et par suite trouver M_u .
- On utilise P_m la précontrainte probable a l'ELU.

➤ **Sollicitations externes :**

$$N_u = P_m \cdot \gamma_p$$

Avec :

$$P_{mi} = P_0 - \Delta P_{Ti} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{PTi}) \cdot n_i \cdot A_p$$

$$N_u = (P_{m1} + P_{m2}) \cdot \gamma_p \quad \text{Et} \quad \gamma_p = 1.15$$

Tableau V.41: la valeur de la contrainte normale appliquée par les câbles

Famille	P_{mi}	N_u	N_u totale
1 ^{er} famille	6,23	7,17	9,48
2 ^{eme} famille	2,01	2,31	

$M_u = 15.51941 \text{ MN.m}$ (présenté dans le Tableau IV.8)

$d_p = 2.02 \text{ m}$

$d_s = 2.25 \text{ m}$

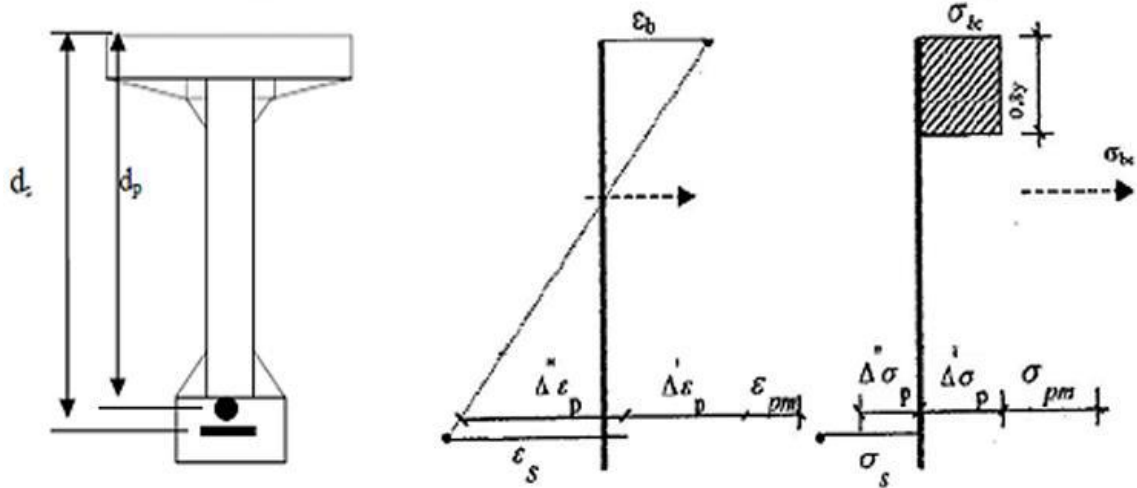


Figure V.6 : Equation d'équilibre.

1ère itération :

On suppose que le diagramme de déformation passé par le pivot A et B :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} : \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y}$$

$$0.8y = 0.467 \text{ m}$$

$$B(y) = 0.8068 \text{ m}^2$$

$$\frac{\Delta\varepsilon''_p}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_p - y}{y} \Leftrightarrow \Delta\varepsilon''_p = 8.63\text{‰}$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 5.86\text{‰}$$

$$\Delta\varepsilon'_p = n \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 0.17 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon''_p + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p = 14.66\text{‰}$$

$$\frac{f_{peg}}{\gamma_p} = 1443.91 \text{ Mpa}$$

$$\frac{f_{peg}}{\gamma_p E_p} = 7.4\text{‰}$$

$$\sigma_p(\varepsilon''_p + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p) = 1443.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p(\varepsilon_{pm}) = \varepsilon_{pm} \times E_p = 1142.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 300.51 \text{ Mpa}$$

$$\overline{N}_u = A_{bc} \times \frac{\alpha f_{c28}}{\theta \gamma_b} - n \times A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

$$\overline{N}_u = 11.16 \text{ Mpa} \geq \overline{N}_u = 9.48 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{vérifier}$$

Étant donné l'importance de la zone comprimée, le diagramme des déformations pivote autour du **pivot A**. Par conséquent, le béton n'atteint pas sa déformation limite de compression ($\varepsilon_{bc} < 3,5\%$), tandis que l'acier tendu atteint son allongement maximal réglementaire ($\varepsilon_s = 10\%$).

Ce pivotement entraîne une légère variation dans les valeurs de $\Delta\varepsilon''_p$; ε_{pm} et $\Delta\varepsilon'_p$ négligeable $\Delta\sigma_p = 300.51 \text{ MPa}$.

On recherche $A(y)$ avec $\overline{N}_u = N_u$

$$9.48 = A(y) \times \frac{0.85 \times 40}{1 \times 1.15} - 4 \times 1800 \times 10^{-6} \times 300.51 - 0$$

$$A(y) = 0.8 \text{ m}^2$$

$$y = 0.793 \text{ m}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \longrightarrow \varepsilon_{bc} = 1.905\%$$

$$M_u = A(y) \sigma_{bc} Z(y) + A_s \sigma_s (d_s - d_p) \quad \text{Avec : } Z(y) = d_p - 0.4y = 1.703 \text{ m}$$

$$M_u = 24,7 \text{ MN.m} > M_u = 15.52 \text{ MN.m} \longrightarrow \text{La résistance à l'ELU est assurée.}$$

V.2.5.4. Vis-à-vis des contraintes tangentielles :

On considère la section d'about.

Armature transversale de peau :

La section de ses armatures est fixée au moins à 2cm^2 (soit 1 cadre HA12) par mètre linéaire de parement avec un écart 20cm .

Minimum d'armature transversale :

$$\frac{A_t f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} > 0.6 \text{ Mpa} \quad (\text{BPEL 91})$$

$$s_t \leq \inf (1\text{m} ; 0.8h ; 3b_0) \quad \text{Avec : } h=2\text{m} ; b_0=0.5\text{m}$$

$$\Rightarrow s_t \leq 1\text{m}$$

$$b_n = 0.76 \text{ m}$$

$$\Rightarrow s_t < \frac{A_t f_e}{0.6 b_n \times 1.15}$$

On fixe $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ (1 cadre HA12)

$$\Rightarrow s_t \leq \frac{2.26 \times 500 \times 10}{20.6 \times 0.76 \times 1.15}$$

$$\Rightarrow s_t \leq 40.94 \text{ cm} \quad \text{On prend } s_t = 35 \text{ cm}$$

Nous optons pour $S_t = 10 \text{ cm}$ pour la section d'about et $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la section médiane $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la section intermédiaire.

Justification des armatures transversales en zone d'appui :

- Le but est de montrer que ces armatures sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues.
- La non rupture en traction des A_t On doit vérifier que $\tau_{ured} \leq \tau_u$

Avec :

$$\tau_u < \frac{A_t f_e}{s_t \times b_n \times 1.15} \times \cot g(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Conformément aux dispositions du BPEL 91, la vérification de l'âme est menée en supposant que celle-ci ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre. De plus, l'inclinaison β_u des bielles de béton est évaluée au niveau du centre de gravité (CDG) de la section.

$\frac{f_{tj}}{3}$: part de résistance du béton comprimé au cisaillement.

On a :

$$tg(2\beta_u) = \frac{2\tau_{ured}}{\sigma_{xu}\sigma_{yu}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{xu} = \gamma_b \sigma_{yu} \quad \text{et} \quad \sigma_{yu} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_b}$$

$$P_i /_{cables} = P_0 - \Delta \sigma_{pTot} \times A_p = 2.67 - 333.332 \times 0.0018 = 2.07 \text{ MN/C}$$

D'où :

$$\sigma_{xser} = \frac{2.07 \times (\cos(7.56) + \cos(11.79) + \cos(16))}{2.03} = 2.98 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u red} = \frac{V_{red} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

$$V_{u red} = V_{u max} - \sum P_i \cdot \sin \alpha_i$$

Tableau V.42 : Effort tranchant ultime réduit.

P_i (MN)	2.67
V_{u max} (MN)	2.23
$\sum P_i \cdot \sin \alpha_i$	1.26
V_{u red} (MN)	0.97

Tableau V.43 : La valeur de **$\tau_{u red}$** .

S (m³)	0.78
I_n (m⁴)	0,823
b_n (m)	0,76
$\tau_{u red}$ (MPa)	1.214

$$\tau_{u red} = \frac{V_{u red} \times S}{I \cdot b_n}$$

$$\sigma_{xu} = \gamma_b \times \sigma_{yu}$$

$$\Rightarrow \sigma_{xu} = 1.5 \times 2.99 = 4.575 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow tg(2\beta_u) = \frac{2\tau_{ured}}{\sigma_{xu}\sigma_{yu}} = 1.259 \Rightarrow \beta_u = 28.91^\circ < 30^\circ$$

Donc on prend $\beta_u = 30^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} \times \cot g(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Tableau V.44 : a valeur de $\bar{\tau}_u$.

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} \times \cot g(\beta_u)$	1.49
$\frac{f_{tj}}{3}$	1
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	2.49

D'où :

$$\tau_{ured} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.49 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée.})$$

➤ **Justification de la compression des bielles**

Il suffit de vérifier que

$$\bar{\tau}_{ured} = \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} \text{ (BPEL 91) pour } \beta_u = 30^\circ$$

$$\bar{\tau}_{ured} = \frac{40}{4 \times 1.5} = 6.67 \text{ MN} > \tau_{ured} = 1.21 \text{ MN} \quad (\text{Vérifiée.})$$

V.3.5.4. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) :

L'about d'une poutre subit une concentration d'efforts résultant de la transmission des réactions d'appui ainsi que de l'ancrage des forces de précontrainte. Les études expérimentales menées dans le cadre du BPEL ont mis en évidence l'existence de trois zones distinctes en aval des points d'application des efforts de précontrainte :

- Une zone de surface tendue.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement tendue.

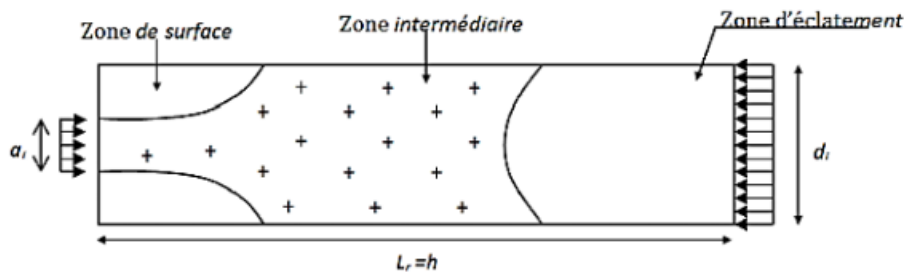


Figure V.7 : Zone de concentration des contraintes.

➤ Effet de surface :

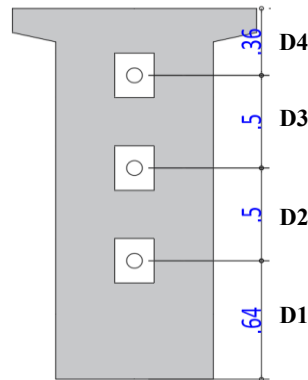


Figure V.8 : Zone de régularisation des ancrages

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j :

$$\text{Avec } h = 2m \text{ on a : } \begin{cases} d1 = \text{Min}(2D_1; D_2) \\ d2 = \text{Min}(D_2; 2D_3) \\ d3 = \text{Min}(D_3; 2D_4) \end{cases}$$

$$= \begin{cases} d1 = \text{Min}(1.28; 0.5) \\ d2 = \text{Min}(0.5; 1) \\ d3 = \text{Min}(0.5; 0.72) \end{cases} \Rightarrow d_{\min} = 0.5 m$$

On détermine le ferrailage à disposer par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times \frac{\text{Max } p_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec

p_{j0} : La tension à l'origine, $p_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 2.67MN$.

σ_{slim} : Contrainte de traction limite, $\sigma_{slim} = \frac{2}{3}f_e = 333.33MPa$.

$$\Rightarrow A_s = 0.04 \frac{\text{Max } p_{j0}}{\sigma_{slim}} = \frac{0.4 \times 2.67}{333.33} = 3.2cm^2$$

Donc on choisit un cadre de HA16 autour de chaque ancrage ($A_s = 3.2 cm^2$).

➤ Zone intermédiaire comprimée

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier

$$\sigma_{cj} = \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3}f_{cj}$$

$$\sigma_{cj} = \frac{2.67}{0.8 \times 0.5} = 6.675MPa \leq \frac{2}{3} \times 40 = 26.66MPa. \quad \text{Vérifiée}$$

Effet d'éclatement

Vérification des constraints du béton :

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5(1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25f_{tj}$$

Avec :

d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j, $d_j = 0.5m$.

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage, $a_j = 0.24m$.

b : base du talon, $b=0.8m$.

Alors :

$$\sigma_{tj} = 1.7335MPa \leq 1.25 \times 3 = 3.75 MPa. \quad \text{Vérifiée}$$

Ferraillage d'éclatement

La section au niveau j est obtenue par la formule suivant :

$$A_{ej} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25(1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \\ 0.15 \times \frac{\text{Max } p_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{array} \right.$$

On aura :

$$A_{ej} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25(1 - \frac{0.24}{0.5}) \times \frac{2.67}{\frac{2}{3} \times 500} = 10.41cm^2 \\ 0.15 \times \frac{3.348}{\frac{2}{3} \times 500} = 12.015cm^2 \end{array} \right.$$

Donc :

$A_e = 12.06cm^2$ On choisit 3 cadres de HA16 (8HA16, $A_e = 12.06cm^2$) sur la distance de $d_j = 50cm$, soit un cadre tous les 15 cm.

➤ Plan de ferrailage :

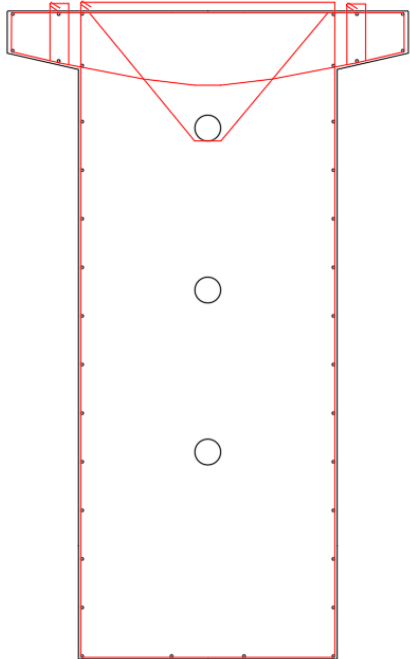
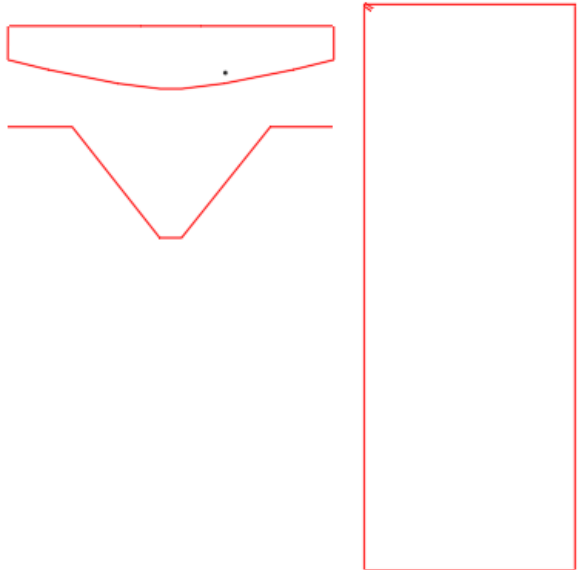
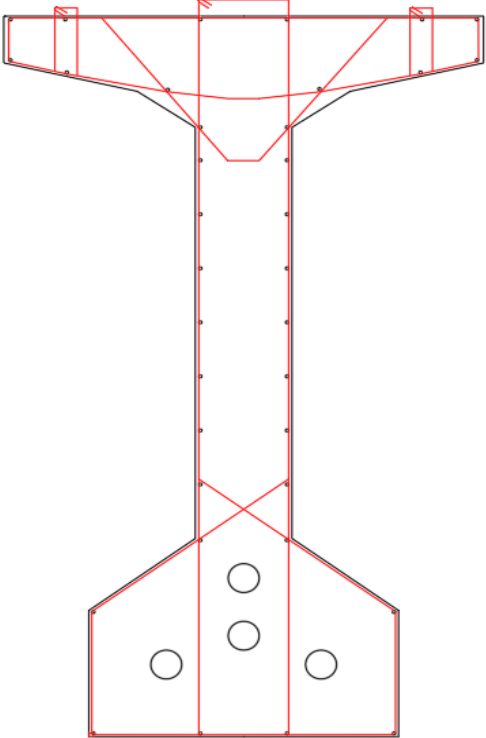
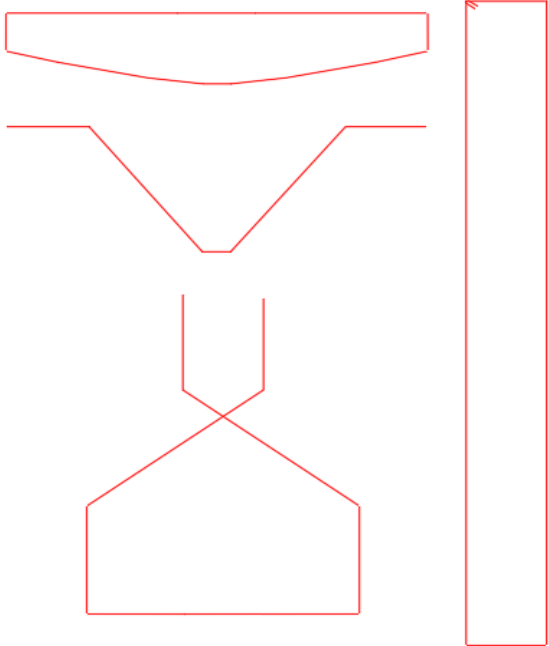
	
Ferrailage de la section d'about	Les cadres utilisés dans la section d'about
	
Ferrailage de la section mit-travée	Les cadres utilisés dans la section mit-travée

Figure V.9 : Plan de Ferrailage de la poutre.

CONCLUSION :

Ce chapitre porte sur l'étude de la précontrainte, le dimensionnement du ferrailage des poutres du pont et les différentes vérifications aux états limites. Les calculs effectués ont permis de confirmer que les sections satisfont aux exigences du BPEL 91, tant à l'état limite ultime (ELU) qu'à l'état limite de service (ELS).

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER

INTRODUCTION :

Le calcul des déformations constitue une étape essentielle afin d'assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure. Des déformations excessives peuvent affecter le bon comportement de l'ouvrage, accélérer la fatigue des matériaux et engendrer des interventions de réparation coûteuses. Dans ce contexte, l'étude portera sur les flèches et les rotations provoquées par les charges permanentes, les charges d'exploitation et la précontrainte, ainsi que par les effets différés tels que le fluage du béton et la relaxation des aciers.

VI.1. FLECHE ET CONTRE FLECHE :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte. Calculons ces flèches à l'aide de Midas civil.

VI.1.1. Flèche due au Poids Propre :

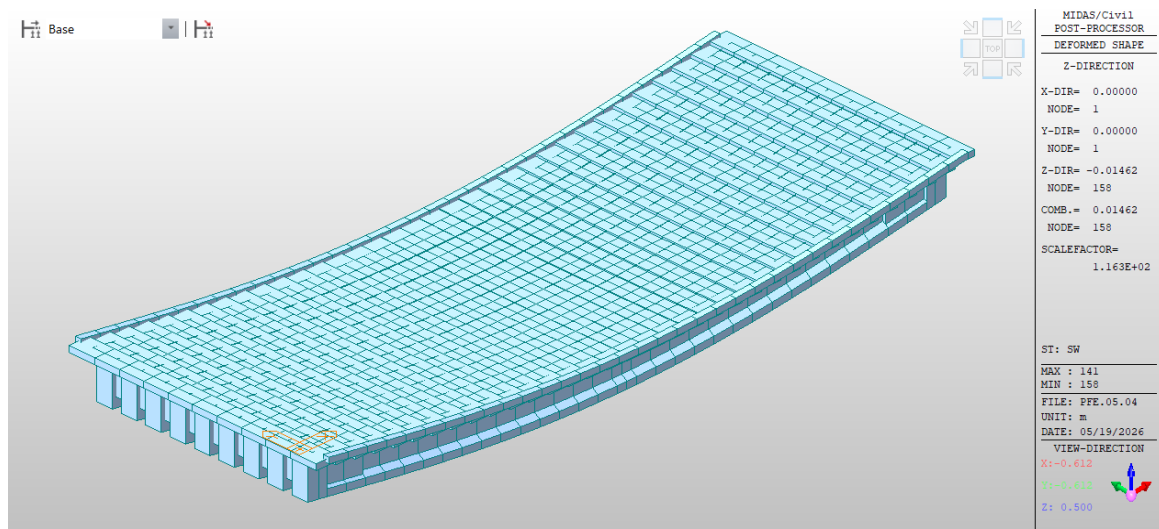


Figure VI.1 : Flèche du tablier sous G.

VI.2.1. Contre-flèche de précontrainte :

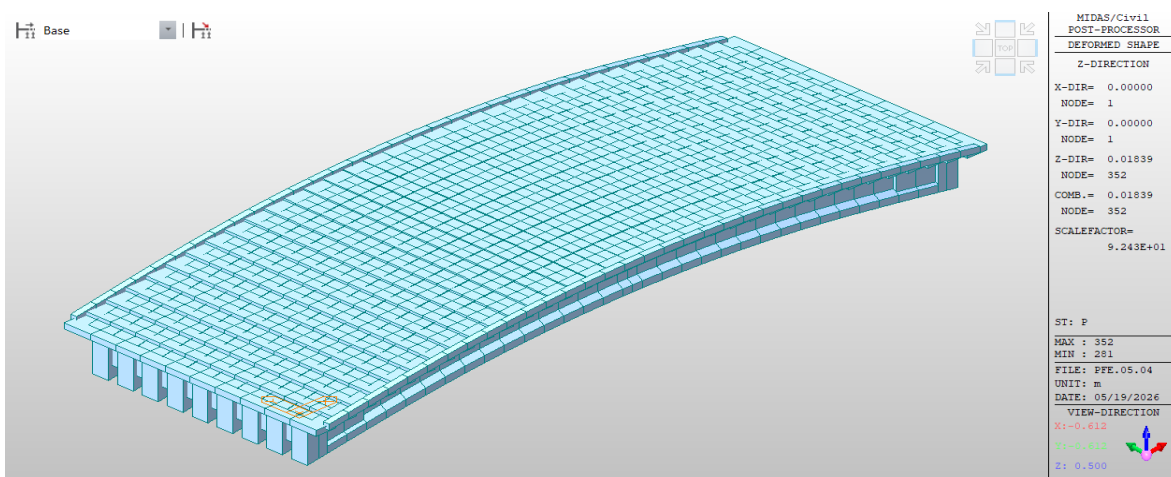


Figure VI.2 : Contre flèche max du tablier due à la mise en tension à 100 % des câbles.

VI.3.1. Flèche maximale à l'ELS :

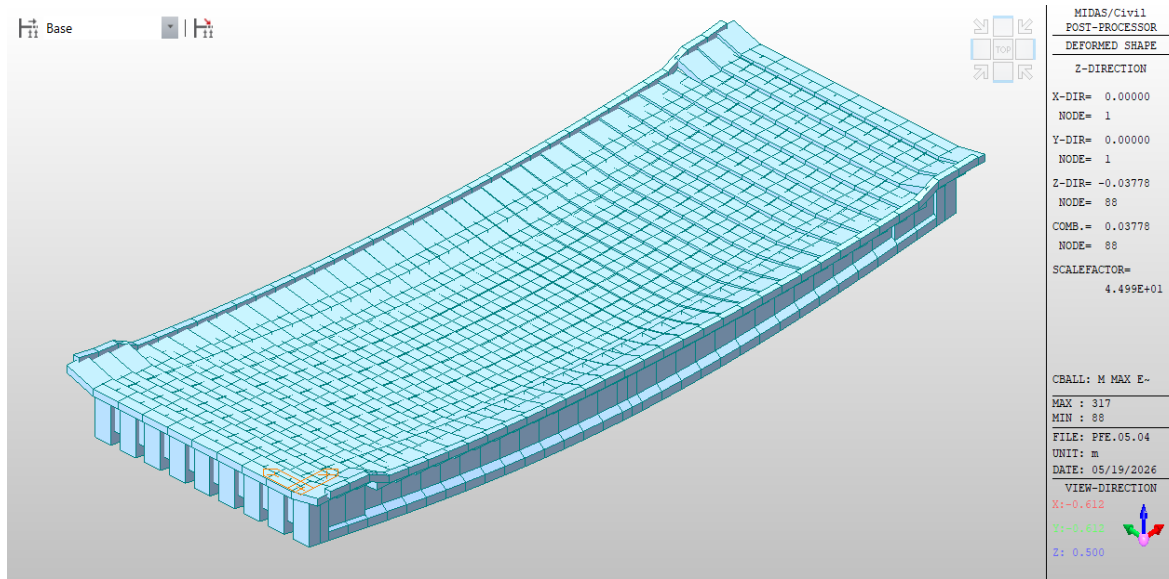


Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

VI.4.1. Flèche Totale :

La flèche réelle maximale de tablier en service est égale à :

$$f_T = f_{ELS} + f_p + f_c$$

La flèche admissible est égale à : $f_{adm} = \frac{L}{900} = \frac{33}{900} = 3.6 \text{ cm}$

Voici un tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.1 : Les valeurs des flèches calculées

$f_{ELS}(cm)$	3.77
$f_p(cm)$	-1.84
$f_G(cm)$	1.5
$f_T(cm)$	1.94
$f_{adm}(cm)$	3.6
Vérification	Vérifiée

Donc la flèche réelle maximale de tablier en service est inférieure à la flèche admissible.

$f_T < f_{adm}$ On conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VI.2. CALCUL DES ROTATIONS

VI.1.2. Rotation due au poids propre :

La rotation à l'appui est calculée comme suit :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I}$$

Avec :

$M_G = 6.082 \text{ MNm}$: Moment du au poids propre du tablier (MNm).

$L = 33\text{m}$: La longueur de la travée.

$I = 0.8227 \text{ m}^4$: Moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle) (en m^4).

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82 \text{ MPa}$: Module de déformation longitudinal à long terme.

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_G = 6.29 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VI.2.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation :

$$\theta_S = \frac{M_S \times L}{3 \times E_v \times I}$$

Avec :

$$M_S = M_{max} - M_G = 4.177 \text{ MN.m}$$

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_S = 4.87 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VI.3.2. Rotation due à la précontrainte :

La rotation due à la précontrainte est calculée par la formule suivante :

$$\theta_P = - \int_0^L \frac{M_P}{2 \times E_v \times I} dx = - \frac{1}{E_v \times I} \sum A_i$$

Avec :

M_P : Le moment de la précontrainte (en MNm).

A_i : L'aire de la section 'i' (en m^2).

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_P = -7.26 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VI.4.2. Rotation totale

VI.1.2.4. Rotation en service à vide

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P = -9.75 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

VI.2.2.4. Rotation en service à charge

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P + \theta_S = 3.9 \times 10^{-3} rad$$

Voici un tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.2 : les valeurs des rotations calculées

Les rotation	L'angle
$\theta_G(Rad)$	6.29×10^{-3}
$\theta_S(Rad)$	4.87×10^{-3}
$\theta_P(Rad)$	-7.26×10^{-3}
$\theta_T \text{ en service a vide}(Rad)$	-9.75×10^{-4}
$\theta_T \text{ en service en charge}(Rad)$	3.9×10^{-3}

VI.3. CALCUL DES DEPLACEMENTS

VI.1.3. Déplacement du la rotation d'appui

Le déplacement dû à la rotation d'appui est déterminé par la formule suivante :

$$\Delta\theta = \theta_T \times \frac{h}{2}$$

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre + dalle (en m).

On obtient après l'application numérique :

$$\Delta\theta = 3.9 \times 10^{-3} \times \frac{2.3}{2} = 0.45 cm$$

VI.2.3. Déplacement du au retrait

Le déplacement dû au retrait du béton est calculé comme suit :

$$\Delta_r = \frac{L}{2} \varepsilon_r (r(t) - r(t_0))$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}; \quad r_m = \frac{A_n \text{ (L'aire nette de la section)}}{P \text{ (Le périmètre de la section)}} \text{ (en cm)}; \quad \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

On obtient après l'application numérique :

$$\Delta_r = 0.31 cm$$

VI.3.3. Déplacement du au fluage du béton

Il est estimé par la relation suivante :

$$\Delta_{flu} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta\sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :

$E_p = 195000 MPa$: Module de déformation des armatures (en MPa).

Après l'application numérique on obtient :

$$\Delta_{flu} = \frac{33}{2} \times \frac{109.258}{195000} = 0.92 \text{ cm}$$

VI.4.3. Déplacement dû à la variation de température :

Le déplacement provoqué par la variation de la température est déterminé comme suit :

$$\Delta_T = \frac{L}{2} \times \varepsilon_T$$

Avec :

$\varepsilon_T = 3 \times 10^{-4}$: Pour les actions de courte durée

$\varepsilon_T = 2 \times 10^{-4}$: Pour les actions de longue durée

VI.1.3.4. Pour les actions de courte durée :

$$\Delta_T = \frac{33}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 0.495 \text{ cm}$$

VI.2.3.4. Pour les actions de courte durée

$$\Delta_T = \frac{33}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 0.33 \text{ cm}$$

On prend :

$$\Delta_T = 0.495 \text{ cm}$$

VI.5.3. Déplacement maximal total

Le déplacement maximal total est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{Tot} = \frac{2}{3} \times (\Delta_\theta + \Delta_r + \Delta_{flu}) + \Delta_T$$

Après l'application numérique on obtient :

$$\Delta_{Tot} = 1.48 \text{ cm}$$

Voici un tableau récapitulatif des résultats calculée

Tableau VI.3 : Les résultats de calcul de déplacement

Déplacement	Résultat (cm)
Δ_θ	0.45
Δ_r	0.31
Δ_{flu}	0.92
Δ_T	0.495
Δ_{Tot}	1.48

VI.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.1.4. Principe de ferrailage

Les entretoises assurent le liaisonnement transversal des poutres et contribuent à leur encastrement en torsion, garantissant ainsi le comportement solidaire de la section transversale du tablier. Elles jouent un rôle important lors des opérations de vérinage, en particulier pendant le remplacement des appareils d'appui, en transmettant les efforts vers les zones d'appui.

L'intensité de ces efforts dépend du nombre de vérins mis en place ainsi que de leur positionnement. Il est donc nécessaire d'étudier avec précision leur disposition afin de limiter les sollicitations imprévues et d'assurer la sécurité de la structure.

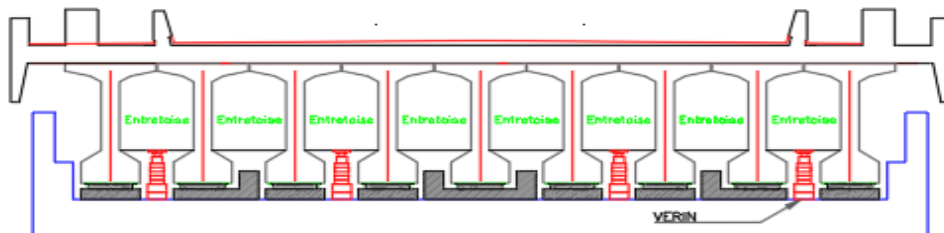


Figure VI.4 : Positions des vérins.

VI.2.4. Evaluation des efforts :

L'entretoise est assimilée à une poutre continue reposant sur six appuis et soumise à une charge uniformément répartie. Il convient de noter que le cas de charge lié au vérinage est généralement le plus défavorable et demeure dimensionnant pour les entretoises.

La part du poids de la superstructure reprise par l'entretoise est évaluée par : $G \times \frac{L}{2}$

Avec :

G : poids de tablier par mètre linéaire 355.23 KN/ml

L : la longueur de la travée L= 33 m → $\frac{AN}{2}$: $273.64 \times 33/2 = 4515.155$ KN

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est 447.93 KN/ml

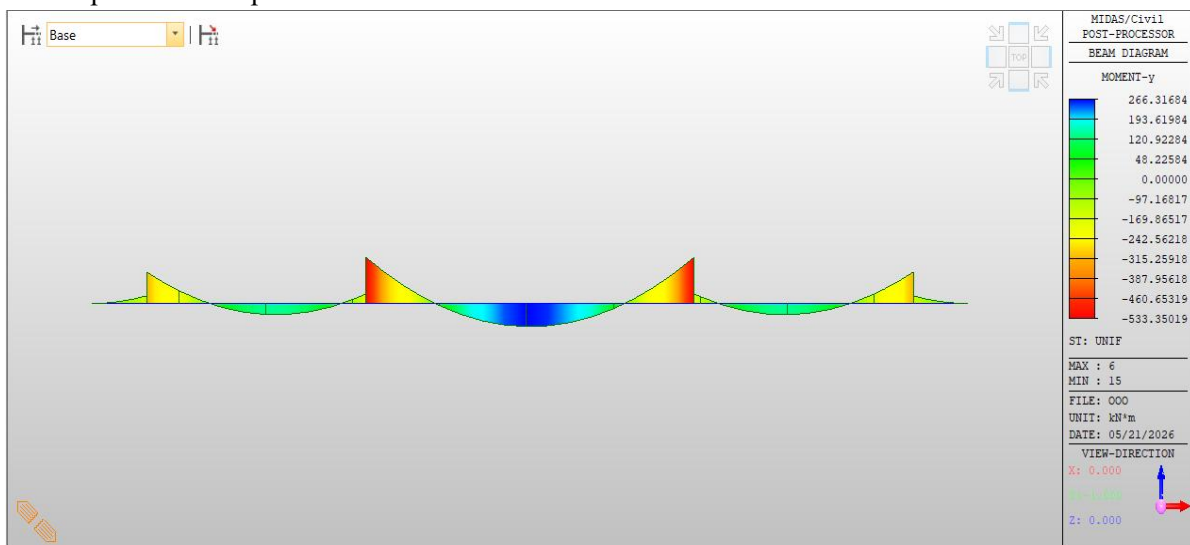


Figure VI.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.

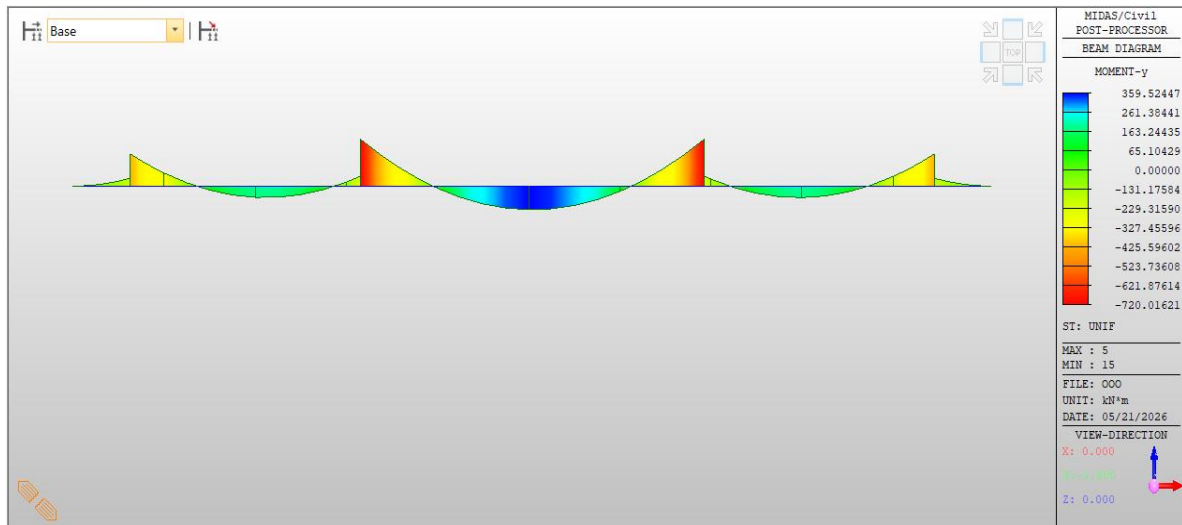


Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.

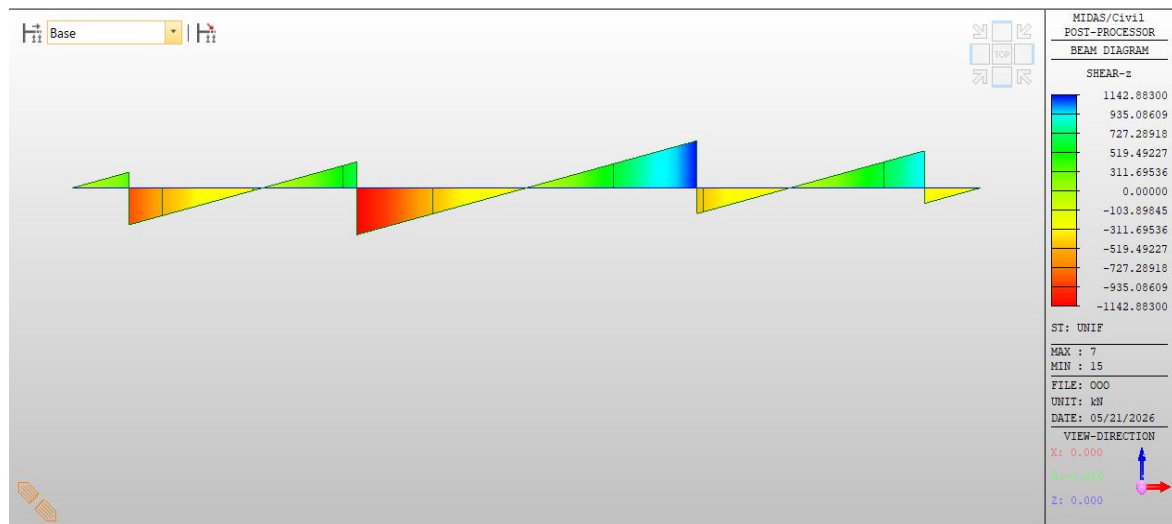


Figure VI.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

VI.3.4. Ferrailage de l'Entretoise

Tableau VI.4 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armateurs	As (cm2)	Ø (mm)	e(cm)
Longitudinale supérieure	21.8	8HA20	15
Longitudinale inférieure	12	6HA20	15
Armateurs transversale	7.26	8HA12	13
Armateurs de peau	$\geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$	HA12	15

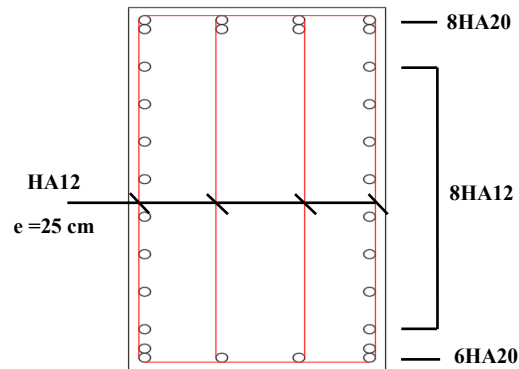


Figure VI.8 : Ferrailage de l'entretoise.

VI.5. ETUDE DE L'HOUDIS

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- **L'épaisseur** : 30 cm.
- **La largeur** : 12.8 m
- **La longueur** : le long de l'ouvrage 298.3 m.

VI.1.5. Evaluation des efforts

La longueur de l'hourdis est prise égale à 1 mètre, tandis que ses autres dimensions, notamment la largeur et l'épaisseur, sont conservées conformément aux dimensions réelles de l'ouvrage. Les charges appliquées à la dalle correspondent à celles définies au chapitre III, incluant le poids propre, les charges des équipements ainsi que les différentes combinaisons de charges associées.

Les résultats obtenus sont présentés ci-après sous forme de diagrammes des moments fléchissant, en considérant uniquement les sollicitations issues des combinaisons les plus défavorables aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS).

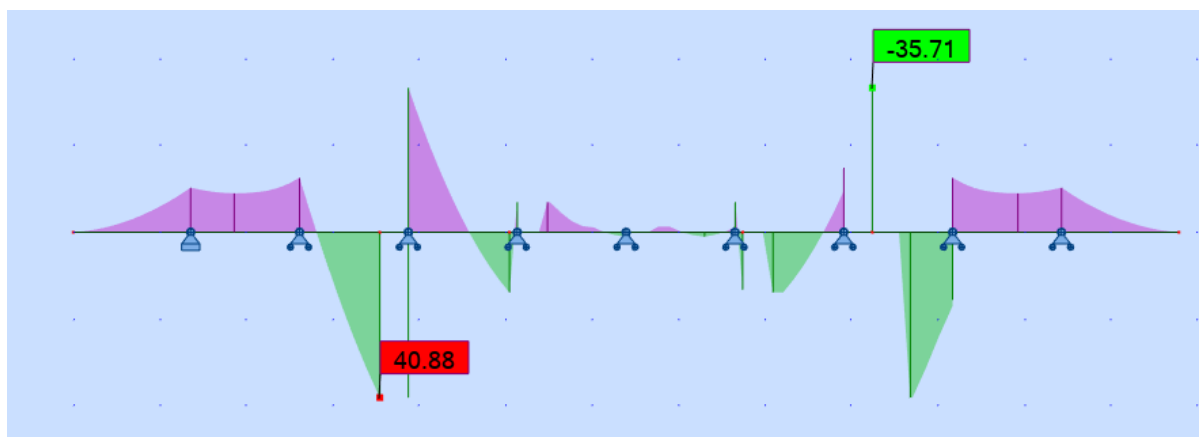


Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELU (Robot structural analysis).

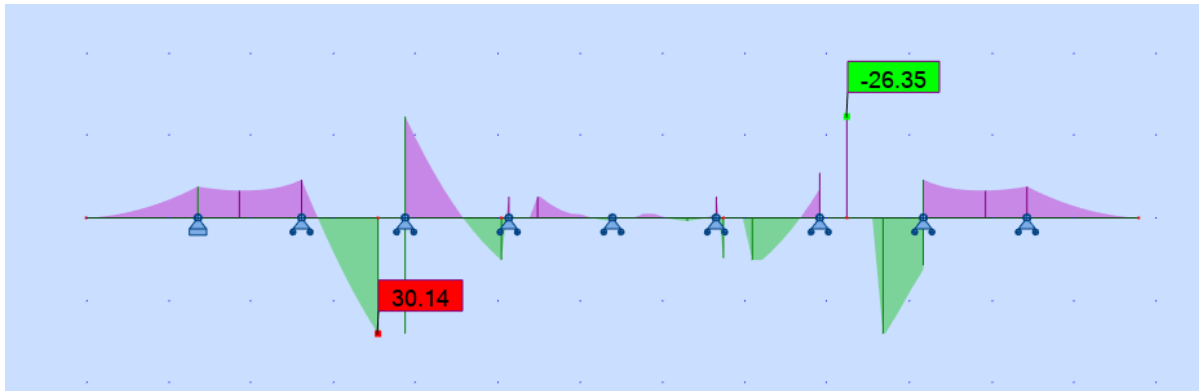


Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELS (Robot structural analysis).

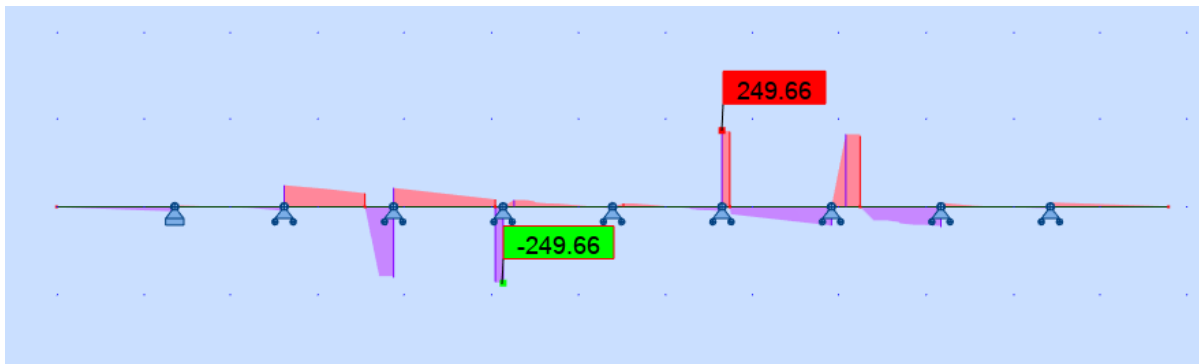


Figure VI.10 : Effort tranchant max de la dalle a l'ELU (Robot structural analysis).

VI.2.5. Ferrailage de la dalle

Tableau VII.5 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle

Nappe	Amateurs transversale			Amateurs longitudinale		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	5.8	HA14	15	1.93	HA12	20
Inférieure	6.7	HA14	15	2.23	HA12	20

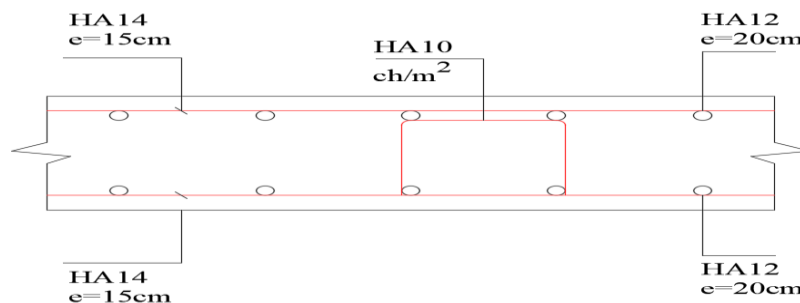


Figure VI.10 : Ferrailage de la dalle.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'hourdis et les entretoises et nous avons effectué les calculs pour déterminer leurs armatures.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs, de conceptions et de fonctions variées, contribuant au bon fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage. Ces éléments sont indispensables pour assurer la sécurité, la durabilité et l'exploitation adéquate du pont vis-à-vis des usagers.

Dans ce chapitre, l'étude portera sur les principaux équipements nécessaires à l'ouvrage, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée, en considérant leur vérification aux états limites ultimes ainsi qu'aux situations accidentelles, en particulier l'action sismique.

VII.1. 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.

VII.1.1. Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) ainsi que les appareils d'appui à pot (AAP) constituent plus de 90 % des dispositifs d'appui utilisés dans les ouvrages d'art.

Dans le cadre de ce projet, le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté en raison des avantages qu'ils présentent, notamment :

- La simplicité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle ;
- Une meilleure répartition des efforts horizontaux entre les différents appuis ;
- Un coût relativement économique par rapport aux autres systèmes d'appui.

Les appareils d'appui retenus sont de type B. Ils sont constitués de $n + 1$ frettes métalliques et de n couches d'élastomère d'épaisseur constante. Leur périphérie est entièrement enrobée d'une couche d'élastomère d'épaisseur minimale de 4 mm, tandis que les faces supérieure et inférieure comportent chacune un demi-feuillet d'épaisseur $e = \frac{t_i}{2}$.

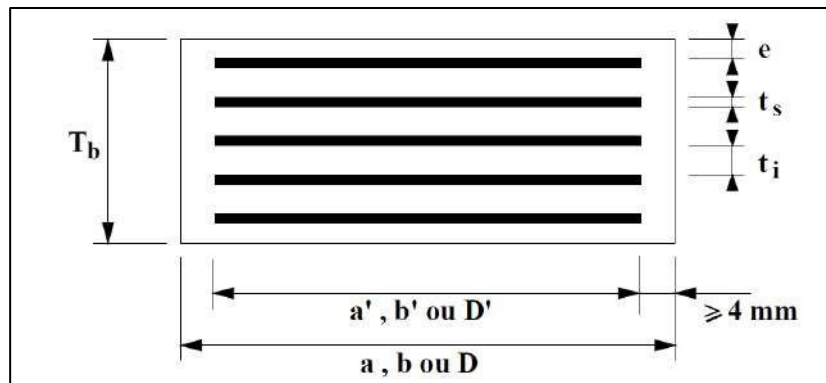


Figure VII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

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 ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.

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

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

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VII.2.1. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appui

Tableau VII.1: Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.

Combinaison	Réaction maximale (MN)
ELU MAX	3.014

VII.3.1. Dimensionnement des appareils d'appui

VII.1.1.3. 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 $F_{z, Gmin}$ (condition de non-cheminement).

$$\frac{F_z}{A'} \leq 20 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \frac{F_{z, Gmin}}{A'} \geq 3 \text{ MPa}$$

VII.1.1.3. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

Respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$ (b : plus grand côté)

Donc : $60 \text{ mm} \leq T \leq 120 \text{ mm}$

VII.2.1.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes : $\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 13.33 \\ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 12.56 \text{ MPa} \end{cases} \quad G = 0.9 \text{ MPa (cas statique).}$

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$). $t_s = 1.6 \text{ mm}$

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

Appuie d'une poutre	a (mm)	b (mm)	A (cm ²)	ti (mm)	ts (mm)	n	e (mm)	Tb (mm)	T (mm)
e	400	600	2400	12	3	7	6	96	120

Avec :

T : épaisseur totale de l'appareil.

T_b : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure.

Enrobage des chants : 4 mm.

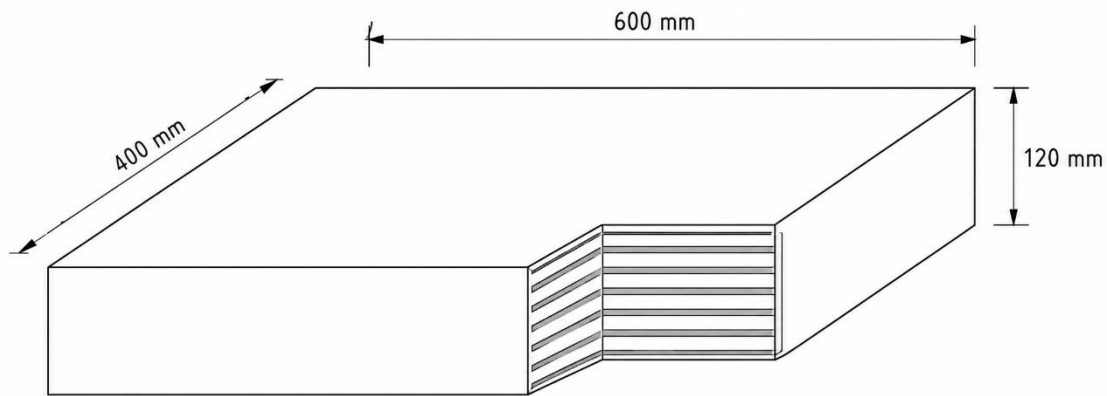


Figure VII.2 : Detaille de l'appareil d'appui

VII.4.1. 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.

VII.1.1.4. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

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

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

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

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

n_f : le nombre de fûts de la pile, égal à 3 pour les piles P01 à P07.

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 27 \text{ MPa} \rightarrow E = 33\,000 \text{ MPa}$).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau VII.3: 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}	K _{App} (MN/m)
C01	3.2	Infini	Infini	9	3	27,00
P01	3	110,81	443015,05	18	3	53,56
P02	4	110,81	186896,97	18	3	52,97
P03	3	110,81	443015,05	18	3	53,56
P04	3	110,81	443015,05	18	3	53,56
P05	2,5	110,81	765530,00	18	3	53,75
P06	2,5	110,81	765530,00	18	3	53,75
P07	2	110,81	1495175,79	18	3	53,87
P08	2	110,81	1495175,79	18	3	53,87
C02	3.2	Infini	Infini	9	3	27,00

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

VII.2. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

VII.1.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

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

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1** (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **II a** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5 \%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

Les raideurs longitudinales et transversales des appareils d'appui sont données ci-dessous :

Tableau VII.4 : Raideurs horizontales des appareils d'appuis dans le cas sismique.

Dimension	Appui d'une poutre
K _{appareil d'appui} (KN/m)	3000

VII.2.2. Méthode de calcul

Les résultats de l'analyse modale montrent que la masse participante est répartie sur plusieurs modes de vibration. Le premier mode ne mobilise que 22,63 % de la masse totale, tandis que la participation massique cumulée atteint 99,24 % au dixième mode. Ainsi, le comportement dynamique de l'ouvrage est multimodal, ce qui rend la méthode monomodale inadaptée. Par conséquent, l'analyse sismique est réalisée par la méthode modale spectrale, capable de prendre en compte l'ensemble des modes significatifs de vibration.

VII.3.2. Spectre de réponse

Pour réaliser l'analyse multimodale, un logiciel de calcul est utilisé. Le modèle longitudinal précédemment établi est repris en intégrant la modélisation des piles et des appareils d'appui. Une analyse modale spectrale est ensuite effectuée afin d'évaluer le comportement dynamique de l'ouvrage sous l'action sismique.

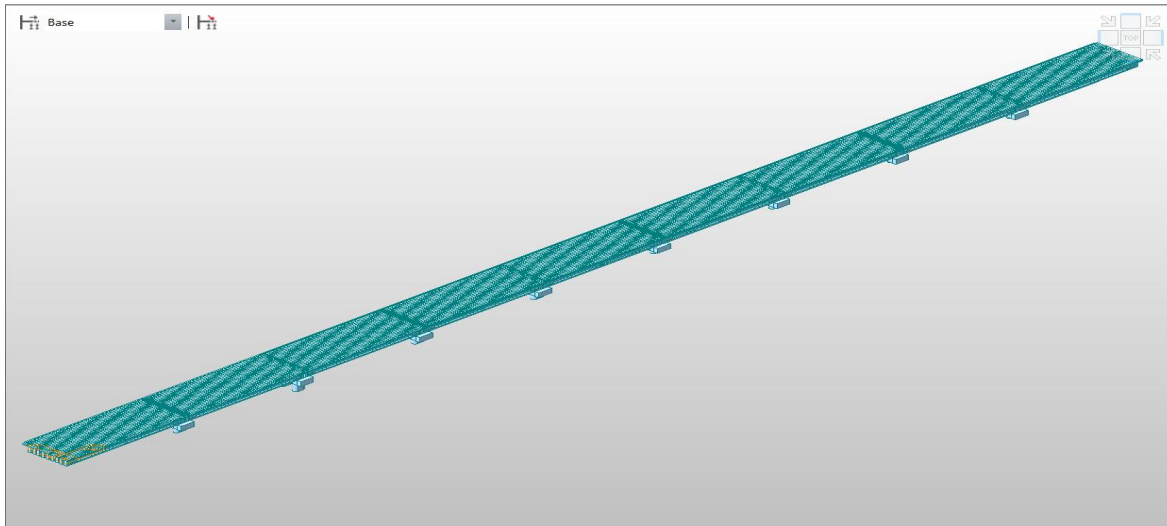


Figure VII.3 : Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.1.2.3. Spectre de réponse de la composante horizontale

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

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

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.25**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²**

S : coefficient du site **S = f(S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T1, T2) = f(S2) = (0.15 ; 0.40)$$

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

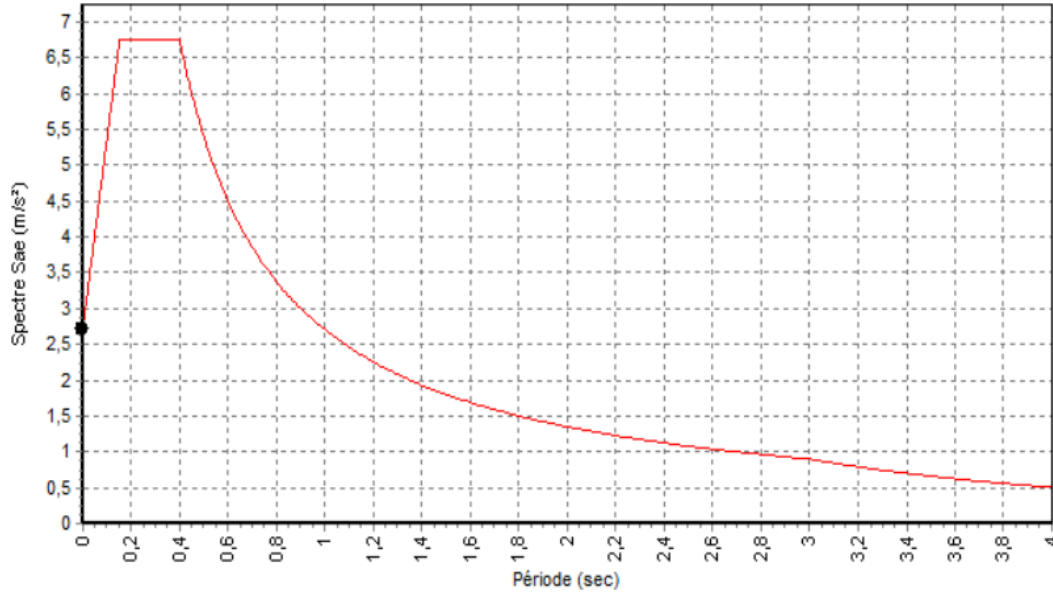


Figure VII.4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].

VII.2.2.3. Spectre de réponse de la composante verticale

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

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

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité
α (zone II a) = 0

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

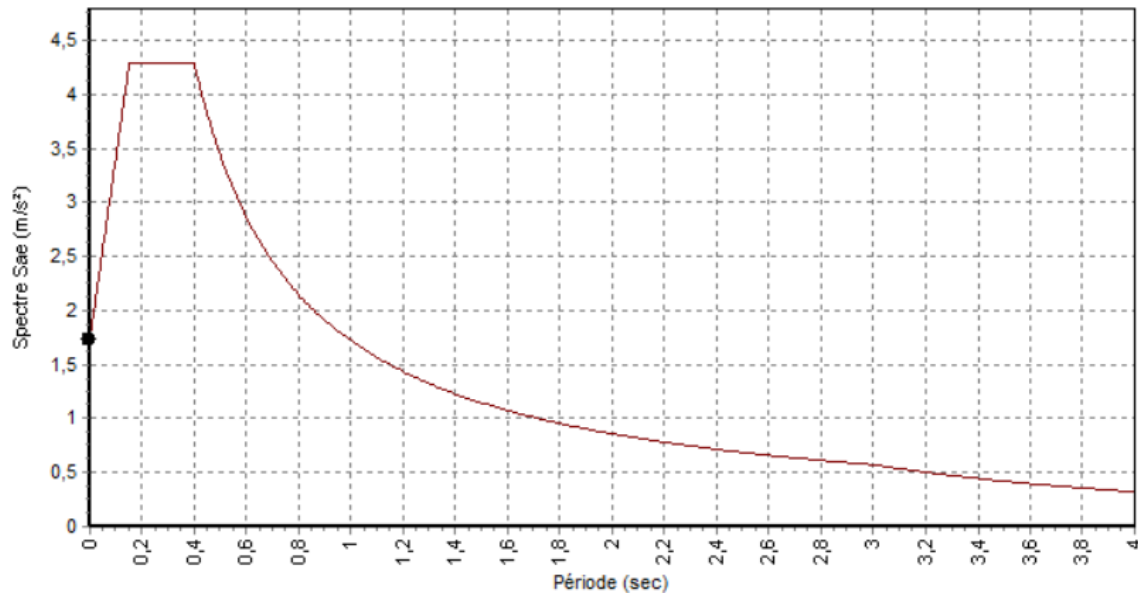


Figure VII.5 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS].

VII.4.2. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)$, atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau VII.5 : Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.61	0.00	22.63	0	0.00	22.63	0
2	0.60	0.00	9.79	0	0.00	32.42	0
3	0.59	0.00	9.24	0	0.00	41.66	0
4	0.58	0.00	9.47	0	0.00	51.13	0
5	0.58	0	9.39	0	0	60.52	0
6	0.579	100	0	0	100	60.52	0
...	...	...	...	...	...	...	...
35	0.08	0	0	0	100	100	65.68
36	0.079	0.00	0	0	100	100	65.68
37	0.0797	0.00	0	0	100	100	65.68
...	...	...	...	...	...	...	...
73	0.0322	0	0.09	0	100	100	66.92
74	0.032	0	0	0	100	100	66.92

75	0.0319	0	0.05	0	100	100	66.92
-----------	--------	---	------	---	-----	-----	-------

VII.5.2. Combinaison des réponses modale

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

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

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

VII.6.2. Combinaison des composantes de l'action sismiques

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

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

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

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

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

VII.7.2. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

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

$$\mathbf{G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q}$$

VII.1.2.7. Résistance à la compression

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

$$\frac{F_z}{A_z} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ à } 25 \text{ MPa}$$

Tableau VII.6 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008.

Dimension	Appui d'une poutre
F_z / A_r (MPa)	12.56
Observation	✓

VII.2.2.7. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante

$$\gamma_s \cdot P_U \leq P_C$$

γ_s : coefficient de sécurité égal à 3.

P_U : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_C : charge critique de flambement Avec : $P_C = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h$

G : module de cisaillement

B : l'aire nominale de l'appui ($B = a \times b$).

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = t_i + t_s$).

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

S : facteur de forme.

Tableau VII.7 :Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008.

Dimension	Appui d'une poutre
$P_u = F_Z$ (MN)	3,01
$\gamma_s \cdot P_U$ (MN)	9,04
P_c (MN)	10,80
Observation	✓

VII.3.2.7. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.27 - P), \text{ si } P = P_u/P_c \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P), \text{ si } P = P_u/P_c \geq 0.25 \end{cases}$$

Tel que : $0 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

Tableau VII.8 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008.

Distorsion	Appui d'une poutre
P	0.28
$V_{x(r, f, T)} \text{ (mm)}$	131.5
$V_{xs} \text{ (mm)}$	64
$V_x \text{ (mm)}$	195.5
δ	1.63
Observation	✗

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

VII.1.2.7. 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 :

$$H < f \cdot N \quad \text{Avec :}$$

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 VII.9: Vérification de non glissement selon RPOA 2008.

Distorsion	Appui d'une poutre
$N = G + E \text{ (KN)}$	1272.29
$\sigma_m \text{ (Mpa)}$	11.45
f	0.213
$H \text{ (KN)}$	951.6
$f \cdot N \text{ (KN)}$	271
Observation	✗

NB :Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement

VII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui a pour rôle de transmettre et de répartir les charges concentrées provenant du tablier vers le chevêtre, tout en assurant la prise en compte du dévers de l'ouvrage. Son dimensionnement et sa vérification sont réalisés conformément aux recommandations du guide SETRA « Piles et Palées » (Fascicule 73).

VII.1.3. Dimensionnement des dés d'appuis

Tableau VII.10 : Dimensionnement des dés d'appui.

Distorsion	Appui d'une poutre
a₁ (cm)	60
b₁ (cm)	80
h(cm)	17

VII.1.3.1. Ferrailage des dés d'appuis

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

➤ **Armatures de chaînage**

La section des armatures de chaînage peut être déterminée à l'aide de méthodes analogues à la méthode des bielles et tirants ou à celle fondée sur la reprise des efforts issus de l'équilibre global de la structure.

Ces armatures sont généralement disposées en une seule nappe et ancrées à leurs extrémités, soit par des boucles à plat, soit directement dans le corps du fût.

$$A_c = \frac{0.25 \times R_{\max}}{\sigma_a} = \frac{0.25 \times 3.014 \times 10^4}{(500/1.15)} = 17.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$A_h = \frac{0.125 \times R_{\max}}{\sigma_a} = \frac{0.125 \times 3.014 \times 10^4}{(500/1.15)} = 8.66 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de surface et d'éclatement**

Frette supérieure : Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{\max}}{\sigma_a} = \frac{0.04 \times 3.014 \times 10^4}{(500/1.15)} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Frette inférieure : Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.01 \times R_{\max}}{\sigma_a} = \frac{0.1 \times 3.014 \times 10^4}{(500/1.15)} = 6.93 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.11 : FERRAILLAGE des d's d'appuis.

Type d'armature	Section d'acier (cm2)	Ferraillage
A_C : Armatures de chainage	17.33	12HA14
A_h : Armatures horizontales	8.66	12HA10
A_s : Frette supérieure	2.77	4HA10
A_i : Frette inférieure	6.93	9HA10

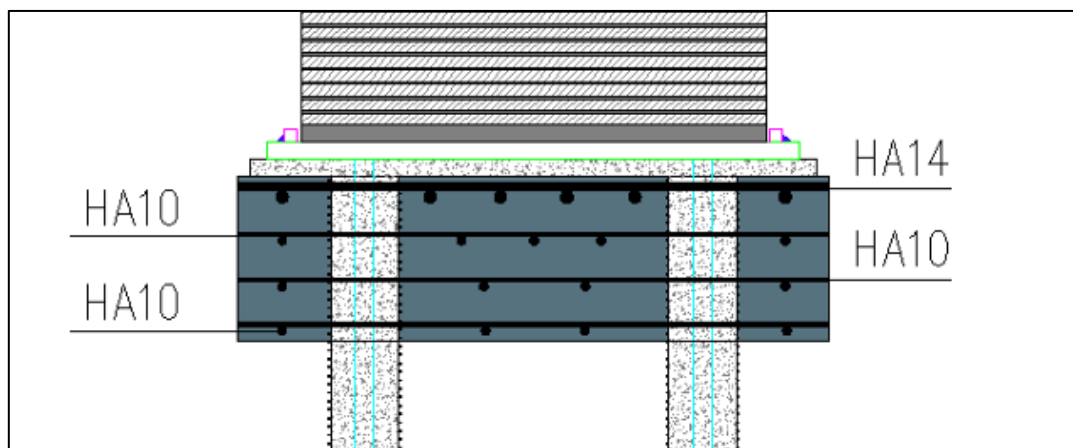


Figure VII.6 : ferraillage des d's d'appuis

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

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

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_S : le souffle sismique.

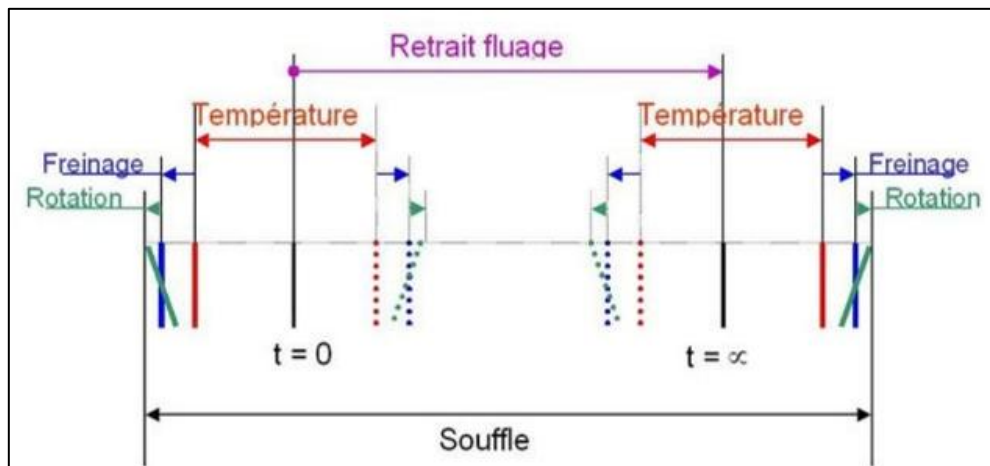


Figure VII.7 : Décomposition des souffles

Tableau VII.12 : détermination du type de joint

W_D (mm)	123
W_T (mm)	49.5
W_S (mm)	60
W (mm)	162.8
Type du joint	Garde ballast

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

VII.2.3. Le joint garde ballast :

Le joint garde-ballast est un dispositif de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur.

Il permet d'absorber des mouvements admissibles de l'ordre de 0 à 350 mm dans le sens longitudinal, et de ± 20 mm dans le sens vertical.

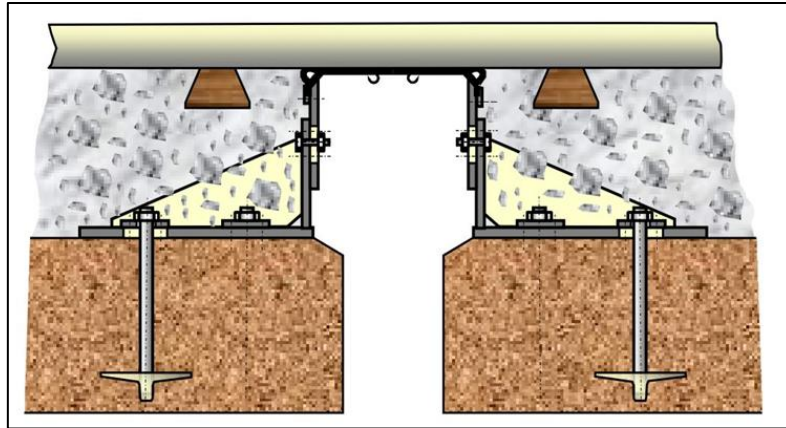


Figure VII.8 : Joint garde ballast.

VII.4. EVACUATION DES EAUX

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est essentielle non seulement pour préserver la durabilité de l'ouvrage, mais aussi pour garantir la sécurité des usagers. En règle générale, les eaux sont recueillies sur un ou plusieurs côtés de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ou à travers une corniche caniveau.

Le recueil transversal des eaux s'effectue à l'aide d'une pente transversale générale ou d'une double pente en forme de toit.

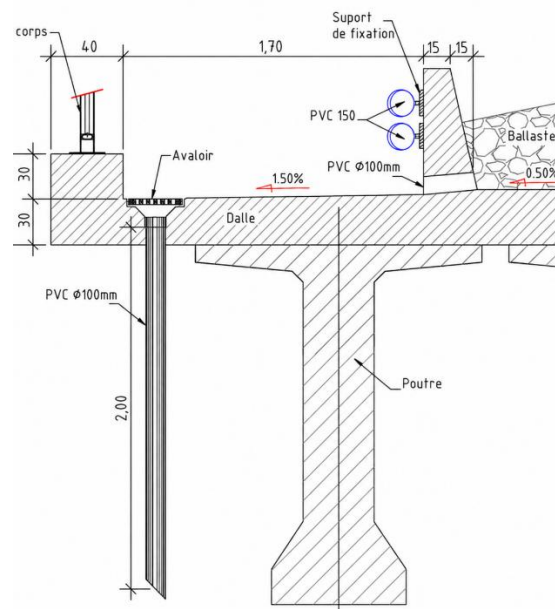


Figure VII.9 : Evacuation des eaux

VII.5. PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversale. Pour notre ouvrage on a choisi deux plots parasismiques avec les dimensions suivants :

- une hauteur est de 50 cm.
- des dimensions en plan (85*85) cm²
- un espacement de 10 cm par rapport à la poutre

CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le bon fonctionnement de l'ouvrage, en garantissant à la fois le confort et la sécurité des usagers ainsi que la pérennité de la structure. Leur importance est particulièrement marquée lors de sollicitations exceptionnelles, notamment en situation sismique, où ils contribuent à maintenir l'intégrité et la stabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII : ETUDE DEL'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape essentielle dans la conception et la réalisation d'un ouvrage d'art. Elle porte sur l'ensemble des éléments situés sous le tablier, dont le rôle est d'assurer la transmission des charges vers les fondations ancrées dans un sol présentant des caractéristiques géotechniques adéquates. Les appuis, qu'il s'agisse des piles ou des culées, sont dimensionnés en fonction de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que des contraintes liées au franchissement. Ainsi, ce chapitre est consacré à l'analyse et au dimensionnement des appuis et des fondations, dont l'étude est indispensable pour garantir la stabilité, la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

VIII.1. ETUDE DE LA PILE

Les piles assurent la transmission des charges du tablier vers les fondations, contribuant ainsi à la stabilité et à la résistance globale de l'ouvrage. Leur conception dépend de plusieurs paramètres, notamment :

- Le mode de construction du tablier
- La hauteur de l'obstacle ou de la brèche à franchir
- Les conditions de liaison entre le tablier et les appuis

On distingue principalement deux catégories de piles : les piles de type poteau et les piles de type caisson. Dans le cadre de ce projet, le choix s'est porté sur des piles caissons en raison de leur hauteur importante et de leur section rectangulaire creuse. Cette configuration permet de réduire la quantité de matériaux utilisés tout en conservant une rigidité et une résistance élevées, ce qui compense largement le surcoût lié à la réalisation du coffrage intérieur.

Tableau VIII.1 : Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée et l'effort normale.

Réactions	Combinaison (cas de charge)	Pile 04
N_{corr} (KN)	ELS (corr)	7520.07
	ELU (corr)	10464.42
	ELA (corr)	5911.65
M_{Lmax} (KN.m)	ELS (max)	-1211.5
	ELU (max)	-1943.93
	ELA (max)	-3996.95
M_{Tmax} (KN.m)	ELS (max)	-934.29
	ELU (max)	-1395.56
	ELA (max)	-1132.34

VIII.1.1. Ferrailage des éléments de la pile

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée en deux nappes distinctes : l'une située à proximité de la face extérieure et l'autre près de la face intérieure des parois. Cette disposition permet d'assurer une reprise efficace des efforts de traction et de compression générés par les sollicitations auxquelles la pile est soumise.

Les piles étant sollicitées en flexion composée déviée, le dimensionnement du ferrailage est réalisé à partir des efforts les plus défavorables obtenus à l'ELU. L'analyse des résultats montre que la pile P04 présente les sollicitations les plus contraignantes et constitue donc le cas dimensionnant pour l'étude des armatures.

$$M_{Lmax} = -1943.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tmax} = -1395.56 \text{ KN.m}$$

$$N = 10464.42 \text{ KN}$$

VIII.2.1. Distribution des aciers sur le périphérique de la section

Voici un tableau représentant la distribution des aciers dans la périphérie de la pile

Tableau VIII.2: distribution de la section d'acier total sur le périphérique de la pile .

$\emptyset$ (Coté b) (mm)	HA32/ e=10cm
$\emptyset$ (Coté h) (mm)	HA32/ e=10cm

VIII.3.1. Armatures transversales

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

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{s_t(\text{mm})}{100} [\text{selon RPOA}] [\text{ART 7.2.2.2}]$$

St : l'espacement des armatures transversales, égal en zone critique selon RPOA, à :

$$St = \min(24\phi_t; 8\phi_l; 0.25d) < 20\text{cm}$$

A_l : la section totale des armatures longitudinales.

ϕ_l : plus gros diamètre des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre des armatures transversales. d : la hauteur utile.

$f_e(l, t)$: valeur caractéristique de l'armature transversale et longitudinale.

Tableau VIII.3 : Distribution de la section d'armature transversale en section plein

Dimension	P04	
	Coté b	Coté h
A_l (cm ²)	52,92	151,2
s_t (cm)	20	20
A_t (cm ²)	4.961	14.175
φ_t (mm)	16	16
N φ_t	4 HA16	8 HA 16

Figure VIII.1 : Schéma illustratif du ferrailage de la pile (coupe transversale vue en plan).

VIII.2. FERRAILLAGE DU CHEVETRE

Le chevetre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

- **Dimensionnement a la flexion**

La modélisation du chevetre est faite à l'aide du logiciel Midas. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

Tableau VIII.4 : Evaluation des réactions et moments à la base du chevetre la plus sollicitée.

Réactions	Pile 04	Réactions	Pile 04
M_{ELUmax} (KN.m)	2857.84	M_{ELUmin} (KN.m)	-2049.00
M_{ELSmax} (KN.m)	1902.17	M_{ELSmin} (KN.m)	-1549.73
M_{ELAmx} (KN.m)	988.94	M_{ELAmin} (KN.m)	-1999.70

Tableau VIII.5 : Ferrailage du chevetre.

	As (cm ²)	Armature	St (cm)
Nappe supérieur	74.3	10HA32	15
Nappe inferieure	60.1	13HA25	15

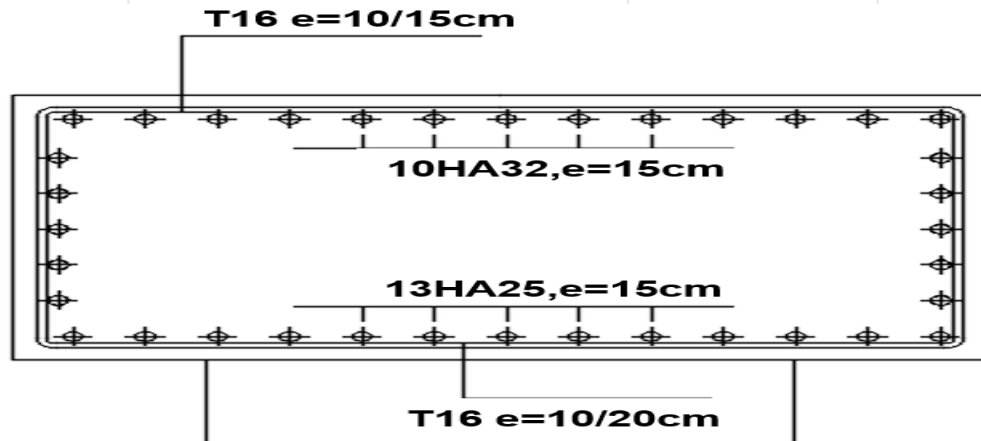


Figure VIII.2 : Disposition des armatures du chevêtre.

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

Les culées sont des ouvrages de soutien implantés aux extrémités du pont. Elles assurent à la fois le support du tablier, la transmission des efforts vers les fondations et le maintien des remblais d'accès. Elles jouent ainsi un rôle fondamental dans le raccordement de l'ouvrage à son environnement, en garantissant la continuité de la circulation entre la chaussée du pont et celle de la route.

VIII.1.3. Conception de la culée

VIII.1.3.1. Eléments constituant une culée remblayée

Dans le présent projet, les culées adoptées sont de type remblayé. Elles sont constituées des principaux éléments suivants :

- **Le mur garde-grève**, qui assure la séparation entre le remblai d'accès et l'ouvrage.
- **Le sommier d'appui**, destiné à recevoir les appareils d'appui et à supporter l'extrémité du tablier.
- **Le mur cache**, qui protège les appareils d'appui contre les agressions extérieures et améliore l'aspect esthétique de l'ouvrage.
- **Le mur frontale**, chargé de transmettre les efforts verticaux aux fondations et de retenir les terres du remblai.
- **Les murs en retour**, qui assurent le confinement latéral du remblai et supportent les corniches.
- **La semelle de fondation**, qui répartit les charges provenant de la culée et du tablier vers le sol de fondation.
- **Choix du type de culée**

Les culées peuvent être classées en deux grandes catégories :

- Les culées remblayées ;
- Les culées enterrées.

Le choix du type de culée dépend de plusieurs critères, notamment :

- La conception et le mode de construction du tablier ;
- Les caractéristiques géotechniques et topographiques du site ;
- Les exigences fonctionnelles et d'exploitation de l'ouvrage.

Compte tenu des conditions du projet et des caractéristiques de l'ouvrage étudié, le choix s'est porté sur des **culées remblayées**, solution offrant une bonne intégration avec les remblais d'accès tout en assurant efficacement les fonctions de soutien, de transmission des charges et de raccordement entre le pont et la chaussée.

VIII.2.3.1. Le dimensionnement de la culée

Tableau VIII.6 : Les dimensions de la culée.

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L	Largeur (m)
Semelle	2,00	12,80	/	6,00
Mur F	3,20	12,20	1,60	/
Mur en R	/	/	0,70	/
MGG	2,60	12,20	0,30	/

VIII.3.3.1. Evaluation des efforts agissants sur les culées

La culée est soumise à un ensemble d'efforts verticaux et horizontaux résultant de différentes actions appliquées à l'ouvrage. Ces sollicitations proviennent principalement :

- Du poids propre de la culée ;
- Des charges transmises par le tablier ;
- Du poids des terres reposant sur les éléments de la culée ;
- De la poussée des terres ;
- Des actions sismiques ;
- Des efforts de freinage et d'accélération ;
- Des déformations différées du béton (retrait, fluage et variations thermiques).

L'ensemble de ces actions est pris en compte dans le dimensionnement de la culée et sera étudié en détail dans les paragraphes suivants.

Le calcul de la poussée des terres à l'état statique est effectué selon les hypothèses classiques de la théorie de Rankine. Les paramètres retenus pour les calculs sont les suivants :

- Coefficient de poussée active : $K_a = 0,33$
- Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique du sol : $\gamma_{\text{sol}} = 20 \text{ kN/m}^3$

Ces caractéristiques serviront à l'évaluation des efforts exercés sur la culée ainsi qu'à la vérification de sa stabilité et de sa résistance.

Tableau VIII.7 : Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3840,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	1561,60	/	0,25	3,60	390,40	/
Mur en R	392,89	/	3,30	5,13	1296,55	/
MGG	237,90	/	0,95	6,50	226,01	/
Poids des Terres Amot	5255,03	/	2,80	4,49	14714,08	/
Poussée des terres	/	1004,62	/	-3,60	/	-3616,63
Poids Sur 10kN/m ²	464,0	/	1,95	/	904.8	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	297.44	/	-3,89	/	-1155.54

Tableau VIII.8 : Les actions transmises par le tablier.

R _g	6343,88	/	-0,25	/	-1585,97	/
R _{LM71}	3149,33	/	-0,25	/	-787,33	/
R _{SW02}	3903,30	/	-0,25	/	-975,83	/
Hf+r	/	177,09	/	-5,20	/	-920,85
HT°	/	127,50	/	-5,20	/	-663,01
Frein LM71	/	660,00	/	-5,20	/	-3432,00
Frein SW02	/	1155,00	/	-5,20	/	-6006,00

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS :

Tableau VIII.9 : Combinaisons des efforts

	N	H	M _H	M _V	ΔM
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G	15056,11	2380,44	-9524,13	7208,12	-2316,01
G+1,045 UIC71	18347,16	3070,14	-13110,57	6385,36	-6725,21
G+1,045 SW02	19135,06	3587,42	-15800,40	6188,38	-9612,02
G+1,045 SW02 +0,83 UIC71	21749,01	4135,215	-18648,96	5534,90	-13114,06

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELU :

Tableau VIII.10 : Combinaisons des efforts.

	N	H	M _H	M _V	ΔM
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G	20325,75	3225,07	-8237,32	9730,96	1493,64
1.35G+1,52 UIC71	25112,73	4228,27	-13453,96	8534,22	-4919,75
1.35G+1,25 SW02	25204,88	4668,82	-15744,82	8511,18	-7233,64
1.35G+1,25 SW02 +1,21 UIC71	29015,57	5467,42	-19897,54	7558,51	-12339,03

VIII.4.3.1. Mur frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11 : sollicitations en statique.

	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	1561,6	/	0	1,60	0	/
MGG	237,9	/	0,7	4,50	166,53	/
Poussée des terres	/	1402,348	/	-1,92	/	-2697,183
Poussée Sur 30kN/m²	/	220,8756	/	-2,885	/	-637,2261

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant:

➤ **Sollicitations les plus défavorables :**

ELS : M_{max} = -1251,66 kN/ml N_{cors} = 1244,43 kN.m/ml.

ELU : M_{max} = -1662,26 kN/ml N_{cors} = 1679,18 kN.m/ml.

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.8) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

➤ **Section d'acier :**

Avec Robot expert AS = 37.8 cm² ; donc : on opte pour 7T25/ml coté remblai et 7T20/ml coté extérieure, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armature de constructions :**

AS' = AS/3 = 12,60 cm² ; donc : on opte pour 10T14/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures transversales :**

On opte pour 10T12/ml avec un espacement de 20 cm.

VIII.5.3.1. Mur garde grève

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple sous l'effet des actions horizontales suivantes:

- la poussée des terres ;
- la poussée due aux surcharges situées à l'arrière du mur ;
- les efforts de freinage transmis par les charges d'exploitation.

Le calcul est effectué en considérant la combinaison la plus défavorable de ces sollicitations.

➤ Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

➤ Moment des poussées des terres :

$$M_p = P \times H / 3 \text{ avec : } P = 12 \times k_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

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, $h = 2.6 \text{ m}$.

On fait le calcul par 1 ml.

Résultats : $P = 20,08 \text{ KN}$; $M_p = 17.40 \text{ KN.m/ml}$

➤ Moment due à la force de freinage :

Pour le pont ferroviaire, l'effet du freinage est modélisé par une force horizontale transmise à la structure. Cette force engendre un moment de flexion à la base du mur garde-grève, déterminé par le produit de l'effort de freinage et de la hauteur du mur ($M_f = H_f \times h$). Le moment obtenu est ensuite pris en compte dans les combinaisons de charges utilisées pour le dimensionnement du mur et de son ferrailage.

h : Hauteur du mur. $h = 2.6 \text{ m}$.

$$M_f \text{ ELS} = 138,26 \text{ kN.m}$$

$$M_f \text{ ELU} = 169,80 \text{ kN.m}$$

➤ Combinaisons d'actions :

A l'ELU: $1,35 \text{ MG} + 1,45 \text{ MQ}$

$$M_{\text{elu}} = 193,29 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $\text{MG} + \text{MQ}$

$$M_{\text{els}} = 155,66 \text{ KN.m}$$

➤ Le ferrailage

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$.

➤ **Section d'acier :**

$AS = 27.2 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 7T25/ml / coté remblai et 7T20/ml coté extérieure, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armature de constructions :**

$A'S = AS/3 = 9.07 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 6T16/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures transversales :**

$At = As/4 = 6.08 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 6T14/ml avec un espacement de 20 cm.

VIII.6.3.1. Mure en retour

Les sollicitations agissant sur le mur en retour sont déterminées à l'aide d'un modèle tridimensionnel réalisé sous le logiciel Robot Structural Analysis.

Le mur en retour est considéré comme encastré sur ses deux extrémités et soumis aux actions suivantes :

- la poussée des terres ;
- la poussée due aux surcharges du remblai ;
- le poids propre de la corniche, du complexe d'étanchéité et des équipements portés (CCP).

Le dimensionnement est effectué en tenant compte de la combinaison la plus défavorable de ces actions.

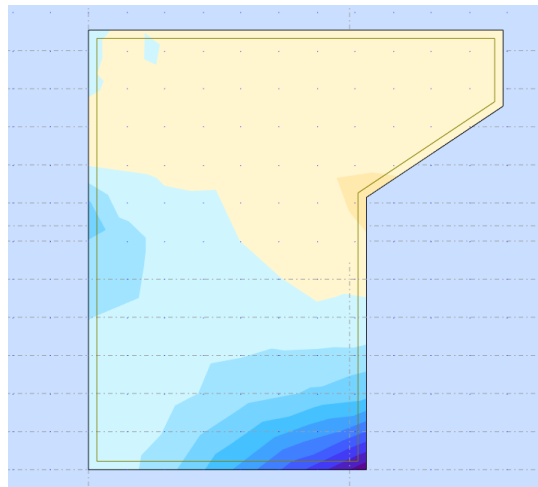


Figure VIII.3 : les moments mur sur le mur en retour.

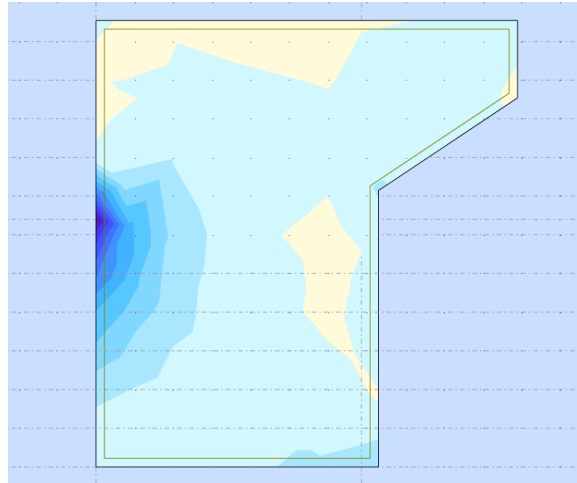


Figure VIII.4 : les moments m_{xx} sur le mur en retour.

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m. Sachant que:

A l'ELS :

$M_{XX} = 200 \text{ KN.m/ml}$

$M_{YY} = 144 \text{ KN.m/ml}$

VIII.7.3.1. Le ferrailage horizontal

➤ Section d'acier

Avec Robot expert $AS = 15.3 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA16/ml / coté remblai et 7HA14 coté extérieure, avec un espacement de 20 cm.

➤ Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 5.1 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

VIII.8.3.1. Le ferrailage vertical

➤ Section d'acier

Avec Robot expert $AS = 21.5 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA20/ml coté remblai et 7HA16 coté extérieure, avec un espacement de 20 cm.

➤ Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 4.17 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 5HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

VIII.2.3. Ferrailage de la semelle

La semelle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau VIII.12 : Les caractéristiques géométriques de la semelle.

Longueur (m)	13.2
Largeur (m)	9.6
Hauteur (m)	2

Pour son ferrailage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \longrightarrow 1.9 > 1.5$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 51.47^\circ$$

La section d'armature transversale inférieure est donnée par :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = 54.47 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$N_{\max} = 2.3 \text{ MN} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ Mpa}$$

On prend : **12HA25**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur L telle que :

$$L = h + \phi_{\text{pieux}} = 3.1 \text{ m}$$

Tableau VIII.13 : Armature de construction

	As(cm ²)	Armature	Espacement (cm)
Armatures longitudinales inférieures	27.235	10HA20	20
Armatures transversales supérieures	18.16	12HA14	20
Armatures longitudinales supérieures	13.62	10HA14	20
Armatures latérales	5.447	6HA12	20

VIII.1.3.2. Nombre de pieux

Nous avons supposé 03 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : $N = 12$

VIII.2.3.2. Actions sur les pieux

Tableau VIII.14 : Réaction sur pieux

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
G	1174,26	1254,68	1335,09
G+1,045 UIC71	1295,42	1528,93	1762,44
G+1,045 SW02	1260,84	1594,59	1928,34
G+1,045 SW02 +0,83 UIC71	1357,07	1812,42	2267,77

Tableau VIII.15 : Réaction sur pieux

	ELU		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
1.35G	1745,68	1693,81	1641,95
1.35G+1,52 UIC71	1921,90	2092,73	2263,55
1.35G+1,25 SW02	1849,24	2100,41	2351,57
1.35G+1,25 SW02 +1,21 UIC71	1989,53	2417,96	2846,40

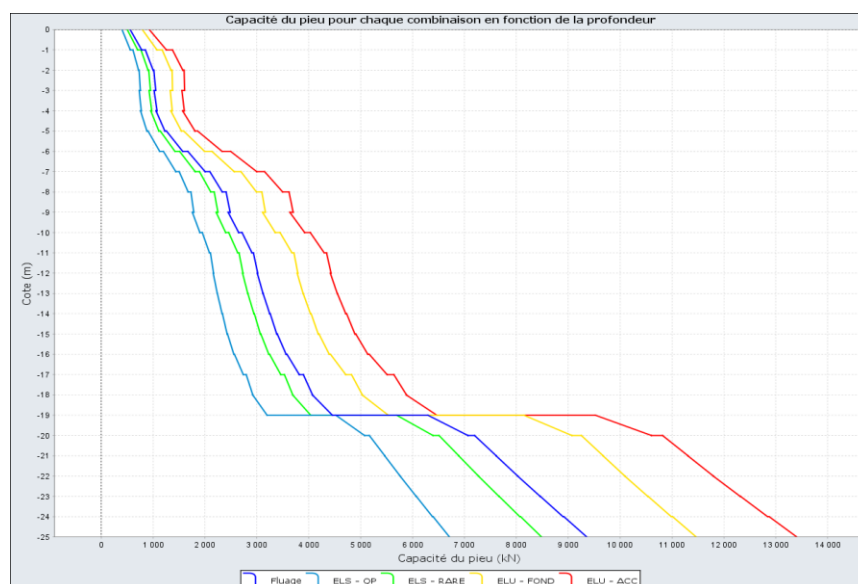


Figure VIII.5: Résultats de calcul pour les fondations profonde.

D'après les tableaux :

- À l'ELS, la réaction maximale est : **R3 = 2267,77 kN**
- À l'ELU, la réaction maximale est : **R3 = 2846,40 kN**

En comparant ces efforts aux courbes de capacité portante obtenues pour différentes longueurs de pieux (figure VIII.5), on constate que la longueur de **17 m** est la première qui permet de satisfaire les critères de résistance sous les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU, avec une marge de sécurité suffisante.

VIII.3.3.2. Ferrailage des pieux

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit : D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement λ donnée par :

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

Avec :

- **b** : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m**.
- **Cu** : module de réaction du sol ; **Cu = 150 MN/m³**.
- **E** : module d'élasticité du béton ; **E = 37 619.47 MPa**.
- **I** : moment d'inertie du pieu ; **I = 0,101 m⁴**.

On aura donc :

$\lambda = 0,32$, d'où $\lambda L = 5.44$ (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de X_ϕ^H et X_ϕ^M :

$$\lambda L = 5.44 \begin{cases} X_\phi^H = 1.57 \\ X_\phi^M = 2 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$M = \frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau VIII.16 : Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.

	ELS	ELU
Effort tranchant (KN)	344,60	455,62
Moment fléchissant (KN.m)	906,24	1198,20
Effort normal (KN)	1357.07	1989.5

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT

- Section d'acier : $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$; donc On prend : 24 HA25 ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$).
- Cerces transversales : 1 cerce H16 avec $St = 10 \text{ cm}$ dans la zone critique et $St = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante.

CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure présentée dans ce chapitre porte sur le dimensionnement et la vérification de la stabilité des piles et des culées, ainsi que sur le calcul et la vérification du ferrailage de leurs différents éléments. Ces vérifications permettent de garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage et d'assurer son exploitation dans des conditions optimales de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La présente étude nous a offert l'opportunité de mettre en pratique, dans le cadre d'un projet réel de génie civil, les connaissances théoriques et méthodologiques acquises au cours de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, notamment dans le domaine de la conception et du dimensionnement des ouvrages d'art ferroviaires.

La démarche adoptée s'est appuyée sur une analyse approfondie des contraintes techniques, géométriques et géotechniques propres au projet. Cette analyse a permis de définir des solutions adaptées aux exigences fonctionnelles, structurelles et réglementaires imposées à l'ouvrage.

L'ouvrage étudié est un pont ferroviaire d'une longueur totale de 300 m, implanté sur un tracé de rayon 1850 m. Sa conception a nécessité une étude détaillée afin d'assurer sa stabilité, sa résistance et sa durabilité sous l'action des différentes sollicitations permanentes et variables auxquelles il est soumis.

Pour mener à bien cette étude, des modèles numériques ont été développés à l'aide des logiciels Robot Structural Analysis et MIDAS Civil. Ces outils ont permis de simuler avec précision le comportement global de la structure, d'évaluer les efforts internes et les déformations, ainsi que de vérifier les différents états limites conformément aux normes en vigueur. La complémentarité de ces logiciels a contribué à une meilleure compréhension du comportement de l'ouvrage et à l'optimisation de ses éléments constitutifs.

L'ensemble de ce travail a mis en évidence l'importance d'une démarche rigoureuse et méthodique dans la conception des ouvrages ferroviaires. Chaque élément de la structure doit être soigneusement dimensionné afin de garantir la sécurité des usagers, la pérennité de l'ouvrage et son bon fonctionnement tout au long de sa durée de vie.

Le choix des matériaux, notamment le béton armé, le béton précontraint et l'acier, constitue un aspect essentiel dans la réalisation de ce type d'infrastructure. Leur utilisation nécessite une parfaite maîtrise de leurs caractéristiques mécaniques et de leur comportement à long terme afin d'assurer la fiabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Enfin, cette étude nous a permis de prendre conscience des responsabilités et des exigences liées au métier d'ingénieur. Au-delà des calculs et des vérifications réglementaires, la conception d'un ouvrage d'art requiert une capacité d'analyse, d'anticipation et d'adaptation aux contraintes réelles du terrain, tout en s'appuyant sur les outils numériques modernes de modélisation et de calcul.

Cette expérience constitue une étape importante dans notre parcours de formation et représente un véritable tremplin vers l'exercice de notre future profession d'ingénieur, que nous souhaitons aborder avec rigueur, professionnalisme et engagement.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] 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.
- [2] 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.
- [3] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985. [4] Règlements de BAEL 1991 rev 99
- [4] SETRA appuis des tabliers PP73
- [5] 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. [6]
- [7] Thonier. H, le béton précontraint aux états limites 2^{ème} Edition, France, 1992
- [8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
- [9] Code UIC 776 -R1 charges a prendre en considération dans le calcul des pont rails
- [10] Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au Traffic NF EN 1991-2 Mars 2004.
- [11] Soletanche Freyssinet, La Précontrainte Freyssinet, octobre 2014.
- [13] WALTHER .R , Abaques pour le dimensionnement des section en béton Armé.
- [15] Formation Midas Civil M. GUERFI moussa [ENSTP]
- [16] Cour Béton précontrainte dr.BELAOURA [ENSTP]
- [17] Cour Béton armée dr.BELAOURA [ENSTP]
- [18] Cour classification des ponts HEMAIDI ZOURGUI Nadjib [ENSTP]
- [19] Cour Les plques dr MESSAOUDI akilaa [ENSTP]

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTHECHNIQUE

Tableau 0.1 : Classification des sols

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A : Argiles et limons mous	1,1	1,4
	B : Argiles et limons fermes	1,2	1,5
	C : Argiles très fermes à dures	1,3	1,6
Sables, Graves	A : Lâches	1	4,2
	B : Moyennement compacts	1,1	3,7
	C : Compacts	1,2	3,2
Craies	A : Molles	1,1	1,6
	B : Altérées	1,4	2,2
	C : Compactes	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires	A : Molles	1,8	2,6
	B : Altérées		

Tableau 0.2 : Valeurs du coefficient de portance Kp

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P ₁ (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTHECHNIQUE

Tableau 0.3 : Détermination des abaques

	Argiles, Limons			Sables, Graves			Craies			Marnes ; marno-calcaires	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ ,Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ ,Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ ,Q ₅
Foré boue	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂ ⁽¹⁾					Q ₁	Q ₂ ,Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ ,Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ ,Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ ,Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ ,Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).

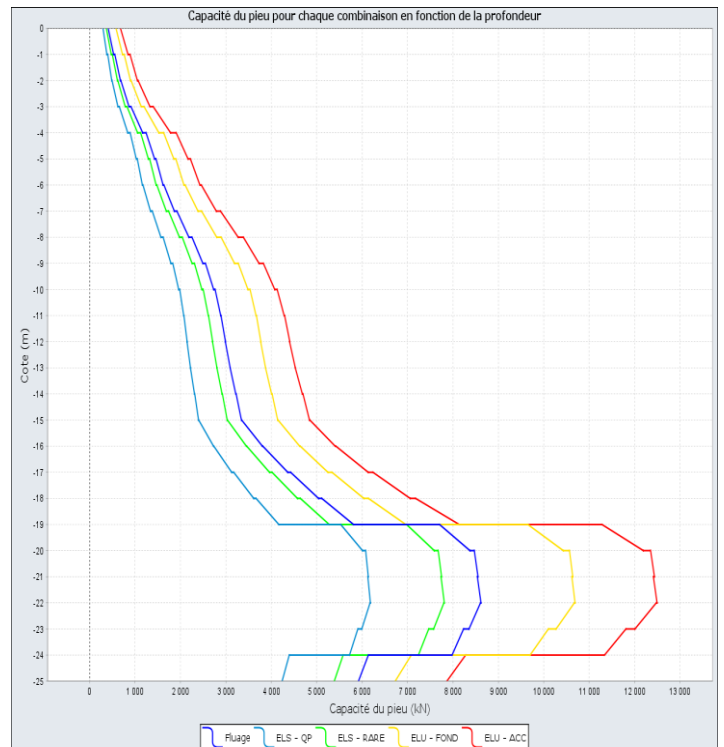
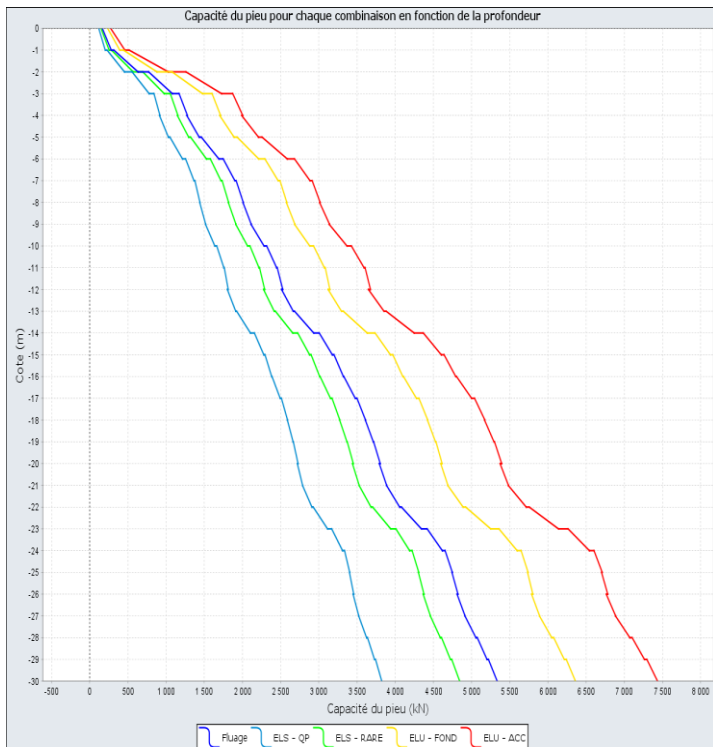
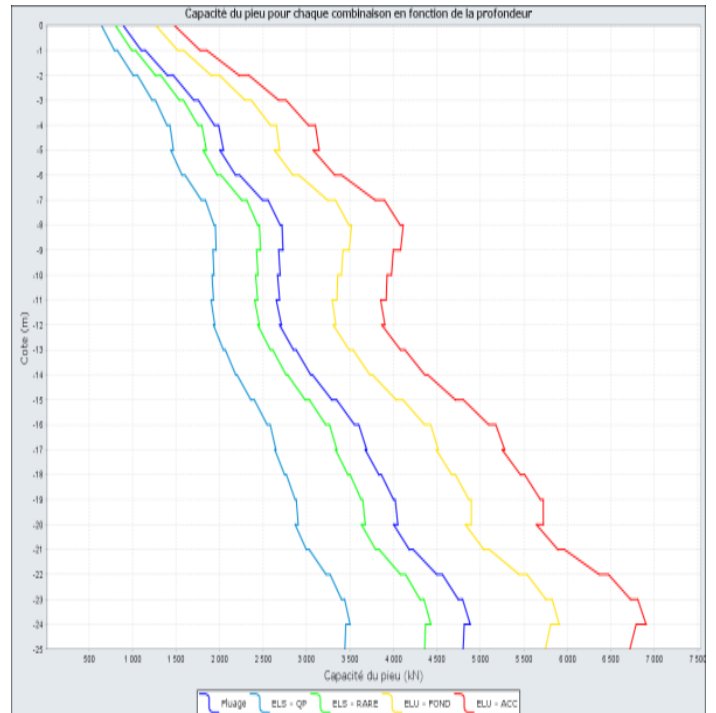
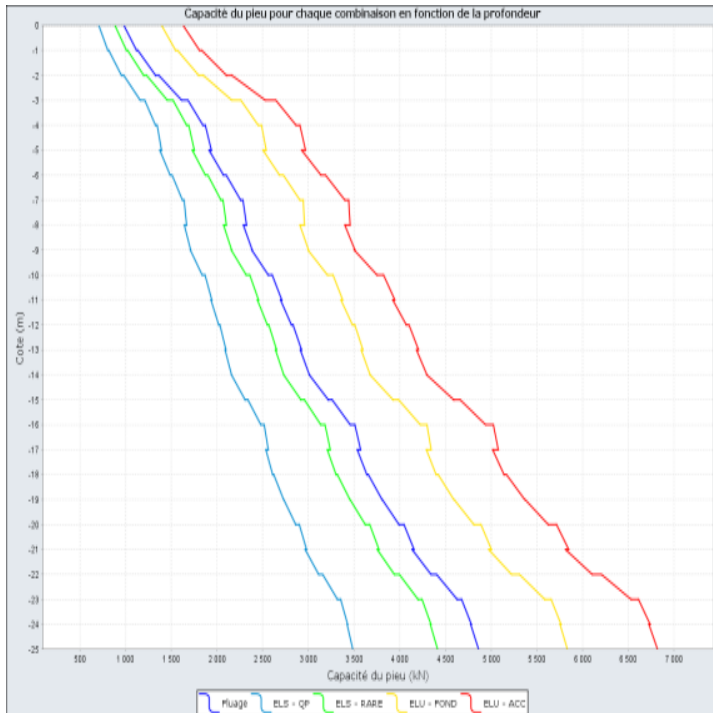
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTHECHNIQUE



Resultats de calcul pour les fondations profonde

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTHECHNIQUE

Sondage	Matériaux	
	Prof. (m)	Description
FC-4-1	0.00 ~ 1.80	- Remblais ;
	1.80 ~ 25.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).
FC-4-2	0.00 ~ 2.50	- Formation alluvionnaire fine à grossière(sable cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse) ;
	2.50 ~ 30.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).
FC-4-3	0.00 ~ 0.20	- Terre végétale ;
	0.20 ~ 2.90	- Formation alluvionnaire fine à grossière(sable cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse) ;
	2.90 ~ 25.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).
FC-4-4	0.00 ~ 0.40	- Terre végétale ;
	0.40 ~ 11.00	- Formation alluvionnaire fine à grossière(sable cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse) ;
	11.00 ~ 25.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).

Tableau .1 Résultat des sondages carottés

ANNEXE B :
FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Simple Entretoise nappe superieur

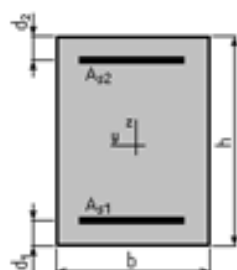
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 35.0$ (cm)

$h = 170.0$ (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)	600.54	0.00
Etat Limite de Service	401.04	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.15$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 600.54$	(kN*m)	$M_{min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 6.7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 162.3$	(cm)		
Déformation du béton:	$s_b = 0.42$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$s_s = 10.00$	(‰)		

Calcul de Section en Flexion Simple Entretoise de nappe inferieure

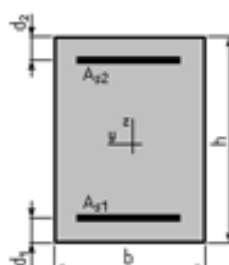
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 35.0$ (cm)

$h = 170.0$ (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)	238.98	0.00
Etat Limite de Service	159.28	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5.8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.10$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 238.98$	(kN*m)	$M_{min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.71		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 6.3$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 162.5$	(cm)		
Déformation du béton:	$s_b = 0.40$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$s_s = 10.00$	(‰)		

Calcul de Section à l'effort Tranchant Entretoise ferrailage transversal

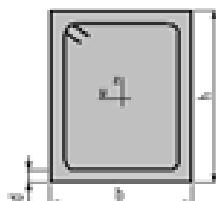
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 35.0$ (cm)

$h = 170.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1707.88	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 3.0$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 10.5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0.6$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 8$

Espacement : $S_t = 2.9$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm)

Calcul de Section en Flexion Simple

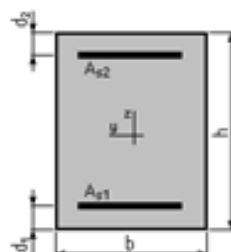
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	89.31	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8.7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2.8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.35$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 89.31$	(kN*m)	$M_{min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 3.3$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 23.7$	(cm)		
Déformation du béton:	$s_b = 1.54$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$s_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple

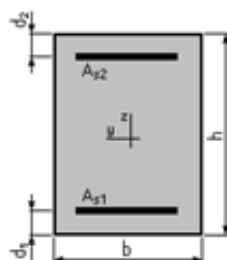
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	72.87	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2.8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 72.87$	(kN*m)	$M_{min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2.7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 23.9$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.20$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR FRONTAL EXX

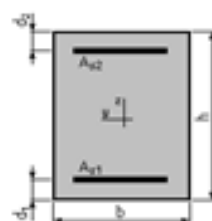
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-30.05	-3.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 300.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.21$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = -30.05 (kN) M = -3.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	13.23	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = -0.1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 55.0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$s_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$s_b = 0.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR FRONTAL XX RM

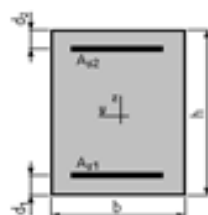
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 180.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-302.56	-569.10
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 32.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.20$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.20$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 16.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 800.0$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU $N = -302.56$ (kN) $M = -569.10$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 153.8$ (cm)

Déformation de l'acier: $s_s = 10.00$ (‰)

Déformation du béton: $s_b = 0.20$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Calcul de Section en Flexion Composée MUR FRONTAL YY EX

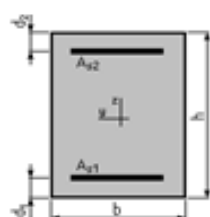
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 160.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-551.32	2487.41
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 44.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 32.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.55$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 44.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 800.0$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = -551.32$ (kN) $M = 2487.41$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 151.1$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.66$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Calcul de Section en Flexion Composée MUR FRONTAL YY RM

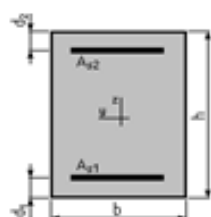
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 160.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-344.65	-1700.34
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 29.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 29.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 32.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 800.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.37$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -344.65 (kN) M = -1700.34 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7.5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 152.0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.51$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR GARDE GREVE XX RM

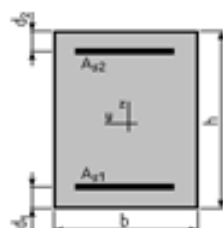
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	53.92	355.23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 14.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 300.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.50$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 53.92 (kN) M = 355.23 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 52.7$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1.17$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR GARDE GREVE XX EX

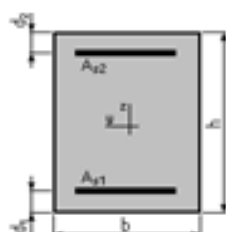
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-30.05	-302.69

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 13.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 300.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.45$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = -30.05 (kN) M = -302.69 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4.9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 53.0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.99$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR GARDE GREVE YY EX

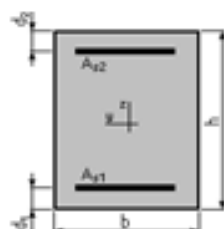
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	66.94	587.47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 25.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 300.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.85$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 66.94 (kN) M = 587.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 51.9$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1.64$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR GARDE GREVE YY RM

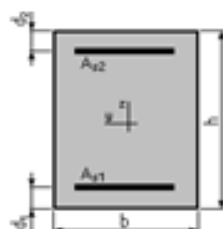
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-106.62	-409.47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 19.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 12.8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 300.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.64$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.21$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = -106.62 (kN) M = -409.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5.9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 52.7$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.19$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR EN RETOUR XX EX

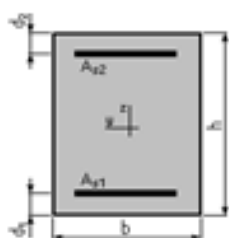
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-219.53	180.95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12.1$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 12.0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0.48$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.24$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 12.1$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 250.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = -219.53$ (kN) $M = 180.95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 43.6$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.84$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Calcul de Section en Flexion Composée MUR EN RETOUR XX RM

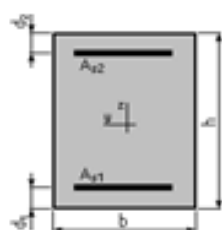
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-289.35	259.51

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 17.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 12.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 250.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.69$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.24$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -289.35 (kN) M = 259.51 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4.5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 43.2$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.11$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée MUR EN RETOUR YY EX

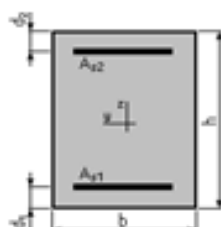
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	220.58	-345.69

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16.3$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 12.0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0.65$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0.24$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 16.3$ (cm²)
 Section maximum $A_{s\ max} = 250.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 220.58$ (kN) $M = -345.69$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 42.3$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.79$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Calcul de Section en Flexion Composée MUR EN RETOUR YY RM

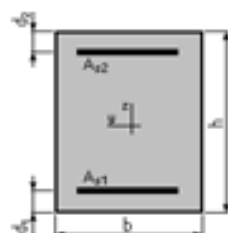
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-354.57	397.43

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 25.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 250.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.04$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.24$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = -354.57$ (kN) $M = 397.43$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 42.7$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.49$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE PILE XX INFÉRIEUR

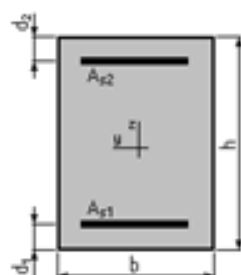
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	3571.94	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 59.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.41$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 3571.94$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 19.1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 137.4$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.52$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE PILE XX SUPERIEUR

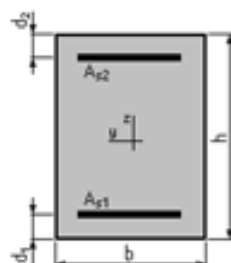
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	3299.61	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 55.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.38$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 3299.61$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 17.6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 138.0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1.38$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Simple PILE YY INFÉRIEUR

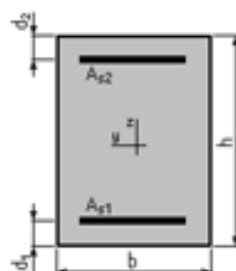
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	5853.65	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 102.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.70$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 5853.65$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 32.6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 132.0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2.90$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE PILE YY SUP

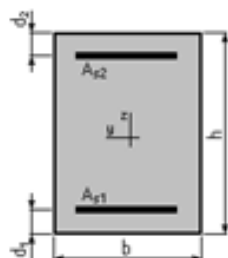
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	4219.46	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 71.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.49$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 4219.46$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 22.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 135.9$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.87$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE CULEE YY INFERIEURE

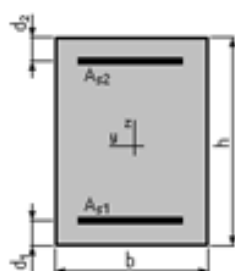
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	3595.05	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 60.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.42$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 3595.05$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 19.3$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 137.3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.53$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE CULEE XX INFÉRIEURE

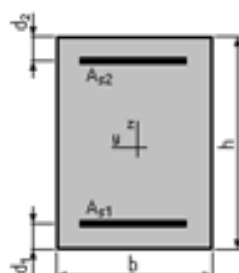
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	3020.89	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 50.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.35$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 3020.89$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 16.0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 138.6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.24$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE CULEE XX SUP

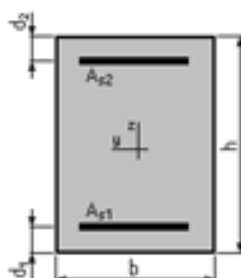
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	2575.33	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 42.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.29$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 2575.33$	(kN*m)	$M_{min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 13.6$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 139.6$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.03$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		

Calcul de Section en Flexion Simple SEMELLE CULEE YY SUPERIEURE

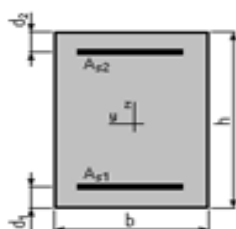
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 150.0$ (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)	3135.35	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 52.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.36$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 3135.35$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 16.7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 138.3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.30$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	

