

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان
Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -
Faculté de Technologie



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**
En : Travaux publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par : KHERBOUCHE Ayoub

Sujet

**Conception et étude du viaduc à la liaison autoroutière
reliant Batna à l'autoroute Est-Ouest au PK56+660**

Soutenu le 10/06/2024, devant le jury composé de :

CHERIF BENMOUSSA Y	Maitre de conférences	Université de Tlemcen	Président
BENAMAR A.	Maitre de conférences	Université de Tlemcen	Examineur
BENAHCHILIF S.	Maitre de conférences	Université de Tlemcen	Encadrante
BENAHCHILIF B.	Ingenieur		Co-Encadrant

Année universitaire : 2023 /2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

اللهم لك الحمد والشكر في الأولى ولك الحمد والشكر في الآخرة ولك الحمد والشكر
من قبل ولك الحمد والشكر من بعد وأثناء الليل وأطراف النهار وفي كل حين ودائماً
وأبداً.

Remerciements

Avant tout, je remercie Dieu tout-puissant qui m'a donné la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études. Sans son soutien, ce travail n'aurait pas été possible.

Je souhaite également exprimer ma plus sincère gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce projet.

Tout d'abord, un immense merci à mes deux encadrateurs, BENAHCILIF Souad et BENAHCILIF Bouharkate. Votre expertise, vos conseils éclairés et votre disponibilité ont été des piliers essentiels dans la réussite de ce projet.

Merci pour votre patience et votre encouragement constant.

Je tiens également à remercier tous les enseignants de l'Université Aboubakr Belkaïd, département de génie civil. Vos enseignements ont été une source inestimable de connaissances et d'inspiration tout au long de mon parcours universitaire. Vous avez su éveiller ma curiosité et mon désir d'apprendre, et pour cela, je vous en suis profondément reconnaissant.

Je souhaite exprimer ma gratitude au président du jury, CHERIF BENMOUSSA Y, pour le temps consacré à évaluer ce travail. Vos retours et critiques constructives ont grandement contribué à l'amélioration de ce projet.

Je remercie également l'examineur, BENAMAR A, pour ses remarques pertinentes et ses suggestions. Votre expertise a été d'une grande aide pour affiner et perfectionner ce projet.

Un grand merci à l'entreprise SEROR qui m'a accueilli pour ce projet. Votre accueil chaleureux, vos ressources et votre soutien logistique ont été indispensables pour mener à bien ce travail. Merci de m'avoir offert cette opportunité unique.

À toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce projet, je vous adresse mes remerciements les plus sincères. Votre aide, vos encouragements et votre soutien ont été inestimables, et je vous en suis profondément reconnaissant.

Dédicace

Je dédie ce projet de fin d'études à tous ceux qui m'ont soutenu durant cette aventure.

À ma famille, je vous adresse une reconnaissance toute particulière. Votre amour, votre patience et votre soutien indéfectible ont été pour moi des piliers essentiels. Vous êtes ma force et ma source d'inspiration

À ma maman, qui m'a soutenu et encouragé durant toutes ces années d'études, et qui m'a accompagné lors des moments les plus difficiles. Tu as su m'inculquer le sens des responsabilités face aux défis de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ce que je suis aujourd'hui et ce que je deviendrai demain, je te le dois. Je ferai toujours de mon mieux pour être ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu te protège de tout mal et te garde en bonne santé.

À mon père, qui a créé les meilleures conditions pour que je devienne ce que je suis et qui a sacrifié tant pour me voir grandir. Tu es mon soutien et tu le resteras toujours. Que Dieu te préserve.

À mes très chers frères Youcef, Abdellah, Ilyes et Abdeljalil.

À mes collègues et amis, en particulier Hicham, Abdelhadi, Djawad et Mohamed
Votre soutien moral, vos idées brillantes et vos encouragements m'ont été d'une aide précieuse dans les moments difficiles. Merci d'avoir été là, à mes côtés.

KHERBOUCHE Ayoub

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر كجزء من مشروع الطريق الرابط بين ولاية باتنة والطريق السيار شرق-غرب، ويقع في النقطة الكيلومترية 56+660 ويمتد لمسافة حوالي 324.8 متر. بدأنا عملنا بمراجعة عامة حول الجسور، ثم انتقلنا إلى التصميم العام حيث قدمنا ثلاثة اقتراحات مختلفة، واخترنا الأنسب بناءً على تحليل متعدد المعايير. تم اختيار جسر ذو عوارض سابقة الإجهاد لاحقاً، يتكون من 9 امتدادات مستقلة لكل من الاتجاهين ذهاباً وإياباً، للبدء في دراسة مفصلة.

تشمل هذه الدراسة البنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك تقييم الحمولات والحمولات الزائدة، وحساب الإجهاد السابق، والدراسة الزلزالية، وأبعاد مختلف التجهيزات والعناصر الهيكلية المكونة للجسر، مع مراعاة الأنظمة المعمول بها في الجزائر وأوروبا. تم استخدام برامج النمذجة Autodesk Robot 2024 و Autodesk AutoCAD 2024 وبرنامج الحساب Expert Béton Armé.

الكلمات المفتاحية

جسر، تصميم الجسور، الطريق السيار شرق-غرب، عوارض سابقة الإجهاد، البنية الفوقية، البنية التحتية، تقييم الحمولات، الحمولات الزائدة، الدراسة الزلزالية، نمذجة الجسور.

Résumé :

Ce travail vise à concevoir et étudier un pont dans le cadre du projet de la route reliant la wilaya de Batna à l'autoroute Est-Ouest, situé au point kilométrique 56+660 et s'étendant sur environ 324,8 mètres. Nous avons commencé notre travail par une revue générale sur les ponts, puis nous sommes passés à la conception générale où nous avons proposé trois différentes options, et avons choisi la plus appropriée en nous basant sur une analyse multicritère. Un pont à poutres précontraintes par post-tension, composé de 9 travées indépendantes pour chaque direction (aller et retour), a été sélectionné pour une étude détaillée.

Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure, y compris l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique, et les dimensions des différents équipements et éléments structurels composant le pont, en respectant les normes en vigueur en Algérie et en Europe. Les logiciels de modélisation Autodesk Robot 2024, Autodesk AutoCAD 2024 et le programme de calcul Expert Béton Armé ont été utilisés.

Mots clés :

Pont, conception de ponts, autoroute Est-Ouest, poutres précontraintes, superstructure, infrastructure, évaluation des charges, étude sismique, modélisation de ponts.

Abstract:

This work aims to design and study a bridge as part of the road project connecting the Wilaya of Batna to the East-West highway, located at kilometer point 56+660 and extending approximately 324.8 meters. We began our work with a general review of bridges, then moved on to the general design where we proposed three different options, and chose the most suitable one based on a multi-criteria analysis. A bridge with post-tensioned pre-stressed beams, consisting of 9 independent spans for each direction (to and from), was selected for detailed study.

This study involves the superstructure and infrastructure, including load and overload evaluation, pre-stress calculation, seismic study, and the dimensions of various equipment and structural elements composing the bridge, adhering to the standards in force in Algeria and Europe. Modeling software Autodesk Robot 2024, Autodesk AutoCAD 2024, and the calculation program Expert Béton Armé were used.

Keywords:

Bridge, bridge design, East-West highway, pre-stressed beams, superstructure, infrastructure, load evaluation, overloads, seismic study, bridge modeling.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE -----	1
CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES PONTS -----	2
I.1 INTRODUCTION -----	3
I.2 LES ELEMENTS CONSTITUANT UN PONT -----	3
I.3 CLASSIFICATION DES PONTS -----	4
I.4 CLASSIFICATION SELON LA FONCTION -----	4
I.4.1 PONTS ROUTIERS-----	4
I.4.2 PONTS FERROVIAIRES -----	4
I.4.3 PASSERELLES-----	5
I.4.4 PONTS AQUEDUCS -----	5
I.4.5 PONTS-CANAUX-----	5
I.5 CLASSIFICATION SELON LES MATERIAUX -----	5
I.5.1 PONTS EN BOIS : -----	5
I.5.2 PONTS EN MAÇONNERIE : -----	5
I.5.3 PONTS METALLIQUES : -----	6
I.5.4 PONTS EN BETON ARME ET EN BETON PRECONTRAIT :-----	6
I.5.5 PONTS A CABLES-----	7
I.6 CONCLUSION -----	8
CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET -----	9
II.1 PREAMBULE : -----	10
II.2 DONNEES DISPONIBLES : -----	10
II.3 DONNEES GENERALES : -----	10
II.3.1 OBJECTIF DU PROJET : -----	10
II.3.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE : -----	10
II.3.3 OBSTACLE A FRANCHIR :-----	10
II.3.4 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :-----	10
II.4 LES DONNEES FONCTIONNELLES : -----	11
II.4.1 TRACE EN PLAN -----	11
II.4.2 PROFIL EN LONG -----	11
II.4.3 PROFILS EN TRAVERS : -----	12
II.5 DONNEES NATURELLES -----	12
II.5.1 LES DONNEES TOPOGRAPHIE -----	12
II.5.2 .LES DONNEES GEOTECHNIQUES-----	13
II.5.3 DONNEES CLIMATIQUES -----	16
II.5.4 DONNEE SISMOLOGIQUE -----	16
II.6 CONCLUSION -----	17
CHAPITRE III: AVANT PROJET -----	18
III.1 INTRODUCTION : -----	19
III.2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : -----	19
III.3 CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : -----	19
III.4 PRESENTATION DES VARIANTES DU PROJET -----	19
III.4.1 VARIANTE N°1 : PONT À POUTRES « PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES : -----	20
III.4.2 VARIANTE N°2 : PONT VOUSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE : -----	23

III.4.3	VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE A ENTRETOISE)	26
III.5	ANALYSE MULTICRITERE :	29
III.5.1	PONT A POUTRES PRECONTRAINTES	29
III.5.2	PONT VOUSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE	30
III.5.3	PONT A POUTRES MIXTES :	30
III.6	LA COMPARAISON DES DIFFERENTES VARIANTES PROPOSEES :	30
III.6.1	COUT DE REALISATION :	31
III.6.2	TECHNIQUE D'EXECUTION :	31
III.6.3	ENTRETIEN :	31
III.6.4	ASPECT ARCHITECTURAL :	31
III.7	CONCLUSION :	31

CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL ----- **32**

IV.1	INTRODUCTION :	33
IV.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL :	33
IV.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	33
IV.3.1	BETON :	33
IV.3.2	L'ACIER :	35
IV.4	CHARGES DE CALCUL :	37
IV.4.1	- ACTIONS HORS TRAFIC	37
IV.4.2	ACTIONS DES CHARGES D'EXPLOITATION :	40
IV.5	CONCLUSION :	44

CHAPITRE V: REPARTITION DES EFFORTS ----- **45**

V.1	INTRODUCTION:	46
V.2	REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS	46
V.2.1	SOLLICITATIONS DUES AUX CHARGES PERMANENTES	46
V.2.1.1	LES ELEMENTS DE REDUCTION DU A LA CHARGE TOTALE LES REACTIONS :	46
V.2.2	SOLLICITATIONS DUES AUX SURCHARGE	47
V.2.2.4	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES	54
V.3	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	56
V.3.1	CHOIX DE LA METHODE	57
V.3.2	METHODE DE GUYON MASSONNET	57
V.3.2.1	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT	59
V.4	CALCULE AUTOMATIQUE (MODELISATION)	67
V.4.1	LOGICIEL DE CALCULE	67
V.4.2	MODELISATION DE L'OUVRAGE	67
V.5	CONCLUSION:	73

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ----- **74**

VI.1	INTRODUCTION	75
VI.2	PRINCIPE ET METHODES DE LA PRECONTRAINTE	75
VI.3	PHASE D'EXECUTION DE LA PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION:	75
VI.4	CALCUL DE LA PRECONTRAINTE :	75
VI.5	LES CLASSES DE CALCUL	75
VI.6	CALCUL DU NOMBRE DE CABLES :	76
VI.6.1	DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE MINIMALE :	77
VI.6.2	DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES A MI- TRAVEE :	78
VI.6.3	VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEURE :	78
VI.6.4	VERIFICATION DU NOMBRE DE CABLES EN ABOUT	78

VI.6.5	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :	79
VI.6.6	ETAPES DE LA VERIFICATION :	79
VI.6.7	TRACER ET DISPOSITION CONSTRUCTIF DES CABLES	81
VI.6.7.3	POSITION DES CABLES 1 °, 2 ° ET 3 ° A MI TRAVEE SECTION MEDIANE:	82
VI.6.8	PERTES DE PRECONTRAINTE :	85
VI.6.8.3	LES PERTES TOTALES	89
VI.6.9	CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES	89
VI.7	CONCLUSION	96

CHAPITRE VII: ETUDE DES DEFORMATIONS----- 97

VII.1	INTRODUCTION	98
VII.2	LA FLECHE	98
VII.2.1	FLECHE DUE AU POIDS PROPRE	98
VII.2.2	FLECHE DUE A LA SURCHARGE	98
VII.2.3	FLECHE DUE A LA SURCHARGE D240 ET LE POIDS PROPRE	99
VII.2.4	CONTRE FLECHE DE LA PRECONTRAINTE	99
VII.2.5	FLECHE DE CONSTRUCTION	100
VII.2.6	FLECHE TOTALE	100
VII.2.7	VERIFICATION DE LA FLECHE ADMISSIBLE	100
VII.3	CALCUL DES ROTATIONS	100
VII.3.1	ROTATION SOUS POIDS PROPRE :	101
VII.3.2	ROTATION SOUS SURCHARGE D240	101
VII.3.3	ROTATION D'APPUI SOUS L'EFFET DE LA PRECONTRAINTE	101
VII.3.4	ROTATION TOTAL	101
VII.4	CALCUL DES DEPLACEMENTS	101
VII.4.1	DEPLACEMENT DU A UNE ROTATION D'APPUI :	101
VII.4.2	DEPLACEMENT DU AU RETRAIT	101
VII.4.3	DEPLACEMENT DU AU FLUAGE	101
VII.4.4	DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE TEMPERATURE	102
VII.4.5	DEPLACEMENT TOTAL	102
VII.5	CONCLUSION	102

CHAPITRE VIII: ETUDE DE LA DALLE ET DE L'ENTRETOISE----- 103

VIII.1	INTRODUCTION	104
VIII.2	ETUDE DE L'HOURLDIS	104
VIII.2.1	GEOMETRIE DE L'HOURLDIS	104
VIII.2.2	ÉTUDE DES MOMENTS FLECHISSANT	104
VIII.2.3	CALCULE DE FERRAILLAGE	105
VIII.2.4	CONDITION DE NON FRAGILITE	106
VIII.2.5	VERIFICATION DU POINÇONNEMENT	106
VIII.2.6	CONCLUSION SUR LE FERRAILLAGE DU HOURLDIS :	107
VIII.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE	107
VIII.3.1	DIMENSIONS DE L'ENTRETOISE	108
VIII.3.2	FERRAILLAGE ENTRETOISE	109
VIII.3.3	LES ARMATURES TRANSVERSALES :	109
VIII.3.4	POURCENTAGE MINIMAL :	109

CHAPITRE IX: CALCUL DES EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE----- 111

IX.1	INTRODUCTION	112
IX.2	APPAREILS D'APPUI	112

IX.2.1	LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE -----	112
IX.2.2	PREDIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUI SELON GUIDE TECHNIQUE SETRA -----	113
IX.3	L'ETUDE SISMIQUE -----	118
IX.3.1	ANALYSE SISMIQUE DU PONT:-----	118
IX.3.2	SENS TRANSVERSAL -----	123
IX.3.3	MODELISATION DE L'OUVRAGE -----	123
IX.4	LES DES D'APPUI -----	126
IX.4.1	DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUI : -----	126
IX.4.2	FERRAILLAGE DU DE D'APPUI : -----	127
IX.5	LES JOINTS DE CHAUSSEE -----	128
IX.5.1	CALCUL DU SOUFFLE : -----	128
IX.5.2	TYPE DE JOINT : -----	129
IX.6	EVACUATION DES EAUX -----	129
IX.7	CONCLUSION -----	130

CHAPITRE X: ETUDE DE LA PILE ----- 131

X.1	INTRODUCTION -----	132
X.2	LES DIMENSIONS DE LA PILE : -----	132
X.2.1	LE CHEVETRE : -----	132
X.2.2	LES FUTS : -----	132
X.2.3	LA SEMELLE : -----	132
X.2.4	LES PIEUX : -----	132
X.3	EVALUATION DES EFFORTS POUR CHEVETRE 2 TRAVEE CHARGEE: -----	133
X.3.1	CHARGES VERTICALES -----	133
X.3.2	CHARGES HORIZONTALES : -----	134
X.3.3	FERRAILLAGE DU CHEVETRE : -----	134
X.4	EVALUATION DES EFFORTS POUR LES FUTS 2 TRAVEE CHARGEE:-----	141
X.4.1	CHARGE PERMANENT -----	141
X.4.2	SURCHARGES VARIABLES-----	142
X.4.3	COMBINAISON DES CHARGES : -----	142
X.4.4	CALCUL DU FERRAILLAGE DU FUT-----	143
X.5	ETUDE DES FONDATIONS :-----	143
X.5.1	ETUDE DE LA SEMELLE : -----	144
X.5.2	ETUDES DES PIEUX : -----	147
X.5.3	CALCUL DU FERRAILLAGE : -----	149

CHAPITRE XI: ETUDE DE LA CULEE ----- 153

XI.1	INTRODUCTION -----	154
XI.2	CHOIX DU TYPE DE CULEE -----	154
XI.3	PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :-----	155
XI.3.1	MUR DE GARDE GREVE : -----	155
XI.4	EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE -----	155
XI.4.1	DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE DES TERRES K :-----	157
XI.4.2	CALCUL DES SOLLICITATIONS : -----	157
XI.4.3	COMBINAISONS D' ACTIONS -----	159
XI.4.4	CHOIX DE LA CONCEPTION DES PIEUX-----	161
XI.5	ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE -----	162
XI.5.1	FERRAILLAGE DES FONDATIONS -----	162
XI.5.2	FERRAILLAGE DE MUR GARDE-GREVE : -----	163
XI.5.3	FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION :-----	165
XI.5.4	FERRAILLAGE DU CORBEAU :-----	165

XI.5.5 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL : -----	166
XI.5.6 FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR :-----	168
<u>CONCLUSION GENERALE -----</u>	171
<u>BIBLIOGRAPHIE ET WEBOGHRAPHIE -----</u>	173
<u>ANNEXE 1. SONDAGE -----</u>	175
<u>ANNEXE 2. GUYON-MASSONET -----</u>	181
<u>ANNEXE 3. DIAGARAMME DES POUTRE -----</u>	188
<u>ANNEXE 4. CALCUL DE FERRAILLAGE-----</u>	193
<u>ANNEXE 5. CONCEPTION DES 3 VARIANTES -----</u>	199

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 liste des sondage carotté.....	14
Tableau II.2 liste des sondage pressiométrique	16
Tableau II.3 importance du pont [10]	17
Tableau II.4 zones sismique [10].....	17
Tableau III.1 Implantations des appuis.....	21
Tableau III.2 Implantations des appuis.....	25
Tableau III.3 Implantations des appuis.....	28
Tableau III.4 Devis estimatif et quantitatif des 3 variantes	31
Tableau IV.1 Caractéristiques des bétons utilisés	35
Tableau IV.2 Récapitulatif des charges permanentes.....	39
Tableau IV.3 Valeurs numériques du gradient thermique selon le type de tablier [9].....	39
Tableau IV.4 Coefficient $a1$ [9]	40
Tableau IV.5 valeurs de $v0$ par classe de pont [9].....	41
Tableau IV.6 Chargement du système A suivant le nombre de voies chargées	41
Tableau IV.7 Force de freinage du système A en fonction du nombre de voies chargées	41
Tableau IV.8 Valeurs de bc [9]	42
Tableau IV.9 Coefficient de majoration dynamique du système Bc	42
Tableau IV.10 valeurs de bt [9]	43
Tableau IV.11 : Coefficient de majoration dynamique du système Bt.....	43
Tableau V.1 éléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre	47
Tableau V.2 Moment fléchissant due à ST, ($X=0,5L$)	48
Tableau V.3 Moment fléchissant due à A(L), ($X=0,5L$)	48
Tableau V.4 récapitulatifs des moments dus aux surcharges $X=0,5 L$	51
Tableau V.5 Moment fléchissant due à ST, ($X=0,25L$)	51
Tableau V.6 Moment fléchissant due à A(L), ($X=0,25L$)	52
Tableau V.7 résultant des forces sur la poutre.....	52
Tableau V.8 résultant des forces sur la poutre.....	53
Tableau V.9 récapitulatif des moments dus aux surcharges ($X=0,25 L$).....	54
Tableau V.10 récapitulatifs des efforts tranchants $x=0,00L$	56
Tableau V.11 Valeurs de $K0$ et $K1$ pour $\theta=0.75$ [21]	60
Tableau V.12 valeurs de $k\alpha$ pour $\Theta=0.75$	60
Tableau V.13 valeurs de $k\alpha$ pour les poutres.....	61
Tableau V.14 position de l'axe de la surcharge.....	63
Tableau V.15 $K\alpha$ moy sous chargement ST	64
Tableau V.16 $K\alpha$ moy sous chargement A(L) pour 3 voies chargées	64
Tableau V.17 sous chargement Bc pour 3 files	64
Tableau V.18 sous chargement Bt pour 2 tandems	64
Tableau V.19 sous chargement Mc120	65
Tableau V.20 sous chargement D240.....	65
Tableau V.21 Moment fléchissant réel pondéré pour chaque poutre dus au poids propre G.....	65
Tableau V.22 Moment fléchissant réel pondéré pour chaque poutre et cas de chargement.....	66
Tableau V.23 Combinaisons de charges pour la détermination de la poutre la plus sollicitée	67
Tableau V.24 position de l'axe de la charge roulant	68
Tableau VI.1 Caractéristiques géométriques de la poutre	77
Tableau VI.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures actives	77
Tableau VI.3 Caractéristiques mécaniques.....	77
Tableau VI.4 Moments sollicitant la poutre	77
Tableau VI.5 récapitulatif des contraintes admissibles	80
Tableau VI.6 données géométrique dans chaque phase	80
Tableau VI.7 vérification des contraintes.....	81
Tableau VI.8 Position des câbles en mi- travée et en about	83
Tableau VI.9 Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage	84
Tableau VI.10 Angle de relevage pour chaque câble	84

Tableau VI.11 Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons	85
Tableau VI.12 Calcul des caractéristiques nettes de la poutre	85
Tableau VI.13 Valeurs moyennes des coefficients f et ϕ [17]	86
Tableau VI.14 Pertes par frottement.....	86
Tableau VI.15 Valeurs des paramètres d et k	87
Tableau VI.16 Pertes par recul d'ancrage	87
Tableau VI.17 Perte par raccourcissement du béton.	88
Tableau VI.18 Perte par fluage.	89
Tableau VI.19 Pertes par relaxation	89
Tableau VI.20 Pertes totales	89
Tableau VI.21 Limitation des contraintes	90
Tableau VI.22 Hauteurs moyennes des trois câbles à différentes abscisses.....	91
Tableau VI.23 Caractéristiques de chaque phase de vérification.	91
Tableau VI.24 Vérification des contraintes normales	92
Tableau VI.25 Paramètres utilisées pour la vérification des contraintes tangentielles.....	93
Tableau VII.1 calcul de moment sous la précontrainte	99
Tableau VIII.1 Ferrailage sous la flexion longitudinale.....	105
Tableau VIII.2 VIII.2.4 Ferrailage sous la flexion transversale.....	106
Tableau IX.1 Appareil d'appui de type B [23].....	114
Tableau IX.2 Masses des éléments d'appui.....	119
Tableau IX.3 Raideurs des piles	121
Tableau IX.4 valeurs de $T1$, $T2$ et S pour la composante horizontale [10]	122
Tableau IX.5 La force horizontale sur chaque appui.....	123
Tableau IX.6 Valeurs des déplacements absolus [10]	125
Tableau IX.7 Valeurs des déplacements absolus $Sae=1.92 \text{ m/s}^2$	125
Tableau IX.8 Efforts à la base de la pile sous les différentes combinaisons sismiques	126
Tableau X.1 Les réaction sur chevêtre	133
Tableau X.2 Combinaisons des charges sur chevêtre.....	134
Tableau X.3 Charge horizontales sur chevêtre	134
Tableau X.4 Les réaction sur chevêtre par ml	135
Tableau X.5 Ferrailage du chevêtre.....	141
Tableau X.6 Charge permanent	141
Tableau X.7 Surcharges sur fut pour 2 travée chargée.....	142
Tableau X.8 Combinaisons des charges sur fut a ELS	142
Tableau X.9 Combinaisons des charges sur fut a ELU	142
Tableau X.10 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELA	143
Tableau X.11 Charge permanent	144
Tableau X.12 Surcharges sur semelle pour 2 travée chargée	144
Tableau X.13 Combinaisons des charges sur semelle a ELS	145
Tableau X.14 Combinaisons des charges sur semelle a ELU	145
Tableau X.15 Combinaisons d'actions sur les fûts à l'ELA.....	146
Tableau X.16 Combinaisons d'actions à la base de la semelle à l'ELA.....	146
Tableau X.17 Valeurs des paramètres de Werner	148
Tableau X.18 Valeurs du moment en tête de pieu.....	148
Tableau X.19 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELU	149
Tableau X.20 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELS	149
Tableau X.21 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELA	149
Tableau X.22 Section d'armatures inférieures de la semelle	151
Tableau X.23 Section d'armatures des pieux	152
Tableau XI.1 Paramètres intervenants dans le calcul de la poussée dynamique globale Ed	156
Tableau XI.2 Valeur de K pour les différents cas sismiques.....	157
Tableau XI.3 Efforts et moments dus aux poids propres agissant sur la culée	158
Tableau XI.4 Poussées des terres agissants sur la culée.....	159
Tableau XI.5 Poussées des surcharge agissants sur la culée	159

Tableau XI.6 Efforts et moments dus au tablier agissants sur la culée	159
Tableau XI.7 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELS.....	160
Tableau XI.8 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELU	160
Tableau XI.9 Efforts statiques agissant sur la culée sous combinaison G+0.4T.....	160
Tableau XI.10 Charge sismiques due au poids propre des éléments.....	160
Tableau XI.11 Charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres.....	161
Tableau XI.12 Charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres total.....	161
Tableau XI.13 Charges sismiques provenant du tablier	161
Tableau XI.14 Cumul des efforts sismiques.....	161
Tableau XI.15 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELS	162
Tableau XI.16 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELU	162
Tableau XI.17 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELA	163
Tableau XI.18 Valeurs de M_P/K en fonction de h	164
Tableau XI.19 Efforts dus au poids propre agissant sur le mur frontal	167
Tableau XI.20 Efforts dus au tablier agissant sur le mur frontal.....	167
Tableau XI.21 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELS	168
Tableau XI.22 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELU.....	168

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Elements structurale d`une ponts	3
Figure I.2 Pont d'Essing en Allemagne [3]	5
Figure I.3 Viaduc de landwasser (Suisse) [4]	6
Figure I.4 Pont Eiffel les cascades d'El Ourit (Tlemcen) [5].....	6
Figure I.5 Viaduc de Chillon (Suisse) [6].....	7
Figure I.6 Golden-Gate-Bridge-San-Francisco [7].....	7
Figure I.7 Viaduc Salah-Bey (Constantine) [8].....	8
Figure II.1 Implantation du projet sur la carte d'état	10
Figure II.2 Vue en plan de l'ouvrage.....	11
Figure II.3 Profil en long de l'ouvrage	12
Figure II.4 Profil en travée de l'ouvrage	12
Figure II.5 sondage N°17 de 0.00-6.00m.....	15
Figure II.6 sondage N°17 de 6.00-11 m.....	15
Figure II.7 sondage N°17 de 11.00-15.00m.....	15
Figure II.8 carte de zonage sismique territoire national [10].....	17
Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutre.....	20
Figure III.2 Construction en encorbellement schéma de principe [13]	24
Figure III.3 Règles d'art pour le dimensionnement transversal d'un voussoir [12]	25
Figure III.4 Éléments constitutifs d'un pont mixte [15].....	27
Figure III.5 Notation des dimensions d'un pont mixte bipoutre à entretoise [14]	28
Figure IV.1 Diagramme contrainte-déformation du béton [18]	34
Figure IV.2 dispositif de précontrainte [19]	36
Figure IV.3 Dimensions de la corniche	38
Figure IV.4 système Bc [9].....	42
Figure IV.5 Système Bt [9].....	43
Figure IV.6 Système Br [9]	43
Figure IV.7 Convoi Mc120 [9].....	44
Figure IV.8 Convoi D240 [9]	44
Figure V.1 Répartition de la charge permanente	46
Figure V.2 La Section homogénéisée	58
Figure V.3 Disposition des poutres (vue en travers)	61
Figure V.4 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 1	61
Figure V.5 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 2	61
Figure V.6 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 3	62
Figure V.7 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 4	62
Figure V.8 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 5	62
Figure V.9 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 6	62
Figure V.10 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 7	63
Figure V.11 Modélisation du tablier.....	68
Figure V.12 Les charges permanentes G.....	69
Figure V.13 Charge statique AL3.....	69
Figure V.14 Charge roulante Bc3.....	69
Figure V.15 Charge roulante Bt 2.....	69
Figure V.16 Convoi militaire Mc120	69
Figure V.17 Convoi exceptionnel D240.....	70
Figure V.18 Diagramme des moments fléchissant max à l'ELU	72
Figure V.19 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU	72
Figure V.20 Diagramme des moments fléchissant max à l'ELS.....	72
Figure V.21 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS.....	72
Figure V.22 Diagramme de moment fléchissant sous le poids propre de la poutre 3	72
Figure V.23 Diagramme de moment fléchissant sous le poids propre de tablier de la poutre 3	73
Figure V.24 Diagramme de l'effort tranchant sous le poids propre de tablier de la poutre 3	73
Figure V.25 Diagramme de l'effort tranchant sous le poids propre de la poutre 3	73

Figure VI.1 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons [17]	76
Figure VI.2 Espacements à respecter entre câbles.....	81
Figure VI.3 valeurs des espacements a et b (Freyssinet).....	82
Figure VI.4 Disposition des câbles en about	82
Figure VI.5 Conditions constructives sur les câbles.....	82
Figure VI.6 Disposition des câbles à mi- travée.....	83
Figure VI.7 Vue en plan des câbles	83
Figure VI.8 Section nette.....	85
Figure VI.9 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons (classe II) [17].....	90
Figure VI.10 Partie tendue de la poutre médiane avec hourdis	94
Figure VI.11 Ferrailage de la poutre	96
Figure VII.1 Diagramme de moment fléchissant dus a surcharge D240 de la poutre 3.....	98
Figure VII.2 Diagramme des moments	99
Figure VII.3 Diagramme du moment dû à la précontrainte.....	100
Figure VIII.1 Cartographie de la flexion longitudinale a ELU	104
Figure VIII.2 Cartographie de la flexion transversale a ELU	104
Figure VIII.3 Cartographie de la flexion longitudinale a ELS	105
Figure VIII.4 Cartographie de la flexion transversale a ELS	105
Figure VIII.5 Ferrailage de la dalle	107
Figure VIII.6 Coupe longitudinal	108
Figure VIII.7 Disposition des vérins lors d'un changement des appareils d'appui.....	108
Figure VIII.8 diagramme de moment fléchissant a ELU	108
Figure VIII.9 diagramme de moment fléchissant a ELS	109
Figure VIII.10 diagramme de l'effort tranchant a ELU	109
Figure VIII.11 schéma de ferrailage.....	110
Figure IX.1 appareil d'appui en élastomère fretté.....	112
Figure IX.2 constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté	113
Figure IX.3 Appareil d'appuis [24]	113
Figure IX.4 séisme longitudinale [10]	120
Figure IX.5 Modèle numérique de l'ouvrage pour l'analyse spectral	124
Figure IX.6 Spectre de réponse élastique horizontal (suivant x et y).....	124
Figure IX.7 Le déplacement E1	125
Figure IX.8 Le déplacement E2.....	125
Figure IX.9 Ferrailage du dé d'appui	128
Figure IX.10 Souffle de joint [24]	128
Figure IX.11 Joint type Wd [25].....	129
Figure IX.12 disposition des gargouilles	130
Figure X.1 Vue de face et de gauche sur la pile	133
Figure X.2 Modèle numérique du chevêtre	134
Figure X.3 Chevêtre sous charge du tablier.....	135
Figure X.4 Chevêtre sous surcharge A1.....	135
Figure X.5 Chevêtre sous surcharge Bc	135
Figure X.6 Chevêtre sous surcharge Mc120.....	136
Figure X.7 Chevêtre sous surcharge D240	136
Figure X.8 Chevêtre sous surcharge ST	136
Figure X.9 diagramme du moment fléchissant (KN.m) a l'ELU	136
Figure X.10 diagramme d'effort tranchant (KN) à l'ELU	137
Figure X.11 diagramme du moment fléchissant (KN.m) à l'ELS	137
Figure X.12 diagramme d'effort tranchant (KN) à l'ELS	137
Figure X.13 Notation du calcul à la torsion [24]	139
Figure X.14 Cercle inscrit participant à la torsion [24].....	140
Figure X.15 Ferrailage du chevêtre	141
Figure X.16 Ferrailage des fûts	143
Figure X.17 Représentation de la méthode des bielles [16]	150

Figure X.18 Ferrailage transversale de la semelle.....	151
Figure X.19 Ferrailage longitudinale de la semelle.....	152
Figure X.20 ferrailage des pieux	152
Figure XI.1 Morphologie d'une culée remblayée [1].....	154
Figure XI.2 Dimensions de la culée	155
Figure XI.3 Représentation du modèle de base de la théorie de Coulomb utilisé dans la méthode simplifiée pseudo-statique de Mononobe-Okabe [24].....	156
Figure XI.4 Effet d'une charge locale située à l'arrière du mur garde-grève [24]	164
Figure XI.5 Console courte selon le BAEL.....	166
Figure XI.6 Modèle numérique du mur en retour.....	169
Figure XI.7 Ferrailage de la culée	170

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'importance des infrastructures de transport dans le développement économique et social d'une région ne peut être surestimée. Parmi ces infrastructures, les ponts jouent un rôle important en facilitant la mobilité et en connectant les communautés. Le présent mémoire se propose d'examiner en profondeur la conception d'un pont sur la liaison autoroutière de Batna, une région stratégique pour le développement du réseau routier en Algérie.

Ma motivation pour choisir ce thème découle de l'importance croissante des infrastructures de transport dans notre pays et de ma passion pour l'ingénierie civile. En tant que futur ingénieur, je suis particulièrement intéressé par les défis techniques et les solutions innovantes nécessaires à la conception de structures robustes et durables. La construction de ce pont représente une opportunité unique d'appliquer des concepts théoriques à un projet concret, ayant un impact direct sur la qualité de vie et le développement économique de la région de Batna.

Ce travail se structure en onze chapitres, chacun abordant un aspect spécifique de l'étude et de la conception de ce pont. Le premier chapitre présente une généralité sur les ponts, incluant leur historique, leur typologie et leur importance. Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage, décrivant les caractéristiques géométriques et techniques du pont envisagé.

L'étude d'avant-projet, présentée dans le troisième chapitre, fournit une analyse multicritère des trois variantes proposées, tenant compte des besoins et des contraintes spécifiques. Le quatrième chapitre aborde les matériaux et les hypothèses de calcul, essentiels pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. La répartition des efforts sur le tablier, une étape clé de la conception, est détaillée dans le cinquième chapitre.

Les chapitres suivants se concentrent sur des études spécifiques. Le chapitre six traite de la précontrainte, tandis que le chapitre sept examine les déformations. Le chapitre huit porte sur la dalle et les entretoises, et le chapitre neuf se consacre aux équipements du pont et à l'analyse sismique. Les deux derniers chapitres étudient les structures de soutien du pont : le chapitre dix est consacré à la pile et le chapitre onze à la culée.

À travers cette étude, je vise à offrir une compréhension complète des différentes étapes de la conception d'un pont moderne, en mettant l'accent sur les aspects techniques et méthodologiques essentiels à sa réalisation.



CHAPITRE I: GENERALITES
SUR LES PONTS

I.1 Introduction

Un pont est une construction artistique qui permet de surmonter un obstacle naturel ou artificiel, comme une dépression, un cours d'eau, une voie de communication, une vallée, un ravin ou un canyon, en passant par-dessus. Le passage permet la circulation d'individus et de véhicules dans le cas d'un pont routier, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Autrement dit, un pont est ouvrage d'art qui relie deux points séparés par une dépression ou un obstacle et permet le passage d'une rive à l'autre [1].

Dans ce chapitre, les classifications et les modèles de ponts sont abordés, montrant les divers critères qui peuvent être utilisés pour les classer.

I.2 Les éléments constituant un pont

Les éléments constituant un pont sont nombreux et variés, dépendant du type de pont et de son utilisation.

- ✚ Fondations : Les fondations supportent tout le poids du pont et le transmettent au sol. Elles sont essentielles pour la stabilité du pont.
- ✚ Piles et culées :
 - Piles : Structures verticales situées sous le tablier du pont, répartissant la charge et soutenant le tablier.
 - Culées : Structures aux extrémités du pont qui soutiennent le tablier et ancrent le pont au sol.
- ✚ Tablier : Le tablier est la partie horizontale du pont sur laquelle circulent les véhicules et les piétons. Il peut être en béton, en acier ou en bois.
- ✚ Poutres principales et secondaires
 - Poutres principales : Supportent le tablier et transmettent les charges aux piles et aux culées.
 - Poutres secondaires : Situées entre les poutres principales, elles aident à distribuer les charges sur le tablier.
- ✚ Haubans et câbles : Utilisés dans les ponts suspendus et à haubans, ces éléments supportent le tablier et répartissent les charges.
- ✚ Appareils d'appui : Permettent de transférer les charges du tablier aux piles et aux culées tout en permettant les mouvements dus aux variations de température et aux charges dynamiques.
- ✚ Chaussée et trottoirs : La surface sur laquelle circulent les véhicules et les piétons. Elle peut être en asphalte, en béton ou en autres matériaux.
- ✚ Garde-corps et parapets : Assurent la sécurité des usagers en les empêchant de tomber du pont.
- ✚ Joints de chausser : Permettent les mouvements du pont dus aux variations de température et aux charges sans endommager la structure.
- ✚ Systèmes de drainage : Évacuent l'eau de pluie pour éviter l'accumulation d'eau sur le tablier et prévenir les dommages.

Chaque type de pont (pont en arc, pont à poutres, pont suspendu, pont à haubans, etc.) peut avoir des variations et des éléments spécifiques.

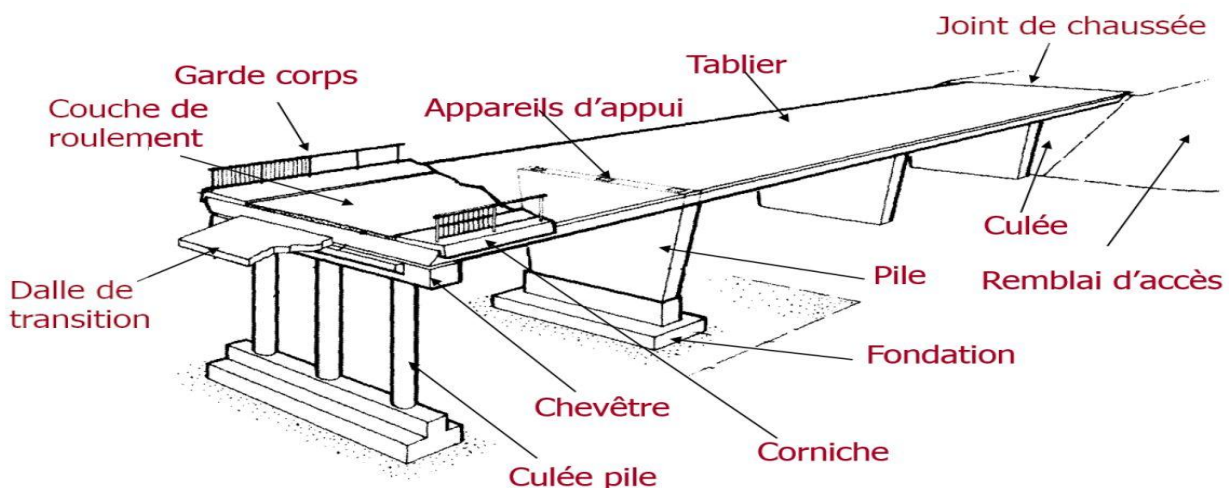


Figure I.1 Elements structurale d`une ponts



I.3 Classification des ponts

En effet, les ponts peuvent être classés selon divers critères. Voici quelques-uns de ces critères:



- ✚ Fonction : Les ponts peuvent être conçus pour différentes fonctions, comme le franchissement routier, ferroviaire, piétonnier, etc.
- ✚ Matériaux : Les matériaux utilisés pour la construction des ponts varient, tels que le béton, l'acier, le bois, etc.
- ✚ Structure : La structure du pont peut être en poutre, en arc, en treillis, etc.
- ✚ Type de travées : Les travées peuvent être indépendantes ou continues.
- ✚ Importance de l'ouvrage : Certains ponts sont courants (utilisés fréquemment) tandis que d'autres sont non courants (moins fréquemment utilisés).
- ✚ Caractéristiques spécifiques : Certains ponts appartiennent à des familles particulières, comme les ponts voûtés avec différents types de voûtes, ou les ponts à haubans avec différentes nappes de câbles.

Ces classifications peuvent être combinées pour former des subdivisions plus précises. La conception d'un pont tient compte de ces divers aspects pour répondre aux besoins spécifiques de chaque ouvrage.

I.4 Classification selon la fonction

I.4.1 Ponts routiers

Ils sont conçus pour le passage des véhicules routiers tels que les voitures, les camions et les motos ils sont courants et essentiels pour la mobilité urbaine et interurbaine.

I.4.2 Ponts ferroviaires

Destinés au passage des trains et des chemins de fer. Leur conception diffère de celle des ponts routiers en raison des charges dynamiques et des contraintes spécifiques liées aux rails.



I.4.3 Passerelles

Elles sont Conçues pour les piétons et les cyclistes. Elles sont souvent situées dans les parcs, les zones résidentielles ou les lieux touristiques.

I.4.4 Ponts aqueducs

Utilisés pour acheminer l'eau d'un point à un autre. Ils sont essentiels pour les systèmes d'approvisionnement en eau.

I.4.5 Ponts-canaux

Un pont-canal est une structure permettant à un canal de traverser des obstacles tels qu'une dépression, une vallée ou un vallon. Il peut également fournir un accès par l'amont à un ascenseur à bateaux.

Ce type de pont permet à la navigation de passer au-dessus de divers obstacles tels qu'une rivière, une route ou une voie ferrée

I.5 Classification selon les matériaux

I.5.1 Ponts en bois :

Ce genre a été l'un des plus couramment employés de l'Antiquité jusqu'au XVIIe siècle. Depuis l'époque romaine en 55 av. J.-C., les ponts pour le passage de troupes et de chariots lourds ont été élaborés, jusqu'aux ponts en bois plus récents.

Le matériau est parfait pour la conception de ponts en raison de sa facilité de fabrication, de sa capacité d'assemblage et de ses caractéristiques mécaniques. Cependant, sa vulnérabilité aux incendies et la présence de matériaux plus résistants nous ont conduit à opter pour d'autres technologies [2], (figure ci-dessous).



Figure I.2 Pont d'Essing en Allemagne [3]

I.5.2 Ponts en maçonnerie :

Les Romains ont découvert le ciment, ce qui a conduit à la création de ponts beaucoup plus résistants appelés ponts en maçonnerie. Ils sont constitués de blocs de pierres sculptées rassemblés avec du ciment. et sont édifiés en série d'arcs (ou voûtes) afin de profiter de la solidité de la pierre à la compression. Toutefois, cette conception restreint la portée à environ 50 mètres [2] (figure ci-dessous).





Figure I.3 Viaduc de Landwasser (Suisse) [4]

I.5.3 Ponts métalliques :

L'acier, qui possède des caractéristiques mécaniques exceptionnelles (résistance à la traction, ductilité...) a été davantage utilisé grâce à l'évolution des techniques de manipulation du fer et de ses alliages. Dès la fin du 18^{ème} siècle, les premiers ponts en acier furent mis en place. Toutefois, étant donné que la présence de cours d'eau est l'une des principales raisons de la conception des ponts, sa capacité à se corroder est un facteur limitant dans de nombreux cas [2] (figure ci-dessous).



Figure I.4 Pont Eiffel les cascades d'El Ourit (Tlemcen) [5]

I.5.4 Ponts en béton armé et en béton précontraint :

Le béton armé a été développé afin de profiter de la résistance à la compression de la pierre et de la résistance à la traction de l'acier. La formulation du béton repose sur le mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions spécifiques.

Les armatures en acier sont intégrées dans les sections de béton, ce qui donne naissance au béton armé utilisé jusqu'à nos jours.

En 1928, l'invention du béton précontraint par Eugène FREYSSINET bouleverse l'industrie des ponts. L'objectif de la précontrainte est d'éliminer ou de réduire la traction dans le béton en utilisant des câbles fortement tendus pour appliquer un effort de compression. Ce processus simplifie la structure et ensuite accroît les possibilités de franchissements, ce qui entraîne des franchissements beaucoup plus extrêmes dans des zones géographiques difficiles [2] (figure ci-dessous).





Figure I.5 Viaduc de Chillon (Suisse) [6]

I.5.5 Ponts à câbles

Ces ponts ont été inventés au 19^{ème} siècle par des ingénieurs qui ont trouvé une solution pour traverser les grandes brèches en utilisant des câbles pour soutenir le tablier et réduire le nombre de piles. On en distingue deux catégories [2].

I.5.5.1 Ponts suspendus

Les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes (figure ci-dessous).

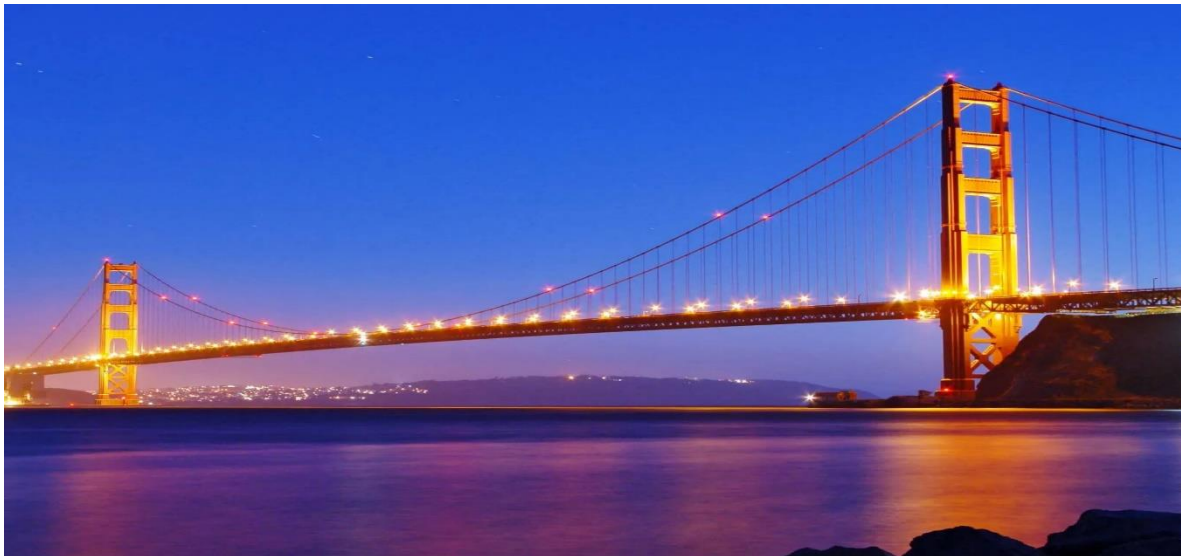


Figure I.6 Golden-Gate-Bridge-San-Francisco [7]

I.5.5.2 Ponts à haubans

Les câbles en acier sont directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier [2] (figure ci-dessous).





Figure I.7 Viaduc Salah-Bey (Constantine) [8]

I.6 CONCLUSION

Ce chapitre présente une introduction générale aux ponts, en soulignant leur importance dans la circulation et la navigation, il explore les classifications et les modèles de ponts, montrant les divers critères qui peuvent être utilisés pour les classer.

Les ponts peuvent être classés selon leur fonction, leur structure, les matériaux utilisés, leur portée, leur nature, ou encore leur date de construction. Cela montre l'importance de la diversité des ponts et de leurs utilisations, ainsi que leur évolution au fil du temps.



CHAPITRE II: PRESENTATION

DU PROJET

II.1 Préambule :

Dans le contexte de l'expansion des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de BATNA envisage la construction du VIADUC OA 24 au PK 56+660 dans le cadre de la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO sur une distance de 62 km.

II.2 Données disponibles :

Les données de base nécessaires pour entamer cette étude sont recueillies lors de la reconnaissance détaillée de l'ouvrage d'art ainsi que les travaux topographiques entrepris sur le terrain. J'ai utilisé les documents suivants lors de mon étude

- ✚ Lever topographique de site
- ✚ Rapport géotechnique.
- ✚ Rapport d'étude hydrologique/hydraulique.

II.3 Données générales :

II.3.1 Objectif du projet :

Le présent projet est la réalisation de la liaison Autoroutière reliant Batna- Chelghoum Laid : VIADUC OA 24 AU PK 56+660 en 2*2voies.

II.3.2 Situation géographique :

Le terrain objet de notre étude se situe sur la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO sur 62 Km 2eme lot de Bir Echouhada –Autoroute Est Ouest au niveau de carrefour giratoire au Pk 57+131 sur la RN05 de l'échangeur Tadjenant – Cheghoum Laid (figure ci-dessous).



Figure II.1 Implantation du projet sur la carte d'état

II.3.3 Obstacle à franchir :

Nous devons construire un pont qui permettra de passer au-dessus d'un bassin versant dont la hauteur moyenne est de 10 m.

II.3.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

Le projet possède les caractéristiques suivantes:

- ✚ Plan d'ensemble : PK 56+660
- ✚ Longueur totale : 323.8 m



- Largeur du tablier : 12.25*2 m
- Pente : 0.49%

II.4 Les données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles sont les spécifications techniques essentielles pour assurer le bon fonctionnement d'un ouvrage de franchissement, tel qu'un pont. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont des éléments importants pour déterminer la géométrie d'une voie [2]

II.4.1 Tracé en plan

Le tracé en plan représente la projection horizontale, sur un repère cartésien topographique, de tous les points qui définissent le tracé de la route.

L'axe en plan est un alignement rectiligne dirigé vers le nord. Dans ce cas précis, la zone du tracé en plan est limitée entre les points kilométriques PK56+660 et 56+983.8.

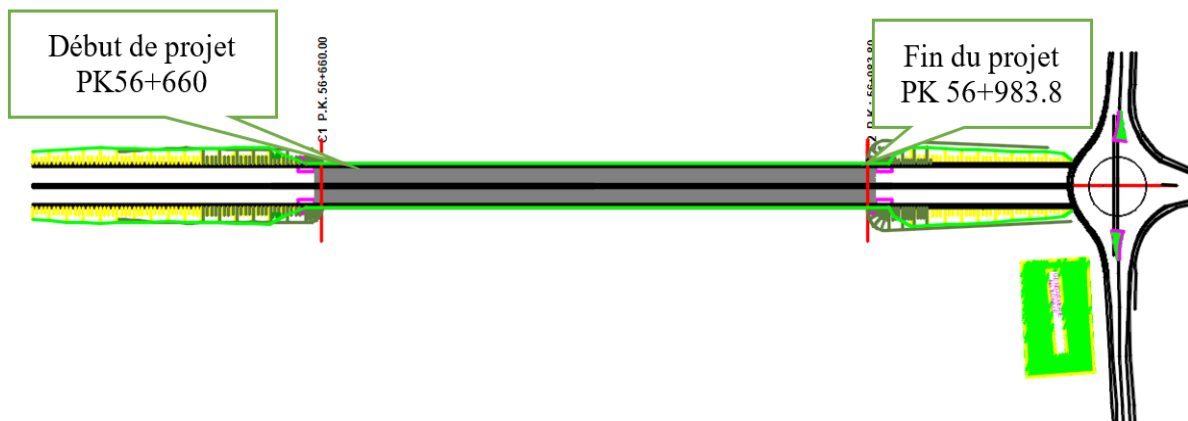


Figure II.2 Vue en plan de l'ouvrage

II.4.2 Profil en long

Le profil en long d'un ouvrage correspond à la ligne qui suit l'axe de l'ouvrage et indique son élévation par rapport au plan. Celui-ci doit être défini en tenant compte de nombreux facteurs liés aux contraintes naturelles [2].

Dans cette situation, le tracé du projet est une route, avec une pente de 0,49%. En ce qui concerne le pont qui traverse un bassin versant, son gabarit n'est pas déterminé par des contraintes fonctionnelles, mais par des contraintes naturelles. Ceci implique que la conception du pont doit être adaptée aux caractéristiques du terrain et de l'environnement, plutôt qu'à des exigences particulières liées à la fonctionnalité de la voie proprement dite.

Le profil en long retenu est ci-dessous :



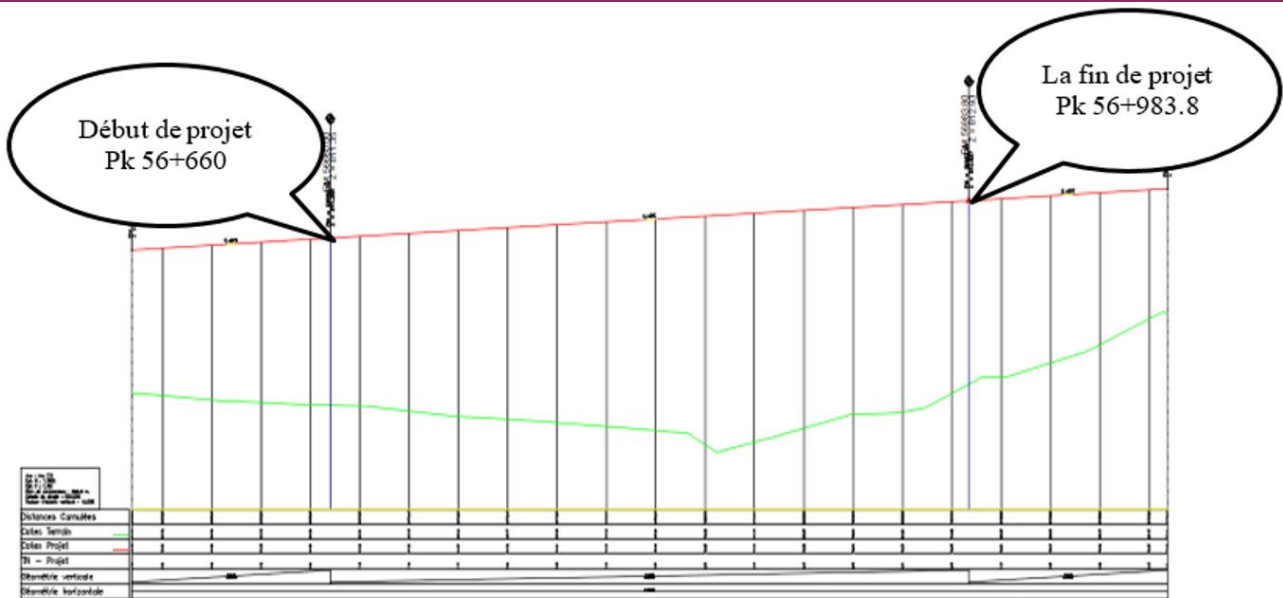


Figure II.3 Profil en long de l'ouvrage

II.4.3 Profils en travers :

Le profil en travers représente la section transversale de la voie. Il permet de définir les largeurs de chaussée, de trottoirs, les bordures, les caniveaux, etc

- ✚ La largeur totale de l'ouvrage : $12.25\text{m} \times 2$
- ✚ Largeur roulable : $L_r = 10\text{m} \times 2 \text{ m}$.
- ✚ Bande d'arrêt d'urgence $2.5 \text{ m} \times 2$
- ✚ Nombre de voies de circulations : $N = 2 \times 2 \text{ voies}$.
- ✚ La pent $2,5\%$ en toit.
- ✚ largeur de trottoir : $L = 1,5 \text{ m} \times 2$.

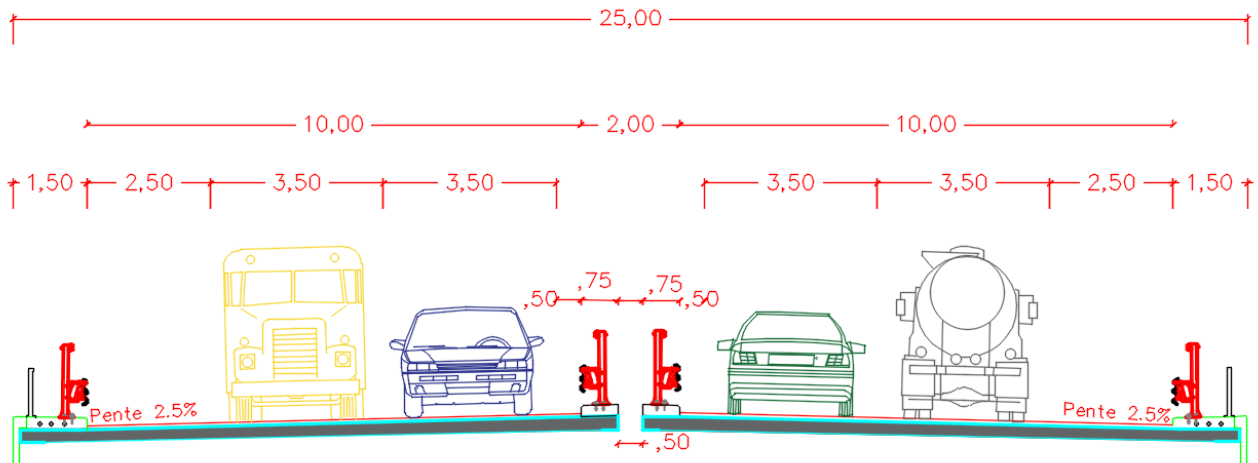


Figure II.4 Profil en travée de l'ouvrage

II.5 Données naturelles

II.5.1 Les Données Topographie

En me basant sur le profil en long du terrain naturel et la topographie générale aux alentours du site d'exécution, il semble que le terrain ne présente pas de contraintes majeures susceptibles de perturber le déroulement des travaux. Cela est encourageant pour la planification et la réalisation de l'ouvrage



II.5.2 .Les Données Géotechniques

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est essentielle pour garantir la stabilité et la rigidité d'un ouvrage.

Elle me permet de déterminer le type d'ouvrage approprié et la nature des fondations nécessaires. De plus, elle me guide dans le choix de l'emplacement optimal pour assurer le bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Ces informations sont obtenues grâce à une reconnaissance géotechnique in situ du terrain destiné à accueillir l'ouvrage d'art reliant Batna à l'AEO.

II.5.2.1 Programme des travaux sur site :

- ✚ Trois (03) sondages carottés et trois (03) sondages pressiométriques (APD)
- ✚ Quatre (04) sondages carottés + (06) sondages pressiométriques réalisé par LNHC
- ✚ Deux (02) sondages carottés et 02 sondages pressiométriques réalisé par LTP-EST

II.5.2.1.1 Sondages carottés

Les sondages carottés permettent de connaître les formations du sol pour les profondeurs plus importantes et d'extraire des échantillons intacts pour réalisés des essais de laboratoire à savoir les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

Par ailleurs, ces essais physico - mécaniques permettent de calculer l'ampleur des tassements, fixer le niveau d'encastrement des fondations ainsi le choix du type de la fondation.

Les résultats sont présentés sous forme de coupe appelée coupe lithologique, cette dernière comporte les indications suivantes :

- ✚ La profondeur et l'altitude des changements de nature de sol
- ✚ La description lithologique et la représentation symbolique de sol
- ✚ Le pourcentage de récupération traduisant la qualité du carottage
- ✚ La profondeur atteinte par les sondages est de 25m.

La description visuelle des échantillons prélevés de chaque sondage nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :



CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.1 liste des sondage carotté

sondage	profondeur	La nature de sol
Sondage carotté N° 01 (25 m)	0.00÷1 .00	Terre végétale.
	1.00 – 04.50	Argile limoneuse marneuse brune, finement graveleuse
	04.50 – 11.50	Marne argileuse brune
	11.50 – 25.00	Marne-calcaire gris
Sondage carotté N° 02(20 m)	0.00 – 0.80	Terre végétale
	0.80 – 3.10	Argile brun foncé avec la présence des débris de coquilles
	3.10 – 4.00	Argile brunâtre à jaunâtre carbonatée
	4.00 – 4.80	Argile sableuse beige à jaunâtre
	4.80 – 5.60	Argile jaunâtre à verdâtre à tendance marneuse peu caillouteuse
	5.60 – 20.00	Marne grisâtre à gris friable à compacte
Sondage carotté N° 03 (20 m)	0.00÷01 .00	Terre végétale.
	01.00 – 09.50	Argile limoneuse marneuse brune, finement graveleuse
	09.50 –20.00	Galets et graviers dans une matrice sablo-argileuse
Sondage carotté N° 04(18 m)	0.00÷0.50	terre végétale
	0.50÷4.00	argiles brun foncé.
	4.00÷5.00	marne à lie devin
	5.00÷7.00	marne brunâtre à jaunâtre peu caillouteuse
	7.00÷ 1 8.00	calcaire grisâtre fissuré par des endroits
Sondage carotté N° 05 (20 m)	0,00 ÷ 20.00	Sable argileux grisâtre graveleux et caillouteux (calcaire fragmentébroyé).
Sondage carotté N° 06 (16 m)	0.00÷0.50	Terre végétale.
	0.50÷7.00	Sable limoneux beige à brunâtre graveleux et caillouteux.
	7.00÷ 1 6.00	Calcaire grisâtre fissuré
Sondage carotté N° 17(15m)	0.00÷7.50	Argile limoneuse graveleuse brunâtre
	7.50÷8.00	Argile sableuse jaunâtre à rougeâtre
	8.00÷12.50	Marne grisâtre altérée et oxydée
	12.50÷15.00	Calcaire grisâtre très fracturé avec des passages marneux
Sondage carotté N° 18(15 m)	0.00÷3.00	Argile tufacée blanchâtre très graveleuse
	3.00÷6.50	Alluvions : cailloux et graviers calcaire arrondis à matrice argilo- limoneuse grisâtre
	6.50-15.00	calcaire grisâtre parfois très sombre fracturée avec des passages marneux
Sondage carotté N°19(15 m)	0.00÷3.50	Argile tufacée blanchâtre très graveleuse
	3.50÷5.00	Calcaire très fracturé récupéré en graviers
	5.00÷15.00	calcaire grisâtre avec des passages marneux

Photos des caisses pour le sondage N°17





Figure II.5 sondage N°17 de 0.00-6.00m



Figure II.6 sondage N°17 de 6.00-11 m



Figure II.7 sondage N°17 de 11.00-15.00m

II.5.2.1.2 Sondages pressiométriques

Des sondages pressiométriques ont été réalisés de 15 à 20.0m, de profondeur avec un essai chaque palier de 1.00 et 1.50m conformément à la norme NF P-94-115 type APAFOR450SR.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique du terrain en place, effectuée grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumique du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

On détermine trois paramètres :

- ✚ Le Module de déformation du sol (E) (module de Ménard ou module pressiométrique).
- ✚ La pression de fluage (Pf).
- ✚ La pression limite (Pl).

La description lithologique des sondages pressiométrique



CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.2 liste des sondage pressiométrique

sondage	Profondeur	La nature de sol
Sondage pressiométrique N° 17 (15 m)	0.00÷7.00	Argile limoneuse graveleuse brunâtre
	7.00÷8.00	Argile sableuse jaunâtre à rougeâtre
	8.00÷12.50	Marne grisâtre altérée et oxydée
	12.50÷15.00	Calcaire grisâtre très fracturé avec des passages marneux
Sondage pressiométriques N° 18 (15 m)	0.00÷3.00	Argile tufacée très graveleuse
	3.00÷6.50	Alluvions
	6.50 ÷ 15.00	calcaire avec des passages marneux
Sondage pressiométrique N° 19 (15 m)	0.00÷3.50	Argile tufacée blanchâtre très graveleuse
	3.50÷5.00	Calcaire très fracturé récupéré en graviers
	5.00÷ 1 5.00	Calcaire grisâtre avec des passages marneux

Les résultats des essais pressiométriques fournissent une vue détaillée de la structure des diverses coupes lithologiques présentées dans l'annexe.

D'après les résultats des essais pressiométriques, le site est classé dans la catégorie S2.

II.5.3 Données climatiques

II.5.3.1 La température

D'après les données de l'ANRH, le mois de Janvier constitue le mois le plus froid avec une température minimale 0 °C. Le mois de juillet est le mois le plus chaud avec une température maximale 35°C.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmax C°	29	24	17	13	12	14	18	20	26	32	35	35
Tmin C°	14	9	4	2	0	0	3	6	9	14	17	18
Tmoy C°	22	17	10	7	6	8	10	13	18	23	26	26

Source : ONM Aéroport Batna. Code 60468

II.5.3.2 Le vent:

D'après le RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts générés sont inclus dans les calculs en tant que pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces impactées. Leur intensité, considérée comme une valeur spécifique [9].

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

II.5.4 Donnée sismologique

Sismicité du site : La région de MILA est située dans la zone (IIa) de moyenne sismicité, la conception et la réalisation des projets devront tenir en compte la sismicité de la région et au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003) [10]



CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

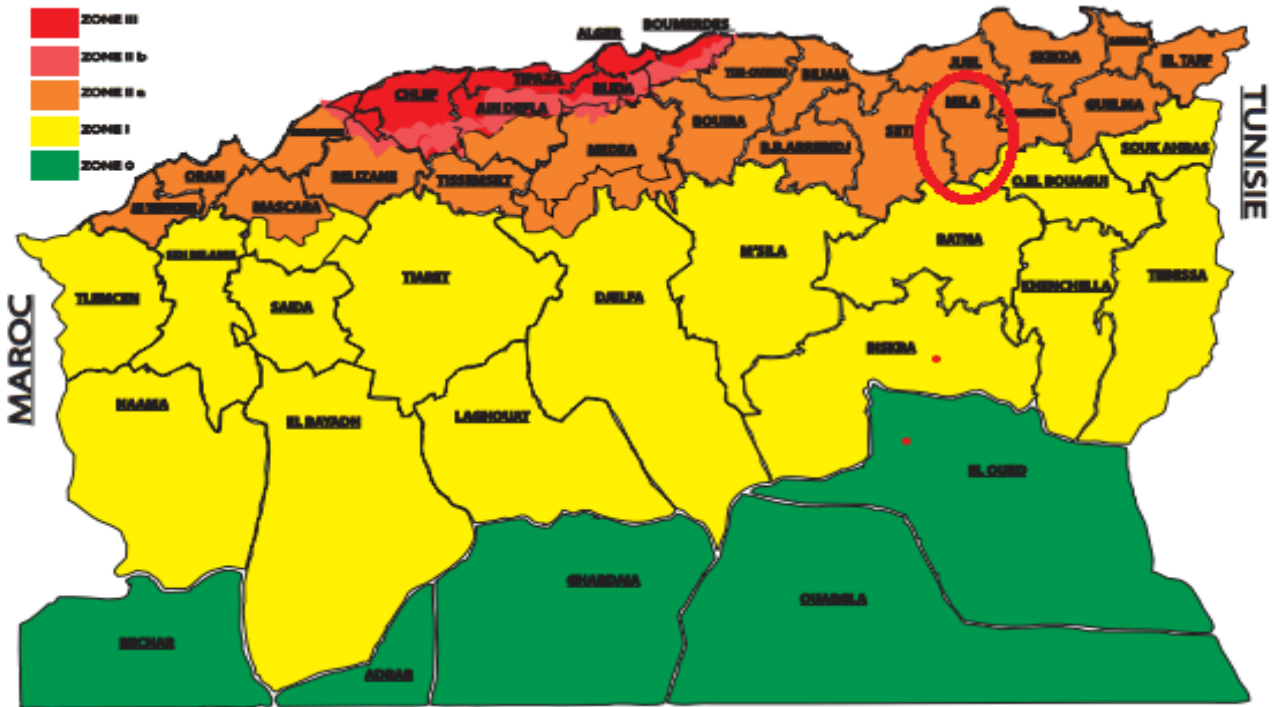


Figure II.8 carte de zonage sismique territoire national [10]

En effet, conformément au Chapitre 2.2 du Règlement Parasismiques des Ouvrages d'Art (RPOA), le VIADUC OA 24 devrait être classé dans le groupe 2 d'importance du pont.

Tableau II.3 importance du pont [10]

Groupe de Pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau II.4 zones sismique [10]

Groupe de Pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Ces deux données de base déterminent les coefficients d'accélération de calcul à utiliser selon le tableau suivant : $A=0,20g$

II.6 Conclusion

Les informations relatives au projet exposées dans ce chapitre me permettront de prendre des décisions techniques appropriées pour assurer le bon fonctionnement du projet et son harmonie avec l'environnement naturel.



CHAPITRE III: AVANT PROJET

III.1 Introduction :

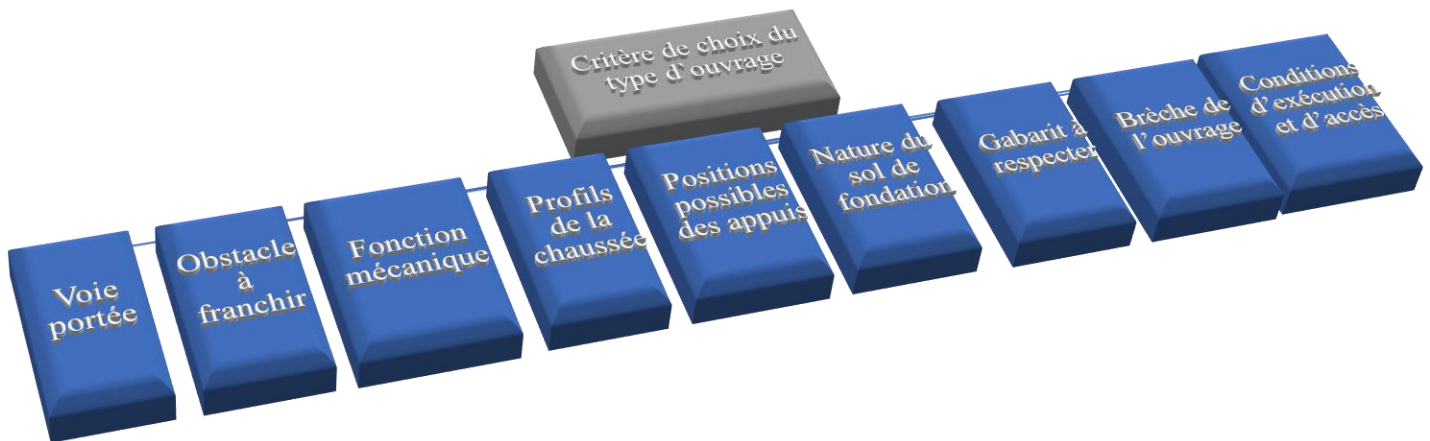
L'exploration des différentes conceptions a été déterminée en tenant compte des critères techniques, économique et esthétique. On me basant sur une, analyse multicritère, le choix de la variante a été choisis pour une étude plus approfondie.

III.2 Choix du type d'ouvrage :

Après avoir collecté toutes les données relatives à l'ouvrage, je recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour parvenir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il est essentiel de bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs contraintes, leurs limites et leur coût.

III.3 Critère de choix du type d'ouvrage :

Dans le contexte du choix de type d'ouvrage, plusieurs critères sont à considérer. Voici les principaux éléments à prendre en compte:



- ✚ Voie portée : Le type d'ouvrage peut varier en fonction de la voie qu'il doit supporter, que ce soit une route, des rails ou un aqueduc.
- ✚ Obstacle à franchir : La nature de l'obstacle à surmonter influence également le choix du type d'ouvrage.
- ✚ Fonction mécanique : Il est essentiel de déterminer si l'ouvrage doit être isostatique (où les forces sont équilibrées) ou hyperstatique (où les forces ne sont pas équilibrées).
- ✚ Disposition en plan : Les ouvrages peuvent être droits, biais ou courbes, en fonction des contraintes et des besoins.
- ✚ Profils de la chaussée : Il faut tenir compte des caractéristiques en long, en travers et en plan de la chaussée.
- ✚ Nature du sol de fondation : Le type de sol sur lequel reposera l'ouvrage
- ✚ Positions possibles des appuis : L'emplacement des points d'appui doit être étudié.
- ✚ Gabarit à respecter : Les dimensions et restrictions imposées par le gabarit doivent être respectées.
- ✚ Brèche de l'ouvrage : La largeur de l'ouverture à franchir est un paramètre important.
- ✚ Conditions d'exécution et d'accès : Les contraintes liées à la construction et à l'accès à l'ouvrage doivent être prises en compte.

III.4 Présentation des variantes du projet

Les variantes proposées pour notre projet sont:



- ✚ Pont à poutres en béton précontraint par post tension.
- ✚ Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- ✚ Pont à tablier mixte acier-béton.

J'ai opté pour ces trois options. en raison des raisons suivantes :

- ✚ Techniques couramment utilisées en Algérie.
- ✚ On peut ajuster les portées en fonction des obstacles.
- ✚ Les matériaux de construction sont disponibles.

III.4.1 VARIANTE N°1 : PONT À POUTRES « PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES :

III.4.1.1 Présentation générale de la variante :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont une solution économique pour des portées allant jusqu'à 30 mètres en précontrainte par prés-tension et entre 30 et 50 mètres en précontrainte par post-tension solidarisée par un hourdis en béton coulé en place. Ces poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis. Cette conception est particulièrement adaptée pour la réalisation de viaducs comportant de nombreuses travées, nécessitant des moyens de mise en place spécifiques. Il existe deux types de tabliers pour cette famille de ponts: les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension) et les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence). Bien que présentant de nombreux points communs, ces deux types de tabliers diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte, la post-tension permettant une mise en œuvre sur chantier, tandis que la pré-tension ou précontrainte par adhérence est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine [11].



Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutre

III.4.1.2 Avantages et inconvénients :

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint présentent de nombreux bénéfices [5]:

- ✚ La préfabrication en usine des poutres permet une mise en place rapide et simplifiée sur le chantier, ce qui permet de réduire les délais de construction.
- ✚ La préfabrication en usine permet une gestion plus efficace des coûts de production et une diminution des dépenses liées à la main-d'œuvre sur le chantier.
- ✚ Les poutres bénéficient d'une solidité accrue grâce au béton précontraint, ce qui leur permet d'avoir des portées plus élevées et des tabliers plus légers.
- ✚ La durabilité du béton précontraint se distingue par sa capacité à faire face aux agressions extérieures telles que le gel, la corrosion, etc., et sa durée de vie plus longue que celle du béton armé traditionnel.

Toutefois, il existe également des désavantages liés aux ponts en béton précontraint préfabriqués :

- ✚ Il peut être difficile de mettre en place la précontrainte et cela requiert des compétences techniques particulières afin d'éviter tout risque de fissuration.



CHAPITRE III : AVANT PROJET

- ✚ Le transport des éléments de grande taille jusqu'au chantier en préfabrication requiert une logistique importante.
- ✚ Les frais de préfabrication peuvent être élevés pour les projets de petite envergure.
- ✚ Les formes et les dimensions des poutres préfabriquées peuvent être restreintes, restreignant ainsi la créativité architecturale.

III.4.1.3 Prédimensionnement de la poutre :

J'ai suivi

- ✚ le document SETRA « VIPP » pour le dimensionnement de la poutre [11].
- ✚ Anne BERNARD-GELY, Jean-Armand CALGARO Conception des ponts [2]

III.4.1.3.1 Conception longitudinale :

L'implantation des piles se fera en prenant en compte:

- ✚ Les portées optimales d'utilisation des poutres précontraintes en post tension
- ✚ Les contraintes d'implantation sur site
- ✚ Les longueurs disponibles sur le marché algérien

On propose pour cette variante 9 travées identiques de 36 m de longueur pour une longueur totale du projet de 324.8 m.

Tableau III.1 Implantations des appuis.

Pile/Culée	PK
C1	56 + 660.00
P1	56 + 695.55
P2	56 + 731.65
P3	56 + 767.75
P4	56 + 803.85
P5	56 + 839.95
P6	56 + 876.05
P7	56 + 912.15
P8	56 + 948.25
C2	56 + 983.80

III.4.1.3.2 Conception transversale :

Nombre de poutres :

L'entraxe varie entre 1.5 m et 3.5

On choisit un entraxe de $\lambda=1.75$ m. Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement.

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 = \frac{12.25}{1.75} + 1 = 7 \text{ poutres}$$

Elancement des poutres :

L'élancement usuel se situe aux environs du 1/16 et 1/20 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis).

La portée de nos poutres étant $l = 36$ m et en fixant l'élancement à : $l/20 \leq ht \leq l/16$, J'obtiens:



CHAPITRE III : AVANT PROJET

$$36/20 \leq ht \leq 36/16 \rightarrow h_t = 2.02 \text{ m.}$$

Épaisseur de l'hourdis supérieur h_0 :

L'épaisseur usuel du hourdis est de l'ordre de: $20 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$.

je prend: $h_0 = 22 \text{ cm}$

Hauteur des poutres h_p :

La hauteur des poutres est déduite de la hauteur totale obtenue par l'élanacement et l'épaisseur du hourdis supérieur :

$$h_p = h_t - h_0 = 2.02 - 0.22 = 1.8 \text{ m}$$

Épaisseur de l'âme en zone médiane:

L'épaisseur des âmes dans le cas d'un coffrage métallique, où la vibration est externe et est effectuée par le fond de moule et les joues de coffrage, peut descendre jusqu'au minimum de 20 ou 22 cm. Toutefois, une épaisseur au moins trois fois le diamètre du conduit des câbles de précontrainte est à envisager. On préconise une épaisseur assez suffisante pour accueillir les gaines des câbles de précontrainte de diamètre $\emptyset = 8 \text{ cm}$.

$$E_a \geq 3\emptyset$$

Donc :

$$E_a \geq 3 \times 8$$

je prend: $E_a = 25 \text{ cm}$.

Largeur de la table de compression b :

La largeur de la table de compression est au minimum égale à 60% de la hauteur de la poutre:

$$b \geq 0.6h_p \text{ avec } 0.6h_p = 1.08 \text{ m.}$$

Donc je choisis une largeur $b = 1.1 \text{ m}$.

Epaisseur de la table de compression :

L'hourdis à utiliser étant un hourdis général coulé sur les poutres, l'épaisseur extrême de la table de compression est aussi faible que possible.

J'opte l'épaisseur $E_c = 10 \text{ cm}$ qui pourra assurer la bonne mise en place des armatures passives.

Pente inférieure de la table :

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15. J'opte pour une pente $i = 1/10$.

Gousset supérieur :

Ce gousset est une jonction entre la table de compression et l'âme, il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme, la bonne mise en œuvre du béton et le logement des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

Largeur du talon :

Le talon représente la fibre inférieure de la poutre et est dimensionné par rapport à la flexion. Il doit aussi permettre le logement des câbles de précontraintes en respectant l'enrobage et l'espacement.

Pour un ouvrage normalement élancé au $l/20 \leq ht \leq l/16$ la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 à 4 m.

J'opte pour une largeur $b_0 = 0.6 \text{ m}$.



Epaisseur du talon :

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m.

On opte pour une épaisseur : $E_{talon} = 0.2$ m pour assurer le bon logement des câbles de précontrainte.

Le gousset inférieur :

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1,5 .

On opte pour un angle $\alpha = 55^\circ$.

Entretoise :

Les entretoises ont pour rôle de raidir la structure transversalement. Leur hauteur est sensiblement égale à celle des poutres tout en laissant une marge d'accessibilité d'environ 0.4 m pour un éventuel changement des appareils d'appui.

$$h_{entr} = h_p - 0.4 = 1.8 - 0.4 = 1.4 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur minimale $e_{entr} = 0.3$ m pour loger les armatures que Je calculerai par suite. 2 entretoises seront placées aux rives pour répartir le moment maximal due à notre portée relativement importante.

III.4.2 VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive :

III.4.2.1 Présentation générale de la variante :

La technique de construction par encorbellement est couramment utilisée pour réaliser des ponts en béton précontraint. Dans cette méthode, le tablier du pont est construit en voussoirs successifs, sans nécessiter de cintres ni d'échafaudages au sol. Les voussoirs, composants du tablier, sont fabriqués en utilisant les piles et/ou les voussoirs précédents comme porte-à-faux. Pour garantir la cohésion entre les voussoirs et créer une structure autoportante, il est nécessaire de tendre les câbles de précontrainte.

Cette méthode permet de réaliser des ponts à longue portée de manière économique et performante, en réduisant les dépenses liées aux échafaudages et en diminuant le temps de construction. Cependant, elle requiert une grande précision dans la mise en place des voussoirs et des câbles de précontrainte, ainsi qu'une expertise spécifique dans le domaine du béton précontraint. La construction de chaque voussoir est réalisée en encorbellement par rapport au précédent, en utilisant des coffrages spéciaux pour préserver la forme du tablier en béton armé ou précontraint. Une fois le voussoir terminé, les câbles de précontrainte sont tendus pour le fixer au voussoir précédent, créant ainsi une console autoporteuse [12]



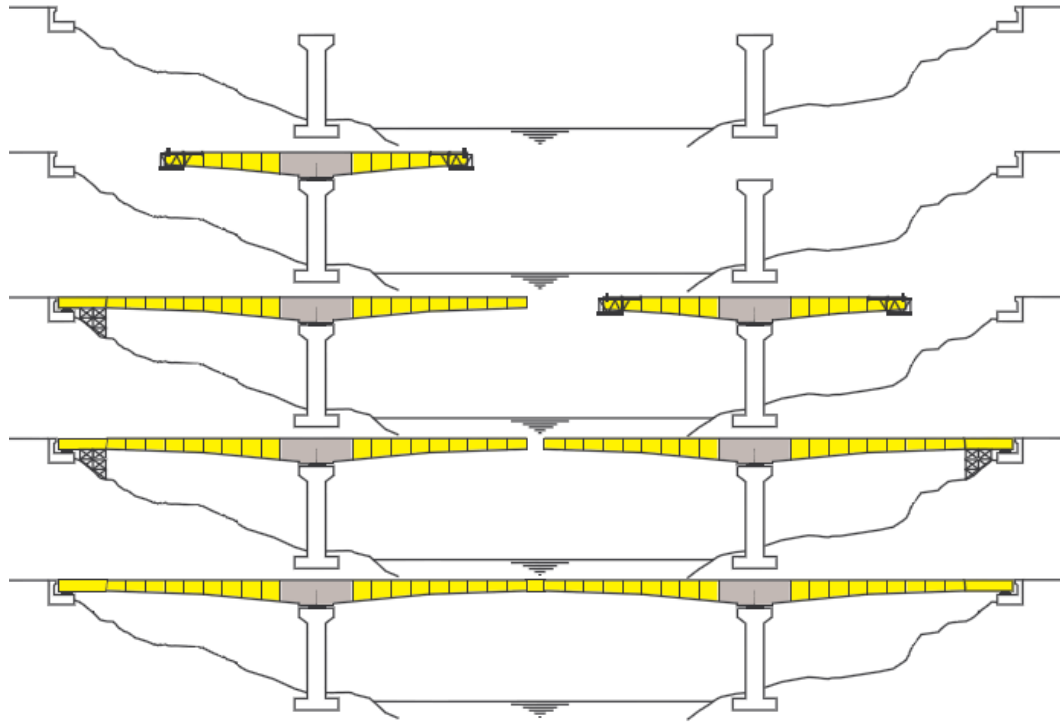


Figure III.2 Construction en encorbellement schéma de principe [13]

III.4.2.2 Avantages et inconvénients :

La technique de construction par voussoirs précontraints présente plusieurs avantages:

- ✚ Elle permet une construction rapide et efficace, en utilisant peu d'équipements et de matériaux.
- ✚ Elle offre la possibilité de réaliser des longueurs importantes sans perturber la circulation, ce qui est extrêmement avantageux pour les ponts routiers ou autoroutiers.
- ✚ Elle propose une grande souplesse en ce qui concerne la configuration de la structure et le choix des matériaux.
- ✚ Sa structure est légère et élancée, offrant une grande résistance à la fatigue.

Conséquences négatives de l'utilisation de voussoirs précontraints dans la construction :

- ✚ La réalisation des voussoirs requiert une grande précision, car toute erreur de mesure peut avoir des conséquences sur toute la structure.
- ✚ Il est essentiel de mettre en place des câbles de précontrainte de manière rigoureuse, qui doivent être tendus avec une grande précision afin de garantir une répartition optimale des efforts. Sa valeur est habituellement supérieure à celle des méthodes classiques de construction de ponts en béton ou en acier.
- ✚ Elle peut être restreinte dans les zones sismiques, car la structure peut présenter des comportements dynamiques complexes qui doivent être soigneusement pris en considération lors de la conception et de la construction.

III.4.2.3 Pré dimensionnement du voussoir :

- ✚ le document SETRA « pont en béton précontraint construire en encorbellement successif » pour le dimensionnement de voussoir [12].
- ✚ Anne BERNARD-GELY, Jean-Armand CALGARO Conception des ponts [2]

III.4.2.3.1 Conception longitudinale :

Je propose dans cette variante de concevoir un pont voussoir à hauteur constant composé de 4 travées de 60 m pour les travées intermédiaire et 41.5m pour les travées de rive pour une longueur totale du projet de 323m.



Tableau III.2 Implantations des appuis

Pile/Culée	PK
C1	56 + 660.00
P1	56 + 700.80
P2	56 + 760.80
P3	56 + 820.80
P4	56 + 880.80
P5	56 + 940.80
C2	56 + 981.60

III.4.2.3.2 Conception transversale :

Je procède à la pré-dimensionnement des différents éléments composant mon voussoir monocellulaire dans ce qui suit, en utilisant les formules et intervalles de chaque paramètre relatifs à la construction de ponts en béton précontraint par encorbellements successifs., tels qu'indiqués dans le guide SETRA [12].

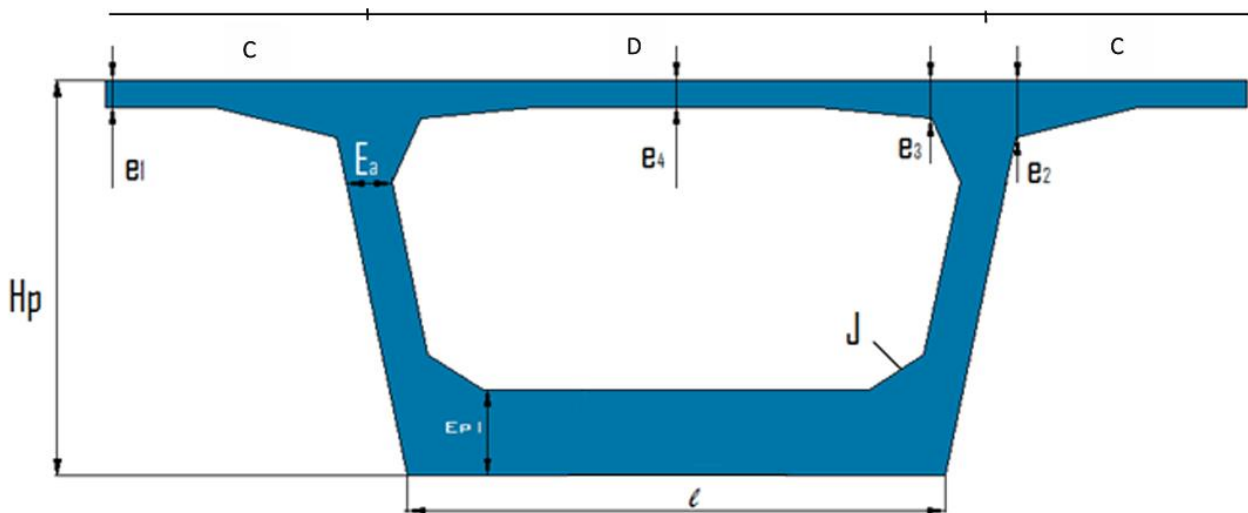


Figure III.3 Règles d'art pour le dimensionnement transversal d'un voussoir [12]

Hauteur du voussoir :

Il est recommandé que la hauteur du tablier soit entre 1/20 et 1/25 de la portée maximale, avec un minimum de 2,20 m pour assurer une circulation adéquate à l'intérieur du caisson.

$$\frac{l}{28} \leq h_p \Rightarrow \frac{58}{28} \leq h_p \Rightarrow 2.07m \leq h_p$$

J'opte pour une hauteur $h_p = 2.1$ m.

Largeur du hourdis supérieure :

La largeur du hourdis dépend de la largeur de la chaussée et des équipements à porter, dans notre cas j'adopte une largeur = 12.25 m.

Implantation des âmes :

Dans un voussoir simple les âmes sont implantées au quart de la largeur du voussoir, dans notre cas elles seront implantées à = 3.06 m.

L'entraxe des âmes est alors: $D = B - 2C = 6.13$ m.



Épaisseur du hourdis supérieure :

L'épaisseur en extrémité à retenir est au minimum de 18 cm. On retient $e_1 = 0.20$ m.

L'épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement est pour un hourdis en béton armé entre $1/8$ et $1/7$ de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset, nous majorons cette largeur en l'estimant égale à la distance d'implantation des âmes C .

$$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$$
$$\frac{3.06}{8} \leq e_2 \leq \frac{3.06}{7}$$

Ce qui place cette épaisseur dans l'intervalle : $0.382m \leq e_2 \leq 0.437m$. vu que le voussoir utilisé est en béton précontraint est que nous avons majoré la largeur à considérer, on opte pour une épaisseur $e_2 = 0.40$ m.

L'épaisseur à mi- portée peut varier entre $\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$ ce qui place cette épaisseur dans l'intervalle :

$$\frac{6.13}{30} \leq e_4 \leq \frac{6.13}{25}$$
$$0.204 \leq e_4 \leq 0.245$$

On considère : $e_4 = 0.22$ m.

L'épaisseur à l'encastrement peut être estimée par :

$$e_3 = 0.1 + \frac{D}{25} = 0.35 \text{ m}$$

Cette épaisseur doit également vérifier les conditions :

$$e_3 \geq e_2 - 0.1 \Rightarrow e_3 \geq 0.3m$$

$$e_3 \geq 1.5e_4 \Rightarrow e_3 \geq 0.33 \text{ m}$$

Ces deux conditions sont satisfaites par l'estimation $e_3 = 0.35m$

Épaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes dans le cas courant peut-être estimée par la formule :

$$E_a = \frac{L}{275} + 1.25 \frac{B}{L} - 0.125 \Rightarrow E_a = \frac{58}{275} + 1.25 \frac{12.25}{58} - 0.125$$

L La portée principale en mètres.

Ce qui donne une épaisseur $E_a = 0.45$ m.

Ces âmes sont généralement inclinées pour faciliter le décoffrage Epaisseur du hourdis inférieur :

Au niveau des encorbellements à mi- travée, l'épaisseur du hourdis inférieure sera aussi mince que possible (0.18 à 0.25 m) pour réduire le poids propre du voussoir. On considère une épaisseur

$E_c = 0.25$ m.

Goussets:

Les goussets supérieurs assurent l'épaississement de l'hourdis dans les zones critiques, la facilité du bétonnage et le bon logement des câbles de précontrainte.

Le contour intérieur étant rectiligne, la valeur de l'angle α est généralement comprise entre 30 et 45° . Le contour extérieur est souvent circulaire pour des raisons esthétiques.

On considère $\alpha_{\text{sup}} = 45^\circ$.

Les goussets inférieurs assurent l'écoulement du béton et évitent la formation de nid de cailloux et les défauts de bétonnage. Leur pente est comprise entre 30 et 45° .

On considère $\alpha_{\text{inf}} = 30^\circ$.

III.4.3 VARIANTE N°3 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)

III.4.3.1 Présentation générale de la variante :

Les ponts mixtes de type bipoutre sont des structures de ponts constituées de deux poutres principales en acier, habituellement disposées en parallèle, reliées par une dalle en béton coulée en place. Des entretoises en acier soutiennent ces poutres principales et les relient par des connecteurs, créant ainsi une



CHAPITRE III : AVANT PROJET

structure intégrée et solide. La combinaison des avantages structurels de l'acier et du béton est possible grâce à cette configuration, où l'acier assure la résistance à la traction et le béton assure la résistance à la compression. On utilise fréquemment des ponts mixtes bipoutres pour la construction de ponts routiers et ferroviaires [14]

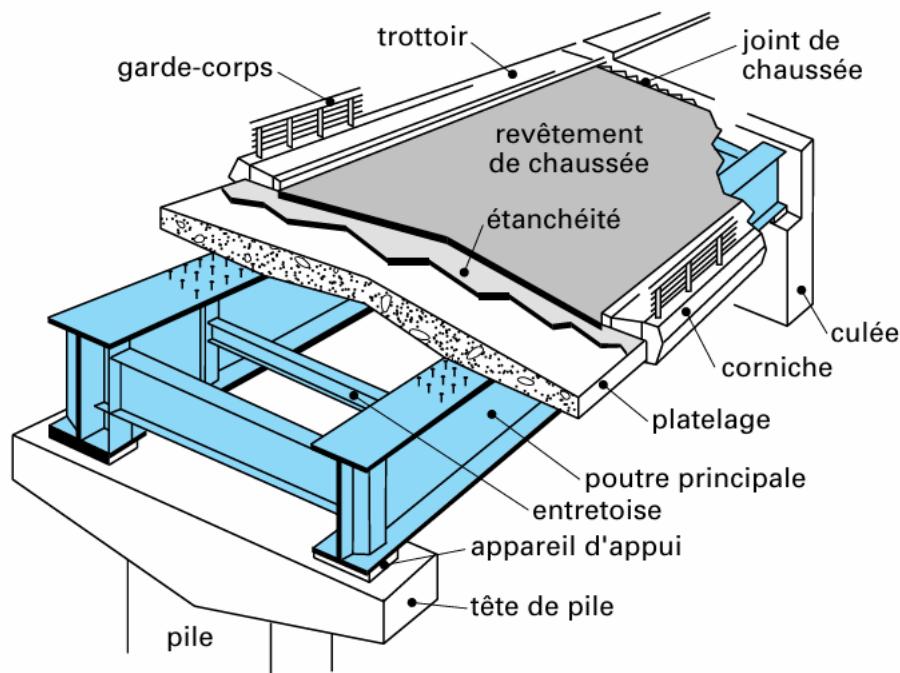


Figure III.4 Éléments constitutifs d'un pont mixte [15]

III.4.3.2 Avantages et inconvénients :

Les ponts mixtes de type bipoutre offrent divers bénéfices:

- ✚ Une grande portée est possible avec des poutres relativement minces.
- ✚ L'emploi de matériaux différents permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques et de diminuer le poids de la construction.
- ✚ La résistance à la fatigue des poutres en acier est importante pour les ponts qui sont soumis à des charges cycliques.
- ✚ Les constructions mixtes à poutres peuvent être facilement ajustées, ce qui permet de s'ajuster à des changements de charge ou à l'évolution des besoins.

Les désavantages des ponts mixtes de type bipoutre peuvent englober :

- ✚ Initialement onéreux : Les constructions mixtes à poutres est souvent plus onéreuse que celle des constructions en béton armé ou en charpente métallique, car elles requièrent des matériaux supplémentaires et des compétences spécifiques pour leur assemblage.
- ✚ Maintenance régulière : Les poutres mixtes peuvent avoir besoin d'être entretenues régulièrement afin d'assurer leur sécurité et leur durabilité. Les composants en acier peuvent être corrodés et nécessitent une inspection et une protection régulière.
- ✚ Le design des ouvrages mixtes à poutres peut être restreint en raison des contraintes liées à la fabrication et à l'assemblage des matériaux.
- ✚ Faible résistance au feu : La résistance au feu des poutres mixtes en acier et en béton est inférieure à celle des poutres en béton armé, ce qui peut demander l'installation de mesures de protection supplémentaires comme des revêtements intumescents ou des sprinklers.
- ✚ Difficulté d'ajout de charges supplémentaires : Les ouvrages mixtes à poutres peuvent rencontrer des problèmes pour supporter des charges supplémentaires après leur construction, car les éléments en acier sont souvent calculés en fonction de la charge maximale prévue lors de la conception au départ.

III.4.3.3 Prédimensionnement de la 3eme variante :



III.4.3.3.1 Conception longitudinale :

Le Pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 324.8 mètres linéaires, donc on prend 6 travées. Il est composé de :

- ✚ 2 travées de rives : 46.4 m chacune.
- ✚ 4 travées centrales de 58m.

Tableau III.3 Implantations des appuis

Pile/Culée	PK
C1	56 + 660.00
P1	56 + 705.80
P2	56 + 763.80
P3	56 + 821.80
P4	56 + 879.80
P5	56 + 937.80
C2	56 + 983.60

III.4.3.3.2 Conception transversale :

Je calcule le paramètre de prédimensionnement :

$$X = \frac{2l_i + l_{i+1}}{3}$$

Avec :

X : longueur pondérée des deux plus grandes travées consécutives.

l_i, l_{i+1} : longueurs des deux plus grandes travées consécutives (les deux travées centrales dans notre cas).

Ce qui donne:

$$X = \frac{2 \times 58 + 58}{3} = 58 \text{ m}$$

Par la suite, je définirai le prédimensionnement des différents éléments suivant la notation représentée sur la figure suivante :

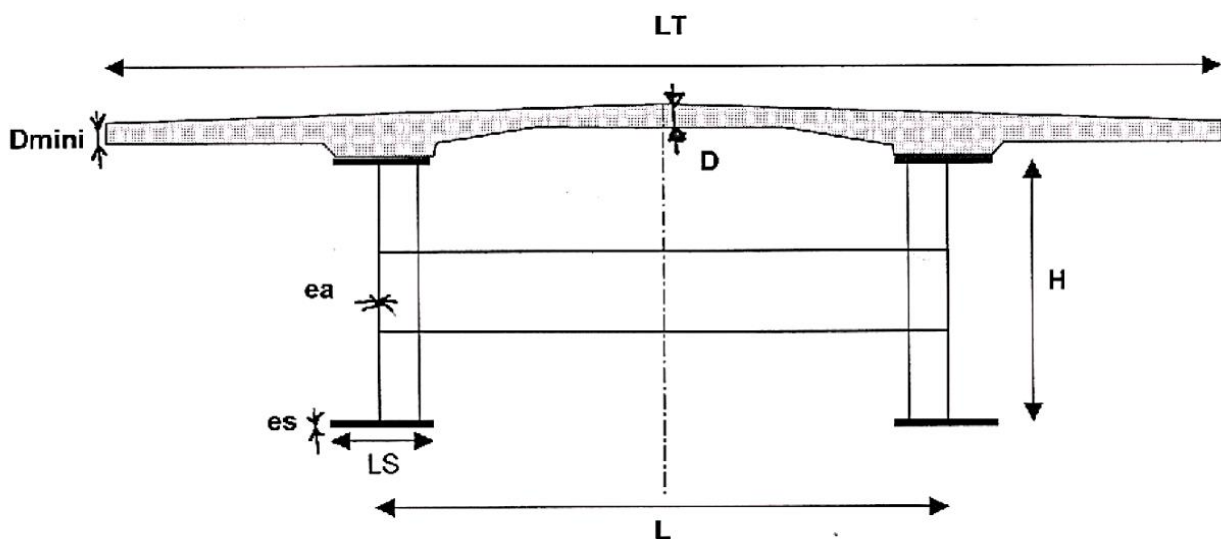


Figure III.5 Notation des dimensions d'un pont mixte bipoutre à entretoise [14]



Hauteur des poutres :

$$H = \max\left(\frac{X}{28}\left(\frac{LT}{12}\right)^{0.45}, 0.40 + \frac{X}{35}\right) \Rightarrow H = \max\left(\frac{58}{28}\left(\frac{12.25}{12}\right)^{0.45}, 0.40 + \frac{58}{35}\right)$$
$$\Rightarrow H = \max(2.09, 2.05)$$

Je retient une hauteur $H = 2.1$ m.

Entraxe des poutres :

$$L \approx 0.55LT = 0.55 \times 12.25 = 6.7 \text{ m}$$

Largeur des semelles inférieures :

$$B_{\text{inf}} = \left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}\right)\left(0.92 + \frac{LT}{150}\right) \Rightarrow B_{\text{inf}} = \left(0.25 + \frac{12.25}{40} + \frac{58}{125}\right)\left(0.92 + \frac{12.25}{150}\right)$$
$$\Rightarrow B_{\text{inf}} = 1.021$$

Je retient: $B_{\text{inf}} = 1.1$ m

Largeur des semelles supérieures :

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0.15 = 0.95 \text{ m}$$

Dalle:

Puisque la largeur du tablier est inférieure à 15 m, la dalle est exécutée en béton armé.

Epaisseur au droit des poutres principales :

$$D_p = 0.13 + \frac{LT - L}{26} \Rightarrow D_p = 0.13 + \frac{12.25 - 6.7}{26}$$
$$\Rightarrow D_p = 0.343 \text{ m}$$

Je retient une épaisseur $D_p = 0.35$ m.

Epaisseur au centre du tablier :

$$D_c = 0.12 + \frac{L}{50} \Rightarrow D_c = 0.12 + \frac{6.7}{50}$$
$$\Rightarrow D_c = 0.254 \text{ m}$$

Je retient une épaisseur $D_c = 0.26$ m.

Entretoise:

Ces poutres secondaires n'ont aucun contact avec la dalle et ont un entraxe inférieur ou égal à 8 m. Celles utilisées couramment sont des profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents. On opte pour des entretoises en IPE600 espacées de 5.8m.

III.4.3.4 La connexion entre la dalle et la charpente métallique

Les connecteurs (goujons) sont des éléments indispensables pour assurer la continuité de la structure mixte. Ils permettent de reprendre les efforts de cisaillement entre la dalle en béton et les poutres métalliques, évitant ainsi le glissement relatif entre les deux matériaux. Les goujons sont soudés sur les poutres métalliques avant coulage du béton de la dalle. Cela permet d'obtenir une connexion rigide et résistante entre les deux matériaux. La disposition des goujons sur la poutre dépendra des efforts à reprendre et de l'espacement des poutres [14].

III.5 Analyse multicritère :

Une analyse multicritère est une méthode utilisée pour comparer et évaluer différentes options en utilisant plusieurs critères. Pour l'analyse multicritère entre trois variantes de conception de pont, voici quelques avantages et inconvénients possibles pour chacune:

III.5.1 Pont à poutres précontraintes

Avantages :



- ✚ Le processus d'étude et de réalisation est facile et rapide.
- ✚ Fabrication préliminaire des poutres en Algérie.
- ✚ Une technique de construction qui évite l'utilisation de cintres et d'échafaudages.
- ✚ L'utilisation de poutres identiques permet une réutilisation efficace des coffrages.
- ✚ La préfabrication des poutres permet de mieux contrôler la qualité des parements et les tolérances dimensionnelles en raison des différences d'appuis et des effets d'un gradient thermique.

Inconvénients :

- ✚ Il est plus compliqué de s'adapter aux franchissements biais ou fortement courbés.
- ✚ Une grande quantité d'appuis, ce qui entraîne une augmentation des coûts d'exécution de l'infrastructure.
- ✚ Une compression excessive de la partie inférieure des poutres entraîne la formation de déformations par friction.
- ✚ La nécessité d'avoir des appuis à intervalles réguliers peut être un obstacle en cas de contraintes d'installation.

III.5.2 Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive

Avantages :

- ✚ Une approche extrêmement flexible en ce qui concerne la géométrie de la voie portée (tracé en plan et profil en long).
- ✚ Portée significative qui diminue le nombre d'appuis à effectuer.
- ✚ Une esthétique améliorée avec une touche moderne. La construction sans contact avec le sol permet de traverser des vallées accidentées et profondes ainsi que des rivières larges et à forte crue.
- ✚ Les voussoirs préfabriqués sont de petite taille, ce qui permet de réduire le poids des éléments installés.
- ✚ Accélération de la construction grâce à la possibilité de multiplier le nombre de bases de départ.
- ✚ Ne requiert pas de maintenance régulière. Il est possible de réduire et d'optimiser l'utilisation des coffrages, qui sont limités à la longueur d'un voussoir.

Inconvénients :

- ✚ Ces ouvrages sont considérablement plus lourds que les ouvrages mixtes, ce qui nécessite des appuis et des fondations considérables.
- ✚ La réalisation requiert une main-d'œuvre compétente et un matériel approprié.
- ✚ La méthode est lente et a un coût élevé, en particulier en raison des machines de levage.
- ✚ Le poids total de la superstructure est considérable en raison de l'épaisseur du tablier, ce qui nécessite la construction de fondations de dimensions importantes.

III.5.3 Pont à poutres mixtes :

Avantages :

- ✚ Il est possible de traverser de vastes distances.
- ✚ Rapidité de la mise en œuvre globale.
- ✚ Il existe de nombreuses options pour les conceptions architecturales.
- ✚ La superstructure est légère (le tablier mixte est plus léger que le tablier à poutres).

Inconvénients :

- ✚ Maintenance régulière pour éviter la corrosion.
- ✚ La nécessité d'une équipe qualifiée pour effectuer le soudage.
- ✚ Prix élevé pour l'acier.
- ✚ Risque en cas de voilement et de flambement des poutres.
- ✚ La fatigue dans les assemblages nécessite une surveillance régulière avec des visites régulières.

III.6 La comparaison des différentes variantes proposées :

Dans ce qui suit les critères sont classés en ordre descendant suivant l'importance et l'influence du critère sur le choix final de la variante dans le cas de notre ouvrage.



III.6.1 Coût de réalisation :

La variante 1 nécessite une quantité importante de béton armé pour le tablier et les fondations en raison du poids élevé de la superstructure. Toutefois, ces options profitent des bénéfices de la préfabrication (réutilisation des coffrages, suppression des cintres et des échafaudages, etc.).

La variante 2 nécessite moins de béton que la variante 1, mais nécessite une précontrainte plus importante et nécessite des équipements spécifiques lors de sa réalisation.

En ce qui concerne la troisième variante, l'acier présente un poids léger, ce qui peut diminuer le coût des fondations. Cependant, le coût élevé du matériau lui-même et le coût de son entretien anticorrosion entravent la rentabilité de la variante à long terme.

Tableau III.4 Devis estimatif et quantitatif des 3 variantes

VARIANTES	Coût unitaire (DA / m ²)	Coût Totale (DA)
Variante 01	25 0000	2.030.000.000
Variante 02	35 0000	2.826.250.000
Variante 03	40 0000	3.248.000.000

III.6.2 Technique d'exécution :

La variante 1 peut présenter des difficultés à l'étape de pose des poutres dues à leur poids élevé.

La variante 2 nécessite un coffrage spécial (équipement mobile) et Le délai est considérablement plus long que les autres variantes.

La variante 3 requiert une main-d'œuvre qualifiée, Stricte surveillance de la qualité du travail (soudure, boulonnage, goujons).

III.6.3 Entretien :

Dans la plupart des cas, le béton précontraint ne requiert aucun entretien pour les variantes 1 et 2. En ce qui concerne la variante 3, l'entretien des poutres en acier est extrêmement important. Étant donné l'humidité de la zone de Mila, il existe un risque considérable de corrosion, ce qui demande l'utilisation d'une couche protectrice à renouveler régulièrement.

III.6.4 Aspect architectural :

Notre projet se trouve en dehors de la zone urbaine, ce qui signifie que le critère esthétique est très peu important lorsqu'il s'agit de choisir le type d'ouvrage. La seule variante à aspect esthétique remarquable est celle en voussoir (variante 2).

III.7 Conclusion :

Suite à l'analyse multicritères des différents points évoqués dans la comparaison des variantes, j'ai opté pour la variante 1 "Pont à poutres en béton précontraintes". Contrairement à cette variante, les variantes 2 "Pont en voussoirs construit par encorbellement successif" et 3 "Pont mixte (bipoutre métallique à entretoise)" ne satisfont pas aux exigences de hauteur nécessaires pour soutenir une portée importante et ne permettent pas de réduire significativement le nombre d'appuis. De plus, ces deux options sont plus coûteuses en raison de la complexité de leur conception. La deuxième variante requiert également une méthode d'exécution plus complexe et nécessite l'installation d'un grand nombre de voussoirs, ce qui les rend toutes les deux inaptés. En résumé, il est clair que le "Pont à poutres en béton précontraintes" est la meilleure alternative. Ainsi, une étude approfondie de cette variante sera menée dans les chapitres suivants.



**CHAPITRE IV: CHARGES ET
HYPOTHESES DE CALCUL**

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, j'examinerai les règlements, les documents de calcul, et les exigences techniques envisagées, ainsi que le choix et la qualité des matériaux de construction à utiliser (béton, aciers d'armature, aciers de précontrainte). Je définirai également les charges appliquées sur l'ouvrage. La conception et le calcul des éléments seront influencés par ces paramètres, et seront effectués par la suite.

IV.2 Normes et règles de calcul :

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

- ✚ Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [16].
- ✚ Règles de BPEL 91 révisées 99 : (Le Fascicule 62 Titre II, section II) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites [17].
- ✚ Règles R.C.P.R version 2008 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes [9].
- ✚ Règle R.P.O.A version 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art [10].

IV.3 Caractéristiques des matériaux :

IV.3.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 t/m^3$.

IV.3.1.1 Caractéristiques mécaniques du béton

IV.3.1.1.1 Résistance caractéristique à la compression :

La valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours est connue sous le nom de valeur caractéristique requise, et elle est notée " f_{c28} ".

Pour les calculs en cours, J'utiliserai les valeurs à j jours, telles que définies à partir de f_{c28} par [16]:

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 MPa$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j \geq 60 \text{ jours}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40 MPa$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ jours}$$

IV.3.1.1.2 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à 28 jours, connue sous le nom de " f_{t28} ", est généralement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est donc définie par la relation suivante

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm^2)



IV.3.1.2 Contraintes Admissibles Du Béton :

La valeur de la contrainte σ en service est limitée à une valeur appelée contrainte admissible, définie par

IV.3.1.2.1 Contrainte admissible à la compression

Etat Limite Ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité égal à 1.5 en situation durable ou transitoire et à 1.15 en situation accidentelle.
 θ : ce coefficient est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Etat Limite de Service :

$$f_{bs} = 0.6 f_{c28} \text{ (en construction)}$$

$$f_{bs} = 0.5 f_{c28} \text{ (en service)}$$

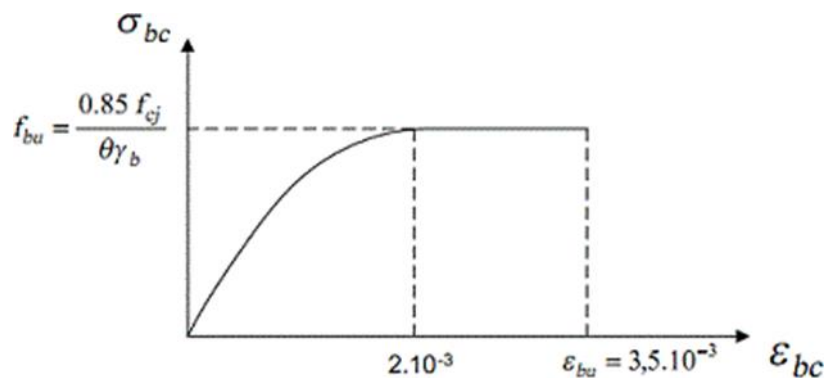


Figure IV.1 Diagramme contrainte-déformation du béton [18]

IV.3.1.2.2 Contrainte admissible à la traction :

Il est nécessaire de vérifier que les contraintes de traction du béton sont restreintes aux valeurs suivantes :

En cas d'utilisation, en raison des combinaisons rares, ainsi qu'en cas de construction, $1,5 f_{tj}$ dans la section d'enrobage.

Dans une situation d'exploitation, en raison des combinaisons fréquentes : 0 dans la zone d'enrobage.

Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton " E_{ij} " défini par l'article 2.1.2 B.A.E.L [16] comme ce qui suit :

Module de déformation instantanée $j < 24$ h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation différée :

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

Déformation transversale du béton : loi de Hooke

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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



Avec ν coefficient de poisson du béton défini ci-dessous.

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

Les valeurs de ν à considérer seront donc :

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS)}$$

$$\nu = 0 \text{ (ELU)}$$

Tableau IV.1 Caractéristiques des bétons utilisés

	$f_{c28}(MPa)$	$f_{tj}(MPa)$	$E_{ij}(MPa)$	$E_{vj}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma (MPa)$
Superstructure	35	2.7	35981.73	12102.95	19.83	21
					25.87	17.5
Infrastructure	27	2.22	33000	11100	15.3	16.2
					19.95	13.5

IV.3.1.2.3 Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton:

1ère par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \sigma x \cdot \sigma t + 0.4 f_{tj} \left\{ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma x + \sigma t) \right\}$$

2ème par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_2^2 = \sigma x \cdot \sigma t + \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma x - \sigma t) \left\{ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma x + \sigma t) \right\}$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à des fortes compressions longitudinales (Si $\sigma x + \sigma t > 0,4f_{cj}$).

Avec $\tau = \min(\overline{\tau}_1 + \overline{\tau}_2)$ En cas de traction donc le béton, on applique la 1ère formule avec $\sigma x = 0$, et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale : $\sigma t = 0$ $\tau_1^2 = 0,4 f_{tj}^2$

IV.3.2 L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes

- ✚ Les aciers actifs permettent de générer et de maintenir la précontrainte sur le béton.
- ✚ Les aciers passifs indispensables pour faire face aux efforts tranchants afin de réduire les fissures.

IV.3.2.1 Acier actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg}, 0,9 f_{peg}).$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

IV.3.2.1.1 La Précontraintes :

Ces qualités sont :



CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Résistance à la compression : La précontrainte confère au béton une excellente résistance à la compression, tant à court terme (quelques jours) qu'à long terme (28 jours et plus).

Résistance aux agents agressifs : Les structures précontraintes résistent bien aux intempéries, à l'eau de mer et éventuellement à l'eau séléniteuse.

Déformabilité : La précontrainte vise à minimiser la déformation instantanée et différée du matériau.

Maniabilité : Lors de la mise en œuvre, il est essentiel que le béton soit facilement maniable. Les câbles utilisés sont des câbles 12T15, ce choix sera justifié dans le chapitre d'étude de la précontrainte. Ces câbles ont les caractéristiques suivantes :

Diamètre du toron : $d = 15.3 \text{ mm}$.

Diamètre des gaines : $\phi = 80 \text{ mm}$.

Contrainte limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.

Contrainte limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$.

Module d'élasticité $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.

Section d'un toron $A_p = 140 \text{ mm}^2$.

Coefficient de frottement angulaire $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.

Coefficient de frottement linéaire $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.

Recul d'ancrage $g = 6 \text{ mm}$.

Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$ (très basse relaxation).



Figure IV.2 dispositif de précontrainte [19]

La limite élastique :

On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinale " E_p " des aciers de précontrainte est pris égal à :

✚ 200 000 MPa pour les barres.

✚ 190 000 MPa pour les torons.

IV.3.2.2 Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

Diagramme contrainte déformation :

Le calcul en E.L.U sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation contrainte de déformation, aux différents stades de calcul

La limite élastique :

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes:

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

Module de déformation plastique : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.



IV.3.2.2.1 Contraintes admissibles:

Cas où la fissuration est peu préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s = 1.15$ en situation durables ou transitoire et $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right\}$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right\}$$

Dans les deux cas, $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

IV.4 Charges de calcul :

IV.4.1 - Actions hors trafic

IV.4.1.1 Charges permanentes :

Poids de la poutre :

Le calcul du poids de la poutre prendra en considération le changement de section de l'about vers la section médiane :

$$P = P_{s1} + P_{s2} + P_{s3}$$

Avec :

P_{s1} : poids de la partie about d'une demi poutre.

P_{s2} : poids de la partie intermédiaire d'une demi poutre.

P_{s3} : poids de la partie médiane d'une demi poutre. Ces poids sont calculés comme suit :

$$P_{si} = L_i \times \rho_b \times S_i$$

Avec :

L_i : longueur sur laquelle s'étend la section.

ρ_b : poids volumique du béton.

S_i : surface de la partie considérée. Le poids de la poutre sera donc :

$$P_{poutre} = 2 \times (P_{s1} + P_{s2} + P_{s3})$$

Les surfaces et les longueurs de différentes parties sont :

En section d'about : $S_1 = 1,14 \text{ m}^2$, $L_1 = 1 \text{ m}$

En section intermédiaire : $S_2 = 0,896 \text{ m}^2$, $L_2 = 3 \text{ m}$

En section médiane : $S_3 = 0,685 \text{ m}^2$, $L_3 = 14 \text{ m}$

Les poids seront donc :

$$P_{s1} = L_1 \times \rho_b \times S_1 = 1 \times 25 \times 1,14 = 28.5 \text{ KN}$$

$$P_{s2} = L_2 \times \rho_b \times S_2 = 3 \times 25 \times 0,896 = 67.2 \text{ KN}$$

$$P_{s3} = L_3 \times \rho_b \times S_3 = 14 \times 25 \times 0,685 = 239.75 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre est donc calculé :

$$P_{poutre} = 2 \times (28.5 + 67.2 + 239.75) = 670.9 \text{ KN}$$

On convertit ce poids en charge répartie sur la longueur de la travée :

$$G_{1poutre} = \frac{670.9}{36} = 18.64 \text{ KN/ml}$$

$$G_{6poutres} = G_{1poutre} \times 7 = 130.48 \text{ KN/ml}$$

Poids de la dalle:



CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

$$G_{dalle} = \rho_b \times e_d \times l_d = 25 \times 0.22 \times 12.25 = 67.375 \text{ KN/ml}$$

Avec

e_d : l'épaisseur de la dalle.

l_d : largeur de la dalle

Entretoise :

je calcule le poids d'une seule entretoise :

$$P_{1 \text{ entretoise}} = S_{entr} \times e_{entr} \times \rho_b = 1,5432 \times 0.3 \times 25$$

Avec :

S_{entr} : surface d'entretoise entre deux poutres tirée du logiciel Autodesk Autocad.

$$\Rightarrow P_{1 \text{ entr}} = 11.574 \text{ KN}$$

On considère 6 entretoises entre les 7 poutres, le nombre total est de 12 entretoises.

$$P_{12 \text{ entr}} = 138.888 \text{ KN}$$

$$G_{entre} = \frac{138.888}{36} = 3.858 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1.2 Compléments de charges permanentes :

Trottoir

$$G_{trottoir} = l_{trottoir} \times e \times \rho_b = (1.5 + 0.75) \times 0.25 \times 25 = 14.0625 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$l_{trottoir}$: La largeur du trottoir gauche et droit

e : Épaisseur du trottoir

Corniche :

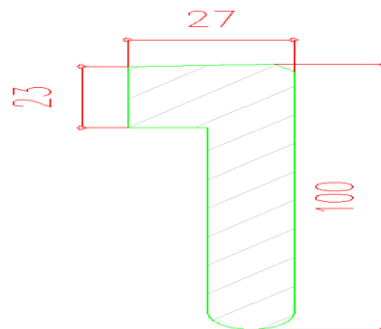


Figure IV.3 Dimensions de la corniche

$$G_{corniche} = S_{corniche} \times \rho_b = 0.1657 \times 25 = 4.25 \text{ KN/ml}$$

$S_{corniche}$: section de la corniche entre tirée du logiciel Autodesk Autocad.

Revêtement

$$G_{revêtement} = l_{roulable} \times e_{revêtement} \times \rho_{bitume} = 10 \times 0.08 \times 24 = 19.2 \text{ KN/ml}$$

Glissière de sécurité :

$$G_{glissière} = 1 \text{ KN/ml} \times 2 = 2 \text{ KN/ml}$$

Gard corps

$$G_{Gard \text{ corps}} = 0.5 \text{ KN/ml}$$



Tableau IV.2 Récapitulatif des charges permanentes

Charges	Élément	$G_{réparti}(KN/ml)$	$P_{total}(KN) = G_{réparti} \times L$
CP	Poutres	130.48	4693.3
	Dalle	67.375	2425.5
	Entretoises	3.858	138.888
CCP	Trottoir	14.0625	506.25
	Revêtements	19.2	691.2
	Corniches	4.25	153
	Glissière de sécurité	2	72
	Gard corps	0.5	18
G	Total	241.725	8701.1

IV.4.1.3 Charges de l'action thermique :

IV.4.1.3.1 Variations uniformes :

Comme l'ouvrage est situé en zone de climat tempéré en Algérie du Nord, la variation de température uniforme à adopter est de +35°C à -15°C.

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage et les températures extrêmes ci-dessus.

Dans cette amplitude de température, la variation journalière est prise égale à ±10°C et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux.

La loi fixant la variation linéaire de la température est :

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times \frac{L}{2} \quad [9]$$

Sachant que :

α : coefficient de dilatation thermique, prenant une valeur $1.1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour le béton armé.

ΔT : la variation de température, tel que $T_0 = 15^\circ\text{C}$ (Température de référence).

L : longueur de l'ouvrage en mètre.

Gradient thermique :

L'effet du gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage est considéré selon le RCPR avec les valeurs numériques suivantes [9]:

Tableau IV.3 Valeurs numériques du gradient thermique selon le type de tablier [9]

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

Les valeurs à retenir dans notre cas de pont à poutres en béton précontraint sont alors :

±12 en phase de construction et ±7 en service. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.



CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.4.2 Actions des charges d'exploitation :

IV.4.2.1 Caractérisation de l'ouvrage :

Largeur roulable :

La largeur roulable est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue. Dans notre cas : $l_r = 10 \text{ m}$

Largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5 m les long des dispositifs de retenue. Dans notre cas :

$$l_c = l_r - 0.5 \times 2 = 9 \text{ m} [9]$$

Nombre de voies :

Le nombre de voies n est considéré comme la partie entière du quotient de la largeur Chargeable par 3:

$$n = E\left(\frac{l_c}{3}\right) = E\left(\frac{9}{3}\right) [9]$$
$$\Rightarrow n = 3$$

Donc, nous considérons 3 voies de circulation.

Largeur d'une voie :

La largeur d'une voie v est la division de la largeur chargeable par le nombre de voies:

$$v = \frac{l_c}{n} = \frac{9}{3} [9]$$
$$\Rightarrow v = 3 \text{ m}$$

Classe du pont :

La classe de pont est déterminée en fonction de la largeur roulable. Dans notre cas, puisque $l_r \geq 7 \text{ m}$, le pont est de première classe.

IV.4.2.2 Systèmes de charges :

IV.4.2.2.1 Système A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après en fonction de la portée l par les coefficients que nous calculerons par suite :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} [9]$$

$$A(36) = 2.3 + \frac{360}{36 + 12}$$

$$A(36) = 9.80 \text{ KN/m}^2$$

Cette valeur est majorée par un coefficient a_1 qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées

Tableau IV.4 Coefficient a_1 [9]

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La majoration est faite suivant la formule suivante :

$$A_1 = \max(a_1 A(l); 4 - 0.002L)$$

Cette valeur est à son tour majorée par un coefficient a_2 qui dépend de la largeur la voie :

$$a_2 = \frac{v_0}{v} [9]$$



CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.5 valeurs de v_0 par classe de pont [9]

Classe de pont	v_0 (m)
Première classe	3.5
Deuxième classe	3.0
Troisième classe	2.75

Puisque notre pont est de première classe : $v_0 = 3.5$

Alors :

$$a_2 = \frac{3.5}{3} = 1.17$$

Le tableau suivant contient les valeurs de $A_2 = a_2 A_1$

Tableau IV.6 Chargement du système A suivant le nombre de voies chargées

nombre de voies chargées	L (m)	A(l) (kN/m2)	a1	a2	A1 (KN/m2)	A2 (KN/m2)	A(l) (kN/ml)
$n = 1$	36	9,80	1	1,17	9.80	11.43	34.30
$n = 2$	36	9,80	1	1,17	9.80	11.43	68.60
$n = 3$	36	9,80	0.9	1,17	8.82	10.29	92.61

Freinage :

La force de freinage est calculée par la formule suivante:

$$F_a = \frac{S}{20+0.0035S} \times A_2 \quad [9]$$

Avec :

S : Surface chargée égale à $L \times v \times n$

Tableau IV.7 Force de freinage du système A en fonction du nombre de voies chargées

Nombre de voies chargées	S (m2)	A2(KN/m2)	FA (KN)
1	108	11.43	60.58
2	216	11.43	118.95
3	324	10.29	157.76

IV.4.2.2.2 Système B :

Les charges du système B sont majorées par un coefficient de majoration dynamique δ telque :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.5}{1+4\frac{G}{S}} \quad [9]$$

L : longueur de la travée.

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale ($S = n_{véhicules} \times b \times B$)

Système B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. Puisque notre chaussée comporte trois voies de circulation on dispose de 3 fils de camions et on les place toujours dans la situation la plus défavorable :



CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

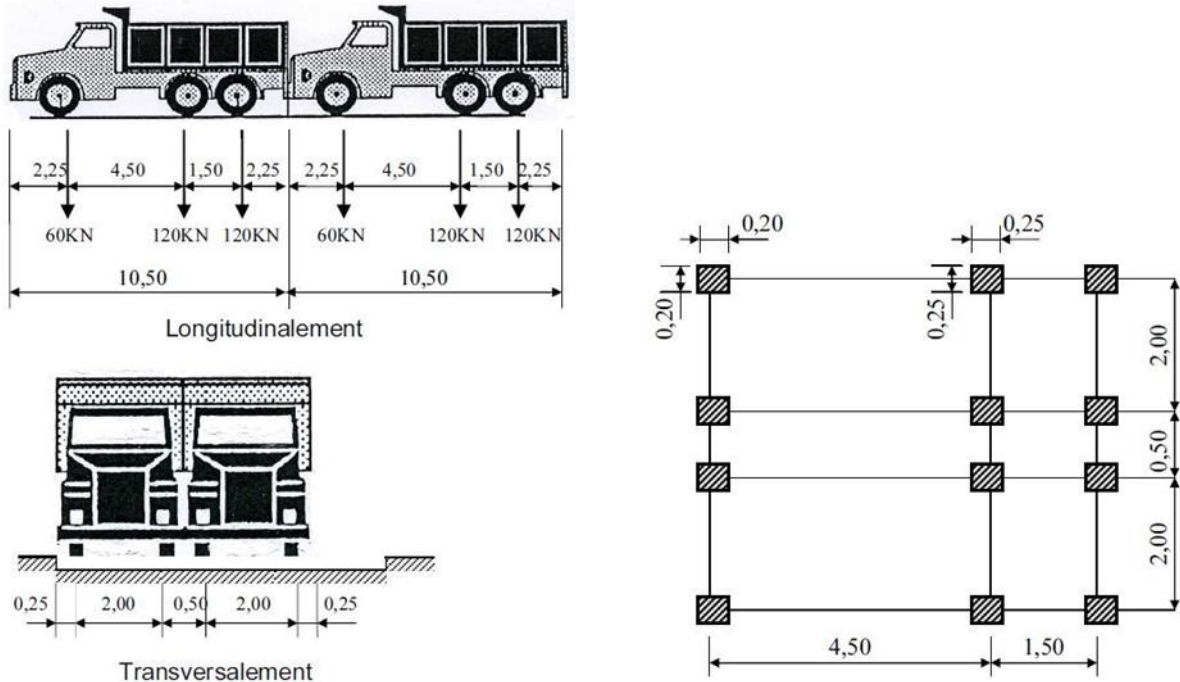


Figure IV.4 système Bc [9]

Les charges du système B_c sont multipliées par un coefficient b_c tel que :

Tableau IV.8 Valeurs de b_c [9]

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

Je calcul alors le coefficient de majoration dynamique δ pour les différents cas :

Tableau IV.9 Coefficient de majoration dynamique du système Bc

Nombre de voies chargées	b_c	$n_{camions}$	S	δ
1	1.2	2	720	1.061
2	1.1	4	1320	1.071
3	0.95	6	1710	1.077

Freinage :

Chaque essieu du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids et parmi les camions qu'on place sur le pont, un seul est supposé freiner. L'effort de freinage dû au système Bc vaut alors

$$FB_c = B_c \times b_c = 300 \times 1.2 = 360 \text{ KN}$$

Système B_t :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques



CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

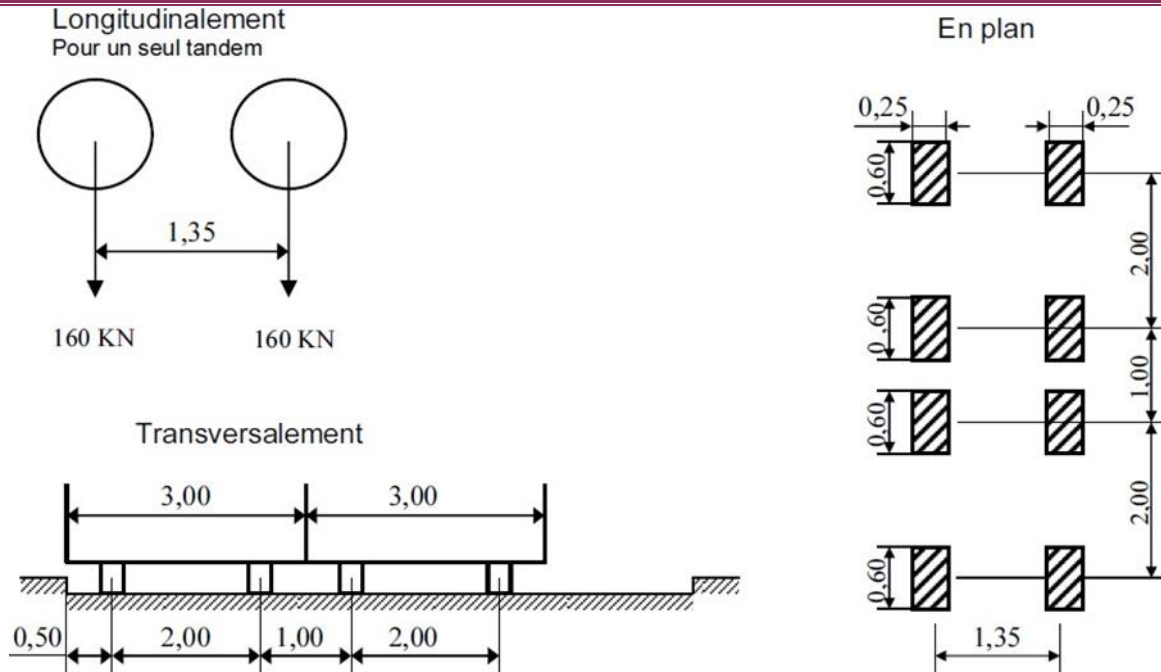


Figure IV.5 Système Bt [9]

Les charges du système B_t sont multipliées par un coefficient b_t tel que :

Tableau IV.10 valeurs de b_t [9]

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Tableau IV.11 : Coefficient de majoration dynamique du système Bt

Nombre de voies chargées	b_t	n tandems	S	δ
1	1.2	1	384	1.055
2	1.2	2	768	1.062

Système B_r :

La roue isolée, qui constitue le système B_r, porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.3 m :

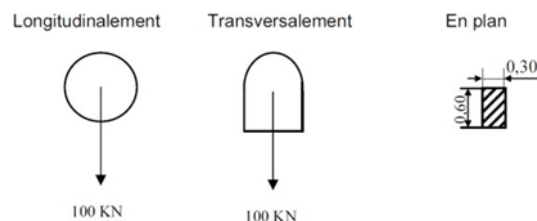


Figure IV.6 Système Br [9]

Ce rectangle d'impact peut être placé n'importe position sur la largeur roulable. Le coefficient de majoration dynamique pour ce système vaut :

$$\delta_{bt} = 1.046$$

IV.4.2.2.3 Système de charge militaire (Mc120) :

Les ponts doivent être calculés pour permettre la circulation des convois militaires décrits-ci-après :



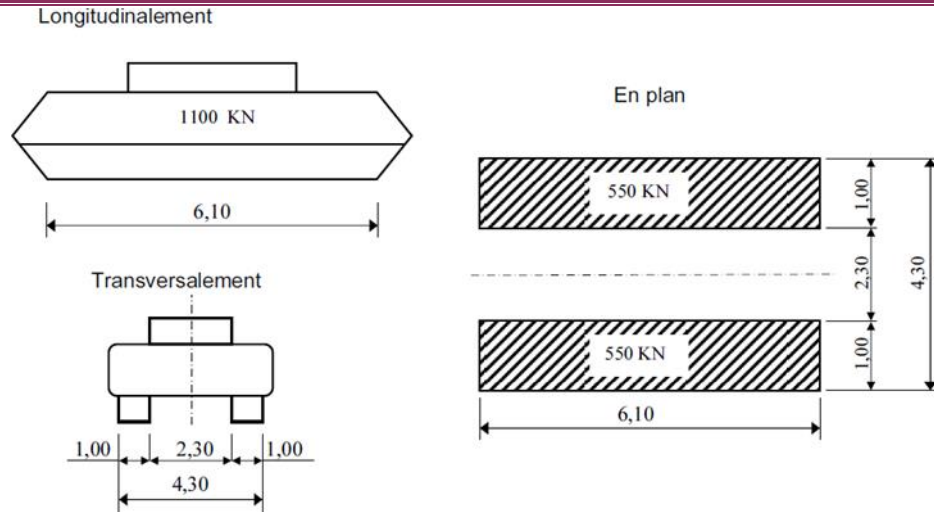


Figure IV.7 Convoi Mc120 [9]

Le véhicule type du convoi M_{c120} comporte deux chenilles est majoré par le coefficient dynamique suivant $\delta_{M_{c120}} = 1.067$

IV.4.2.2.4 Convoi exceptionnel (D240) :

Le convoi type D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont; dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable. Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et de 18.6 m de long.

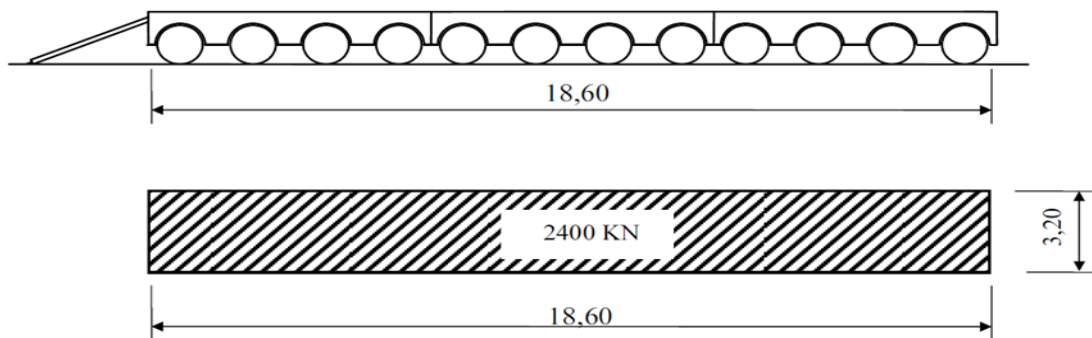


Figure IV.8 Convoi D240 [9]

IV.5 Conclusion :

Les normes imposent des hypothèses de calcul qui me permettent de déterminer les caractéristiques des matériaux utilisés, et que j'utiliserai ensuite pour évaluer leur résistance. Les chapitres suivants se baseront sur la définition des charges et des surcharges établies par le RCPR afin d'analyser le comportement mécanique de l'ouvrage dans les situations les plus défavorables auxquelles il peut être exposé.



**CHAPITRE V: REPARTITION
DES EFFORTS**

V.1 Introduction:

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution, pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées, donc on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

Actions permanentes

Elles sont dues au :

- ✚ Actions dus aux charges permanentes : (poutres, entretoise et dalle).
- ✚ Actions dus au complément de la charge permanent (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières et revêtement).

Actions variables

De leur côté, ces actions comprennent:

- ✚ Les charges d'exploitation.
- ✚ Les charges climatiques (vent, température, et la neige...).
- ✚ Les actions accidentelles (chocs, effet d'un séisme...).

V.2 Répartition longitudinale des efforts

V.2.1 Sollicitations dues aux charges permanentes

V.2.1.1 Les éléments de réduction du a la charge totale Les réactions :

Par la R.D.M: $R_A = R_B = (gl)/2$

Le moment fléchissant

$$M(x) = R_A x - (gx^2)/2$$

L'effort tranchant

$$T(x) = R_A - gx$$

Avec : $L = 35 \text{ m}$

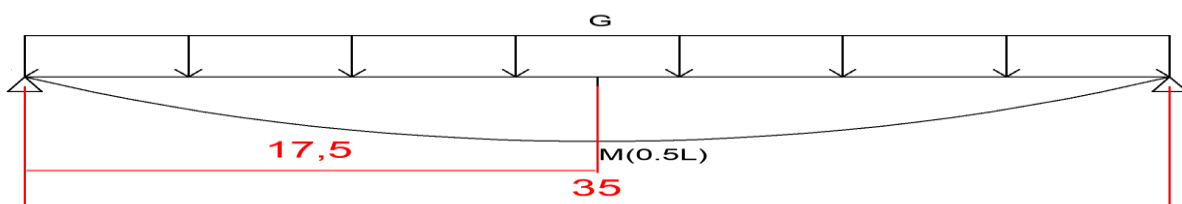


Figure V.1 Répartition de la charge permanente



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

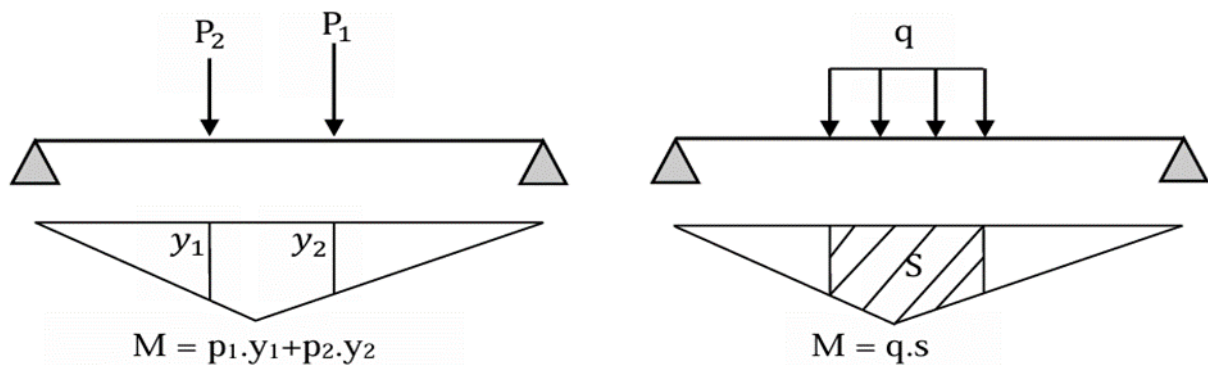
Tableau V.1 éléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre

	G/7 (K/ml)	R(KN)	M(KN. m)			T (KN)		
		0, 00L	0, 00L	0, 25L	0, 5L	0, 00L	0, 25L	0, 5L
G Poutre	18.6400	326.2000	0	2140.6875	2854.2500	326.2000	163.1000	0
G Dalle	9.6250	168.4375	0	1105.3711	1473.8281	168.4375	84.2188	0
G Trottoir G	1.3393	23.4375	0	153.8086	205.0781	23.4375	11.7188	0
G Trottoir D	0.6696	11.7188	0	76.9043	102.5391	11.7188	5.8594	0
CORNICHE	0.6071	10.6250	0	69.7266	92.9688	10.6250	5.3125	0
GARD CORP	0.0714	1.2500	0	8.2031	10.9375	1.2500	0.6250	0
GLISSIER G	0.1429	2.5000	0	16.4063	21.8750	2.5000	1.2500	0
GLISSIER D	0.1429	2.5000	0	16.4063	21.8750	2.5000	1.2500	0
G total	30.9525	541.6688	0	3554.7012	4739.6016	541.6688	270.8344	0

V.2.2 Sollicitations dues aux surcharge

V.2.2.1 La ligne d'influence

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre. [20]



V.2.2.2 Théorème de BARRE

Cette méthode est utilisée dans le cas des charges concentrées mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi soient symétriques par rapport à l'axe de la poutre [20].

V.2.2.3 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharge

V.2.2.3.1 Moment fléchissant à $x = 0,5 L$

Surcharge sur trottoir ST

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{17,5 \times 17,5}{35} = 8,75 \text{ m}$$

$$S = 2 \left(\frac{17,5 \times 8,75}{2} \right) = 153,125 \text{ m}^2$$

$$M_c = q \times S$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

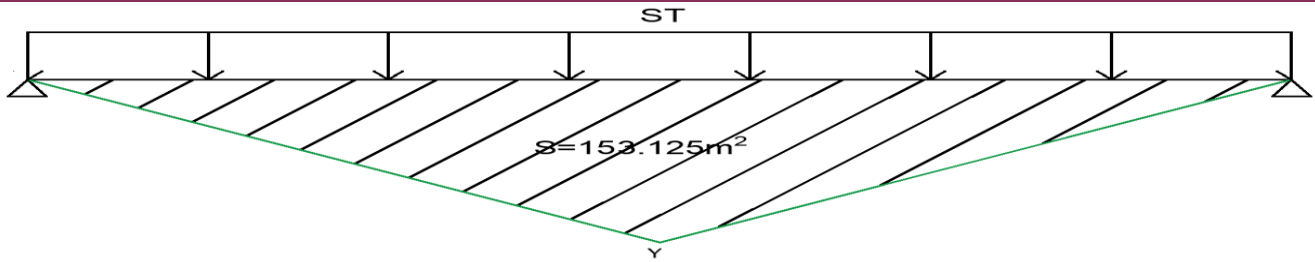


Tableau V.2 Moment fléchissant due à ST, (X=0,5L)

Q (KN/m ²)	Surcharges (KN/ml)	S(m ²)	M(KN. m)
1.5	0.675	153.125	103.360

Surcharge A(L)

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{17,5 \times 17,5}{35} = 8,75 \text{ m}$$

$$S = 2((17,5 \times 8,75)/2) = 153,125 \text{ m}^2$$

$$M_c = q \times S$$

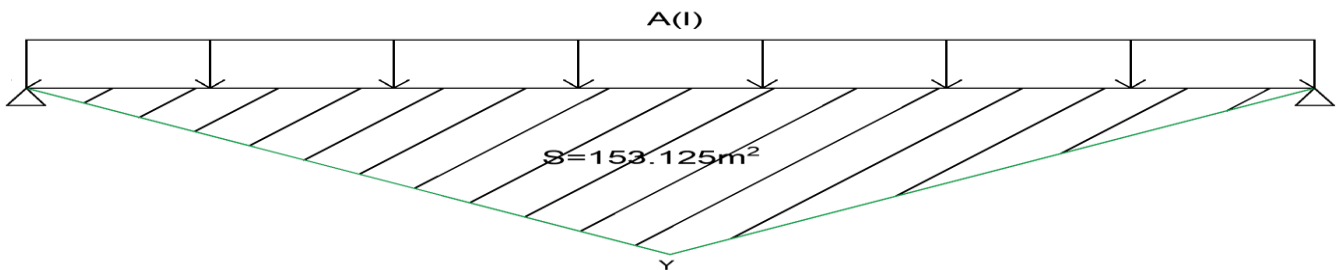


Tableau V.3 Moment fléchissant due à A(L), (X=0,5L)

Désignation	Surcharges (KN/ml)	S(m ²)	M(KN. m)
1 voie	34.30	153.125	5252.188
2 voies	68.60	153.125	10504.38
3 voies	92.61	153.125	14180.91

Système B_c

Cas N°1 : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre

La résultante du R = **600kN**.

$$X_R = \frac{[120(0+1.5+10.5+12)+60(6+16.5)]}{600} = 7.05 \text{ m}$$

$$d = 7.05 - 6 = 1.05 \text{ m}$$

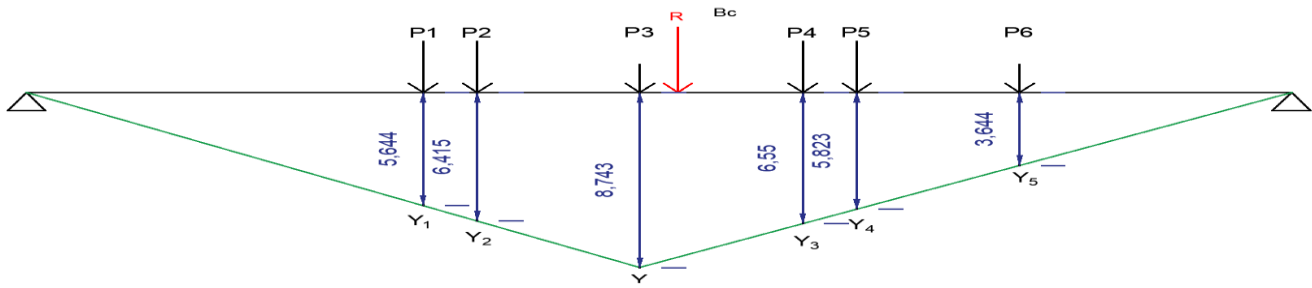
$$d/2 = a = 0.525 \text{ m}$$

$$X_\varepsilon = \frac{L-d}{2} = 16.975$$

$$Y = \frac{16.975 \times (35 - 16.975)}{35} = 8.743$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS



Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
8.743	5.644	6.415	6.550	5.823	3.644

$$M_C = 120 \times (5.644 + 6.415 + 6.550 + 5.823) + 60(8.743 + 3.644)$$

$$M_C = 3675.06 \text{ KN.m}$$

Cas N°2 : la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre

$$X_R = 7,05$$

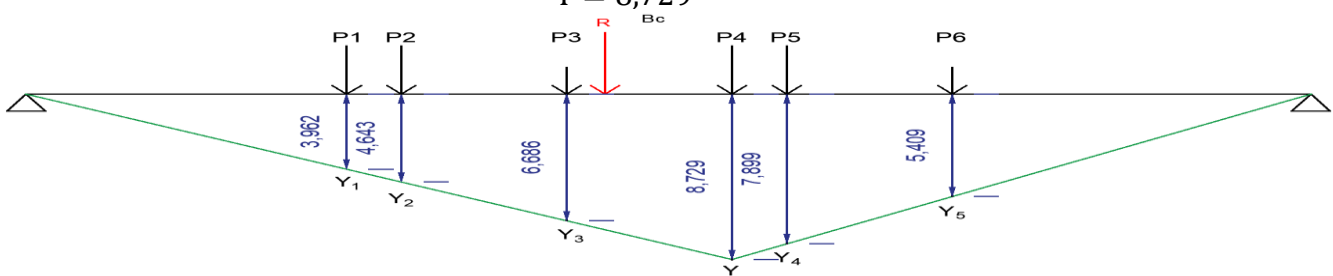
$$d = 10.5 - 7,05 = 3.45 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 1.725 \text{ m}$$

$$X_E = \frac{L-d}{2} = 16,6375 \text{ m}$$

$$Y = \frac{16,6375 \times (35 - 16,6375)}{35}$$

$$Y = 8,729$$



Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
8,729	3,962	4,643	6,686	7,899	5,409

$$M_C = 120 \times (3.962 + 4.643 + 8,729 + 7.899) + 60(6.686 + 5.409)$$

$$M_C = 3753.66 \text{ KN.m}$$

$3753.66 > 3675.06 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Le 2 cas est l'effet le plus défavorable

M_C Pour system Bc chargé par 3 file

$$M_C = 3753.66 \times 3$$

$$M_C = 11260.98 \text{ KN.m}$$

Système B_t

$$d = 0,675 \text{ m}$$

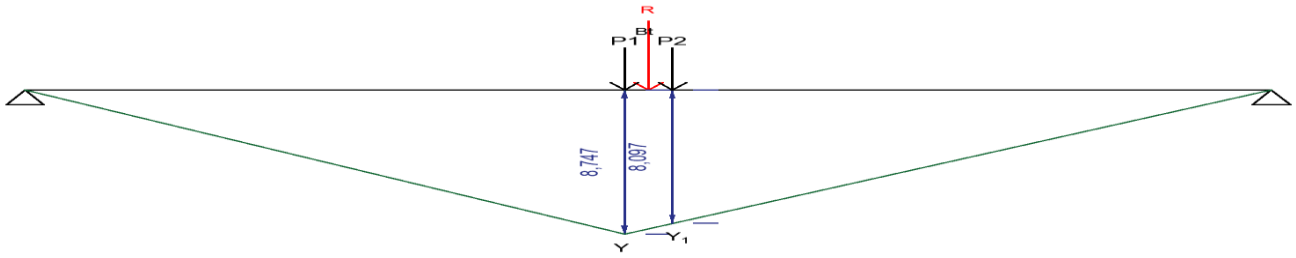
$$\frac{d}{2} = a = 0,3375 \text{ m}$$

$$X_E = \frac{L-d}{2} = 17,1625 \text{ m}$$

$$Y = \frac{17,1625 \times (35 - 17,1625)}{35} = 8.747$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS



$$\sum Y_i = Y + Y_1 = 8.747 + 8.097\text{m} = 16.844$$

$$M_C = \sum P_i Y_i = 160 \times 16.844$$

$$M_C = 2695.04 \text{ KN.m}$$

M_C Pour system Bt chargé par 2 Tandem

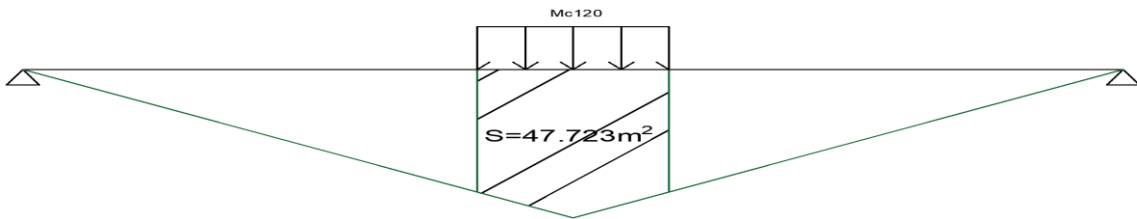
$$M_C = 2695.04 \times 2$$

$$M_C = 5390.08 \text{ KN.m}$$

Système MC₁₂₀

$$q = \frac{1100}{6.1} = 180.328 \text{ KN/ml}$$

$$Y = \frac{a \times b}{l} = \frac{17,5 \times 17,5}{35} = 8,75 \text{ m}$$



$$Y_1 = Y_2 = 7,225$$

$$S = 2 \left(\frac{7,225 + 8,75}{2} \right) 3,05 = 48,723\text{m}^2$$

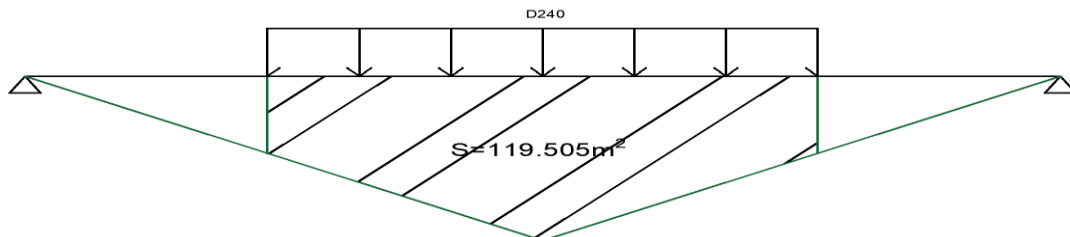
$$M_C = q \times S$$

$$M_C = 8784,659 \text{ KN. m}$$

Système D240

$$q = \frac{2400}{18.6} = 129.033 \text{ KN/ml}$$

$$Y = 8,75$$



$$Y_1 = Y_2 = 4,1$$

$$S = 2 \left(\frac{8,75 + 4,1}{2} \right) 9,30 = 119,505\text{m}^2$$

$$M_C = 15420,09\text{KN}$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.4 récapitulatifs des moments dus aux surcharges X=0,5 L

Surcharge		M _C (KN)	Coefficient de majoration bc, bt	coefficient de majoration dynamique δ	M _{max} (KN.m)	M _{poutre} (KN.m)
A(L)	3 voie	14180.91	Déjà majoré		14180.91	2025.8443
B _C	3 file	11260.98	0.95	1.077	11521.6717	1645.9531
B _t	2 Tandem	5390.08	1.2	1.062	6869.11795	981.3026
M _C 120		8784.659	/	1.06	9338.09252	1334.0132
D240		15420.09	/	/	15420.09	2202.8700

V.2.2.3.2 Moment fléchissant dus aux surcharges x = 0, 25 L

Surcharge sur trottoir ST

$$Y = \frac{8,75 \times 26,25}{35} = 6,563 \text{ m}$$

$$S = \frac{8,75 \times 6,563}{2} + \frac{26,25 \times 6,563}{2} = 114,853 \text{ m}^2$$

$$M_C = q \times S$$

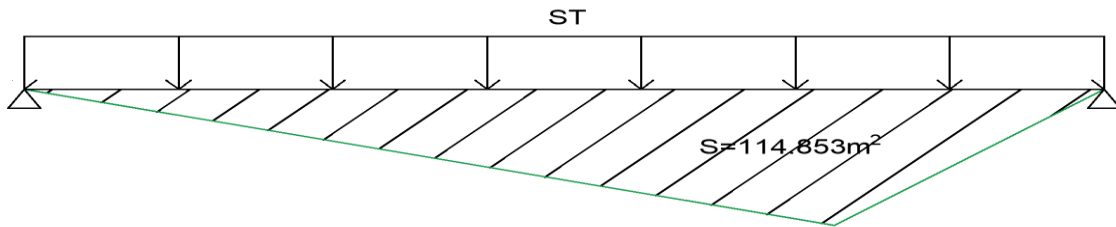


Tableau V.5 Moment fléchissant due à ST, (X=0,25L)

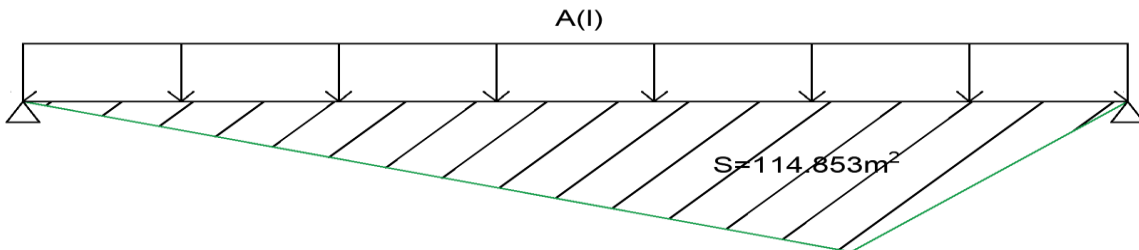
Q (KN/m ²)	Surcharges (KN/ml)	S(m ²)	M(KN. m)
1.5	0.675	114.853	77.526

Surcharge A(L)

$$Y = \frac{8,75 \times 26,25}{35} = 6,563 \text{ m}$$

$$S = \frac{8,75 \times 6,563}{2} + \frac{26,25 \times 6,563}{2} = 114,853 \text{ m}^2$$

$$M_C = q \times S$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.6 Moment fléchissant due à A(L), (X=0,25L)

Désignation	Surcharges (KN/ml)	S(m ²)	M _C (KN. m)
1 voie	34.3	114.853	3939.458
2 voies	68.6	114.853	7878.916
3 voies	92.61	114.853	10636.54

Système B_C

Pour obtenir le moment maximum en C (X = 0,25 L), Je place la première charge en C et je vérifie les inégalités suivantes:

$$\begin{cases} W_{L1} > w \cdot \frac{a}{L} \\ W_{L2} \leq w \cdot a/L \end{cases}$$

Avec:

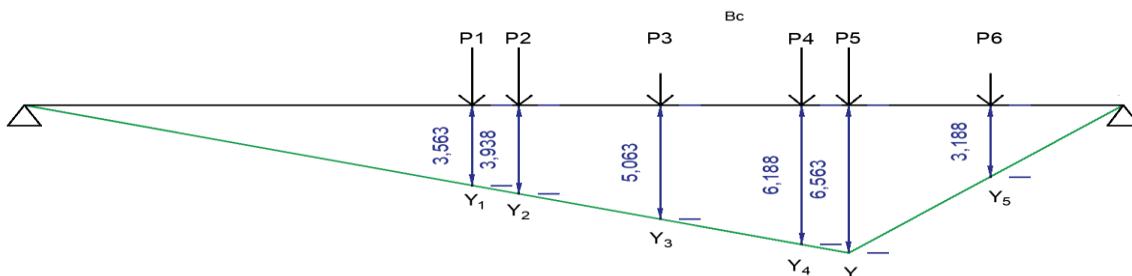
- ✚ a : l'abscisse du point C par rapport à l'appui droit ;
- ✚ W : le résultat des charges ce qui trouve sur la poutre;
- ✚ W_{L1} : le résultat des charges appliquées à droit de C en tenant compte la charge en C;
- ✚ W_{L2} : le résultat des charges appliquées à la droite de C en ignorant la charge en C.

Tableau V.7 résultant des forces sur la poutre

Force	W	(W × a)/L	W _{L1}	Vérification	W _{L2}	Vérification
P6 = 60	600	150	60	Non	0	Oui
P5 = 120	600	150	180	Oui	60	Oui
P4 = 120	600	150	300	Oui	180	Non
P3 = 60	540	135	300	Oui	240	Non
P2 = 120	300	75	180	Oui	60	Oui
P1 = 120	300	75	300	Non	180	Non

Selon le tableau, Je distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

1^{er} cas : P5 sur C :



Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
6,563	3.563	3.938	5.063	6.188	3.188

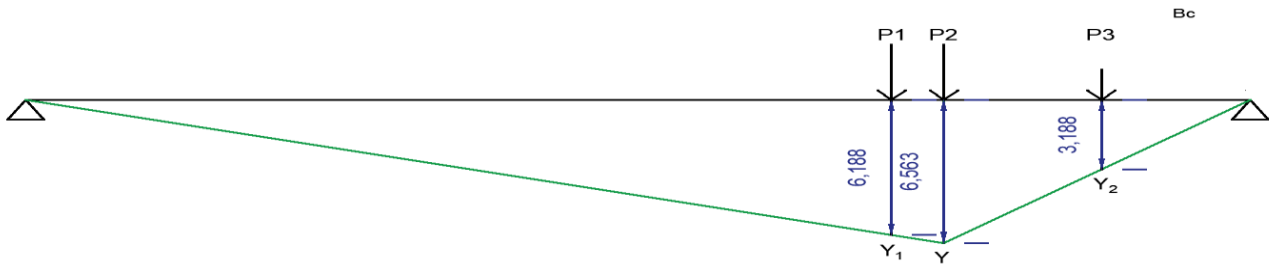
$$M_C = \sum P_i Y_i = 60 \times 3.188 + 120 \times 6.563 + 120 \times 6.188 + 60 \times 5.063 + 120 \times 3.938 + 120 \times 3.563$$

$$M_C = 2925.3 \text{ kN. m}$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

2^{ème} cas : P2 sur c



$$Y = 6,563 \text{ m}$$

$$Y_1 = 6.188 \text{ m}$$

$$Y_2 = 3.188 \text{ m.}$$

$$M_C = \sum P_i Y_i = 60 \times 3.188 + 120 \times 6.563 + 120 \times 6.188$$

$$M_C = 1721.4 \text{ KN.m}$$

Donc je déduis que le 1^{er} cas est le cas le plus défavorable

M_C Pour system Bc chargé par 3 file

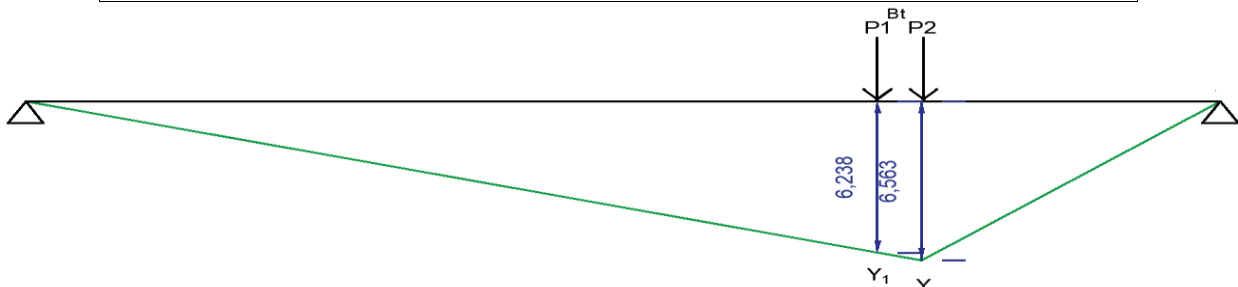
$$M_C = 2925.3 \times 3$$

$$M_C = 8775.9 \text{ KN.m}$$

Systeme B_t :

Tableau V.8 résultant des forces sur la poutre

Force	W	(W × a)/L	W _{L1}	Vérification	W _{L2}	Vérification
P2 = 160	320	80	160	Oui	0	Oui
P1 = 160	320	80	320	Non	160	Oui



$$Y_0 = 6,563 \text{ m}$$

$$Y_1 = 6.238 \text{ m}$$

$$M_C = \sum P_i Y_i = 160 \times 6,563 + 160 \times 6.238$$

$$M_C = 2039.36 \text{ KN.m}$$

M_C Pour system Bt chargé par 2 Tandem

$$M_C = 2039.36 \times 2$$

$$M_C = 4078.72 \text{ KN.m}$$

Systeme M_c120

$$\alpha = \frac{8,75}{35} = 0,25$$

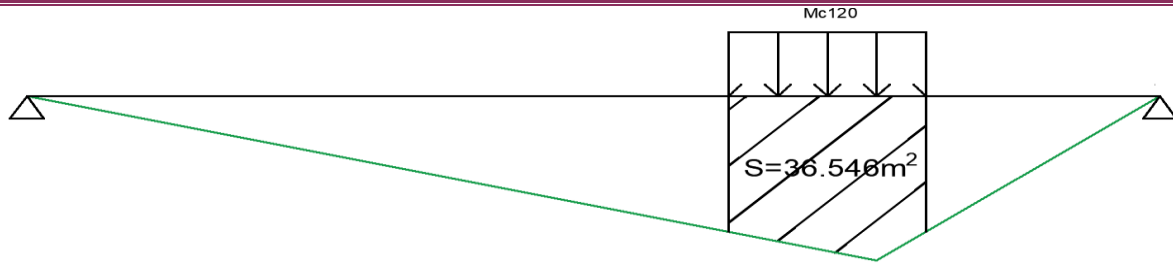
$$\alpha \times 6,1 = 1,525 \text{ m}$$

$$(1 - \alpha) \times 6,1 = 4,575 \text{ m}$$

$$Y_0 = 6,563 \text{ m.}$$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS



$$Y_1 = Y_2 = 5,419 \text{ m.}$$

$$S = 36,546 \text{ m}^2 \cdot$$

$$M_C = q \times S = 180.328 \times 36,546$$

$$M_C = 6593.17$$

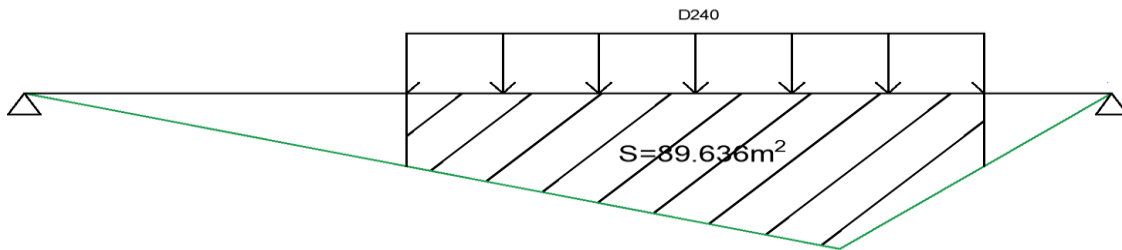
Système D240

$$\alpha = \frac{8,75}{35} = 0,25$$

$$\alpha \times 18,6 = 4,65 \text{ m}$$

$$(1 - \alpha) \times 18,6 = 13,95 \text{ m}$$

$$Y_0 = 6,563 \text{ m.}$$



$$Y_1 = Y_2 = 3,075 \text{ m}$$

$$S = 89,636 \text{ m}^2$$

$$M_C = q \times S = 129.033 \times 89,636$$

$$M_C = 11558,18 \text{ KN.m}$$

En prenant en compte la majoration dynamique, j'aurai:

$$M_{\max} = M_C \times b_c \times \delta$$

Tableau V.9 récapitulatif des moments dus aux surcharges (X=0,25 L)

Surcharge		M_C (KN)	Coefficient de majoration bc, bt	coefficient de majoration dynamique δ	M_{\max} (KN.m)	M_{poutre} (KN.m)
A(L)	3 voie	10636.54	Déjà majoré		10636.54	1519.5057
B _c	3 file	8775.9	0.95	1.077	8979.062	1282.7232
B _t	2 Tandem	4078.72	1.2	1.062	5197.921	742.5601
M _C 120		6593.17	/	1.06	7008.54	1001.2200
D240		11558.18		/		11558.18

V.2.2.4 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

V.2.2.4.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour X = 0, 00 L

Surcharge sur trottoir ST

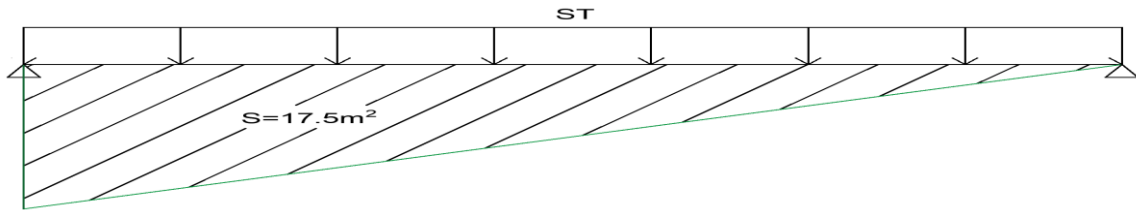
$$Q_{st} = 0.675 \text{ KN/ml}$$

$$T_0 = R_a = R_b = q \times S$$

$$Y = \frac{b}{l} = \frac{l}{l} = 1,00$$



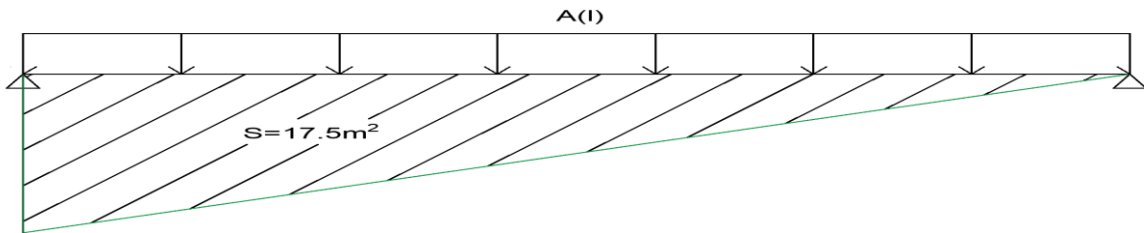
CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS



$$S = 17,5\text{m}$$

$$T_0 = 11.812 \text{ KN}$$

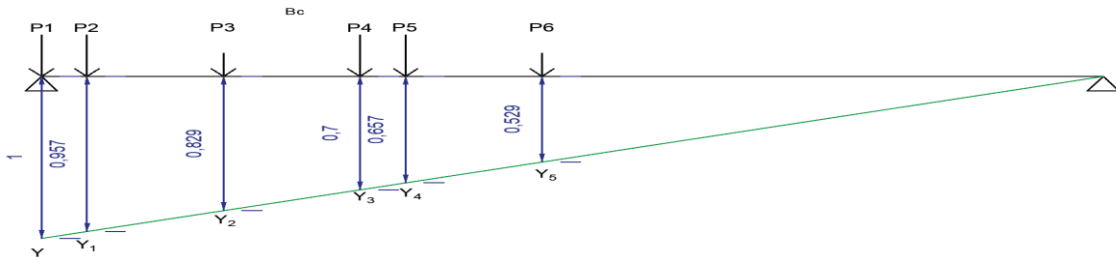
Surcharges A(L)



Trois voies chargées : $A(3 L) = 92.61 \text{ KN/ml}$
 $Y = 1,00$
 $S = 17,5\text{m}$
 $T_0 = 1620.675 \text{ KN}$

Type B_c

$$T_0 = R_a = R_b = \sum P_i Y_i$$



Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
1	0.957	0.829	0.7	0.657	0.529

$$T_0 = 479.16 \text{ KN}$$

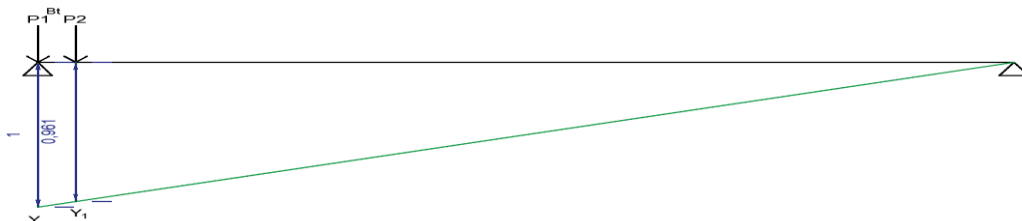
T_0 Pour system Bc chargé par 3 file

$$T_0 = 479.16 \times 3$$

$$T_0 = 1437.48 \text{ KN}$$

Type B_t

$Y_0 = 1 \text{ m.}$



$$Y_1 = 0.961 \text{ m.}$$

$$T_0 = 313.76 \text{ KN}$$

T_0 Pour system Bt chargé par 2 Tandem



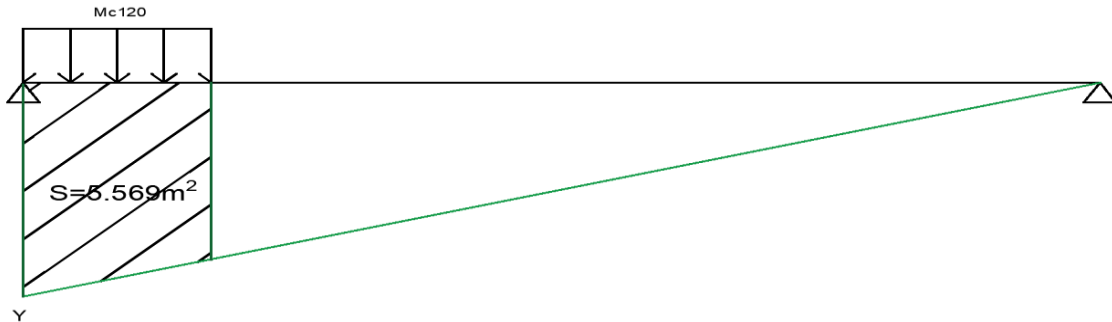
CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

$$T_0 = 313.76 \times 2$$

$$T_0 = 627.52 \text{ KN}$$

Surcharge du type M_c120 :

$$Y = 1,00$$

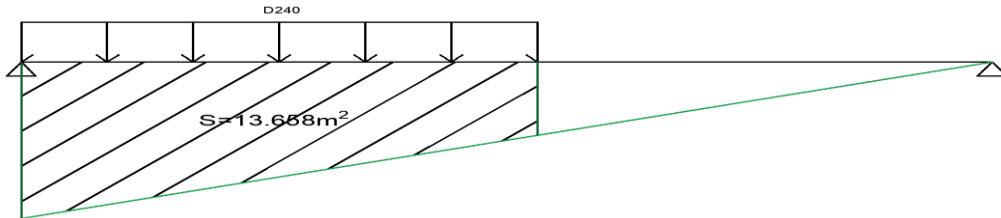


$$S = 5.569 \text{ m}$$

$$T_0 = 1004.247 \text{ KN}$$

Surcharge du type D240

$$Y = 1,00$$



$$S = 13.658 \text{ m}$$

$$T_0 = 1762.333 \text{ KN}$$

En prenant en compte la majoration dynamique, j'aurai:

$$T_{\max} = T(0) \times b_c \times \delta$$

Tableau V.10 récapitulatifs des efforts tranchants $x=0,00L$

Surcharge		T_0 (KN)	Coefficient de majoration b_c, b_t	coefficient de majoration dynamique δ	T_{\max} (KN)	T_{poutre} (KN)
A(L)	3 voie	1620.675	Déjà majoré		1620.675	231.525
B _c	3 file	1437.48	0.95	1.077	1470.75766	210.1082
B _t	2 Tandem	627.52	1.2	1.062	799.711488	114.2445
M _c 120		1004.247	/	1.06	1067.51456	152.5021
D240		1762.333		/		1762.333

V.3 Répartition transversale des efforts

Les méthodes de la flexion longitudinale permettent d'obtenir les efforts sollicitant chaque section sous l'effet d'un système de charge extérieur.

Pour pouvoir répartir ces sollicitations transversalement, il faut utiliser des méthodes de répartition.

Longitudinalement : pour pouvoir déterminer la section dangereuse on a utilisé le théorème de Barrée.

Transversalement : il y a deux méthodes qui sont :

- ✚ La méthode de J. COURBON.
- ✚ La méthode de GUYON-MASSONET [21].



V.3.1 Choix de la méthode

$$r = \frac{n \cdot a^4}{2 \cdot L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec:

n : le nombre des poutres.

L : portée des poutres.

a : L'enter axe des poutres.

IP : Moment d'inertie de la poutre.

IE : Moment d'inertie de l'entretoise.

Suivant la rigidité (souplesse) de l'entretoise

Si $r < 0.3$, la rigidité de l'entretoise est infinie, dans ce cas la méthode de (COURBON) est applicable.

Si $r \geq 0.3$, la rigidité de l'entretoise est finie, dans ce cas on utilise la méthode de (GMÄSSONET) [21].

Calcul de ID

On prend une bande de 1 m de largeur et 0.22 m d'épaisseur.

$$I_D = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 22^3}{12} = 88733.33 \text{ cm}^4$$

Calcul de I_p moment d'inertie équivalent d'une poutre

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante:

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

$$I_0 = 60170000.000 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 50630000.000 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 60170000.000 + (50630000.000 - 60170000.000) \times \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 52068383.2 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 7 \\ a = 1,75 \text{ m} \\ L = 35 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = 0,861$$

I_0 : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$r = 0,861 > 0.30$ Donc on utilise la méthode de GUYON – MASSONNET

V.3.2 Méthode de Guyon Massonnet

Paramètres de calcul

La largeur active du pont

$$2b = n \times a$$

Avec : $n = 7$ et $a = 1,75 \text{ m}$

Donc : $b = 6.125 \text{ m}$

Positions actives des poutres

$$b = 6.125 \text{ m} \rightarrow 1$$

$$a = 1,75 \text{ m} \rightarrow X$$

$$x = \frac{1,75 \times 1}{6.125} = 0.286$$

J'obtient le tableau suivant



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Poutre	1	2	3	4	5	6	7
Position	-0,858	-0,572	-0,286	0	0,286	0,572	0,858

Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{52068383.2E}{175} = 297533.619E$$

Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{88733,333E}{100} = 887,333E$$

Paramètre d'entretoisement

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \rightarrow \theta = 0,75$$

Rigidité torsionnelle des poutres

Donné par la formule :

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right) \text{ avec } G = E/2(1 + \nu)$$

$$\nu = 0,2$$

h : hauteur de la dalle.

b_i : plus grand portée.

h_i : plus petite coté.

G: module de déformation transversale du béton.

ν = 0.2 Coefficient de poisson.

Section homogénéisée

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre 'C_p' il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

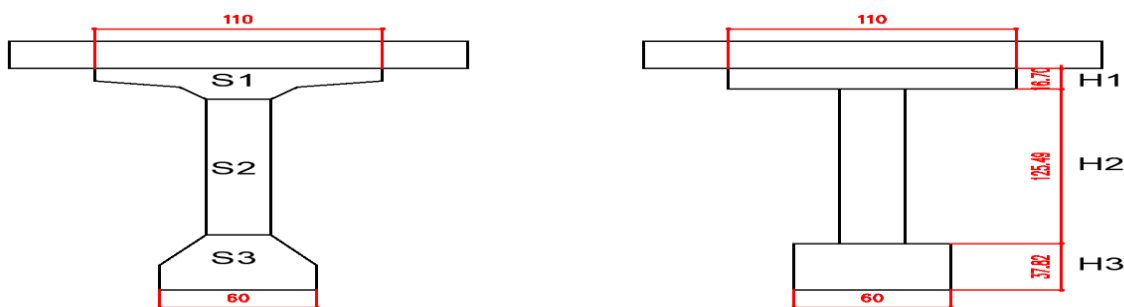


Figure V.2 La Section homogénéisée

$$S_1 = 1837 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 2750 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 2269 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = \frac{s_1}{110} = \frac{1837}{110} = 16.7 \text{ cm}$$

$$h_3 = \frac{s_3}{60} = \frac{2269}{60} = 37.817 \text{ cm}$$

$$h_2 = 180 - (h_1 + h_3) = 125.483 \text{ cm}$$

Donc:



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

$$C_p = \left(110 \times 16.7^3 + 125.483 \times 25^3 + 60 \times 37.817^3 + \frac{22^3 \times 175}{2} \right) \left(\frac{E}{2.4 \times 3} \right)$$
$$C_p = 923566.131E$$

La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{923566.131E}{175} = 5277.52E$$

La rigidité torsionnelle de la dalle

$$C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2.4} \times 88733,333$$
$$C_D = 73944.444$$

La rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur

$$\gamma_D = \frac{C_D}{a} = \frac{73944,444E}{100} = 739,444E$$

Paramètre de torsion α

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = \frac{E(5277.52 + 739,444)}{2 \times \sqrt{297533.619E \times 887,333E}}$$
$$\alpha = 0,185$$

V.3.2.1 Calcul des moments fléchissant

V.3.2.1.1 Coefficient de répartition transversale K

Il dépend :

Du paramètre de l'entretoisement θ

Du paramètre de torsion α

De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Si $0 \leq \theta \leq 0,1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$

Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$

Si $0,1 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.11 Valeurs de K_0 et K_1 pour $\theta=0.75$ [21]

$\theta = 0.75$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
y	-b	-3 b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3 b/4	b
0	-0.1260	0.4719	1.0606	1.5732	1.8138	1.5732	1.0606	0.4719	-0.1260
b/4	-0.4324	0.0588	0.5657	1.0920	1.5732	1.8140	1.5951	1.1305	0.6074
b/2	-0.4953	-0.1809	0.1589	0.5657	1.0606	1.5951	1.9919	2.0449	1.9577
3 b/4	-0.4508	-0.3299	-0.1809	0.0588	0.4719	1.1305	2.0449	3.0841	4.0292
b	-0.3776	-0.4508	-0.4953	-0.4324	-0.1260	0.6074	1.9577	4.0292	6.6762
$\theta = 0.75$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
ye	-b	-3 b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3 b/4	b
0	0.6670	0.8035	0.9869	1.2018	1.3294	1.2018	0.9869	0.8035	0.6670
b/4	0.4351	0.5490	0.7110	0.9377	1.2018	1.3825	1.3128	1.1584	1.0233
b/2	0.2906	0.3804	0.5118	0.7110	0.9869	1.3128	1.5717	1.5976	1.5456
3 b/4	0.2030	0.2741	0.3804	0.5490	0.8035	1.1584	1.5976	2.0174	2.2628
b	0.1452	0.2030	0.2906	0.4351	0.6670	1.0233	1.5456	2.2628	3.1462

Détermination des K_α pour $\theta=0.75$ et $\alpha=0.185$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formule d'interpolation

D'après « SATTLER »

$$0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065-\theta)}{0,663} \right]} = 0.645$$

$$\alpha^\beta = 0.185^{0,645} = 0.33$$

Tableau V.12 valeurs de k_α pour $\Theta=0.75$

$\theta = 0.75$	K_α								
y	-b	-3 b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3 b/4	b
0	0.1412	0.5836	1.0358	1.4480	1.6506	1.4480	1.0358	0.5836	0.1412
b/4	-0.1401	0.2240	0.6147	1.0400	1.4480	1.6686	1.5000	1.1399	0.7476
b/2	-0.2305	0.0083	0.2778	0.6147	1.0358	1.5000	1.8503	1.8942	1.8188
3 b/4	-0.2305	-0.1264	0.0083	0.2240	0.5836	1.1399	1.8942	2.7246	3.4339
b	-0.2014	-0.2305	-0.2305	-0.1401	0.1412	0.7476	1.8188	3.4339	5.4866

J'obtiens ensuite les valeurs de k pour les poutres réelles de notre ouvrage par interpolation linéaire en fonction de leur disposition:



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.13 valeurs de $k\alpha$ pour les poutres

poutre	y	K_α								
		4.3104	3.0275	1.8620	0.9724	0.3947	0.0686	-0.0937	-0.1708	-0.2181
poutre 1	-5.25	4.3104	3.0275	1.8620	0.9724	0.3947	0.0686	-0.0937	-0.1708	-0.2181
poutre 2	-3.50	2.2794	2.1310	1.8628	1.3973	0.9068	0.5033	0.2010	-0.0301	-0.2305
poutre 3	-1.75	0.9008	1.2478	1.5501	1.6445	1.3891	0.9792	0.5665	0.1931	-0.1530
poutre 4	0.00	0.1412	0.5836	1.0358	1.4480	1.6506	1.4480	1.0358	0.5836	0.1412
poutre 5	1.75	-0.1530	0.1931	0.5665	0.9792	1.3891	1.6445	1.5501	1.2478	0.9008
poutre 6	3.50	-0.2305	-0.0301	0.2010	0.5033	0.9068	1.3973	1.8628	2.1310	2.2794
poutre 7	5.25	-0.2181	-0.1708	-0.0937	0.0686	0.3947	0.9724	1.8620	3.0275	4.3104

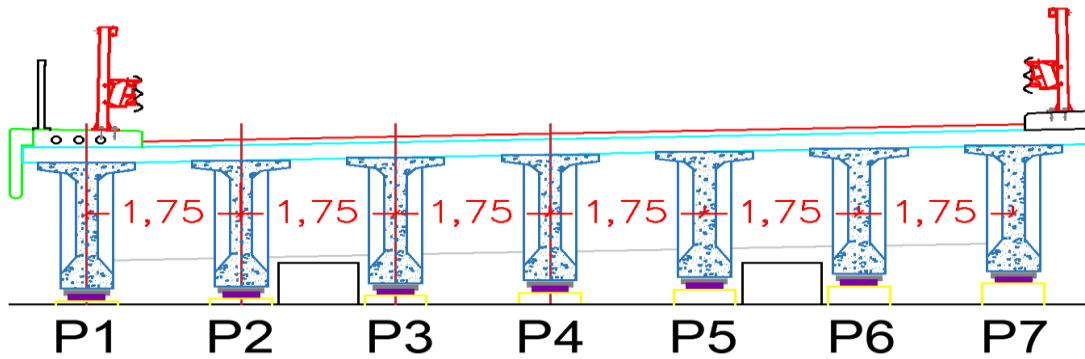


Figure V.3 Disposition des poutres (vue en travers)

Les coefficients indiquent la participation de chacune de nos poutres en fonction de l'excentrement de la charge par rapport à l'axe de l'ouvrage :

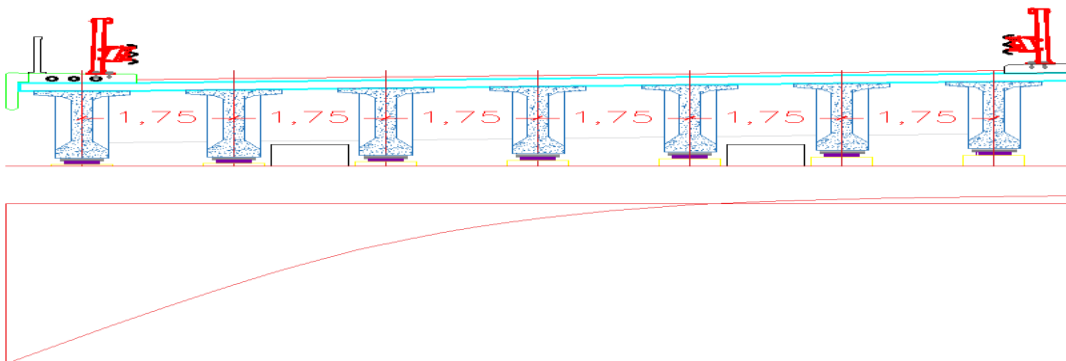


Figure V.4 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 1

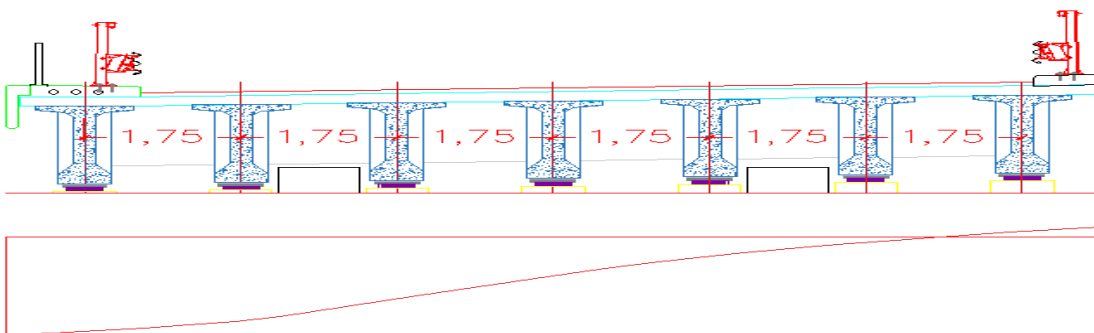


Figure V.5 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 2



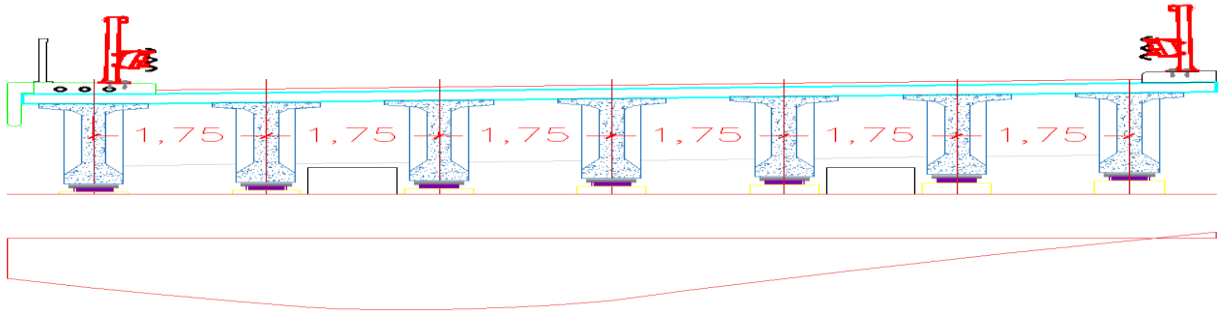


Figure V.6 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 3

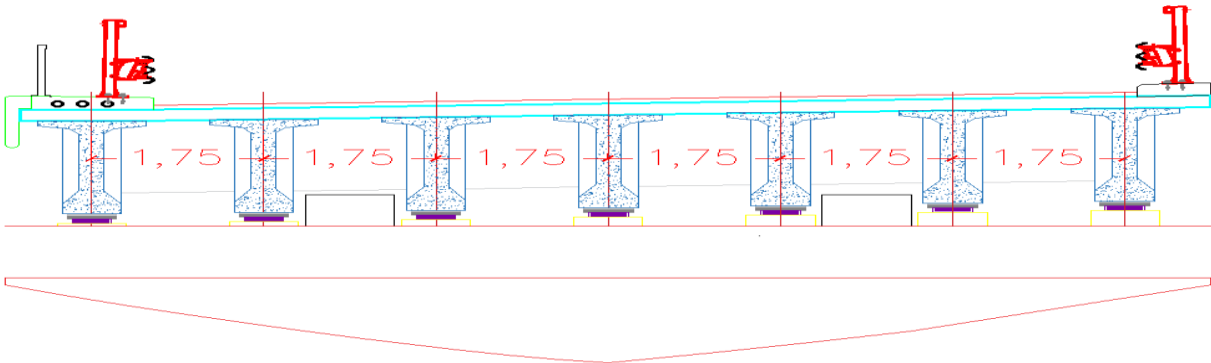


Figure V.7 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 4

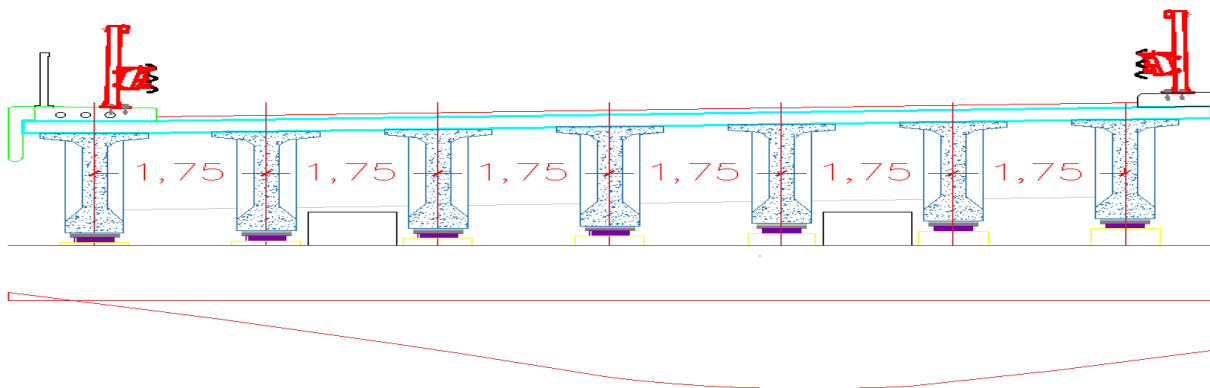


Figure V.8 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 5

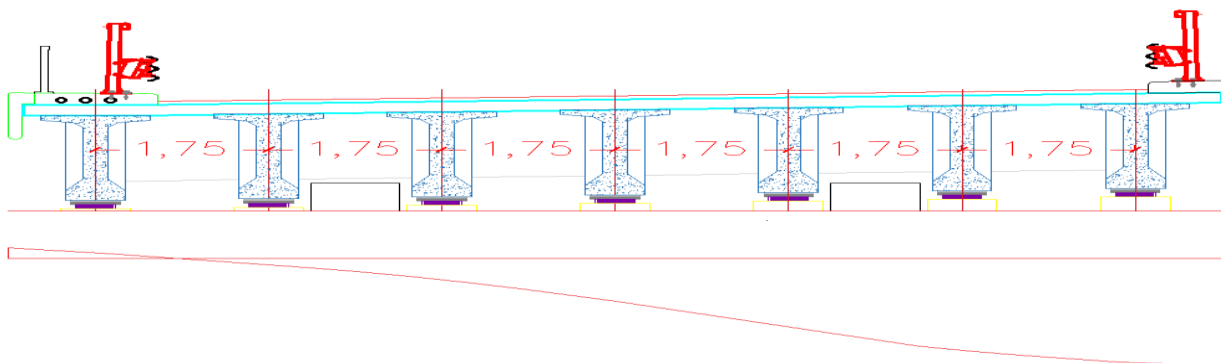


Figure V.9 Coefficient de participation $k\alpha$ pour poutre 6



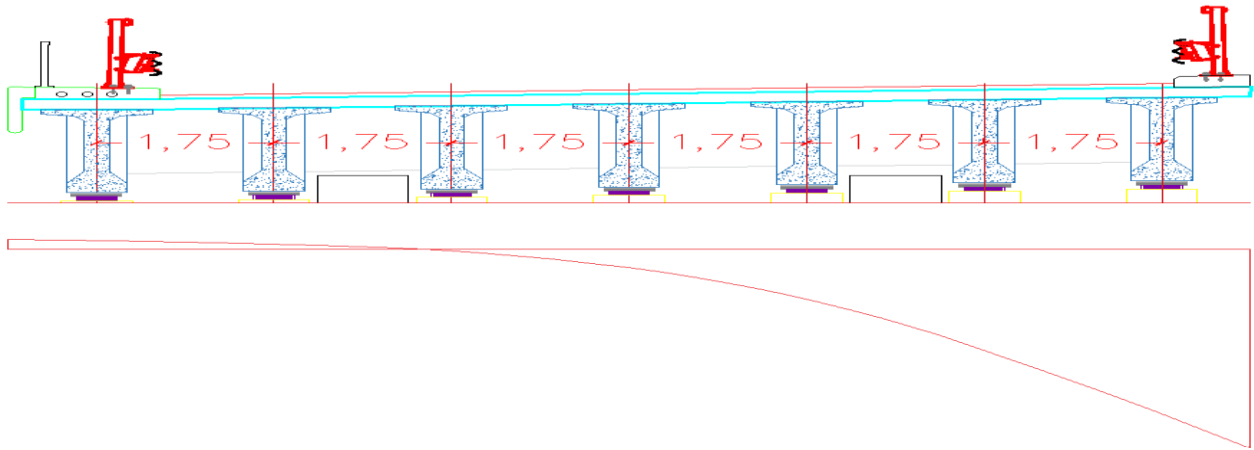


Figure V.10 Coefficient de participation k_α pour poutre 7

V.3.2.2 Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour chaque chargement :

Après avoir tracé les lignes d'influences, les surcharges doivent être disposées conformément au RCPR:

En prenant en compte les bordures de la largeur chargeable, l'axe de la surcharge doit être positionné plus proche de l'axe de la poutre concernée afin de maximiser le $K_{\alpha moy}$ de chaque poutre.

En ce qui concerne les charges concentrées, la valeur est extraite directement du graphe avant d'utiliser la moyenne des valeurs trouvées pour les charges.

La formule suivante sera utilisée pour calculer la valeur du coefficient pour les charges réparties [20]:

$$K_{\alpha moy} = \frac{S}{l}$$

S : Les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et la ligne d'influence.

l : La largeur des voies.

L'intersection des chargements avec la courbe nous renseignera sur l'influence de chaque type de chargement sur chaque poutre. Les surfaces et les distances sont obtenues à partir du logiciel Autodesk AutoCAD

Tableau V.14 position de l'axe de la surcharge

	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5	POUTRE 6	POUTRE 7
<i>A(l)3</i>	/						
<i>Bc 3</i>	-0.625		0		1.375		
<i>Bt 2</i>	-1.125		0		1.75	1.875	
<i>MC120</i>	-1.875		-1.75	0		1.75	2.625
<i>D240</i>	-0.625						

Les figures de chargement présentées dans l'annexe

Chargement sous ST



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.15 $K\alpha$ moy sous chargement ST

ST	surface	largeur	$K\alpha$
poutre 1	1.6759	0.4500	3.7242
poutre 2	1.0023	0.4500	2.2273
poutre 3	0.4788	0.4500	1.0640
poutre 4	0.1653	0.4500	0.3673
poutre 5	-0.0006	0.4500	-0.0013
poutre 6	-0.0650	0.4500	-0.1444
poutre 7	-0.0896	0.4500	-0.1991

Chargement sous système A(L) 3 voies

Tableau V.16 $K\alpha$ moy sous chargement A(L) pour 3 voies chargées

A(l)3	surface	largeur	$K\alpha$
poutre 1	5.5732	9.0000	0.6192
poutre 2	8.0229	9.0000	0.8914
poutre 3	9.8470	9.0000	1.0941
poutre 4	10.7054	9.0000	1.1895
poutre 5	10.6386	9.0000	1.1821
poutre 6	9.6229	9.0000	1.0692
poutre 7	7.9121	9.0000	0.8791

Chargement sous système Bc 3 files

Tableau V.17 sous chargement Bc pour 3 files

Bc 3 voies	k1	k2	k3	k4	k5	k6	$k\alpha$
poutre 1	2.4660	1.1420	0.9000	0.2410	0.1390	0.0970	0.8308
poutre 2	2.0200	1.4880	1.3320	0.7280	0.5980	0.1910	1.0595
poutre 3	1.3980	1.5980	1.5770	1.2050	1.0640	0.5510	1.2322
poutre 4	0.9270	1.4000	1.4940	1.4640	1.3670	0.9020	1.2590
poutre 5	0.7340	1.2780	1.4140	1.5990	1.5840	1.2450	1.3090
poutre 6	0.3220	0.7970	0.9450	1.5670	1.7240	2.1350	1.2483
poutre 7	-0.0410	0.2990	0.4320	1.2760	1.5710	3.0520	1.0982

Chargement sous système Bt 2 tandems

Tableau V.18 sous chargement Bt pour 2 tandems

Bt 2vois	k1	k2	k3	k4	$k\alpha$
poutre 1	2.2770	1.0170	0.5970	0.0940	0.9963
poutre 2	1.9750	1.4100	1.0990	0.5370	1.2553
poutre 3	1.4460	1.5900	1.4980	0.9950	1.3823
poutre 4	1.1790	1.5770	1.5600	1.1590	1.3688
poutre 5	1.1690	1.5670	1.5980	1.3230	1.4143
poutre 6	0.7280	1.3320	1.6450	2.1000	1.4513
poutre 7	0.2410	0.9000	1.4190	2.8540	1.3535

Chargement sous système Mc120



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.19 sous chargement Mc120

MC120	surface	largeur	$k\alpha$
poutre 1	2.7785	2.0000	1.3893
poutre 2	2.9803	2.0000	1.4902
poutre 3	2.8852	2.0000	1.4426
poutre 4	2.7039	2.0000	1.3520
poutre 5	2.8852	2.0000	1.4426
poutre 6	3.3368	2.0000	1.6684
poutre 7	3.6320	2.0000	1.8160

Chargement sous système D240

Tableau V.20 sous chargement D240

D240	surface	largeur	$k\alpha$
poutre 1	2.7050	3.2000	0.8453
poutre 2	3.5319	3.2000	1.1037
poutre 3	4.6296	3.2000	1.4468
poutre 4	4.7817	3.2000	1.4943
poutre 5	3.8210	3.2000	1.1941
poutre 6	2.3884	3.2000	0.7464
poutre 7	0.8857	3.2000	0.2768

V.3.2.2.1 Calcul des moments fléchissant réels

Le moment réel supporté par la poutre étudiée est calculé en multipliant les moments longitudinaux causés par les charge et les surcharges à mi- travée par le coefficient de répartition transversale.

$$M \text{ réel} = K_{\alpha \text{moyen}} \times M \text{ poutre}$$

Tableau V.21 Moment fléchissant réel pondéré pour chaque poutre dus au poids propre G

	G KN/ml	M poutre	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
			K_{α}	M réel	K_{α}	M réel	K_{α}	M réel
G Poutre	130.4800	2854.2500	1.0000	2854.2500	1.0000	2854.2500	1.0000	2854.2500
G Dalle	67.3750	1473.8281	1.0000	1473.8281	1.0000	1473.8281	1.0000	1473.8281
G Trottoir G	9.3750	205.0781	3.6714	752.9238	2.2167	454.5967	1.0770	220.8691
G Trottoir D	4.6875	102.5391	-0.2080	-21.3281	-0.1838	-18.8467	-0.0710	-7.2803
Corniche	4.2500	92.9688	4.3103	400.7232	2.2793	211.9037	0.9007	83.7370
Gard corps	0.5000	10.9375	4.3103	47.1439	2.2793	24.9298	0.9007	9.8514
Glissière G	1.0000	21.8750	3.2538	71.1769	2.1670	47.4031	1.1910	26.0531
Glissière D	1.0000	21.8750	-0.2117	-4.6309	-0.1998	-4.3706	-0.0983	-2.1503



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

	Poutre 4		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7	
	K_α	M réel	K_α	M réel	K_α	M réel	K_α	M réel
G Poutre	1.0000	2854.2500	1.0000	2854.2500	1.0000	2854.2500	1.0000	2854.2500
G Dalle	1.0000	1473.8281	1.0000	1473.8281	1.0000	1473.8281	1.0000	1473.8281
G Trottoir G	0.3862	79.2012	0.0142	2.9121	-0.1340	-27.4805	-0.1960	-40.1953
G Trottoir D	0.2459	25.2144	0.9909	101.6060	2.2526	230.9795	3.9857	408.6899
Corniche	0.1412	13.1272	-0.1529	-14.2149	-0.2304	-21.4200	-0.2180	-20.2672
Gard corps	0.1412	1.5444	-0.1529	-1.6723	-0.2304	-2.5200	-0.2180	-2.3844
Glissière G	0.5441	11.9022	0.1274	2.7869	-0.0692	-1.5138	-0.1797	-3.9309
Glissière D	0.2107	4.6091	0.9616	21.0350	2.2631	49.5053	4.0922	89.5169

Tableau V.22 Moment fléchissant réel pondéré pour chaque poutre et cas de chargement

Surcharge	ST		A(l) 3 voie		Bc 3 file	
M poutre KN.m	14.7657		2025.8443		1645.9531	
	K_α	M réel	K_α	M réel	K_α	M réel
poutre1	3.7242	54.9908	0.6192	1254.4928	0.8308	1367.5127
poutre2	2.2273	32.8882	0.8914	1805.9051	1.0595	1743.8873
poutre3	1.0640	15.7107	1.0941	2216.4987	1.2322	2028.0885
poutre4	0.3673	5.4239	1.1895	2409.7193	1.2590	2072.2550
poutre5	-0.0013	-0.0197	1.1821	2394.6830	1.3090	2154.5526
poutre6	-0.1444	-2.1328	1.0692	2166.0552	1.2483	2054.6981
poutre7	-0.1991	-2.9400	0.8791	1780.9647	1.0982	1807.5308
Surcharge	Bt 2 Tandem		MC120		D240	
M poutre KN.m	981.3026		1334.0132		2202.8700	
	K_α	M réel	K_α	M réel	K_α	M réel
poutre1	0.9963	977.6227	1.3893	1853.2779	0.8453	1862.1135
poutre2	1.2553	1231.7800	1.4902	1987.8798	1.1037	2431.3489
poutre3	1.3823	1356.4055	1.4426	1924.4475	1.4468	3187.0022
poutre4	1.3688	1343.1579	1.3520	1803.5192	1.4943	3291.7073
poutre5	1.4143	1387.8072	1.4426	1924.4475	1.1941	2630.3645
poutre6	1.4513	1424.1153	1.6684	2225.6677	0.7464	1644.1671
poutre7	1.3535	1328.1930	1.8160	2422.5680	0.2768	609.7131

Le tableau suivant montre les moments dus à chaque poutre en fonction du type de chargement.

	poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
<i>G</i>	5574.0869	5043.6941	4659.1582	4463.6765	4440.5308	4555.6287	4759.5071
<i>ST</i>	54.9908	32.8882	15.7107	5.4239	-0.0197	-2.1328	-2.9400
<i>A(l)3</i>	1254.4928	1805.9051	2216.4987	2409.7193	2394.6830	2166.0552	1780.9647
<i>Bc 3</i>	1367.5127	1743.8873	2028.0885	2072.2550	2154.5526	2054.6981	1807.5308
<i>Bt 2</i>	977.6227	1231.7800	1356.4055	1343.1579	1387.8072	1424.1153	1328.1930
<i>MC120</i>	1853.2779	1987.8798	1924.4475	1803.5192	1924.4475	2225.6677	2422.5680
<i>D240</i>	1862.1135	2431.3489	3187.0022	3291.7073	2630.3645	1644.1671	609.7131

Selon l'article 6.2.2 du RCPR, il est nécessaire de combiner les diverses actions qui peuvent être exercées sur l'ouvrage afin d'obtenir la sollicitation qui correspond aux différents états limites à prendre en compte.



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

Tableau V.23 Combinaisons de charges pour la détermination de la poutre la plus sollicitée

EL	combinaison	poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5	poutre 6	poutre 7
ELU	$1,35G + 1,6A(l)3 + 1,6St$	9620	9751	9861	9890	9826	9612	9270
	$1,35G + 1,6Bc 3 + 1,6St$	9801	9652	9560	9350	9442	9434	9313
	$1,35G + 1,6Bt 2 + 1,6St$	9177	8832	8485	8184	8215	8425	8546
	$1,35G + 1,35MC 120$	10027	9493	8888	8461	8593	9155	9696
	$1,35G + 1,35D 240$	10039	10091	10592	10470	9546	8370	7248
ELS	$G + 1,2A(l)3 + St$	7134	7244	7335	7361	7314	7153	6894
	$G + 1,2Bc 3 + St$	7270	7169	7109	6956	7026	7019	6926
	$G + 1,2Bt 2 + St$	6802	6555	6303	6081	6106	6262	6350
	$G + MC 120$	7427	7032	6584	6267	6365	6781	7182
	$G + D 240$	7436	7475	7846	7755	7071	6200	5369

D'après le tableau précédent, il est observé que la poutre n°3 présente le moment maximal à l'EL.

V.4 Calcule automatique (Modélisation)

V.4.1 Logiciel de calcul

Autodesk Robot Structural Analysis 2024 est un programme CAO/DAO conçu pour modéliser, analyser et dimensionner diverses structures. Il est souvent abrégé en Robot. Les ingénieurs et les professionnels du génie civil l'utilisent pour concevoir et évaluer des bâtiments, des ponts, des structures en béton armé et des charpentes en métal.

V.4.2 Modélisation de l'ouvrage

Étant donné que l'ouvrage est isostatique avec 9 travées distinctes, une seule section de 36 mètres sera examinée, comprenant 7 poutres et une dalle de 22 cm d'épaisseur.

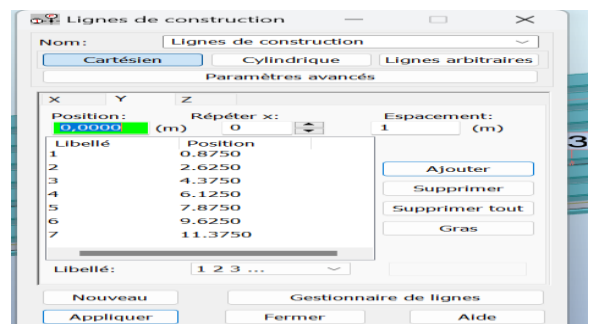
Les éléments de la structure sont constitués de poutres, telles que la section de l'ouvrage qui est une poutre en I représentée par ses dimensions réelles. Elle est créée à l'aide du logiciel Auto CAD avant d'être introduite dans le logiciel Robot.

Une dalle est un élément du panneau.

V.4.2.1 Étapes de modélisation par le logiciel Robot Structural Analysis:

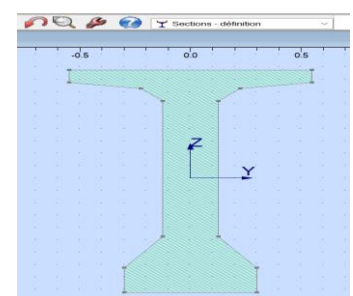
Lignes de construction

Sont des éléments virtuels utilisés pour représenter les axes des éléments de la structure. Elles sont tracées selon les trois directions principales : X, Y et Z. Ces lignes servent de référence pour positionner les éléments tels que les poutres, les colonnes et les poteaux. Elles définissent également les extrémités des éléments



Définition des sections pour les éléments barres.

La définition des sections concerne la spécification des propriétés géométriques et matérielles des éléments barres (poutres, colonnes, etc.). Cela inclut des informations telles que la forme de la section transversale (par exemple, rectangulaire, circulaire, en I), les dimensions réelles (largeur, hauteur, épaisseur), Elle est créée à l'aide du logiciel Auto CAD avant d'être introduite dans le logiciel Robot. Les propriétés du matériau (module d'élasticité, résistance à la flexion, etc.)



Définition de la structure :



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

La définition de la structure consiste à assembler les éléments de la structure (poutres, colonnes, poteaux, etc.) en un modèle cohérent. Cela implique de spécifier les connexions entre les éléments, les appuis (supports), les liaisons, et de définir la géométrie globale de la structure.

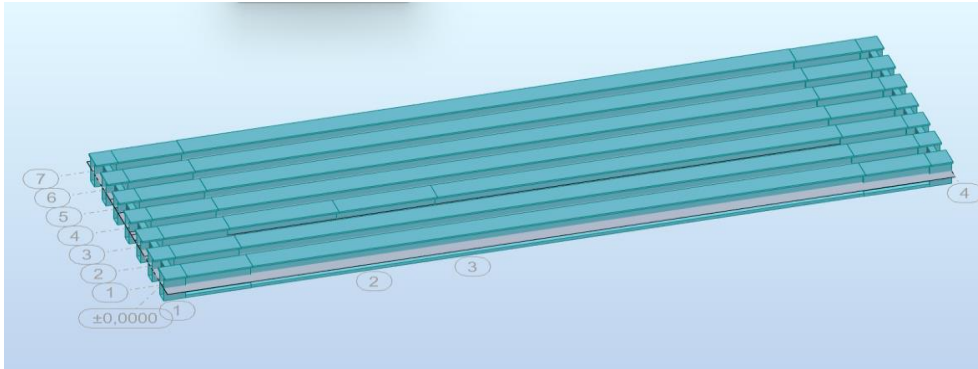
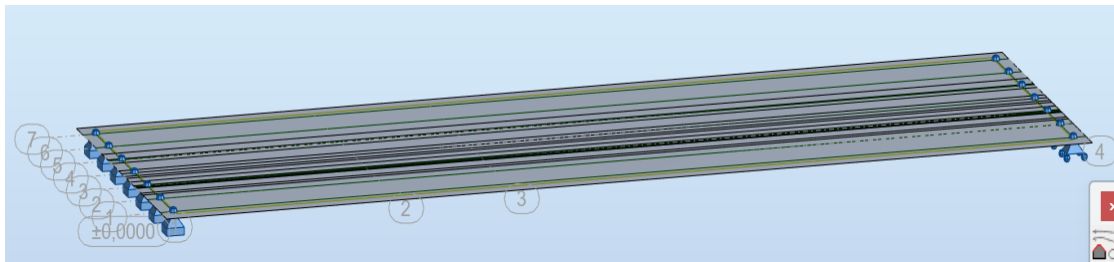


Figure V.11 Modélisation du tablier

Conditions d'appuis :

Les conditions d'appuis déterminent comment la structure est soutenue. Elles incluent des informations sur les types d'appuis (fixes, articulés, glissants), leur position, leurs réactions, et comment ils transfèrent les charges au sol.



Chargement :

La phase de chargement consiste à appliquer les charges (poids propre, surcharge, charges roulants.) sur la structure. Cela permet d'analyser la réponse de la structure sous différentes conditions de charge.

Pour déterminer le cas le plus défavorable, on prend trois cas pour la position de l'axe des charges roulantes (Bc, Bt, MC120) :

Cas 1 : Axe excentré vers la gauche du tablier.

Cas 2 : Axe au centre du tablier.

Cas 3 : Axe excentré vers la droite du tablier.

Pour la charge exceptionnelle D240 son axe réputé situé à 3.50m du bord de la largeur chargeable

Tableau V.24 position de l'axe de la charge roulant

chargement	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Al 3 voie		/	
Bc 3 file	-0.625	0.000	1.375
Bt 2 tandem	-1.125	0.000	1.875
MC120	-1.875	0.000	2.625
D240		-0.625	



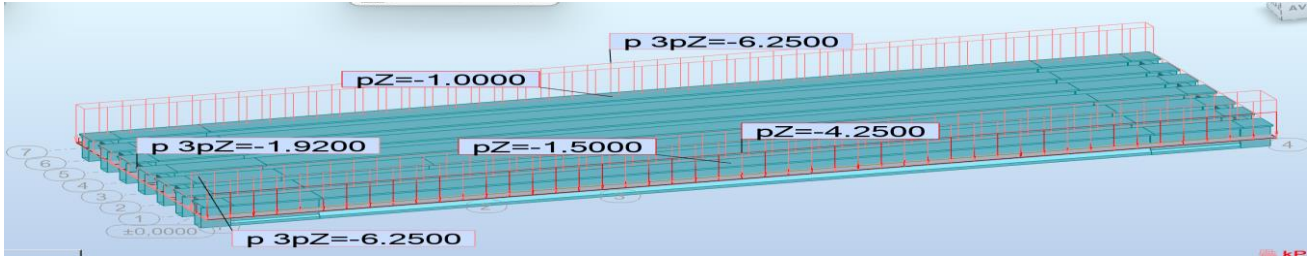


Figure V.12 Les charges permanentes G

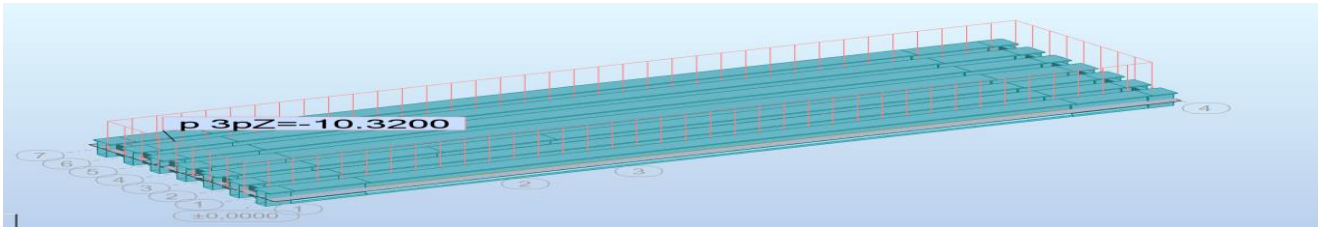


Figure V.13 Charge statique AL3

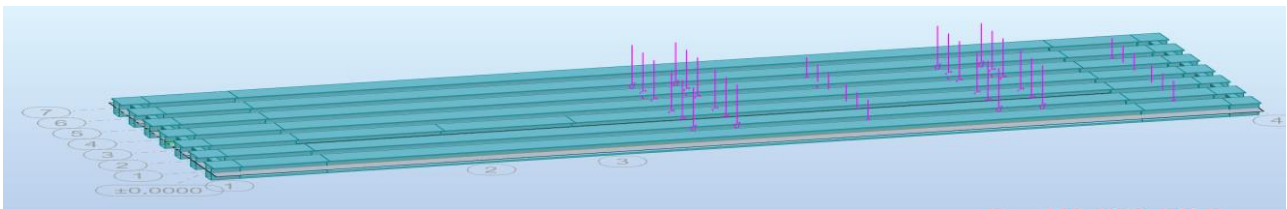


Figure V.14 Charge roulante Bc3

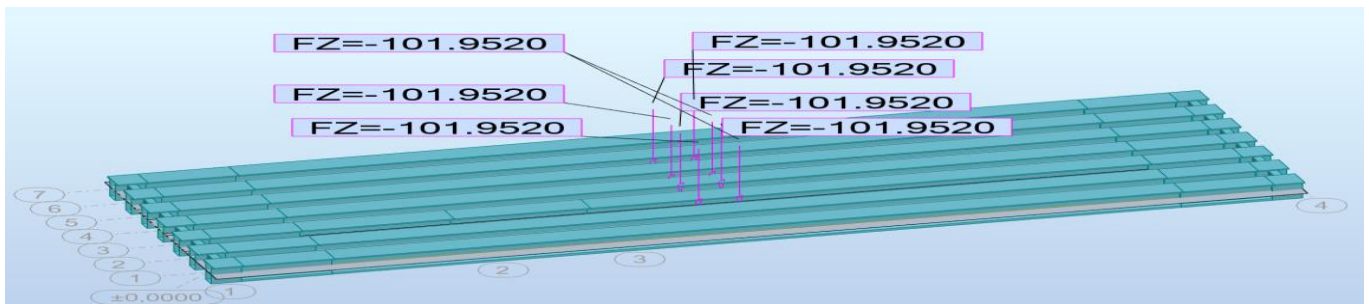


Figure V.15 Charge roulante Bt 2

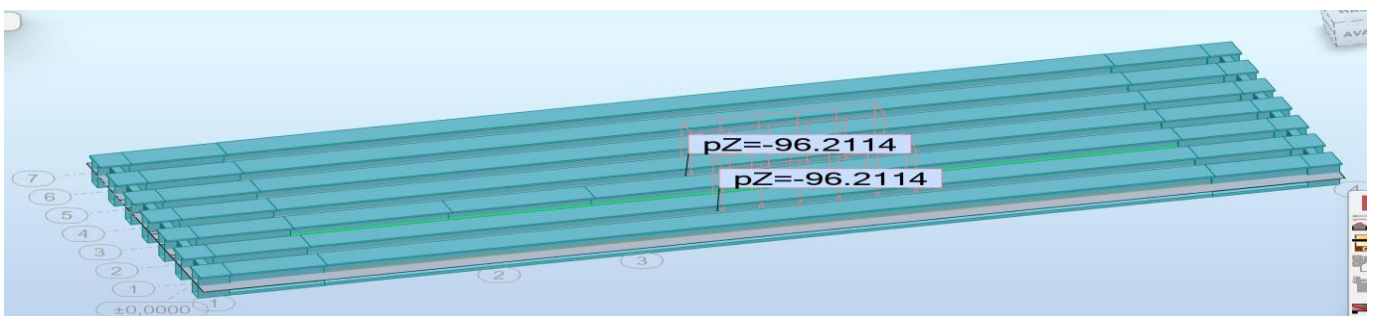


Figure V.16 Convoi militaire Mc120



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

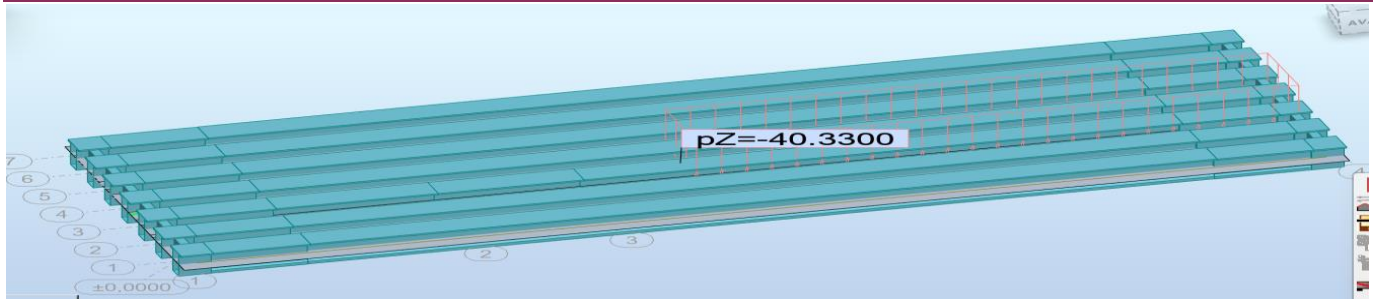


Figure V.17 Convoi exceptionnel D240

Analyse de la structure :

L'analyse de la structure est le processus de résolution des équations d'équilibre et de déformation pour déterminer les contraintes, les déformations et les déplacements dans la structure. Cela permet d'évaluer la stabilité et la sécurité de la structure.

Résultats d'analyse :

Les résultats d'analyse comprennent des informations telles que les moments maximaux, les déformations, les déplacements, les réactions d'appui, etc. Ces résultats aident les ingénieurs à prendre des décisions concernant la conception et la sécurité de la structure.

Les données sont présentées sous forme de graphiques illustrant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous examinons les charges résultantes pour les combinaisons plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Cas 1

EL	Combinaison	Poutre						
		1	2	3	4	5	6	7
ELU	$1,35G + 1,6A(l)3 + 1,6St$	9801.26 3	9861.543	9935.05 8	9971.195	9927.37 9	9813.608	9677.83 3
	$1,35G + 1,6Bc 3 + 1,6St$	9986.28 8	9799.174	9564.48 8	9291.074	9036.16 2	8613.725	8246.89 2
	$1,35G + 1,6Bt 2 + 1,6St$	8834.96 5	8859.973	8766.63 8	8403.387	7950.91 2	7387.294	7115.96 8
	$1,35G + 1,35MC 120$	9549.95 0	9515.310	8973.23 0	8650.464	7823.62 6	7309.632	6995.49 8
	$1,35G + 1,35D 240$	9843.43 2	10199.430	10523.8 24	10385.430	9682.51 9	8846.820	8130.49 2
ELS	$G + 1,2A(l)3 + St$	7275.24 7	7326.823	7386.95 4	7417.259	7385.99 9	7300.992	7198.66 4
	$G + 1,2Bc 3 + St$	7414.01 6	7280.104	7109.07 9	6907.218	6717.63 4	6401.128	6125.45 8
	$G + 1,2Bt 2 + St$	6550.52 4	6575.645	6510.63 8	6241.422	5903.66 1	5481.257	5277.26 5
	$G + MC 120$	7074.03 7	7048.378	6646.83 7	6407.751	5795.27 8	5414.542	5181.85 0
	$G + D 240$	7291.43 1	7555.134	7795.42 5	7692.912	7172.23 6	6553.187	6022.58 7

Cas 2



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

EL	Combinaison	Poutre						
		1	2	3	4	5	6	7
ELU	$1, 35G + 1, 6A(l)3 + 1, 6St$	9801.26 3	9861.543	9935.05 8	9971.195	9927.37 9	9813.608	9677.83 3
	$1, 35G + 1, 6Bc 3 + 1, 6St$	9502.66 4	9481.265	9435.30 8	9306.536	9191.28 3	8968.243	8689.74 9
	$1, 35G + 1, 6Bt 2 + 1, 6St$	8303.97 2	8364.276	8491.14 5	8574.1681	8247.33 3	7849.157	7491.78 3
	$1, 35G + 1, 35MC 120$	8408.15 6	8516.755	8861.19 9	8663.286	8641.49 5	8049.538	7668.72 4
	$1, 35G + 1, 35D 240$	9843.43 2	10199.430	10523.8 24	10385.430	9682.51 9	8846.820	8130.49 2
ELS	$G + 1, 2A(l)3 + St$	7275.24 7	7326.823	7386.95 4	7417.259	7385.99 9	7300.992	7198.66 4
	$G + 1, 2Bc 3 + St$	7051.29 8	7041.672	7012.19 4	6918.766	6833.97 5	6667.016	6457.60 1
	$G + 1, 2Bt 2 + St$	6152.27 9	6203.873	6304.03 2	6369.539	6125.97 7	5827.654	5559.12 7
	$G + MC 120$	6228.26 3	6308.707	6563.85 1	6417.249	6401.10 8	5962.621	5680.53 6
	$G + D 240$	7291.43 1	7555.134	7795.42 5	7692.912	7172.23 6	6553.187	6022.58 7

Cas 3

EL	Combinaison	Poutre						
		1	2	3	4	5	6	7
ELU	$1, 35G + 1, 6A(l)3 + 1, 6St$	9801.26 3	9861.543	9935.05 8	9971.195	9927.37 9	9813.608	9677.83 3
	$1, 35G + 1, 6Bc 3 + 1, 6St$	8592.47 5	8764.093	9030.54 3	9253.813	9429.50 4	9657.447	9812.18 3
	$1, 35G + 1, 6Bt 2 + 1, 6St$	7732.01 6	7678.923	7890.15 0	8272.537	8628.91 2	8595.884	8528.13 9
	$1, 35G + 1, 35MC 120$	7540.08 8	7556.471	7767.39 9	8374.811	8860.99 8	9230.770	9498.93 7
	$1, 35G + 1, 35D 240$	9843.43 2	10199.430	10523.8 24	10385.430	9682.51 9	8846.820	8130.49 2
ELS	$G + 1, 2A(l)3 + St$	7275.24 7	7326.823	7386.95 4	7417.259	7385.99 9	7300.992	7198.66 4
	$G + 1, 2Bc 3 + St$	6367.65 6	6503.735	6708.62 0	6879.273	7012.59 2	7183.919	7299.42 7
	$G + 1, 2Bt 2 + St$	5723.31 2	5689.858	5853.28 5	6143.284	6412.16 1	6387.699	6336.39 4
	$G + MC 120$	5585.25 1	5597.386	5753.62 9	6203.564	6536.70 2	6837.608	7036.25 0
	$G + D 240$	7291.43 1	7555.134	7795.42 5	7692.912	7172.23 6	6553.187	6022.58 7



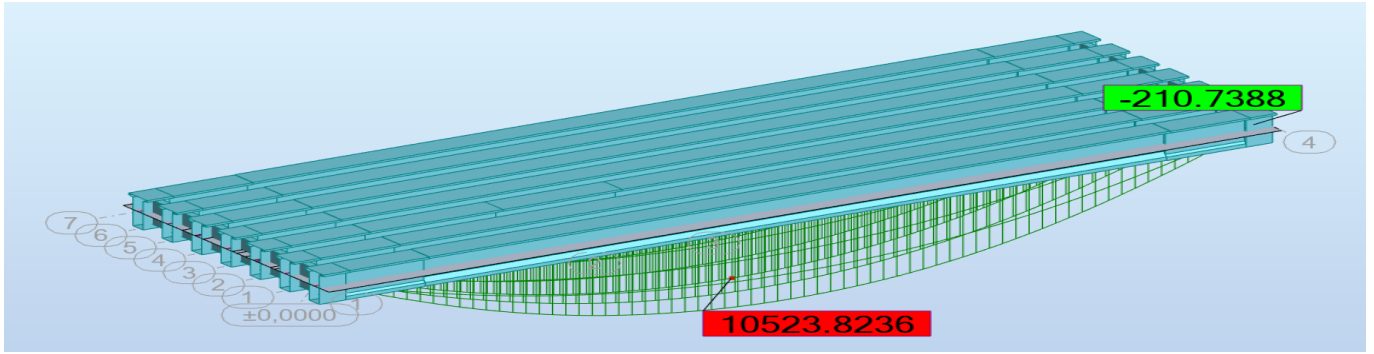


Figure V.18 Diagramme des moments fléchissant max à l'ELU

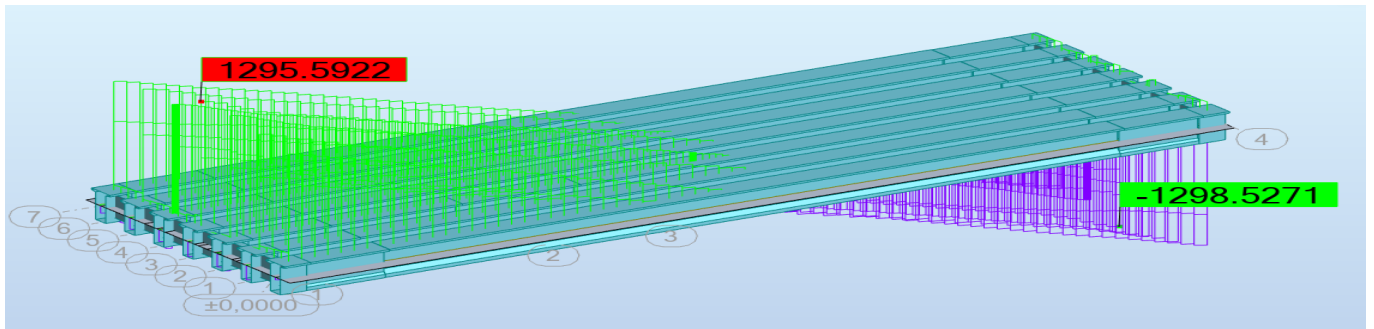


Figure V.19 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU

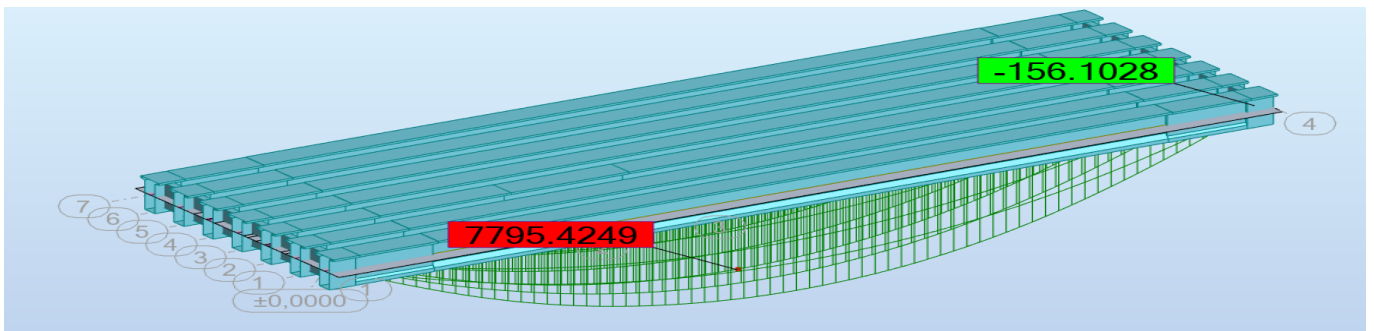


Figure V.20 Diagramme des moments fléchissant max à l'ELS

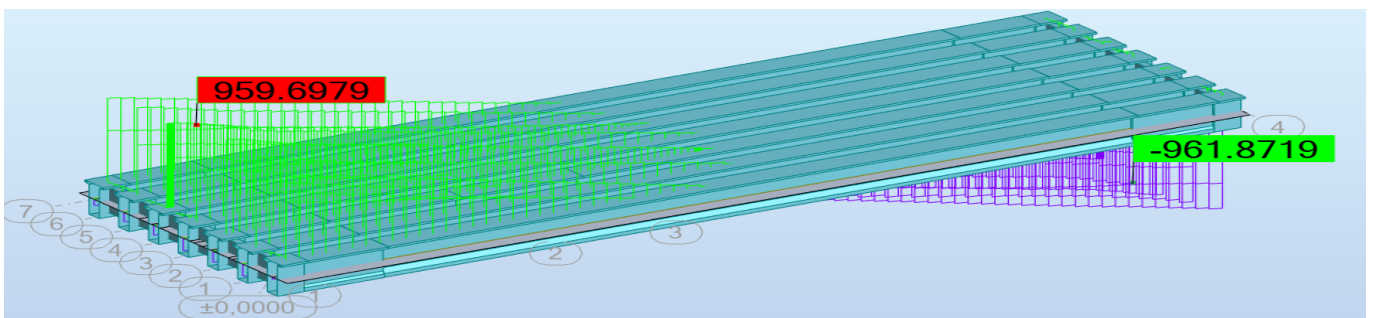


Figure V.21 Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS

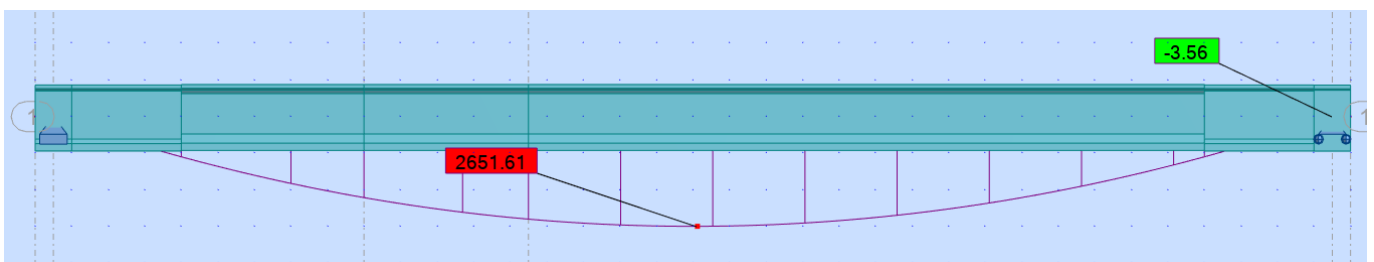


Figure V.22 Diagramme de moment fléchissant sous le poids propre de la poutre 3



CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS

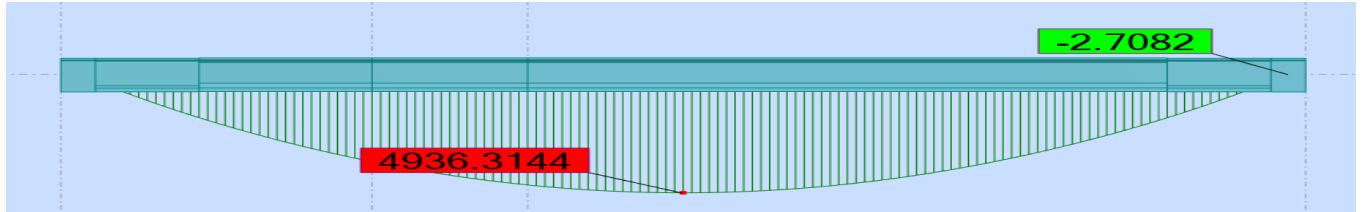


Figure V.23 Diagramme de moment fléchissant sous le poids propre de tablier de la poutre 3

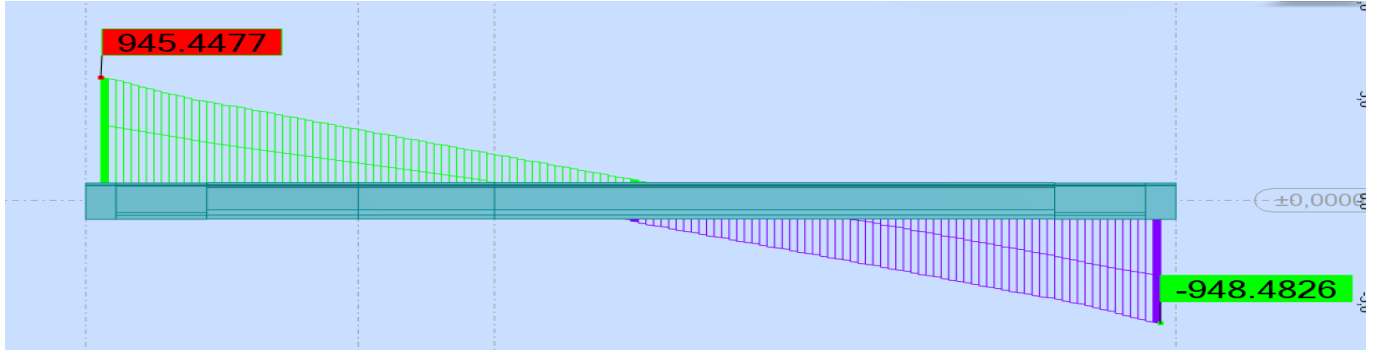


Figure V.24 Diagramme de l'effort tranchant sous le poids propre de tablier de la poutre 3

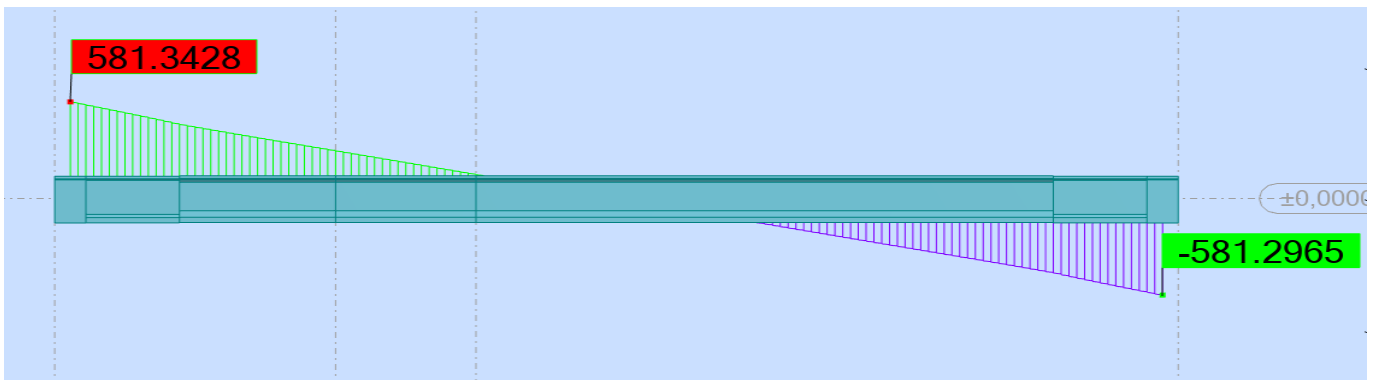


Figure V.25 Diagramme de l'effort tranchant sous le poids propre de la poutre 3

V.5 Conclusion:

Dans ce chapitre, j'ai réalisé une analyse de la répartition des charges en utilisant deux méthodes: le calcul manuel et la modélisation du tablier de ma structure à l'aide du logiciel Robot. En comparant les résultats obtenus par le calcul manuel, en utilisant la méthode des lignes d'influence et la méthode de Guyon-Massonnet, avec ceux obtenus par le logiciel Robot, j'ai constaté une légère disparité entre les deux approches.

Numéro de la poutre	La combinaison		Le moment en (KN.m)	
			G-MASSONNET	logiciel ROBOT
Poutre 3	ELU	1.35G+1.35D240	10592	10523.8236
	ELS	G+D240	7846	7795.4249

En raison de l'erreur de $\epsilon=0.65\%$ dans l'évaluation du moment sollicitant la poutre 3, la marge est considérée comme acceptable pour poursuivre l'étude du tablier en se basant sur les résultats du modèle numérique.



**CHAPITRE VI: ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre, je vais discuter du béton précontraint, une méthode qui diffère fondamentalement du béton armé. Eugène Freyssinet, l'inventeur de la précontrainte, a transformé la construction en introduisant l'idée de ne faire travailler le béton qu'en compression.

En 1928, il a défini la précontrainte comme l'application, avant les charges, de forces additionnelles qui génèrent des contraintes. La combinaison de ces contraintes avec celles des charges doit rester en dessous des limites que le matériau peut supporter sans se détériorer indéfiniment [2].

VI.2 Principe et Méthodes de la Précontrainte

La précontrainte repose sur l'application de contraintes permanentes de compression au béton. Ces contraintes compressives s'opposent aux forces de traction générées par les charges en service, maximisant ainsi l'utilisation de la résistance à la compression du béton. Pour cela, des câbles en acier sont utilisés et tendus à l'aide de vérins de précontrainte, créant une force de compression sur le béton.

Il existe deux méthodes principales pour réaliser la précontrainte: la pré-tension et la post-tension. Ces techniques permettent de tirer pleinement parti des propriétés mécaniques du béton précontraint, assurant la stabilité et la durabilité des structures [2].

VI.3 Phase d'exécution de la précontrainte par post-tension:

La phase d'exécution de la précontrainte par post-tension est la suivante:

La mise en précontrainte par post-tension est effectuée en suivant les étapes suivantes :

- ✚ Avant le bétonnage, des conduits sont placés à l'intérieur du coffrage.
- ✚ Après bétonnage, les armatures sont enfilées dans les conduits.
- ✚ Des vérins tiennent les armatures à leurs extrémités et les "ancrent".
- ✚ La mesure de l'allongement des armatures est utilisée pour contrôler leur tension.
- ✚ L'allongement des armatures est proportionnel à l'effort de traction exercé sur elles.
- ✚ Un coulis de ciment est injecté dans les conduits (parfois avec des cires ou des graisses) pour protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

VI.4 Calcul de la précontrainte :

La détermination de l'effort de précontrainte à appliquer nécessite deux étapes de réalisation.

La phase de mise en tension

La valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble peut être déterminée en calculant la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur ; complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la contrainte de traction du câble.

Variation au fil du temps

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton causé par le retrait et le fluage, ainsi que de la relaxation de l'acier. Le calcul de l'ouvrage nécessite l'ajout de cette valeur.

VI.5 Les classes de calcul

Les classes de calcul pour les ouvrages en béton précontraint sont définies par les Règles BPEL 91 et sont essentielles pour assurer la sécurité et la performance des structures. Ces classes sont classées en trois catégories: I, II, et III, chacune avec des exigences de conception et des applications spécifiques [17].

Classe I : Précontrainte modérée



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La classe I est utilisée pour les ouvrages courants où la sécurité est assurée par une précontrainte modérée. Elle convient aux structures telles que les ponts routiers, les bâtiments, etc. Les contraintes sont moins élevées, ce qui permet une conception plus souple. Cette classe est adaptée aux structures qui ne nécessitent pas une précontrainte élevée mais qui doivent encore répondre aux normes de sécurité.

Classe II : Précontrainte plus élevée

La classe II s'applique aux ouvrages nécessitant une précontrainte plus élevée. Elle est adaptée aux structures particulières, comme les ponts à longue portée, les silos, etc. Les contraintes sont plus élevées, ce qui nécessite une conception plus rigoureuse. Cette classe est utilisée pour les structures qui nécessitent une résistance accrue pour résister aux charges et aux sollicitations.

Classe III : Conditions exceptionnelles

La classe III concerne les ouvrages soumis à des conditions exceptionnelles. Elle s'applique aux structures telles que les réservoirs de stockage d'eau, les centrales nucléaires, etc. Les contraintes sont encore plus strictes, garantissant une sécurité maximale. Cette classe est utilisée pour les structures qui nécessitent une résistance extrême pour résister aux charges et aux sollicitations exceptionnelles.

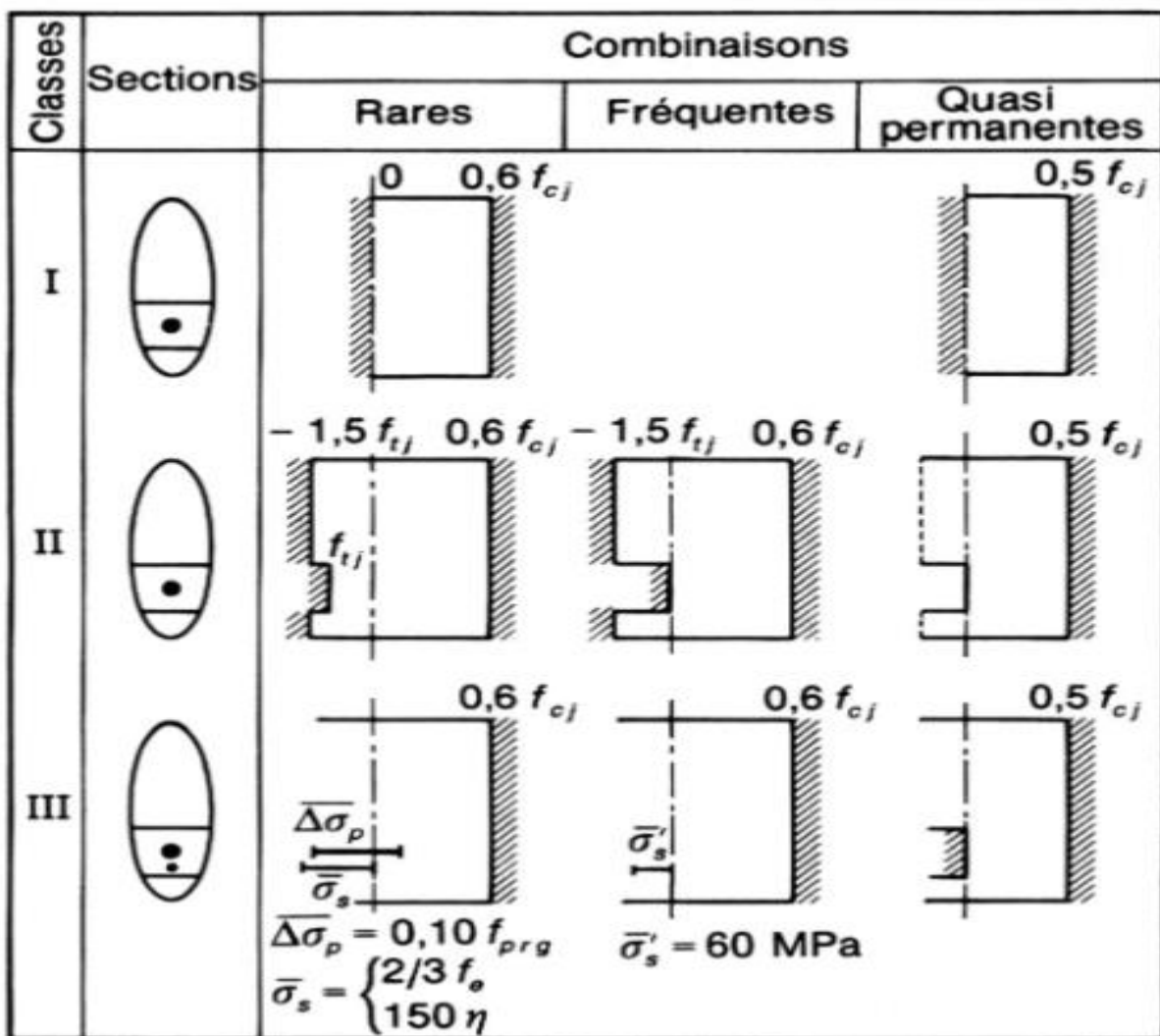


Figure VI.1 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons [17]

VI.6 Calcul du nombre de câbles :

Le nombre de câbles sera calculé à l'ELS à l'aide du BPEL et vérifié à l'ELU ; les justifications seront faites à l'aide de la classe II.

Caractéristiques de la poutre :



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1 Caractéristiques géométriques de la poutre

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+dalle	Poutre seul	Poutre+dalle
B (m²)	1.1396	1.5246	0.6850	1.0700
v' (m)	0.9439	1.1879	0.9247	1.2792
v (m)	0.8561	0.8321	0.8753	0.7408
I_G (m⁴)	0.3315	0.6017	0.2655	0.5063
i² (m²)	0.2909	0.3947	0.3876	0.4732
ρ	0.3600	0.3993	0.4789	0.4993

Caractéristiques des armatures actives :

On rappelle les caractéristiques des armatures actives évoquées dans le Chapitre IV :

Tableau VI.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures actives

Câble	Nombre de torons	A _c (m ²)	f _{prg} (Mpa)	f _{peg} (Mpa)	Diamètre de gaine (m)
T15	12	0.00168	1860	1674	0.08

Caractéristiques mécaniques du béton:

On rappelle les caractéristiques du béton établies dans le Chapitre IV :

Tableau VI.3 Caractéristiques mécaniques

f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	σ _{bt1} (MPa)	σ _{bt2} (MPa)
35	2.7	-4.05	-2.7

Avec:

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} \\ \sigma_{bt2} = -f_{t28} \end{cases}$$

Moment sollicitant :

Tableau VI.4 Moments sollicitant la poutre

M_{gp} (MN.m)	2.651
M_{max} (MN.m)	7.795
M_{min} (MN.m)	4.936

Avec :

M_{gp} moment sous poids propre de la poutre seulement.

M_{min} moment sous poids propre G.

M_{max} moment sous poids propre G et convoi D240.

VI.6.1 Détermination de la précontrainte minimale :

Les caractéristiques considérées sont celles de la poutre médiane avec hourdis La précontrainte minimale est donnée par: $P_{min} = \max(P_I; P_{II})$

Avec :



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

P_I : précontrainte minimale en section sous-critique.

P_{II} : précontrainte minimale en section sur-critique.

Leurs valeurs sont calculées par les formules suivantes :

Précontrainte minimale en section sous-critique :

$$P \geq P_I = \frac{B \times v \times v'}{I \times (v + v')} \times (M_{\max} - M_{\min})$$
$$P_I = \frac{1.0700 \times 0.7408 \times 1.2792}{0.5063 \times (0.7408 + 1.2792)} \times (7.795 - 4.936) = 2.83MN$$

Précontrainte minimale en section sur-critique :

$$P \geq P_{II} = \frac{M_{\max}}{\frac{I}{B \times v'} + v' - d'}$$
$$P_{II} = \frac{0.5063}{\frac{1.0700 \times 1.2792}{7.795} + 1.2792 - 0.20} = 5.39MN$$

Comme $P_{II} > P_I$ la section est sur-critique et la précontrainte minimale est alors :

$$P_{\min} = \max(P_I; P_{II}) = P_{II} = 5.39MN$$

VI.6.2 Détermination du nombre de câbles à mi- travée :

Le nombre de câbles est déterminé par:

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

Avec :

n : nombre de câbles.

ΔP : pertes de tension estimées à 25% de la tension initiale

P_0 : précontrainte par câble donnée par :

$$P_0 = \min\{(0,8 \times f_{prg} \times A_c); (0,9 \times f_{peg} \times A_c)\}$$
$$P_0 = \min\{(0,8 \times 1860 \times 0.00168); (0,9 \times 1674 \times 0.00168)\}$$
$$P_0 = \min(2.499; 2.531)$$
$$\Rightarrow P_0 = 2.499MN$$

Donc :

$$n \geq \frac{5.39}{(1 - 0.25)2.499}$$
$$n \geq 2.87$$

Je prend donc : **3** câbles 12T15.

VI.6.3 Vérification de la borne supérieure :

Pour s'assurer que P_0 n'est pas excessive et éviter le surplus des câbles, je vérifie la condition suivante :

$$0,75nP_0 \leq B_{nette}\sigma_{bc} - \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h}$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21MPa$.

$$0,75 \times 3 \times 2.499 \leq 1.055 \times 21 - \frac{7.795 - 4.936}{0.4993 \times 2.02}$$
$$\Rightarrow 5.6227 \leq 19.320 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

VI.6.4 Vérification du nombre de câbles en about

Les caractéristiques considérées sont celles de la section médiane seule. Les contraintes doivent satisfaire les conditions suivantes:



$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + M_{gp}) \geq -1,5f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + M_{gp}) \leq 0,6f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec:

e_0 : excentricité de la précontrainte donnée par :

$$e_0 = -(v' - d') = -(0.9247 - 0.200) = -0.7247$$

$$\begin{cases} \frac{P}{0.670} + \frac{0.8753}{0.4121} (P \times -0.7247 + 2.651) \geq -1,5f_{tj} \\ \frac{P}{0.670} - \frac{0.9247}{0.4121} (P \times -0.7247 + 2.651) \leq 0,6f_{cj} \end{cases}$$

Ce qui Donne:

$$\Rightarrow \begin{cases} P \leq 13.86MN \\ P \leq 7.60MN \end{cases}$$

Le nombre de câbles sera alors:

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

Je considère des pertes faibles (10%) à l'about pour nous placer dans un cas défavorable.

$$n \leq \frac{7.60}{0.9 \times 2.499}$$

$$n \leq 3,37$$

Donc les 3 câbles vérifient la limite de contrainte à l'about.

VI.6.5 Vérification des contraintes normales :

La vérification des contraintes se fera pour les différentes étapes de réalisation en s'assurant que la contrainte appliquée est admissible et ce en vérifiant l'inégalité:

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

Avec:

$$\sigma = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_{Mp}$$

σ : contrainte à la fibre supérieure ou inférieure selon v et v' respectivement.

σ_g : contrainte due au poids propre avec $\sigma_g = \frac{M_g v}{I_G}$ où M_g est le moment sous poids

σ_p : contrainte due à la précontrainte $\sigma_p = \frac{P}{B}$

σ_{Mp} : contrainte due au moment de la précontrainte $\sigma_{Mp} = \frac{M_p v}{I_G}$

σ_{min} : contrainte minimale admissible.

σ_{max} : contrainte maximale admissible.

La condition à vérifier sera donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{min}} \leq \sigma_{\text{sup}} \leq \sigma_{\text{max}} \\ \sigma_{\text{min}} \leq \sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{\text{max}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{min}} \leq \frac{P}{B} - (Pe_0 - M) \frac{v}{I} \leq \sigma_{\text{max}} \\ \sigma_{\text{min}} \leq \frac{P}{B} + (Pe_0 - M) \frac{v'}{I} \leq \sigma_{\text{max}} \end{cases}$$

VI.6.6 Etapes de la vérification :

Les contraintes admissibles à vérifier lors des phases de réalisation sont indiquées sur la figure suivante :

Première étape (7 jours) :

- ✚ La mise en tension est à 50%.
- ✚ Les pertes considérées sont de 5%.
- ✚ Le moment sollicitant est celui du poids propre de la poutre seule.



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Deuxième étape (28 jours) :

- ✚ La mise en tension est à 100%.
- ✚ Les pertes considérées sont de 10%.
- ✚ Le moment sollicitant est celui du poids propre de la poutre seule.

Troisième étape (après coulage de la dalle):

- ✚ Les pertes considérées sont de 15%.
- ✚ Le moment sollicitant est celui du poids propre de l'ouvrage à vide.
- ✚ La section résistante considérée est celle de la poutre seule.

Quatrième étape (après durcissement de la dalle):

- ✚ Les pertes considérées sont de 15%.
- ✚ Le moment sollicitant est celui du poids propre de l'ouvrage à vide.
- ✚ La section résistante considérée est celle de la poutre avec hourdis

Cinquième étape (en service):

- ✚ Les pertes considérées sont de 25%.
- ✚ Le moment sollicitant est celui de la combinaison maximale à l'ELS (G+D240)
- ✚ La section résistante considérée est celle de la poutre avec hourdis.

Tableau VI.5 récapitulatif des contraintes admissibles

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
f_{c7} (Mpa)	23.18	35.00	35.00	35.00	35.00
f_{t7} (Mpa)	1.99	2.70	2.70	2.70	2.70
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (Mpa)	-1.39	-1.89	-1.89	-1.89	-2.70
$\bar{\sigma}_{bt1}$ (Mpa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	13.91	21.00	21.00	21.00	21.00
$\Delta P\%$	5	10	15	20	25
Nombre de cable	3	3	3	3	3

Tableau VI.6 données géométrique dans chaque phase

	Ig (m ⁴)	B (m ²)	v (m)	v' (m)
Phase 1	0.2655	0.685	0.8753	0.9247
Phase 2	0.2655	0.685	0.8753	0.9247
Phase 3	0.2655	0.685	0.8753	0.9247
Phase 4	0.5063	1.0700	0.7408	1.2792
Phase 5	0.5063	1.0700	0.7208	1.2792



Tableau VI.7 vérification des contraintes.

Phase	e0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.7227	2.6510	3.5623	5.4528	4.9338	C.V
Phase 2	0.7227	2.6510	6.7496	2.5117	17.6094	C.V
Phase 3	0.7227	4.9360	6.3746	10.3909	8.1598	C.V
Phase 4	1.0772	4.9360	5.9996	3.3732	9.4646	C.V
Phase 5	1.0772	7.7950	5.6246	7.7283	0.8702	C.V

VI.6.7 Tracer et disposition constructif des câbles

VI.6.7.1 Section d'about

Le plan des câbles sera dévié sur le plan vertical pour contrer l'effet du moment variable le long de la poutre tout en conservant un alignement droit nécessaire à l'ancrage d'environ 1 mètre au voisinage de l'about. La disposition de la plaque d'ancrage sera respectée lorsqu'on choisira la disposition des autres câbles.

La forme parabolique de deuxième degré d'équation est généralement utilisée :

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

VI.6.7.2 Position des câbles 1°, 2° et 3° sortant de l'about

Les câbles sont disposés en about de manière à ce que les efforts de précontrainte résultants soient proportionnels au centre de gravité (moyenne du centre de gravité de la poutre seule et du centre de gravité de la poutre avec hourdis).

Le câble central sera placé de cette manière :

$$\frac{v'_{\text{poutre seule}} + v'_{\text{poutre + hourdis}}}{2} = \frac{0.9247 + 1.2792}{2} \approx 1.0722 \text{ m}$$

Les espacements à respecter entre câbles sont montrés sur la figure suivante :

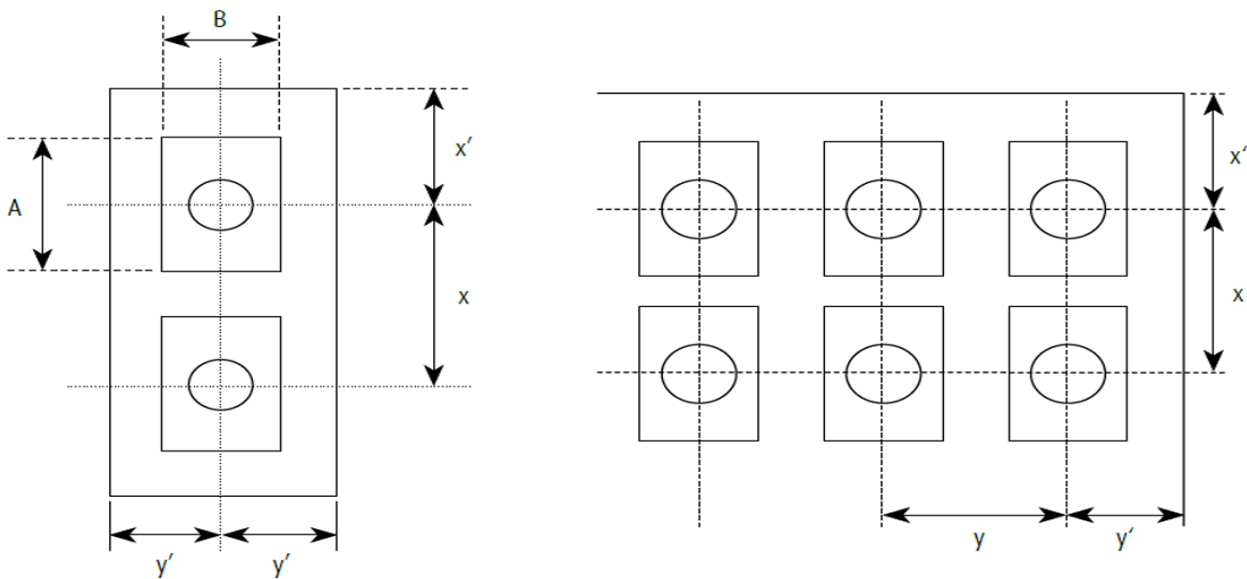


Figure VI.2 Espacements à respecter entre câbles

Où X et Y doivent vérifier : $X \geq 0.85a$ et $Y \geq 0.85b$
 Les valeurs de a et b



Distances a et b

Unités	a = b (mm)		
	f _{cm,o} (MPa)		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure VI.3 valeurs des espacements a et b (Freyssinet)

En interpolant pour notre résistance de $f_{c28} = 35\text{MPa}$ on obtient :

$$a = 370 \text{ mm}$$

Donc :

$$X \geq 314 \text{ mm}$$

On prend un espacement : $X = 0.350 \text{ m}$.

La disposition des câbles retenue en about est montrée sur la figure suivante :

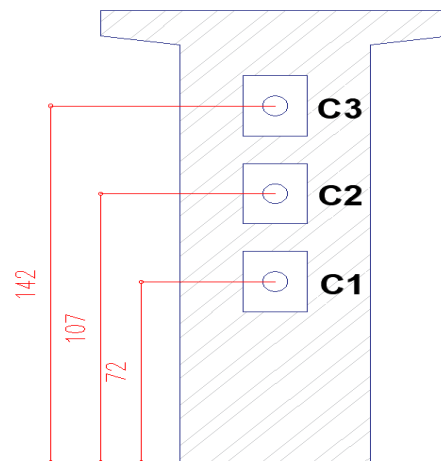


Figure VI.4 Disposition des câbles en about

VI.6.7.3 Position des câbles 1°, 2° et 3° à mi travée section médiane:

Les conditions constructives à respecter qui dictent la disposition sont les suivantes :

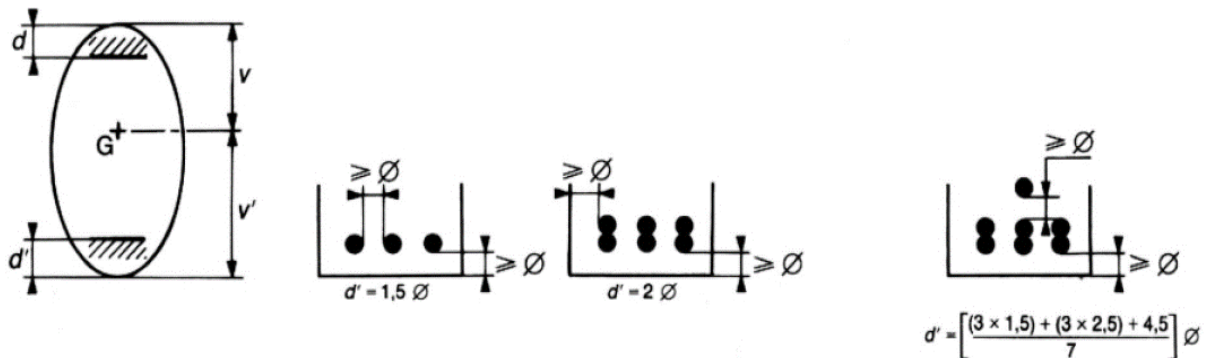


Figure VI.5 Conditions constructives sur les câbles



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Où le diamètre de la gaine est $\varnothing = 8$ cm dans notre cas.

Les câbles seront placés sur l'axe de la poutre pour éviter la torsion :

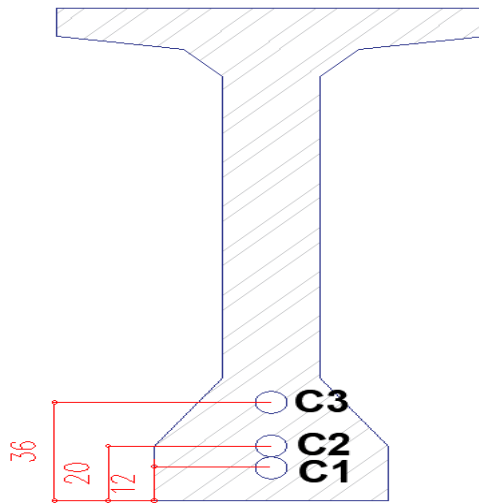


Figure VI.6 Disposition des câbles à mi-travée

Les conditions à vérifier sont donc :

$$12 \geq 1.5\varnothing \Rightarrow 12 \geq 12 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$36 - 20 \geq 2\varnothing \Rightarrow 16 \geq 16 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

VI.6.7.4 Trajectoire des câbles

Étant donné que les dispositifs d'ancrage sont linéaires, une partie des câbles aura une trajectoire linéaire dans les environs des abouts. Chaque about doit avoir une distance de 12 cm pour permettre le cachetage de la précontrainte. En général, la profondeur d'ancrage est de 1 m et la partie linéaire s'étend sur 88 cm en soustrayant les 12cm de cachetage.

Dans ce qui suit, on considère l'origine du repère des équations coïncidant avec la fibre inférieure à mi-travée.

Les positions fixées des câbles en about et milieu de la poutre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Position des câbles en mi-travée et en about

	Yi (m)	
	X = 0	X = L/2
C1	0.72	0.12
C2	1.07	0.2
C3	1.42	0.36

La prochaine étape consiste à tracer le câble en fonction de la position des gains à la section médiane et à la section d'about.

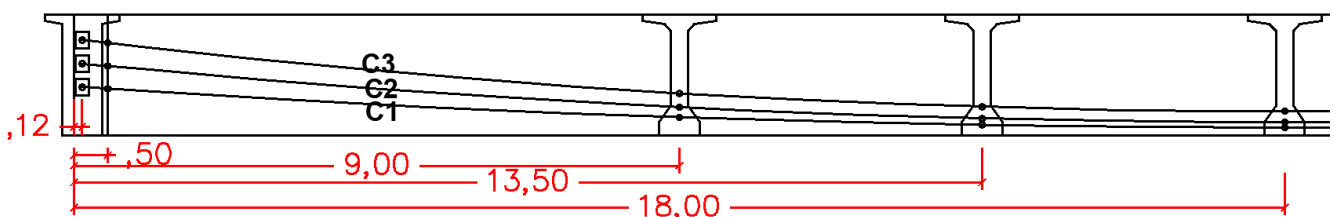


Figure VI.7 Vue en plan des câbles

VI.6.7.4.1 Détermination de l'angle de relevage :



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

Telle que :

V_M : Effort tranchant en charge sous combinaison (G + D240);

$V_M = 0.945\text{MN}$.

V_m : Effort tranchant à vide sous combinaison (G) ;

$V_m = 0.581\text{MN}$.

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en ELS :

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}\right)}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre normale :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$B_{n(P+D)}$: Surface nette de la section about + dalle :

$$B_{n(P+D)} = B_{(P+D)} - n \left(\pi \frac{\phi^2}{4} \right)$$

b_n : Largeur net de la section d'about:

$$b_n = b_{\text{about}} - (n \times \phi)$$

n : Nombre de gaine par lit.

ϕ : Diamètre de la gaine.

Tableau VI.9 Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage

bn	Bn	P	σ_x	$\bar{\tau}$	\bar{V}
0.52 m	1.5095 m ²	5.6246MN	3.7261MPa	2.6344MPa	2.2138MPa

D'où : $-13.04 \leq \alpha \leq 29.794$

Je prend l'angle mesuré avec le logiciel Autocad.

Tableau VI.10 Angle de relevage pour chaque câble

N° Câbles	1	2	3
Angle de relevage α	3.75°	5.44°	6.62°

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{l^2} \text{ et } \beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.11 Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons

N° câble	l (m)	αrel (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0.12	1	18			
C1	33.76	3.75	0.720	0.654	0.120	0.534	266.565	0.063
C2	33.76	5.44	1.070	0.975	0.200	0.775	183.884	0.092
C3	33.76	6.62	1.420	1.304	0.360	0.944	150.928	0.112

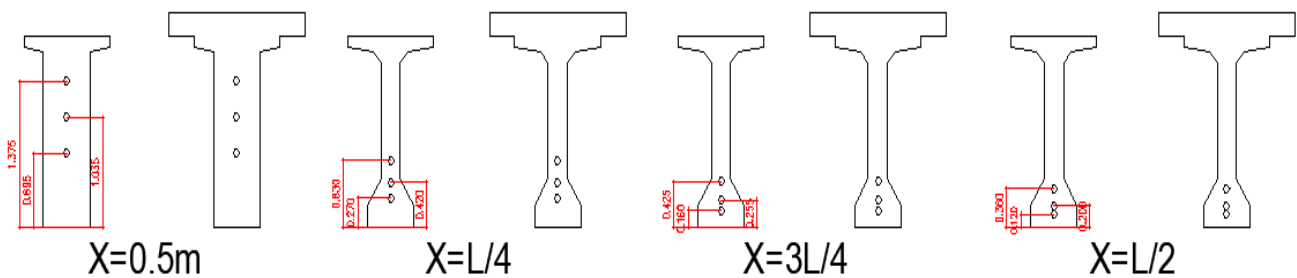


Figure VI.8 Section nette

Tableau VI.12 Calcul des caractéristiques nettes de la poutre

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.800	2.020	1.800	2.020	1.800	2.020	1.800	2.020
Bnette (m²)	1.125	1.510	0.670	1.055	0.670	1.055	0.670	1.055
vn (m)	0.701	0.674	0.864	0.729	0.861	0.727	0.860	0.726
v'n (m)	1.099	1.346	0.936	1.291	0.939	1.294	0.940	1.294
InG (m⁴)	0.330	0.600	0.262	0.495	0.259	0.491	0.258	0.489
ρ (%)	38.12	43.82	48.29	49.88	47.80	49.52	47.61	49.37

VI.6.8 Pertes de précontrainte :

La perte de précontrainte est le terme utilisé pour décrire comment la précontrainte initiale appliquée par les vérins perd une partie de sa tension. Cette perte de tension varie selon la position du point en question le long de la poutre et au fil du temps [17].

Il est possible de classer ces pertes en deux catégories en fonction de leur temps d'apparition après la tension initiale.

- ✚ Pertes instantanées : elles apparaissent peu de temps après l'activation.
- ✚ Pertes différées : elles surviennent après une période prolongée de mise en tension.

VI.6.8.1 Pertes instantanées

VI.6.8.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Ces pertes sont déterminées par la formule:

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

Avec :

x : distance depuis les organes de mise en tension jusqu'à la section considérée.

σ_{p0} : contrainte de tension à l'origine.

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = 1488\text{MPa}$$

β : angle de frottement qui représente la variation de l'angle sur la distance x , donné par :

$$\beta(x) = \alpha(x) - \alpha(0)$$

f : coefficient de frottement en courbe.

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

Les valeurs de ces coefficients sont obtenues par le tableau suivant :

Tableau VI.13 Valeurs moyennes des coefficients f et φ [17]

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Notre cas étant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le câble ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise} \\ R \geq 6\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} \varphi = 0.002 \text{ m}^{-1} \\ f = 0.18\text{rad}^{-1} \end{cases}$$

Les valeurs des pertes à différentes sections sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Pertes par frottement

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	18	0.063	0.047	68.88	75.41	5.07%
C2	18	0.092	0.053	76.14		
C3	18	0.112	0.056	81.22		

VI.6.8.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou des fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes.



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La formule utilisée pour calculer ces pertes est la suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{po} \times k(d - x)$$

Avec:

$$k : \text{coefficient égal à : } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi = 0.18 \frac{\beta}{l} + 0.002$$

l : longueur du câble tiré, on suppose dans un premier temps que la précontrainte sera appliquée des deux côtés et on considère $l = 18$ m.

$$d : \text{distance à laquelle s'annule la perte par recul d'ancrage : } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{po} \times k}}$$

g : intensité du recul d'ancrage : $g = 6$ mm (d'après ALGA).

On aura donc :

$$d = \sqrt{\frac{190 \times 10^3 \times 6 \times 10^{-3}}{1488 \times k}}$$

Les valeurs de d et k calculées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 Valeurs des paramètres d et k

Câble	$l(m)$	$\beta(rad)$	k	$d(m)$
1	18	0.063	0.0026	17.06
2	18	0.092	0.0029	16.20
3	18	0.112	0.0031	15.67

Je remarque que $d < \frac{l}{2}$ et donc la perte par recul d'ancrage n'atteint pas le milieu de la poutre. Il est alors possible d'appliquer la précontrainte des deux côtés.

Les valeurs des pertes sont calculées à différentes sections de la poutre :

Tableau VI.16 Pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	β (rad)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	18	0.063	0.0026	17.06	0	133.67
C2	18	0.092	0.0029	16.20	0	140.71
C3	18	0.112	0.0031	15.67	0	145.46

VI.6.8.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Ne pouvant être effectuée qu'un câble à la fois, la mise en tension des câbles entraînera un raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles. De même, la mise en tension du deuxième câble entraînera un raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles. La formule suivante sera utilisée pour calculer les pertes, qui dépendent du nombre de câbles:

$$\Delta\sigma_e = \frac{1E_p}{2E_{ij}} \sigma_{bi}$$

σ_{bi} : désignant la contrainte au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j de la mise en précontrainte.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times e}{I_g} - \frac{M_{gp} \times e}{I_g}$$

où :



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$P = nA_c(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\varphi) = 3 \times 0.00168(1488 - \Delta\sigma_\varphi)$$

$$e = v' - \text{moy}(Y_1; Y_2; Y_3)$$

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané du béton.

σ_{bj} : désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

M_g : moment max de la poutre seule.

B : surface de la poutre seule.

Tableau VI.17 Perte par raccourcissement du béton.

Mg(MN.m)	E_{ij} (Mpa)	e(m)	B(m ²)	I_G (m ⁴)	n câbles	σ_{bi} (Mpa)	σ_e (Mpa)	$\sigma_e\%$
2.651	35981.73	0.713 7	0.6699	0.2578	3	17,356	45.82	3.08%

VI.6.8.2 Pertes de tension différées

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

Perte de tension due au retrait du béton, $\Delta\sigma_r$.

Perte de tension due au fluage du béton, $\Delta\sigma_n$.

Perte de tension due à la relaxation d'acier, $\Delta\sigma_p$.

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

VI.6.8.2.1 Pertes par retrait du béton

Lorsque le béton se contracte au fil du temps, il se décompose en raison de deux causes principales : l'évaporation de son excès d'eau et des réactions chimiques internes. Dans la plupart des cas, ce phénomène apparaît dans les premiers mois après la coulée du béton.

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

ε_r : retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte climatique de l'Algérie.

$r(j)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

E_p : module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p = 190000\text{MPa}$).

Je peut négliger $r(j)$ devant, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

$$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190000 = 38\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 2.55\%$$

VI.6.8.2.2 Pertes par fluage

Le fluage du béton est une déformation du béton à la suite d'une contrainte continue. En revanche, lorsque le fluage est retiré, il commence au moment du chargement et se développe au fil du temps

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

Avec:

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times e}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

$$\text{Et : } P = P_0 n (1 - \Delta\sigma_\varphi - \Delta\sigma_e)$$



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.18 Perte par fluage.

Mp (MN. m)	E_{ij} (Mpa)	e (m)	B (m ²)	P (MN)	I_{nette} (m ⁴)	v'	σ_b (Mpa)	σ_{fi} (Mpa)	σ_{fi} %
4.936	35981.73	1.0676	1.0549	6.8091	0.4892	1.2943	11.81	155.88	10.48%

VI.6.8.2.3 Les pertes par relaxation des aciers :

La relaxation se manifeste par la réduction de la tension dans les armatures précontraintes tout en maintenant leur longueur initiale. Ce processus est influencé par des variables telles que la température, la durée et la contrainte exercée sur les aciers.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

$\rho_{1000}(\%)=2.5\%$: Relaxation garantie à 1000 h,

μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19 Pertes par relaxation

Δσ_{rel}	62.49MPA
	4.20%

VI.6.8.3 Les pertes totales

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

$$\Delta\sigma_{Inst} = \sigma e + \Delta\sigma\varphi_{Moy}$$

$$\Delta\sigma_{Diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{Fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

Tableau VI.20 Pertes totales

	MPa	%
Δσ_{Inst}	121.24	8.15
Δσ_{Diff}	245.95	16.53
Δσ[∞]	367.19	24.68

Il est observé que le taux de pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 25 %.

VI.6.9 Calcul justificatif des poutres

VI.6.9.1 Vérification à l'ELS

Les valeurs exactes des caractéristiques géométriques nettes et des pertes de précontrainte sont utilisées pour refaire la vérification des contraintes.

VI.6.9.1.1 Vérification des contraintes normales :

La condition à vérifier sur les contraintes normales est :



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} \leq \sigma_{\sup} \leq \sigma_{\max} \\ \sigma_{\min} \leq \sigma_{\inf} \leq \sigma_{\max} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} \leq \frac{P}{B} - (Pe_0 - M) \frac{v}{I} \leq \sigma_{\max} \\ \sigma_{\min} \leq \frac{P}{B} + (Pe_0 - M) \frac{v'}{I} \leq \sigma_{\max} \end{array} \right.$$

Les contraintes limites en exécution et en service étant :

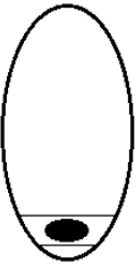
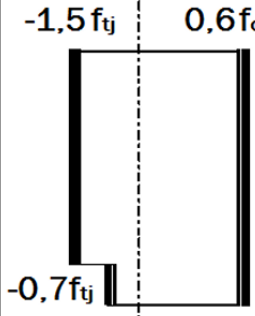
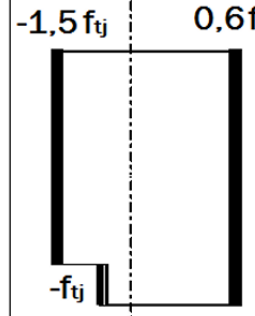
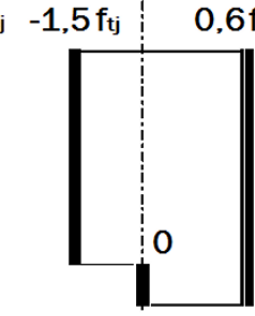
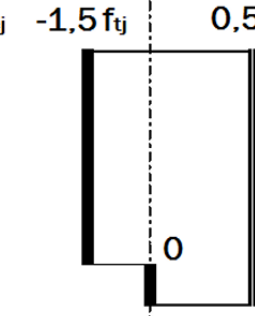
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II 	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$  $-0,7 f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$  $-f_{tj}$	$-1,5 f_{tj}$ $0,6 f_{cj}$  0	$-1,5 f_{tj}$ $0,5 f_{cj}$  0

Figure VI.9 Contraintes admissibles pour les différentes phases et combinaisons (classe II) [17]

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.21 Limitation des contraintes

$j \geq 28$ jours	$\overline{\sigma_{bcj}} = 21,00 \text{ MPa}$ Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \text{ MPa}$
	$\overline{\sigma_{bt2}} = -1,89 \text{ MPa}$ Exécution
$j = 7$ jours	$\overline{\sigma_{bcj}} = 13,91 \text{ MPa}$ Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}} = -2,99 \text{ MPa}$
	$\overline{\sigma_{bt2}} = -1,39 \text{ MPa}$ Exécution
	$\overline{\sigma_{b2}} = -1,99 \text{ MPa}$ Q.Rares

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte selon (article 4.1.31.BPEL) :

En phase de construction : $P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P$

En phase d'exploitation : $P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P$

Avec ΔP étant les pertes totales de précontrainte.

Les excentricités seront calculées par rapport à la hauteur moyenne des trois câbles :



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.22 Hauteurs moyennes des trois câbles à différentes abscisses

	$Y_1(m)$	$Y_2(m)$	$Y_3(m)$	$Y_{moy} (m)$
$x = 0,5$	0.6951	1.0330	1.3759	1.0347
$x = L/4$	0.2718	0.4200	0.6279	0.4399
$x = 3L/8$	0.1580	0.2550	0.4269	0.2800
$x = L/2$	0.1200	0.2000	0.3600	0.2267

On considère les pertes à travers les différentes phases comme suit :

- ✚ Phase 1 (7 jours) : les pertes sont à 50% des pertes instantanées.
- ✚ Phase 2 (28 jours): les pertes sont à 100% des pertes instantanées.
- ✚ Phase 3 (après coulage de la dalle): les pertes sont à 50% des pertes différées et 100% des pertes instantanées.
- ✚ Phase 4 (en service sous charge D_{240}) : les pertes sont à 100% des pertes totales.

Tableau VI.23 Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	$\frac{d}{x=3L/8}$	d x=L/2
Phase 1	3	50	4.07	3.70	3.49	1.03	0.44	0.28	0.23
Phase 2	3	100	8.15	7.16	6.62	1.03	0.44	0.28	0.23
Phase 3	3	100	12.28	6.91	6.24	1.03	0.44	0.28	0.23
Phase 4	3	100	24.68	6.17	5.13	1.03	0.44	0.28	0.23

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes et la vérification de ces dernières avec :

$$\sigma_p = M \times \frac{v'}{I_G}$$

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{B} \pm P_1 \times e_0 \times \frac{v'}{I_G}$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2}{B} \pm P_2 \times e_0 \times \frac{v'}{I_G}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_p + \sigma_1$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_p + \sigma_2$$



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.24 Vérification des contraintes normales

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.0647	0.4957	0.6592	0.7137	0.0647	0.4957	0.6592	0.7137
MEls		0.0000	1.9580	2.4780	2.6510	0.0000	1.9580	2.4780	2.6510
P1 (MN)		3.7025	3.7025	3.7025	3.7025	7.1607	7.1607	7.1607	7.1607
P2 (MN)		3.4915	3.4915	3.4915	3.4915	6.6163	6.6163	6.6163	6.6163
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.0000	6.4698	8.2389	8.8394	0.0000	6.4698	8.2389	8.8394
	σ_{inf}	0.0000	-7.0027	-6.4612	-9.6703	0.0000	-7.0027	-8.9893	-9.6703
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.7841	-0.5375	-2.5885	-3.2845	5.3844	-1.0395	-5.0061	-6.3522
	σ_{inf}	4.0906	12.0910	14.3817	15.1668	7.9111	23.3839	27.8140	29.3323
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.6254	-0.5068	-2.4409	-3.0972	4.9751	-0.9604	-4.6255	-5.8692
	σ_{inf}	3.8574	11.4017	13.5617	14.3021	7.3097	21.6061	25.6994	27.1023
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.7841	5.9323	5.6504	5.5549	5.3844	5.4303	3.2328	2.4873
	σ_{inf}	4.0906	5.0883	7.9205	5.4965	7.9111	16.3812	18.8246	19.6620
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.6254	5.9630	5.7980	5.7422	4.9751	5.5094	3.6134	2.9702
	σ_{inf}	3.8574	4.3990	7.1005	4.6318	7.3097	14.6034	16.7101	17.4320
		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.3114	0.8513	1.0135	1.0676	0.3114	0.8513	1.0135	1.0676
MEls		0.0000	3.6390	4.6110	4.9360	0.0000	3.6390	7.3070	7.7950
P1 (MN)		6.9128	6.9128	6.9128	6.9128	6.1690	6.1690	6.1690	6.1690
P2 (MN)		6.2444	6.2444	6.2444	6.2444	5.1287	5.1287	5.1287	5.1287
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.0000	5.3556	6.8240	7.3223	0.0000	5.3556	10.8139	11.5634
	σ_{inf}	0.0000	-9.4884	-12.1498	-13.0594	0.0000	-9.4884	-19.2536	-20.6236
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.1619	-2.1078	-3.8160	-4.3952	1.9293	-1.8811	-3.4054	-3.9223
	σ_{inf}	9.4086	21.8972	25.0145	26.0794	8.3963	19.5412	22.3231	23.2734
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1.9529	0.7626	-0.0966	-3.9703	3.9022	1.4452	-0.1831	-3.2609
	σ_{inf}	8.4989	19.7801	22.5960	23.5579	6.9805	16.2461	18.5589	19.3490
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.1619	3.2478	3.0080	2.9270	1.9293	3.4746	7.4085	7.6411
	σ_{inf}	9.4086	12.4088	12.8647	13.0200	8.3963	10.0528	3.0695	2.6498
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1.9529	6.1182	6.7273	3.3520	3.9022	6.8008	10.6307	8.3025
	σ_{inf}	8.4989	10.2916	10.4462	10.4985	6.9805	6.7577	-0.6947	-1.2747

Donc toutes les contraintes maximales vérifient les contraintes admissibles.

VI.6.9.1.2 Vérification des contraintes tangentielles:



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Dans la vérification des contraintes tangentielles, nous avons besoin de vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x \leq 0.4f_{cj}$ on aura $\bar{\tau}_1 \leq \bar{\tau}_2$, il ne restera qu'à vérifier $\tau \leq \bar{\tau}_1$.

Tel que:

$$\tau = \frac{V_{red} S_n(y)}{I_N b_n} \quad \text{avec: } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin(\alpha_i)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{avec: } P = \sum P_i \cos(\alpha_i)$$

Tableau VI.25 Paramètres utilisées pour la vérification des contraintes tangentielles

Câble	α	$P(MN)$	$P\cos(\alpha)$	$P\sin(\alpha)$
1	3.75	1.88	1.88	0.12
2	5.44	1.88	1.87	0.18
3	6.62	1.88	1.87	0.22
		Somme	5.62	0.52

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{5.62}{1.5095} = 3.7256 \text{MPa} \leq 0.4f_{c28} = 14 \text{MPa}$$

On vérifie donc que $\tau \leq \bar{\tau}_1$:

$$\tau = \frac{(0.945 - 0.52) \times 0.5026}{0.6001 \times 0.52} = 0.687 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right)} = \sqrt{0.4 \times 2.7 \left(2.7 + \frac{2}{3} \times 3.7256 \right)} = 2.3661 \text{MPa}$$

Les conditions sur les contraintes tangentielles sont donc vérifiées à l'ELS.

VI.6.9.2 Vérification à l'ELU

Les éléments d'une poutre doivent être justifiés vis-à-vis de l'état-limite ultime en vérifiant la résistance des armatures transversales et la résistance des bielles comprimées.

VI.6.9.2.1 Vérification de l'inclinaison des bielles

En désignant par β_u l'angle entre les fissures et la fibre moyenne de la poutre:

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

La condition à vérifier est : $\beta_u \leq 30^\circ$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau du centre de gravité

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{5.62}{1.5095} = 3.7256 \text{MPa} \leq 0.4f_{c28} = 14 \text{MPa}$$

τ_u : contrainte tangentielle ultime

$$\tau_u = \frac{V_{ured} S_n(y)}{I_N b_n} = \frac{(1.28 - 0.52) \times 0.5026}{0.6001 \times 0.52} = 1.2265 \text{MPa}$$

l'obtient donc :

$$\Rightarrow \beta_u = 16.68^\circ \leq 30^\circ$$

La condition est donc vérifiée.



VI.6.9.2 Justification du béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.2265 \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

VI.6.9.3 Ferrailage passif

Même en classe I ou II, il est nécessaire de disposer d'armatures passives en cas de précontrainte. Le ferrailage passif des poutres précontraintes se compose de [11]:

- ✚ Des armatures longitudinales des zones tendues, qui ressemblent à une condition de non fragilité.
- ✚ Des armatures de peau longitudinales et transversales, dont le rôle consiste essentiellement à limiter les fissurations susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que le retrait différentiel et les gradients thermiques.
- ✚ Des armatures transversales calculé à l'effort tranchant.

VI.6.9.3.1 Armature longitudinal

Pour contrer les effets de traction, nous avons besoin d'armatures longitudinales qui représentent au moins :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} f_{tj}}{f_e \sigma_{bt}} \quad [17]$$

B_t : l'aire de la section de béton en traction. $B_t = 0.1485 \text{ m}^2$;

σ_{bt} : la valeur absolue de la contrainte maximale de traction. $\sigma_{bt} = 1.28 \text{ MPa}$;

σ_{Nbt} : contrainte de traction correspondant au centre de gravité $\sigma_{Nbt} = 0.660 \text{ MPa}$;

y_i : hauteur du centre de gravité de la partie tendue $y_i = 0.13$;

N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes $N_{bt} = B_t \sigma_{Nbt} = 0.098 \text{ MN}$

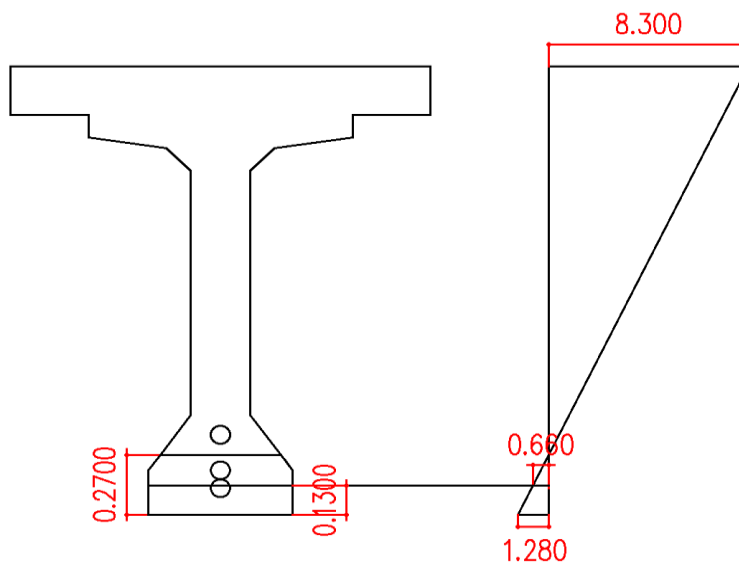


Figure VI.10 Partie tendue de la poutre médiane avec hourdis

Les armatures nécessaires seront donc :

$$A_s \geq \frac{0.1485}{1000} + \frac{0.098}{500} \times \frac{2.7}{1.28} = 5.60 \text{ cm}^2$$

je prend $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

VI.6.9.3.2 Armature de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer



CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La section minimale d'armatures à mettre en place dans le sens longitudinal est de 3 cm^2 par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans être inférieure à 0,1% de la section brute de la poutre [11].

$$A_{\min} \geq \max\left(3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times P; \frac{0.1}{100} B\right)$$

Avec :

P : le périmètre de la section

B : la section de la poutre homogène

$$A_{\min} \geq \max\left(3 \times (0.6 + 1.8) \times 2; \frac{0.1}{100} \times 6850\right) = 14.4 \text{ cm}^2$$

Soit 10HA14 ($A_s = 15.39 \text{ cm}^2$)

La section minimale à mettre en place dans le sens transversal est de 2 cm^2 par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

VI.6.9.3.3 Minimum d'armature transversal

Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison β_u des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section. Si l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, l'inégalité de l'article 7.3.22 BPEL [17] se traduit par :

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

Avec :

A_t : Section minimale des armatures transversales ;

S_t : espacement des armatures :

β_u : angle des bielles $\beta_u = 16.56^\circ$;

$$\gamma_s = 1.15$$

Par réarrangement de l'inégalité précédente on obtient :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \times \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times \text{tg } \beta_u$$
$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.52 \times 1.15}{500} \times \left[1.2265 - \frac{2.7}{3}\right] \times \text{tg } 16.68^\circ = 1.10 \text{ cm}$$

VI.6.9.3.4 Pourcentage minimal des armatures

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa}$$
$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.52 \times 1.15}{500} \times 0.4 = 4.78 \text{ cm}$$

La condition sur l'espacement étant :

$$S_t \leq \min(0.8h; 3b_n; 1 \text{ m}) = \min(0.8 \times 1.8; 3 \times 0.52; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

Je choisis $S_t = 20 \text{ cm}$ et on obtient donc : $A_t \geq 0.96 \text{ cm}^2$

Je prend un cadre de HA12 = 1.13 cm^2

VI.6.9.3.5 Cadres de talon

Ces cadres sont conçus pour garantir la couture du talon sur l'âme. Les armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon, qui peut être obtenue en croisant les aciers dans l'âme. Un ancrage en crosse le long du pied de talon garantit un scellement efficace. J'opte pour des étriers HA12.



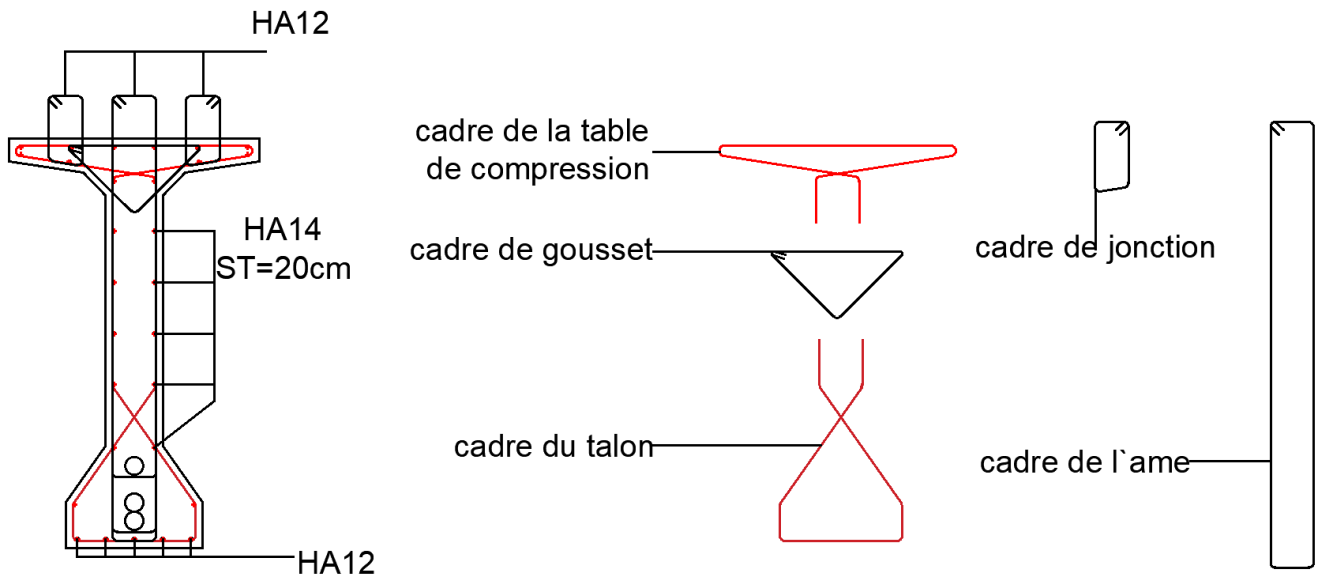


Figure VI.11 Ferrailage de la poutre

VI.7 Conclusion

Ce chapitre a pour objet d'évaluer la force de précontrainte et le nombre de câbles en fonction du type choisi, les sollicitations (notamment le moment fléchissant) et les caractéristiques géométriques de la poutre.

Des vérifications ont été effectuées sur les contraintes à différentes étapes de la construction et pendant l'utilisation. Les conditions aux limites ont permis d'adopter une configuration parabolique des câbles, ce qui a permis d'établir de nouvelles caractéristiques géométriques dans les différentes sections de la poutre. Ces caractéristiques permettront ensuite de calculer les pertes de précontrainte. Les pertes ainsi calculées semblent être inférieures et très proches des estimations initiales.



**CHAPITRE VII: ETUDE DES
DEFORMATIONS**

VII.1 Introduction

Les déformations d'une poutre isostatique peuvent être causées par son poids propre seul, tandis que la mise en précontrainte d'une telle pièce peut également entraîner des déformations (rotation, flèche, raccourcissement...etc.). Cependant, ces déformations doivent être libres de se produire, ce qui entraîne des modifications des efforts de précontrainte et, par conséquent, de l'état de précontrainte dans les différentes parties des appuis. C'est pourquoi, dans la plupart des cas, ce type de poutres sont installés sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) afin de permettre la liberté des rotations et des déplacements des appuis.

VII.2 La flèche

VII.2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche) [22].

$$F_G = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

I_G : Moment d'inertie (poutre +hourdis).

M_G : Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$M_G = 4936 \text{ KN.m.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

$$I_G = 0.5063 \text{ m}^2$$

$$F_g = \frac{5 \times 4.936 \times (35)^2}{48 \times 12102.94 \times 0.5063} = \mathbf{0.102 \text{ m}}$$

$$F_g = 10.2 \text{ cm}$$

VII.2.2 Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{D240} = 2859 \text{ KN.m}$$



Figure VII.1 Diagramme de moment fléchissant dus a surcharge D240 de la poutre 3

M_T : Moment maximum à E. L. S.

$$F_s = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_i \cdot I_G}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.730 \text{ MPa}$$

$$F_s = \frac{5 \times 2.859 \times (35)^2}{48 \times 35981.730 \times 0.5063} = \mathbf{0.020 \text{ m}}$$

$$F_s = 2 \text{ cm}$$



VII.2.3 Flèche due à la surcharge D240 et le poids propre

L'addition des deux flèches obtenues donne la flèche due au poids propre et à la charge d'exploitation (D240) en cas de service :

$$F_{G+S} = F_g + F_s = 10.2 + 2 = 12.2\text{cm}$$

VII.2.4 Contre flèche de la précontrainte

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre ' f_s ' sera donnée par la formule suivante.

$$f_s = - \int_0^1 \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \cdot dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

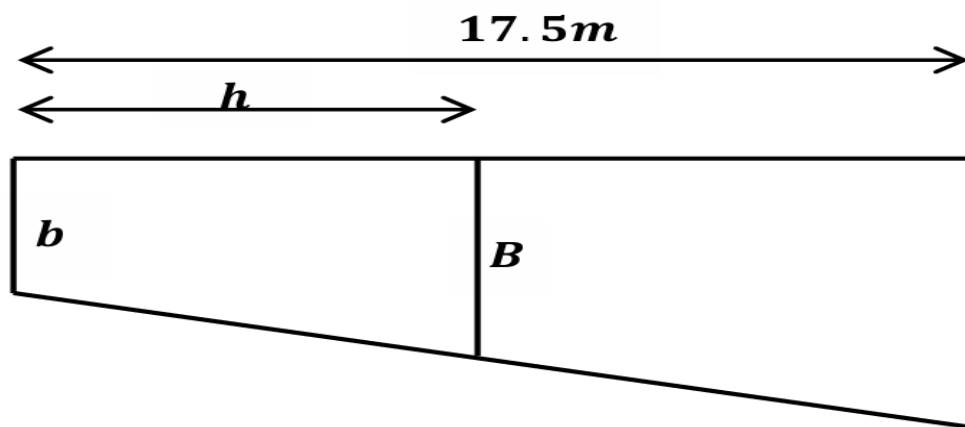


Figure VII.2 Diagramme des moments

Dans la section considérée on a:

$$M_p = N_p \times e$$

N_p = effort de précontrainte

e = excentricité

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \text{ et on a: } f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

Tableau VII.1 calcul de moment sous la précontrainte

	N(x) MN	v' (m)	Ymoy	e	Mp MN.m
x=0.5	6.1690	1.3461	1.0347	0.3114	1.9212
x=L/4	6.1690	1.2935	0.4399	0.8536	5.2658
x=L/2	6.1690	1.2935	0.2267	1.0668	6.5813



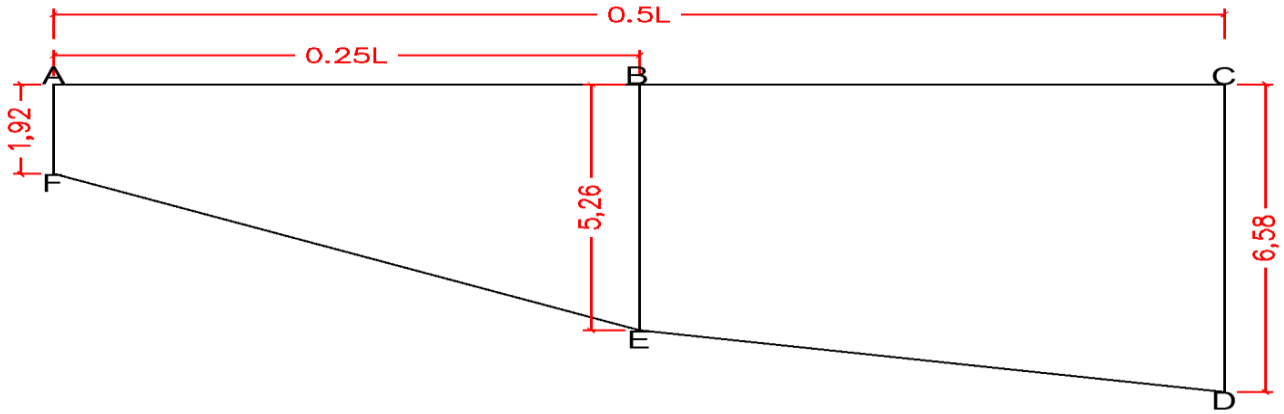


Figure VII.3 Diagramme du moment dû à la précontrainte

Trapèze ABEF :

$$X_{G1} = \frac{9.250}{3} \left(\frac{2 \times 5.26 + 1.92}{5.26 + 1.92} \right) = 5.25 \text{ m}$$

Trapèze BCDE :

$$X_{G2} = \frac{9.25}{3} \left(\frac{2 \times 6.58 + 5.26}{6.58 + 5.26} \right) + 9.25 = 14.80 \text{ m}$$

La valeur de la flèche due à la précontrainte vaudra donc :

$$f_p = \frac{\sum \Omega_i Y_i}{E_v I_G} = - \frac{\Omega_{ABEF} X_{G1} + \Omega_{BCDE} X_{G2}}{E_v I_G} = - \frac{31.432 \times 5.25 + 53.732 \times 14.80}{12102.94 \times 0.5063} = -15.67 \text{ cm}$$

On assigne un signe négatif à la flèche pour prendre compte de sa direction en haut.

VII.2.5 Flèche de Construction

La flèche de précontrainte étant supérieure à la flèche due au poids propre, une flèche vers le bas est implémentée lors du coffrage pour diminuer la flèche finale subit par la poutre. La flèche de construction vaut :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (15.67 - 10.2) \approx 4.10 \text{ cm}$$

VII.2.6 Flèche totale

En service à vide :

$$f_{tot} = f_p + f_G + f_c = -15.67 + 10.2 + 4.10 = -1.37 \text{ cm}$$

En service sous charge :

$$f_{tot} = f_p + f_{G+S} + f_c = -15.67 + 12.2 + 4.10 = 0.63 \text{ cm}$$

VII.2.7 Vérification de la flèche admissible

La condition à vérifier à l'ELS étant :

$$f_{tot} \leq f_{adm}$$

Avec:

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5\text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{A.N : } f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{3500}{1000} = 4 \text{ cm}$$

La flèche totale maximale ($f_{tot} = 1.37 \text{ cm}$) vérifie donc cette condition.

VII.3 Calcul des rotations



VII.3.1 Rotation sous poids propre :

La rotation due à la charge répartie du poids propre est donnée par la formule :

$$\theta_G = \frac{GL^3}{24E_v I_G} = \frac{M_G L}{3E_v I_G}$$

Avec :

I_G : moment d'inertie de la section poutre+hourdis en about. $I_G = 0.6017 \text{ m}^4$

Cette rotation vaudra donc :

$$\theta_G = \frac{4.936 \times 35}{3 \times 12102.94 \times 0.6017} = 7.90 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.2 Rotation sous surcharge D240

La rotation due à la surcharge du convoi D₂₄₀ est donnée par la formule :

$$\theta_S = \frac{M_{0D240} L}{3E_i I_G}$$

Cette rotation vaudra donc :

$$\theta_S = \frac{2.859 \times 35}{3 \times 35981.730 \times 0.6017} = 1.54 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.3 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

La précontrainte provoque une rotation vers le haut qui vaut :

$$\theta_p = \frac{1}{E_v I_G} \int_0^{L/2} M_p dx$$

$\int_0^{L/2} M_p dx$: est l'aire du diagramme du moment de précontrainte précédemment établi dans le calcul de la flèche

$$\int_0^{L/2} M_p dx = \Omega_{ABEF} + \Omega_{BCDE} = 31.432 + 53.732 = 85.164 \text{ MN.m}$$

Cette rotation vaudra donc :

$$\theta_p = -\frac{85.164}{12102.94 \times 0.6017} = -11.70 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.4 Rotation total

En service à vide :

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_p + \theta_G = (-11.70 + 7.90) \times 10^{-3} = -3.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

En service sous charge :

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_p + \theta_G + \theta_S = (-11.70 + 7.90 + 1.54) \times 10^{-3} = -2.20 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.4 Calcul des déplacements

VII.4.1 Déplacement dû à une rotation d'appui :

Le déplacement dû à la rotation d'appuis est donné par la formule :

$$\Delta_\theta = -\frac{\sin \theta \cdot h}{2} \cong -\frac{\theta \cdot h}{2} = -\frac{-2.2 \times 10^{-3} \times 2.02}{2} = 2.22 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VII.4.2 Déplacement du au retrait

Le déplacement du au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \frac{L}{2} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2} = 3.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VII.4.3 Déplacement du au fluage

Le déplacement du au fluage est donné par la formule :



$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \frac{L}{2} = \frac{\Delta\sigma_{fl}}{E_p} \times \frac{L}{2} = \frac{155.88 \times 35}{1.9 \times 10^5 \times 2} = 0.014 \text{ m}$$

VII.4.4 Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement dû à la variation de température, est donné par la formule :

$$\Delta_T = \alpha \times \Delta T \times \frac{L}{2} = 9.9 \times 10^{-6} \times 35 \times \frac{35}{2} = 6.06 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VII.4.5 Déplacement total

Le déplacement total est donné par la formule :

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{tot}} &= \frac{2}{3}(\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_{flu}) + \Delta_T = \left(\frac{2}{3}(2.22 + 3.5 + 14) + 6.06\right) \times 10^{-3} = 19.88 \times 10^{-3} \text{ m} \\ &= 19.88 \text{ mm} \end{aligned}$$

VII.5 Conclusion

J'ai analysé les déformations et constaté que la flèche maximale des poutres demeure dans les limites autorisées par les règlements. Une fois ces vérifications sur les déformations validées, je peux passer à l'examen des hourdis et des entretoises pour achever l'étude de la superstructure.



**CHAPITRE VIII: ETUDE DE LA
DALLE ET DE L'ENTRETOISE**

VIII.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé qui recouvre le pont. Cette couche est conçue pour recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges, puis les transférer aux poutres. L'hourdis joue un rôle d'entretoisement et assure la répartition des efforts transversalement.

Selon l'hypothèse d'une rigidité entretoisée du pont, cela signifie que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront attribués par l'effort local (flexion locale).

La dalle d'un tablier à hourdis est généralement coulée sur des coffrages perdus, qui sont généralement constitués de prédalle en mortier fibres ou de béton armé.

VIII.2 ETUDE DE L' HOURDIS

L'hourdis assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- ✚ Une flexion longitudinale
- ✚ Une flexion transversale

VIII.2.1 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- ✚ L'épaisseur : 22 cm.
- ✚ Largeur : 12.25 m.
- ✚ Longueur : le long de l'ouvrage.

VIII.2.2 ÉTUDE DES MOMENTS FLECHISSANT

Les valeurs des moments présentées dans la figure ont été calculées par Autodesk Robot Structural Analysis, et la valeur maximale a été prise pour calculer le ferrailage.

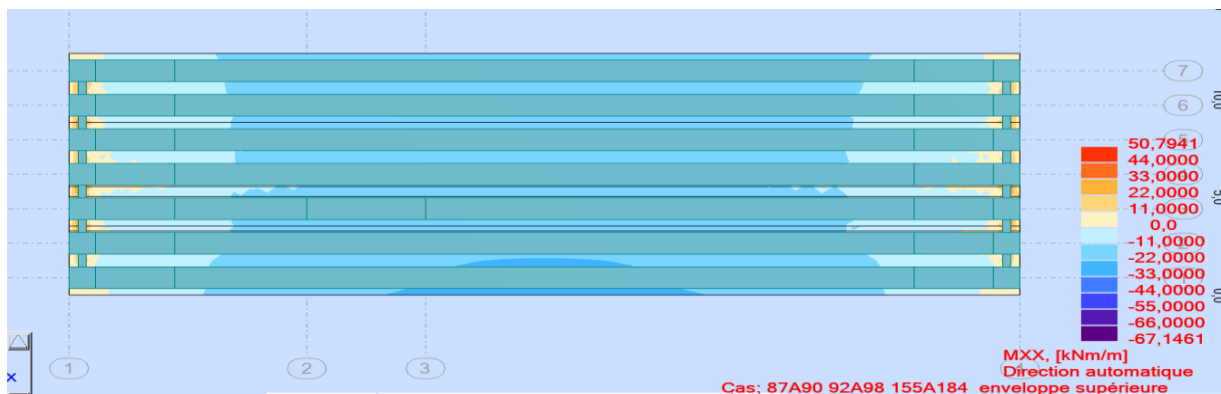


Figure VIII.1 Cartographie de la flexion longitudinale a ELU

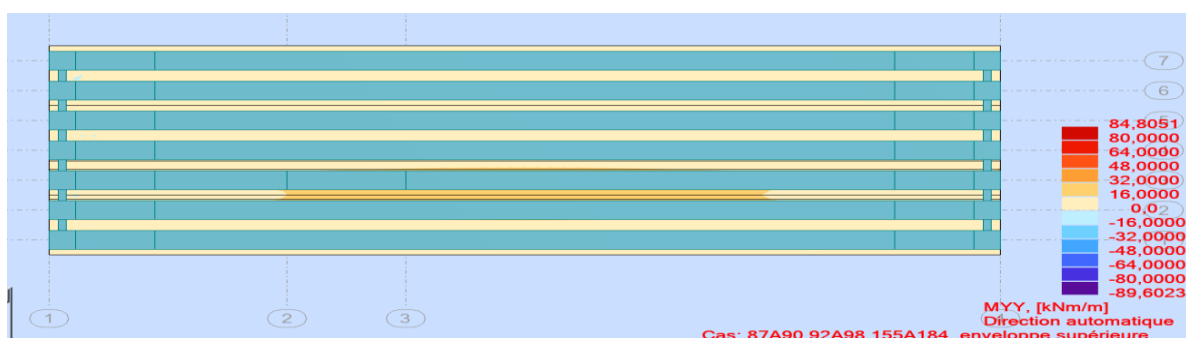


Figure VIII.2 Cartographie de la flexion transversale a ELU





Figure VIII.3 Cartographie de la flexion longitudinale a ELS

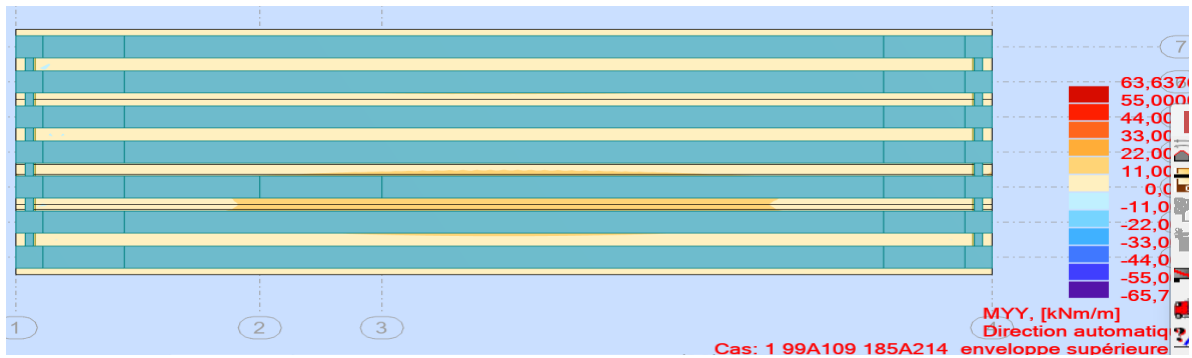


Figure VIII.4 Cartographie de la flexion transversale a ELS

Après avoir étudié chaque cas de chargement en flexion, et avoir appliqué toutes les combinaisons, les résultats des moments sont donnés dans le tableaux suivant :

	Moment longitudinale Mxx KN. m/ml		Moment transversale Myy KN. m/ml	
	travée	appuis	travée	appuis
ELU	67.146	-50.7941	88.715	-84.805
ELS	50.189	-38.0963	65.714	-63.637

VIII.2.3 Calcule de ferrailage

Calcule de ferrailage sera fait comme suit:

Hypothèses ⇒ fissuration préjudiciable.

Acier FeE500.

$$F_{c28} = 35\text{Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.50 \text{ et } \gamma_s = 1.15$$

Le calcul des armatures sera effectué sur une bande de 1 mètre à la flexion simple. Après utilisation du logiciel EXPERT BA

Les détails complets des calculs sont disponibles dans les notes de calcul en annexe.

Tableau VIII.1 Ferrailage sous la flexion longitudinale

	La nappe inferieur			La nappe superieur		
	M_i	A_i	$A_i \text{ Choisi}$	M_s	A_s	$A_s \text{ Choisi}$
ELU	67.146	8.55	6HA16	-38.0963	6.30	6HA14
ELS	50.189	11.96		-50.7941	8.95	



Tableau VIII.2 VIII.2.4 Ferrailage sous la flexion transversale

	La nappe inferieur			La nappe superieur		
	M_i	A_i	A_i Choisi	M_s	A_s	A_s Choisi
ELU	88.715	11.50	8HA16	-84.805	10.96	8HA16
ELS	65.714	15.91		-63.637	15.33	

VIII.2.4 Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.19 \times \frac{2.7}{500} = 2.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.5 Vérification du poinçonnement

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle (roues des différents types de surcharges), on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite [16]:

$$Q_u \leq \frac{0.045 u_c h_d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU; $Q_u = 1.6P$

h_d : hauteur de la dalle $h_d = 0.22 \text{ m}$

u_c : le périmètre de contour défini dans A.3.2,5 du BAEL 91 par :

$$u_c = 2(a' + b')$$

Où : $a' = a + \frac{3}{4}h_r + h_d$ et $b' = b + \frac{3}{4}h_r + h_d$.

a et b étant les dimensions de la roue ;

h_r , étant l'épaisseur du revêtement.

Roue B_r : $P = 100 \text{ KN}$; $a = 60 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

$$a' = 60 + \frac{3}{4} \times 8 + 22 = 88 \text{ cm}$$

$$b' = 30 + \frac{3}{4} \times 8 + 22 = 58 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(0.88 + 0.58) = 2.92 \text{ m}$$

Vérification de la condition :

$$\frac{Q_u}{\gamma_b} = \frac{1.6 \times 100}{1.5} = 106.67 \text{ KN} = 0.10667 \text{ MN}$$

$$\frac{0.045 u_c h_d f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.92 \times 0.22 \times 35}{1.5} = 0.675 \text{ MN}$$

$0.10667 \text{ MN} \leq 0.675 \text{ MN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Roue B_c : $P = 60 \text{ KN}$; $a = 25 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

$$a' = 25 + \frac{3}{4} \times 8 + 22 = 53 \text{ cm}$$

$$b' = 25 + \frac{3}{4} \times 8 + 22 = 53 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(0.53 + 0.53) = 2.12 \text{ m}$$

Vérification de la condition :

$$\frac{Q_u}{\gamma_b} = \frac{1.6 \times 60}{1.5} = 64 \text{ KN} = 0.064 \text{ MN}$$

$$\frac{0.045 u_c h_d f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.12 \times 0.22 \times 35}{1.5} = 0.490 \text{ MN}$$

$0.064 \text{ MN} \leq 0.490 \text{ MN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Roue B_t : $P = 80 \text{ KN}$; $a = 60 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$



CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA DALLE ET DE L'ENTRETOISE

$$a' = 60 + \frac{3}{4}8 + 22 = 88 \text{ cm}$$

$$b' = 25 + \frac{3}{4}8 + 22 = 53 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(0.88 + 0.53) = 2.82 \text{ m}$$

Vérification de la condition :

$$Q_u = 1.6 \times 80 = 128 \text{ KN} = 0.128 \text{ MN}$$
$$\frac{0.045 u_c h_d f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.82 \times 0.22 \times 35}{1.5} = 0.652 \text{ MN}$$
$$0.128 \text{ MN} \leq 0.652 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.2.6 Conclusion sur le ferrailage du hourdis :

✚ Armatures transversale :

Fibre inférieure : 8HA16 espacées de 12.5 cm.

Fibre supérieure : 8HA16 espacées de 12.5 cm.

✚ Armatures longitudinales :

Fibre inférieure : 6HA16 espacées de 16 cm.

Fibre supérieure : 6HA14 espacées de 16 cm.

✚ Armatures d'effort tranchant :

Non nécessaires.

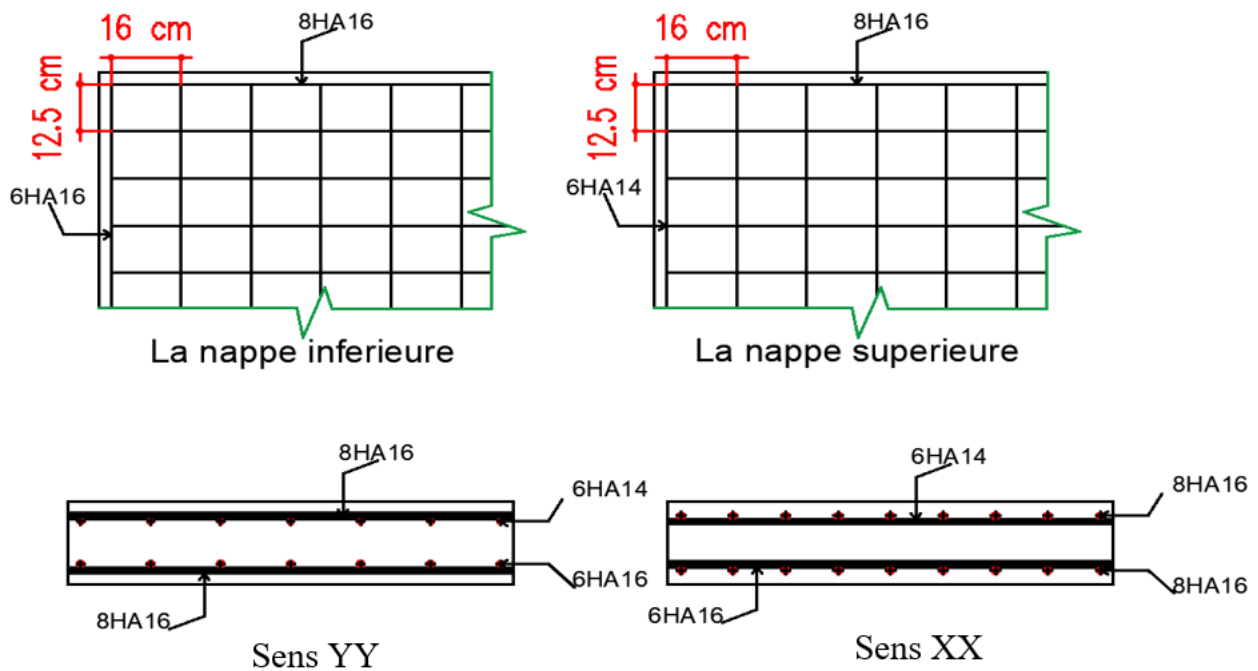


Figure VIII.5 Ferrailage de la dalle

VIII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

Les entretoises sont des composants transversaux principalement utilisés pour renforcer la résistance du tablier aux déformations et aux déplacements latéraux.

Dans notre situation, nous ne disposons que d'entretoises d'about qui ont pour fonction :

✚ Pour éviter que les poutres ne se déversent lors du coulage de l'hourdis.

✚ Elles sont essentielles pour soulever le tablier en prévision d'un changement des appareils d'appuis.

Elles seront calculées en utilisant la méthode des poutres reposant sur des appuis chargés par les réactions



des poutres.

VIII.3.1 Dimensions de l'entretoise

L'entretoise a une hauteur de 140cm, une largeur de 30 cm et une longueur de 10.5 m

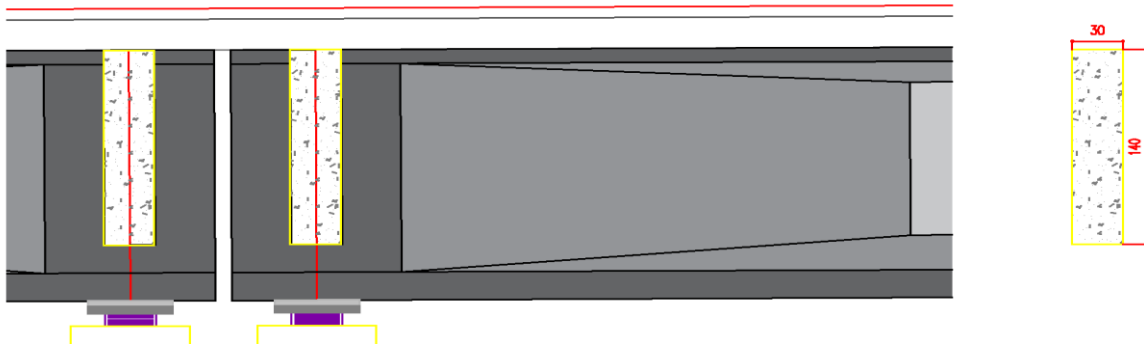


Figure VIII.6 Coupe longitudinal

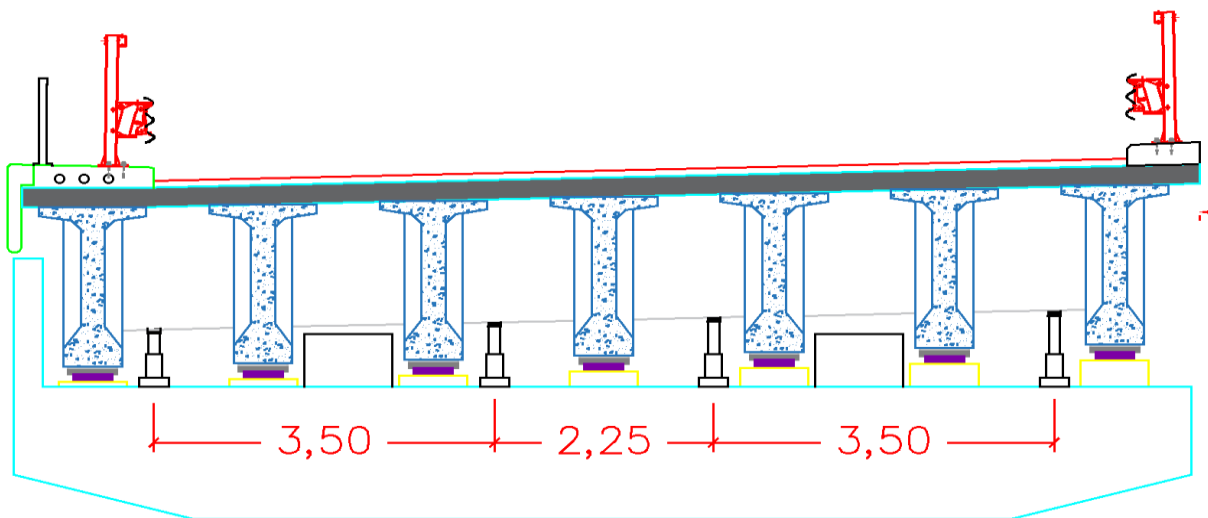


Figure VIII.7 Disposition des vérins lors d'un changement des appareils d'appui

Il est essentiel que les vérins soient disposés de manière symétrique et que leur espacement reste dans l'intervalle :

$$2 \text{ m} \leq e \leq 3.5 \text{ m}$$

Pour le calcul des sollicitations, on utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

$$Q_u = \frac{G}{n \times L} = \frac{8701.1}{2 \times 36} = 120.849 \text{ KN/ml}$$

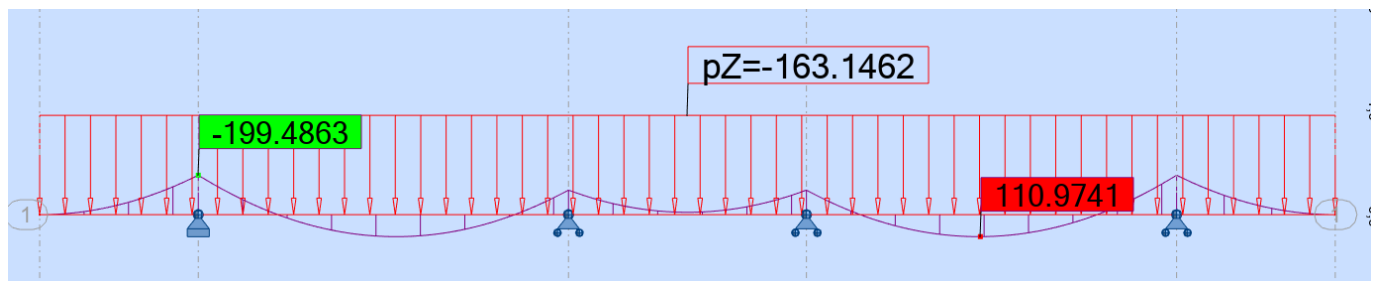


Figure VIII.8 diagramme de moment fléchissant a ELU



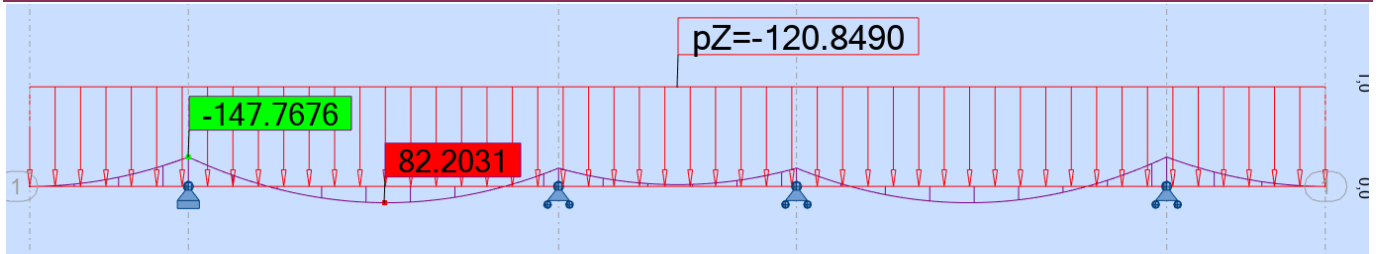


Figure VIII.9 diagramme de moment fléchissant a ELS

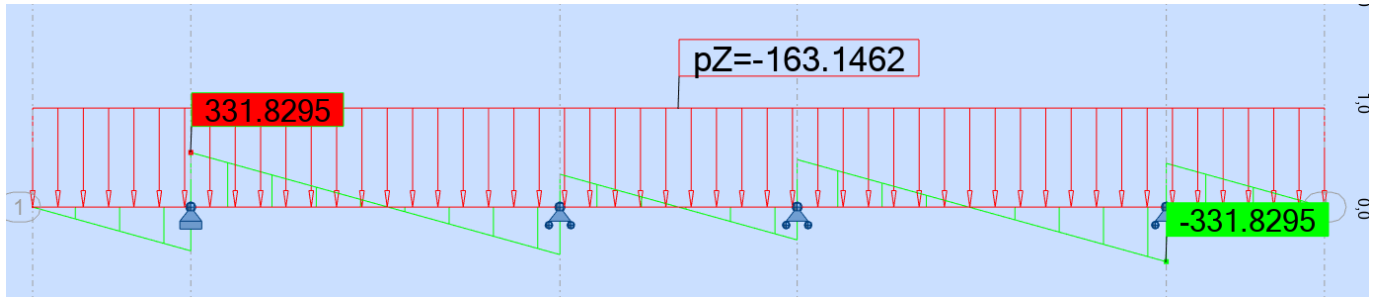


Figure VIII.10 diagramme de l'effort tranchant a ELU

VIII.3.2 Ferrailage entretoise

Pour le ferrailage des entretoises, des ronds lisses sont choisis car, lorsqu'ils sont correctement pliés et redressés, ils conservent leur résistance mécanique.

Une fois le béton coulé et durci, l'extraction des barres d'attente de la poutre peut être difficile. Les ronds lisses, grâce à leur surface lisse, simplifient ce processus.

	<i>Mu</i>	<i>Ms</i>	<i>Ast</i>	Le choix
Supérieure	199.487	147.768	9.13	6Ø14
Inférieure	110.975	82.204	9.13	6Ø14

VIII.3.3 Les armatures transversales :

$$T = T_{Umax} = 331.830 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{79,74}{0,30 \times 0,9 \times 1,4} \right) 10^{-2} = 0.877 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,30(0,877 - 0,3 \times 1 \times 2,7)}{0,90 \times 500(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.447 \text{ cm}^2$$

VIII.3.4 Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 0.439 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0.3 \times 0.439}{500} = 2.634 \text{ cm}^2$$

$$0.447 > 2.634 \dots \dots \dots \text{ (C.N.V)}$$



CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA DALLE ET DE L'ENTRETOISE

On prend $\frac{A_t}{S_t} > 2.634 \text{ cm}^2$

Choix des armatures: $\varnothing \leq \text{Min} \left\{ \varnothing_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appuis: } \varnothing \leq \text{Min}\{25; 40; 30\} \Rightarrow \varnothing \leq 25 \text{ mm} \\ \text{en travée: } \varnothing \leq \text{Min}\{20; 40; 30\} \Rightarrow \varnothing \leq 20 \text{ mm} \end{array} \right.$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.66 \text{ cm}^2$, soit des cadres 4HA10(3,14 cm²)

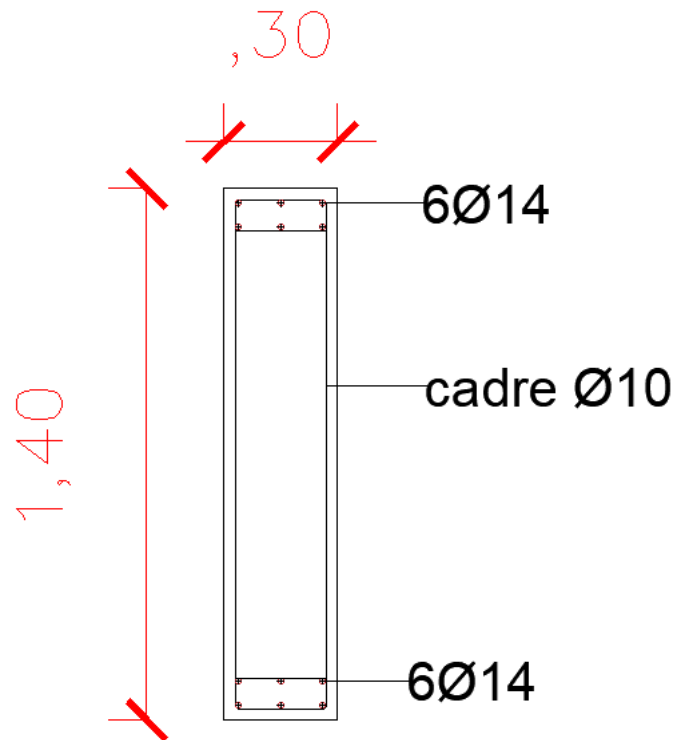


Figure VIII.11 schéma de ferrailage



**CHAPITRE IX: CALCUL DES
EQUIPEMENT ET ETUDE
SISMIQUE**

IX.1 Introduction

L'étude des appareils d'appui et de l'analyse sismique est importante pour la conception des ponts et autres ouvrages de génie civil. Ces appareils assurent la transmission des charges à leurs supports.

Dans ce chapitre, nous aborderons les différents types d'appareils d'appui, leurs avantages, la manière de les dimensionner, ainsi que l'impact des séismes sur les structures et les moyens de prévention.

IX.2 APPAREILS D'APPUI

De manière générale, les tabliers des ponts sont reposés sur leurs supports (piles et culées) par des appareils d'appui, destinés à transmettre principalement des efforts verticaux, ou à la fois des efforts verticaux et des efforts horizontaux [23].

Il y a principalement quatre catégories d'appareils d'appui :

- ✚ Les articulations en béton.
- ✚ Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- ✚ Les appareils d'appui spéciaux.
- ✚ Les appareils d'appui métalliques.

Nous avons décidé d'utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté en raison des avantages qu'ils présentent :

- ✚ Facilité d'installation ;
- ✚ Réglage et contrôle simplifiés
- ✚ Ils transfèrent des charges normales vers leur plan, tout en absorbant les déformations les translations de la structure par rotation et distorsion.
- ✚ Ils ne requièrent aucun entretien.

IX.2.1 Les appareils d'appui en élastomère fretté

Un appareils d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé à l'intérieur par une ou plusieurs frettes en acier, qui sont collées chimiquement (adhérisation) lors de la vulcanisation ". L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui retrouve quelque peu sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une déformation significative en raison d'une faible variation de contrainte.



Figure IX.1 appareil d'appui en élastomère fretté

On obtient le matériau de base en effectuant une série de transformations au matériau brut qui est ensuite mélangé avec diverses charges, qu'elles soient inertes ou renforçantes. Le produit, après traitement, se forme en feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Les frettes métalliques sont empilées avec elles, sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions sont celles du produit que l'on souhaite obtenir. On comprime alors l'ensemble et on le vulcanise (par chauffage).

Selon les degrés de liberté qu'il offre, un appareil d'appui en élastomère fretté est considéré comme un appareil d'appui mobile pour le bloc élémentaire : en plus des rotations sur l'appui, il est possible de se déplacer dans deux directions. Les possibilités de déplacement peuvent être renforcées soit par l'ajout d'un



plan de glissement, soit par des platines métalliques qui forment un appareil d'appui « fixe » [23].

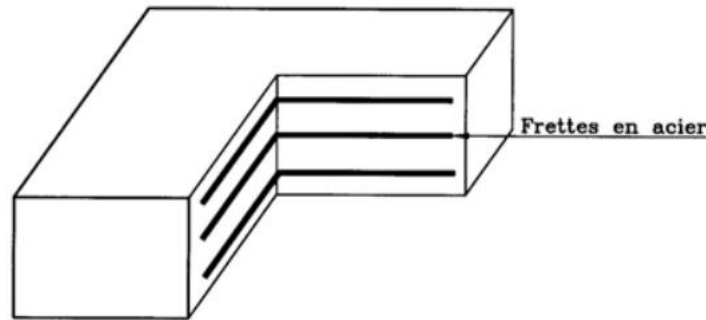


Figure IX.2 constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté

IX.2.2 Prédimensionnement d`appareil d'appui selon guide technique SETRA

Les appareils sont principalement dimensionnés en fonction de la réduction des contraintes de cisaillement qui se forment dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, causées par les efforts appliqués ou les déformations imposées à l'attache.

Plusieurs théories ont été élaborées pour déterminer ces contraintes, toutes reposant sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les formules utilisées pour déterminer la valeur des contraintes varient en fonction du coefficient de cisaillement G [23].

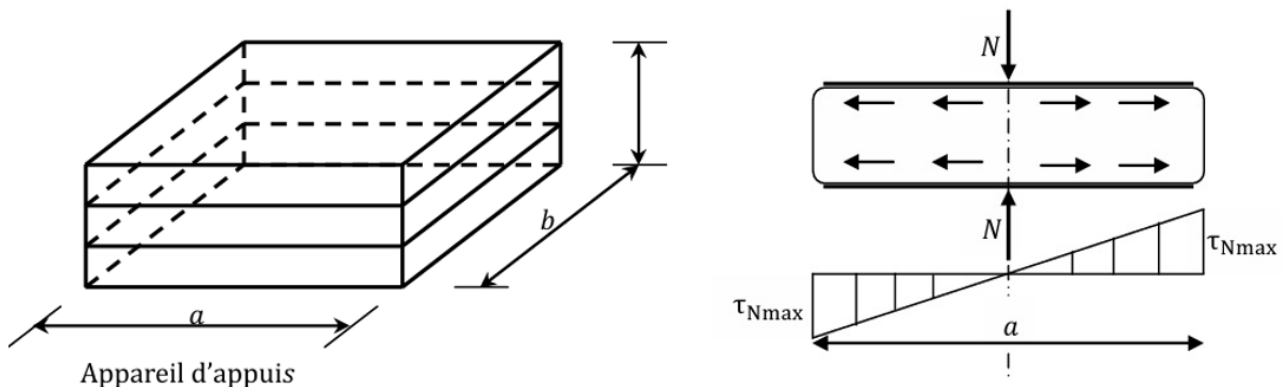


Figure IX.3 Appareil d'appuis [24]

IX.2.2.1 Aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_m \geq \frac{N_{\max}}{a \cdot b}$$

σ_m : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 15Mpa.

a : Coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).

b: Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).

N_{\max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m}$$

$$N_{\max} = 1.295MN \Rightarrow a \cdot b \geq 863.93 \text{ cm}^2$$

On prend : a = 30 cm , b = 35 cm

$$a * b = 30 * 35 = 1050 \text{ cm}^2 > 863.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

IX.2.2.2 Hauteur nette de l'élastomère

Étant donné que les défauts des surfaces de pose nécessitent une épaisseur minimale d'élastomère, il est conseillé de respecter la double condition :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \Rightarrow 30 \leq T \leq 70$$



Tableau IX.1 Appareil d'appui de type B [23]

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillet en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
350	500			x			
350	550			x	x		
350	600			x	x		
400	400			x	x		
400	450			x	x		
400	500			x	x		
400	550					x	
400	600					x	
450	500			x	x		
450	550					x	
450	600					x	
500	500			x			
500	550					x	
500	600					x	x
500	650					x	x
500	700					x	x
600	600					x	x
600	650					x	x
600	700					x	x
700	700					x	x
700	800						x
700	900						x
800	800						x
800	900						x
900	900						x

On prend : $T = 50 \text{ mm}$ $T = n \times t$ et $t = 10 \text{ mm}$

$$n = T/t \Rightarrow n = 5$$

IX.2.2.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \text{ avec: } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{1.295}{0,3 \times 0,35} = 12.33 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2G(a + b)} = \frac{30 \times 35}{2 \times 0.9(30 + 35)} = 8.974$$

Avec $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$ et $G = 0.90 \text{ MPa}$

$$t_s > \frac{30 \times 12.33}{8.974 \times 235} = 2.05 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 3 \text{ mm}$

Dans les cas usuels, on respectera les valeurs suivantes(en mm).

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 300 \times 350 + 5(10 + 3)$

IX.2.2.4 Les efforts horizontaux effectués sur les dispositifs d'appui :

je peut calculer les efforts horizontaux qui affectent chaque appareil d'appui en prenant en considération le placement de 2 appareils d'appui pour chacune des 7 poutres, pour un total de 14 appareils d'appui par travée.

Effort de freinage $A(l)$:

L'effort de freinage considéré est dans le cas le plus défavorable de 3 voies chargées :

$$H_{A(l)/app} = \frac{FA_{\max}}{n}$$



Avec :

FA_{\max} : effort de freinage de la surcharge A(l) dans le cas de 3 voies chargées.

n : nombre d'appareils d'appui.

$$H_{A(l)/app} = \frac{157.75}{14} = 11.27\text{KN}$$

Effort de freinage B_c :

$$H_{bc/app} = \frac{FBc}{n} = \frac{360}{14} = 25.72\text{KN}$$

Avec :

FBc : effort de freinage du système B_c .

Effort due au séisme : (D'après le modèle numérique utilisé pour l'étude sismique.)

Suivant x : 2932.543KN soit 200.467KN/ appareil

Suivant y : 2812.188KN soit 200.870KN/ appareil

Effort due au vent:

L'effort dû au vent est perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage, sa valeur est définie par :

$$H_{\text{vent}/app} = \frac{S \times P_v}{n}$$

Avec :

P_v : pression du vent $P_v = 2\text{KN/m}^2$.

S : section latérale sur laquelle agit le vent.

$$S = L_{trave}(h_p + h_d + h_{trot}) = 36(1.8 + 0.22 + 0.25) = 146.52 \text{ m}^2$$

$$\text{A.N : } H_{\text{vent}/app} = \frac{S \times P_v}{n} = \frac{146.52 \times 2}{14} = 20.94\text{KN}$$

Effort dû au déplacement :

Les déformations de la superstructure, telles qu'elles ont été calculées dans le chapitre précédent, entraînent des efforts horizontaux tels que définis par la formule suivante :

$$H_{\text{dép}/app} = \frac{\Delta_{\max} \times G \times a \times b}{n \times T}$$

Avec :

Δ_{tot} : déplacement total $\Delta_{\text{tot}} = 19.88 \times 10^{-3} \text{ m}$.

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 5 \text{ cm}$.

$$H_{\text{dép}/app} = \frac{19.88 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.35}{14 \times 0.05} = 2.69\text{KN}$$

IX.2.2.5 Vérification des contraintes de compression

La condition à vérifier est :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15\text{MPa}$$
$$\sigma_{\max} = \frac{1.295}{0.30 \times 0.35} = 12.33\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.2.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement

La condition à vérifier est :

$$\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$$

Effort de cisaillement dû à l'effet normal τ_N :

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

β : coefficient de forme $\beta = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$



t : épaisseur de feuillet $t = 10$ mm.

$$\beta = \frac{0.30 \times 0.35}{2 \times 0.01 \times (0.30 + 0.35)} = 8.08$$

$$\text{Donc } \tau_N = \frac{1.5 \times 12.33}{8.08} = 2.28 \text{MPa}$$

$$\text{Et } 3G = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{MPa}$$

$$\tau_N = 2.28 \text{MPa} \leq 3G = 2.7 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Effort de cisaillement dû au déplacement horizontal τ_H :

Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} \leq 0.5G$$

Avec :

τ_{H1} : contrainte de cisaillement sous déplacement lent.

U_1 : déplacement dû à la température, retrait et fluage. $U_1 = 19.88 \times 10^{-3}$ m

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 5$ cm.

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 19.88 \times 10^{-3}}{0.05} = 0.36 \text{MPa}$$

$$0.5G = 0.5 \times 0.9 = 0.45 \text{MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0.36 \text{MPa} \leq 0.5G = 0.45 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sous effort dynamique (freinage B_c) :

$$\tau_{H2} = \frac{H_{Bc}}{a \times b} \leq 0.5G$$

Avec τ_{H2} : contrainte de cisaillement sous effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \frac{25.72 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.35} = 0.25 \text{MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0.25 \text{MPa} \leq 0.5G = 0.45 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sous déformation cumulée (lente+rapide) :

$$\tau_H \leq 0.7G$$

Avec :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.36 + 0.5 \times 0.25 = 0.485 \text{MPa}$$

$$0.7G = 0.7 \times 0.9 = 0.63 \text{MPa}$$

$$\tau_H = 0.485 \text{MPa} \leq 0.7G = 0.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Effort de cisaillement dû à la rotation τ_α :

$$\tau_\alpha = \frac{G \times a^2(\alpha_0 + \alpha_t)}{2 \times t^2 \times n} \leq 1.5G$$

Avec :

α_t : rotation en service à vide $\alpha_t = -4.8 \times 10^{-4}$ rad.

α_0 : rotation supplémentaire $\alpha_0 = 10^{-2}$ rad.

n : nombre de feuillets $n = 5$.

$$\tau_\alpha = \frac{0.9 \times 0.30^2(10^{-2} - 3.8 \times 10^{-3})}{2 \times 0.01^2 \times 5} = 0.502 \text{MPa}$$

$$1.5G = 1.5 \times 0.9 = 1.35 \text{MPa}$$

$$\tau_\alpha = 0.502 \text{MPa} \leq 1.5G = 1.35 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Effort de cisaillement total :

On procède à la vérification de l'effort total de cisaillement :

$$\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H = 2.28 + 0.502 + 0.485 = 3.267 \text{MPa} \leq 4.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des conditions de stabilité : Condition de non cheminement et de non glissement :



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2MPa \text{ Condition de non cheminement} \\ H \leq f \times N_{\min} \end{array} \right.$$

Avec : R_{\min} : réaction d'appui sous G à l'ELU $N_{\min} = 0.629MNH$: effort horizontal exercé sur la dalle. f : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$f = 0.1 + \frac{1.5 \times k_f}{\sigma_{\min}} \text{ avec: } k_f = 0.6 \text{ pour béton}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{0.30 \times 0.35} = \frac{0.629}{0.30 \times 0.35} = 5.99MPa \geq 2MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$f = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{5.99} = 0.25$$

$$f \times N_{\min} = 0.25 \times 0.629 = 0.158MN$$

$$H_{\text{dep}} = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T} = \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.35 \times 19.88 \times 10^{-3}}{0.05} = 0.037MPa$$

$$H_{\text{dep}} = 0.037 \leq 0.158MN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$H_{\text{séisme } x} = \frac{G \times a \times b \times U_x}{T} = \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.35 \times 57 \times 10^{-3}}{0.05} = 0.107MPa$$

$$H_{\text{séisme } x} = 0.107MN \leq 0.158MN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$H_{\text{séisme } y} = \frac{G \times a \times b \times U_y}{T} = \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.35 \times 62 \times 10^{-3}}{0.05} = 0.117MPa$$

$$H_{\text{séisme } y} = 0.117MN \leq 0.158MN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Condition de non soulèvement :

La condition à vérifier est :

$$|\theta_{\text{tot}}| \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\min}}{G}$$

Avec :

$$\theta_{\text{tot}} : \text{rotation en service à vide } \theta_{\text{tot}} = \theta_p + \theta_G = -3.8 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\beta : \text{coefficient de forme } \beta = 8.08$$

$$\frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\min}}{G} = \frac{3}{8.08} \times \frac{0.01^2}{0.30^2} \times \frac{5.99}{0.9} = 1.93 \times 10^{-3}$$

$$|\theta_{\text{tot}}| = 3.8 \times 10^{-4} \leq 2.74 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Condition de non flambement :

La condition à vérifier est :

$$\gamma_s \times P_U \leq P_c$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{coefficient partiel de sécurité } \gamma_s = 3;$$

$$P_U : \text{valeur maximale des charges verticales à l'ELU } P_U = N_{\max} = 1.295MN;$$

P_c : charge critique de l'appareil d'appui évaluée par :

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$$

Avec:

$$G : \text{module de cisaillement } G = 0.9MN;$$

$$B : \text{aire en plan de l'appui } B = a \times b = 0.30 \times 0.35 = 0.105 \text{ m}^2;$$

$$S : \text{facteur de forme précédemment calculé } S = 8.07;$$

$$d : \text{somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère } d = 10 + 3 = 13 \text{ mm}; h : \text{hauteur totale de l'appareil d'appui } h = 65 \text{ mm.}$$



$$P_c = \frac{4 \times 0.9 \times 0.105 \times 8.07^2 \times 0.013}{0.065} = 4.93 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_U = 3 \times 1.295 = 3.885 \text{ MN}$$

Alors :

$$\gamma_s \times P_U = 3.885 \leq P_c = 4.93 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Condition sur la distorsion :

La distorsion $\delta = \frac{v_x}{h_c}$ rapport du déplacement horizontale à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée en fonction de la valeur de $p = P_u/P_c$ aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \delta \leq 0.7 + 4(\delta_o - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta \leq 1.4(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Puisque :

$$p = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.295}{4.93} = 0.262$$

Alors :

$$\delta \leq 1.4(1 - 2 \times 0.262) \Rightarrow \delta \leq 0.666$$

On a $\delta = \frac{6.2}{6.5} = 0.953 \Rightarrow$ condition non vérifiée

On dispose donc de dispositif de non-distorsion.

IX.3 L'étude sismique

IX.3.1 Analyse sismique du pont:

IX.3.1.1 Méthodes de calcul

Parmi les méthodes mentionnées dans le guide RPOA, il y a différentes méthodes d'analyse sismique d'un pont, qui varient en fonction de la zone sismique, de sa géométrie et de son importance [10].

- ✚ Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- ✚ La méthode multimodale spectrale.
- ✚ Analyse par le spectre de puissance.
- ✚ Analyse temporelle.
- ✚ Analyse temporelle non-linéaire.

L'analyse spectrale monomodale et multimodale sera utilisée en fonction des conditions à vérifier dans chaque sens.

IX.3.1.2 Vérification des critères de la méthode monomodale spectrale

Il est nécessaire que la masse totale entraînée par le mode fondamental dépasse 70% de la masse totale de la structure, incluant la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre) [10], c'est-à-dire :

$$M_{modal} > 0.7M_{total}$$

Si la masse des piles est inférieure à 43% de la masse du tablier, on considère que cette condition est vérifiée.

$$M_{pile} < 0.43M_{tablier}$$

$$M_{tablier} = G_{trave} \times n_{trave} = 8701.1 \times 9 = 78310.2 \text{ KN}$$

$$M_{piles} = \sum M_{fûts} + \sum M_{chevêtre}$$

$$M_{chevêtre} = \rho_{béton} \times V_{chevêtre} = 25 \times 2.1 \times 1.5 \times 12.1 = 952.875 \text{ KN}$$

La masse de chaque fût est calculée en fonction de sa hauteur :

$$M_{fûts} = h \times n \times \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho_{béton}$$

Avec:

h : hauteur du fût.



CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

n : nombre des futs par pile.

D : diamètre du fut.

$$M_{\text{futs}} = h \times 3 \times \pi \times \frac{1.2^2}{4} \times 25$$

La masse des éléments d'appui en élévation sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IX.2 Masses des éléments d'appui

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	n Fût	M Fût (kN)	M CHEVETRE (kN)
P1	4	1.20	3	339.29	952.875
P2	4.5	1.20	3	381.70	952.875
P3	4.75	1.20	3	402.91	952.875
P4	5.25	1.20	3	445.32	952.875
P5	5.75	1.20	3	487.73	952.875
P6	6.25	1.20	3	530.14	952.875
P7	5.5	1.20	3	466.53	952.875
P8	5.50	1.20	3	466.53	952.88
la somme				3 520.15	7 623.00

$$M_{\text{piles}} = 3520.15 + 7623 = 11\,143.15\text{KN}$$

Puis on procède à la vérification de la condition sur la masse modale :

$$M_{\text{piles}} = 11\,143.15\text{KN} < 0.43M_{\text{tablier}} = 33673.386\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Angle de biais :

Il est nécessaire que le biais dépasse 70 grades et que les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne diffèrent pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans un biais.

En ce qui concerne notre projet, l'absence de biais (de 100gr) implique de vérifier la condition concernant l'angle de biais [10].

Courbure en plan du pont :

Puisque notre ouvrage suit une trajectoire droite, la condition est vérifiée.

Symétrie transversale :

Puisque notre ouvrage est symétrique, cette condition est vérifiée.

Donc : l'application de la méthode monomodale vérifie toutes les conditions stipulées par le RPOA [10].

IX.3.1.3 Données du projet :

- ✚ Le pont est classé en groupe II (pont important).
- ✚ D'après sa situation géographique, notre ouvrage se trouve en zone de sismicité moyenne (Zone IIa).
- ✚ Pour notre cas le coefficient d'accélération de zone est de : $A = 0.20$
- ✚ Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc : $\xi = 5\%$.
- ✚ Le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

IX.3.1.4 Sens horizontal longitudinal

Au niveau longitudinal des ponts à tablier continu sensiblement rectilignes, la déformation du tablier dans le plan horizontal est insignifiante par rapport au mouvement de la tête des piles lors de l'action sismique.

Il est essentiel de déterminer les effets sismiques en utilisant le modèle à tablier rigide.



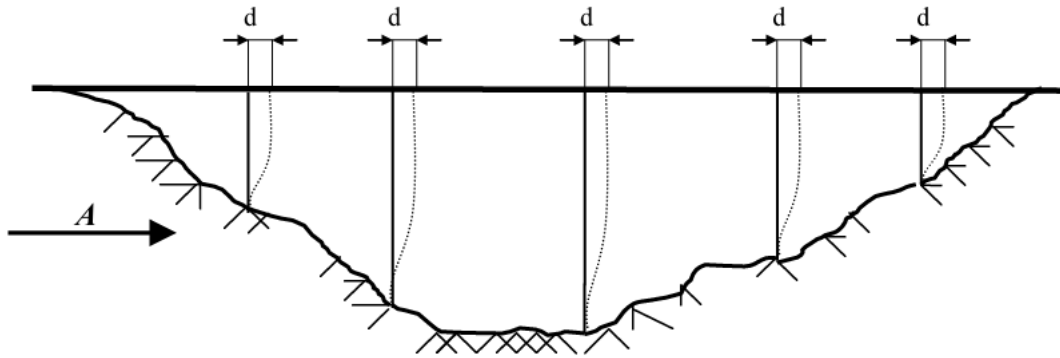


Figure IX.4 séisme longitudinale [10]

IX.3.1.4.1 Détermination de la masse du système

La masse du système à considérer comprend le poids propre et une partie de la charge d'exploitation :

$$M_{\text{système}} = G + \alpha Q$$

Avec :

G : poids propre du tablier seul (système isostatique) $G = 65410.8\text{KN}$.

Q : charge d'exploitation.

Et α coefficient dépendant de la nature de l'ouvrage :

$$\alpha = \begin{cases} 30\% \text{ des charges d'exploitation pour les pont ferroviaire} \\ 20\% \text{ des charges d'exploitation routière pour les ponts routiers urbains} \\ 0\% \text{ pour les autres cas} \end{cases}$$

Puisque l'ouvrage est un pont routier situé hors zone urbaine : $\alpha = 0$

Donc :

$$M_{\text{système}} = G = 78310.2\text{KN}$$

IX.3.1.4.2 Détermination de la raideur longitudinale du système

La raideur du système comprend la raideur des piles et celle des culées.

Raideur de la pile k_{pile}

La rigidité de la pile englobe la rigidité des fûts ($k_{\text{fûts}}$) et celle des appareils d'appui (k_{aa}) qui sont montés en série. Il est supposé que le chevêtre est infiniment rigide.

$$k_{\text{pile}} = \frac{1}{k_{\text{fûts}}} + \frac{1}{k_{aa}}$$

Calcul de k_{aa} : fait selon le guide d'application du RPOA, [10]

Par la formule suivante :

$$k_{aa} = nG \frac{ab}{T}$$

Avec :

n : nombre d'appareil d'appui par pile $n = 14$.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1.2MPa (cas dynamique).

a et b : dimensions en plan de l'appareil d'appui $a = 0.30 \text{ m}$, $b = 0.35 \text{ m}$.

T : épaisseur de l'élastomère de l'appareil d'appui $T = 0.05 \text{ m}$

$$]k_{aa} = 14 \times 1.2 \times \frac{0.30 \times 0.35}{0.05} = 35.28\text{MN/m}$$

Calcul de $k_{\text{fûts}}$: la raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA [10] par la formule suivante :

$$k_{\text{fûts}} = n \frac{3EI}{h^3}$$



CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

Avec :

n : nombre de fûts $n = 3$.

E : module d'élasticité instantané du béton $E = 34179.56\text{MPa}$.

I : moment d'inertie en plan du fût :

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times 1.2^4}{64} = 0.101 \text{ m}^4$$

h : hauteur du fût.

$$k_{f \text{ûts}} = 3 \times \frac{3 \times 34179.56 \times 0.101}{h^3} = \frac{31069.22}{h^3}$$

Les résultats de calcul des raideurs de chaque pile sont établis dans le tableau suivant :

Tableau IX.3 Raideurs des piles

Piles	Hmoy (m)	D (m)	I (m4)	n Fût	kFût (MN/m)	kaa (MN/m)	kpile (MN/m)
P1	4	1.20	0.10	3	472.12	35.28	32.83
P2	4.5	1.20	0.10	3	331.58	35.28	31.89
P3	4.75	1.20	0.10	3	281.94	35.28	31.36
P4	5.25	1.20	0.10	3	208.81	35.28	30.18
P5	5.75	1.20	0.10	3	158.94	35.28	28.87
P6	6.25	1.20	0.10	3	123.76	35.28	27.45
P7	5.5	1.20	0.10	3	181.61	35.28	29.54
P8	5.5	1.20	0.10	3	181.61	35.28	29.54
						$\sum k_{piles}$	241.66

Raideur de la culée $k_{culée}$:

Étant donné que la culée est considérée comme infiniment rigide, la raideur à considérer est celle des appareils d'appui :

$$k_{culée} = nG \frac{ab}{T}$$

La culée comportant 7 appareils d'appuis, sa raideur sera donc:

$$k_{culée} = 7 \times 1.2 \times \frac{0.30 \times 0.35}{0.05} = 17.64\text{MN/m}$$

Raideur du système $k_{système}$:

La raideur totale du système est l'assemblage en parallèle des rigidités des piles et des culées, c'est-à-dire :

$$k_{système} = \sum k_{piles} + 2k_{culée} = 241.66 + 2 \times 17.64 = 276.94\text{MN/m}$$

IX.3.1.4.3 Détermination de la période propre longitudinale du système :

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier ;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M(\text{kg})}{K(\text{N/m})}} = 2\pi \sqrt{\frac{8\,921\,883.11}{276.94 \times 10^6}} = 1.13 \text{ s}$$

IX.3.1.4.4 Composante horizontale



CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

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

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

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

S : coefficient de site

A : est donnée dans le tableau 3.1 RPOA [10]

ξ : taux d'amortissement pour le béton armée $\xi = 5\%$

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

Tableau IX.4 valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale [10]

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

On a $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow S_{ae} = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.1 \times \frac{0.4}{1.13}$
 $S_{ae} = 1.91 \text{ m/s}^2$

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \cdot S_a(T)$$

$$F = 8\,921\,883.11 \times 10^{-3} \times 1.91 = 17073.88 \text{ KN}$$

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$d = \left(\frac{1.13}{2\pi} \right)^2 \times 1.91 = 0.062 \text{ m} \Rightarrow 6.2 \text{ cm}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$



Tableau IX.5 La force horizontale sur chaque appui

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1	17.64	276.94	17073.9	1087.5
P1	32.83	276.94	17073.9	2023.9
P2	31.89	276.94	17073.9	1965.9
P3	31.36	276.94	17073.9	1933.2
P4	30.18	276.94	17073.9	1860.7
P5	28.87	276.94	17073.9	1780.0
P6	27.45	276.94	17073.9	1692.6
P7	29.54	276.94	17073.9	1821.3
P8	29.54	276.94	17073.9	1821.3
C2	17.64	276.94	17073.9	1087.5
			Somme	17073.9

IX.3.2 Sens transversal

En fonction des caractéristiques spécifiques du pont, cette méthode peut être mise en œuvre en utilisant deux approches distinctes pour le modèle, à savoir :

- ✚ Le modèle à tablier rigide
- ✚ Le modèle à tablier flexible.

$$\begin{cases} \frac{L}{B} \leq 5 & \text{(tablier rigide)} \\ \frac{L}{B} > 5 & \text{(tablier flexible)} \end{cases}$$

Avec :

L: longueur totale de l'ouvrage $L = 324.8$ m.

B: largeur du tablier $B = 12.25$ m.

$$\frac{L}{B} = \frac{324.8}{12.25} = 26.52 \geq 5 \Rightarrow \text{tablier flexible}$$

L'étude de l'ouvrage concerne donc le domaine des ponts à tablier flexible.

Dans cette optique, nous utilisons le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2024 afin de calculer la période et les efforts sollicitant les piles.

IX.3.3 Modélisation de l'ouvrage

On établit le modèle des travées et des piles en se basant sur les postulats suivants :

- ✚ Les culées sont considérées comme infiniment rigides.
- ✚ Les piles sont représentées par des éléments en barres.
- ✚ La distribution transversale des charges sur le chevet est effectuée à l'aide de barres transversales.
- ✚ Les appareils d'appui sont des supports élastiques caractérisés par une rigidité K préalablement calculée.
- ✚ Les piles sont envisagées comme étant encastées dans le sol.
- ✚ Seule la masse du tablier contribue aux effets du séisme.



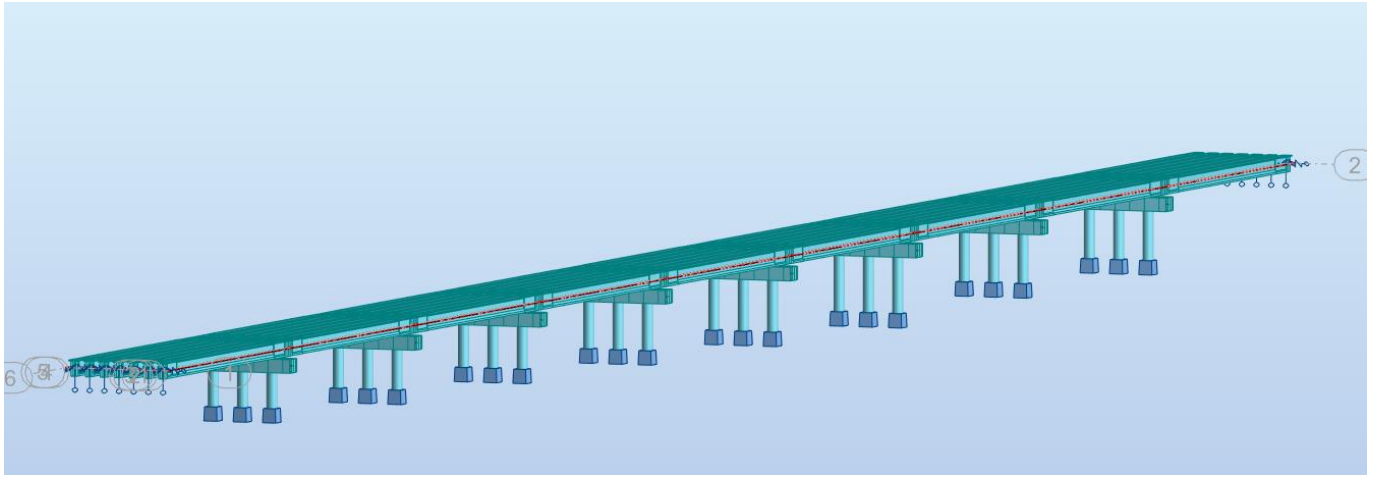


Figure IX.5 Modèle numérique de l'ouvrage pour l'analyse spectrale

IX.3.3.1 Analyse des efforts sur la pile.

IX.3.3.1.1 Spectre de réponse élastique

Les spectres de réponse sont définis conformément au 3.2.1 du RPOA (seul le spectre horizontal est pris en compte dans les deux sens x et y) [10].

L'impact vertical du séisme sur les piles des constructions situées dans une zone sismique classée (IIa) selon le R.P.O.A est négligeable.

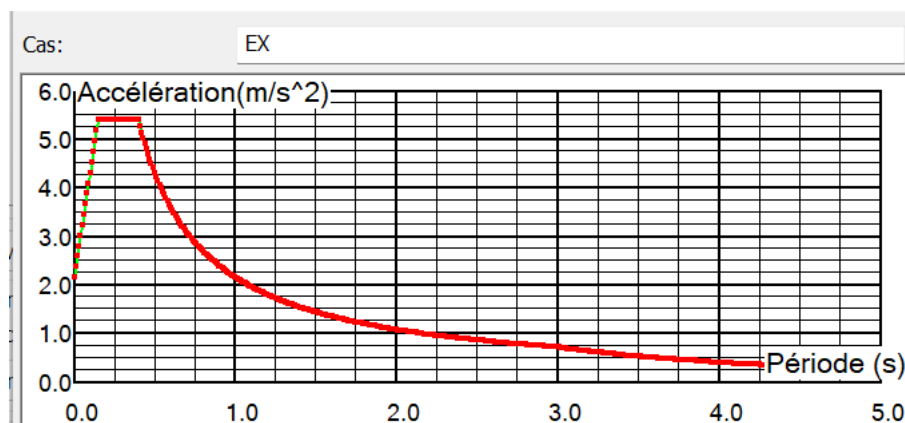


Figure IX.6 Spectre de réponse élastique horizontal (suivant x et y)

IX.3.3.1.2 Combinaisons sismiques

Les combinaisons des actions sismiques selon le 6.1.6 du RPOA sont les suivantes :

$$E_1 = E_X \pm 0.3E_Y$$

$$E_2 = E_Y \pm 0.3E_X$$

IX.3.3.1.3 Les déplacements maximums globaux



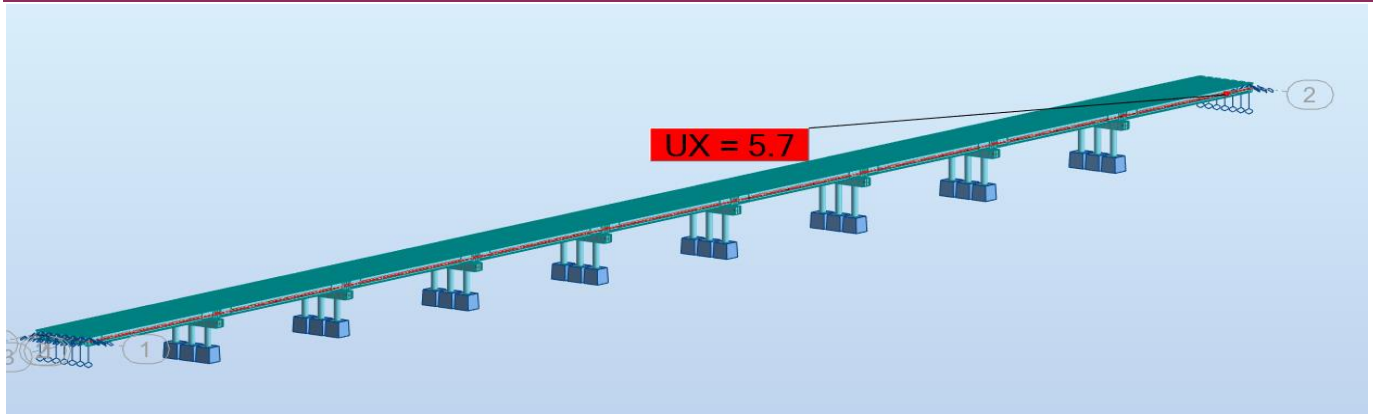


Figure IX.7 Le déplacement E1

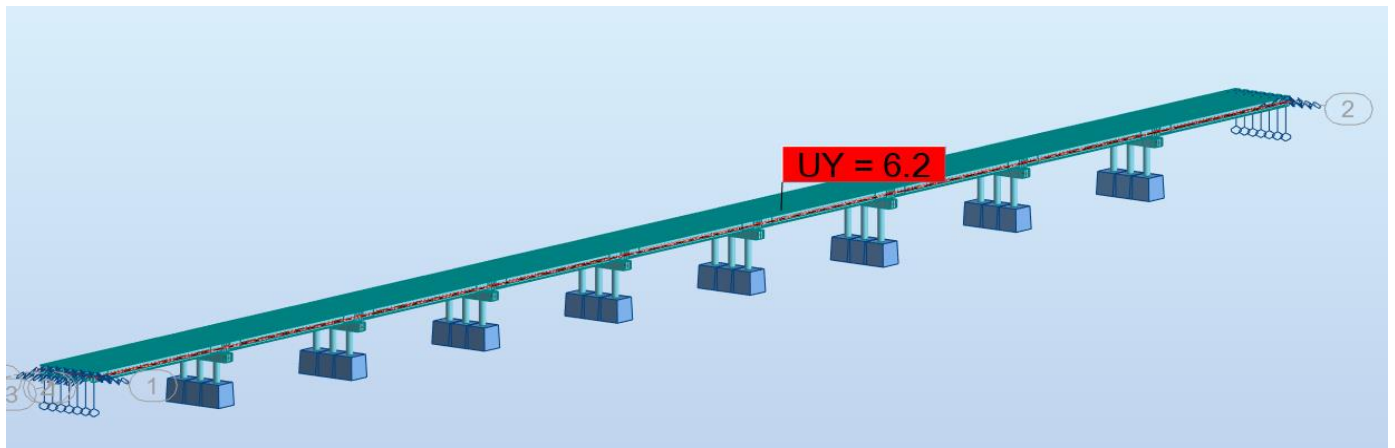


Figure IX.8 Le déplacement E2

Déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$

Tableau IX.6 Valeurs des déplacements absolus [10]

Site	S1	S2	S3	S4
L_M (m)	600	500	400	300
$D_M(H)$ (m)	0.03	0.05	0.07	0.09

L_M est la distance au delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

Les déplacements D_M sont donnés pour une accélération unité (1 m/s^2).

Pour notre cas accélération $S_{ae}=1.92 \text{ m/s}^2$

Tableau IX.7 Valeurs des déplacements absolus $S_{ae}=1.92 \text{ m/s}^2$

Site	S1	S2	S3	S4
L_M (m)	600	500	400	300
$D_M(H)$ (m)	0.06	0.10	0.13	0.17

Selon la comparaison entre les déplacements et les déplacements absolus selon RPOA, il est observé que



CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

les déplacements sont petits par rapport à la valeur absolue, ce qui les rend acceptables.

IX.3.3.1.4 Résultats du calcul numérique

Les efforts à la base des fûts sont obtenus en utilisant le modèle numérique et en introduisant un spectre de réponse élastique horizontal. Nous nous concentrons sur la pile la plus élevée de H=7.75m. Les résultats des diverses combinaisons sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau IX.8 Efforts à la base de la pile sous les différentes combinaisons sismiques

Combinaison	N° fûts	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_z(KN)$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
G+E1+0.4T+D	F1	808.663	376.059	4046.354	1205.729	3129.550
	F2	804.761	200.860	2224.648	1613.670	3114.048
	F3	791.889	306.075	4461.021	1421.495	3076.702
	Pile	2405.314	882.995	10732.02	4240.893	9320.300
G+E1min+0.4T+D	F1	806.257	-19.989	3456.256	-223.381	3120.855
	F2	791.424	-112.145	2224.645	-59.179	3074.920
	F3	801.911	-195.179	3870.921	184.597	3103.664
	Pile	2399.593	-327.312	9551.822	-97.964	9299.439
G+E2+0.4T+D	F1	375.753	834.822	4728.376	2861.137	1479.282
	F2	368.037	790.522	2221.954	3136.633	1453.150
	F3	375.623	659.614	5142.945	3269.041	1477.283
	Pile	1119.414	2284.959	12093.28	9266.810	4409.715
G+E2min+0.4T+D	F1	2.283	831.997	4722.868	2850.947	56.072
	F2	4.262	787.541	2219.641	3126.079	59.752
	F3	4.945	656.791	5137.353	3258.857	63.958
	Pile	11.491	2276.330	12079.86	9235.882	179.782

Nous utiliserons ces résultats dans le prochain chapitre pour le dimensionnement de l'infrastructure.

IX.4 Les dés d'appui

Un dé d'appui, souvent appelé bossage, constitue une partie en relief d'une pile ou d'un tablier de pont, offrant un support pour l'appareil d'appui. Son rôle est d'assurer une surface parfaitement plane et une hauteur appropriée pour l'appareil afin de permettre un fonctionnement optimal. Les dés d'appui sont essentiels pour répartir les charges localisées exercées sur le haut du mur de front efficacité maximale, il est nécessaire de disposer d'armatures de chaînage et d'armatures d'éclatement au niveau des dés d'appui.

IX.4.1 Dimensionnement des dés d'appui :

La condition à appliquer sur les dimensions du dé d'appui est la suivante :

$$h_{d\acute{e}} \geq \frac{2ab}{2(a+b)}$$

Avec :

$h_{d\acute{e}}$: hauteur du dé d'appui.



a et b : dimensions de l'appareil d'appui supporté

$$h_{d\acute{e}} \geq \frac{2 \times 30 \times 35}{2(30 + 35)} = 16.15 \text{ cm}$$

On prend $h_{d\acute{e}} = 20 \text{ cm}$.

Les dimensions en plan du dé d'appui sont celles de l'appareil d'appui majorées de 20 cm :

$$\begin{cases} a_1 = a + 20 \text{ cm} = 30 + 20 = 50 \text{ cm} \\ b_1 = b + 20 \text{ cm} = 35 + 20 = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

IX.4.2 Ferrailage du dé d'appui :

IX.4.2.1 Armatures de chaînage :

La charge localisée maximale de ces armatures doit être de 25%, c'est-à-dire :

$$A_c = \frac{0.25R_{\max}}{\sigma_s}$$

Avec $\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.295}{434.78} \times 10^4 = 7.44 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA16 = 8.04 cm²

IX.4.2.2 Armatures de profondeur :

Pour éviter la propagation de fissures éventuelles, on dispose d'armatures appelées: armatures de profondeur.

Ces armatures doivent reprendre 12.5% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_p = \frac{0.125R_{\max}}{\sigma_s}$$

$$A_c = \frac{0.125 \times 1.295}{434.78} \times 10^4 = 3.72 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA12 = 4.52 cm²

IX.4.2.3 Armatures de diffusion :

Frette supérieure :

Cette partie des armatures est positionnée - en respectant les exigences d'enrobage - le plus près possible de la face supérieure du dé d'appui et doit supporter 4% de la charge spécifique localisée, c'est-à-dire :

$$A_{Fsup} = \frac{0.04R_{\max}}{\sigma_s}$$
$$A_c = \frac{0.04 \times 1.295}{434.78} \times 10^4 = 1.19 \text{ cm}^2$$

On prend: 4HA10 = 3.14 cm²

Frette inférieure :

Cette section d'armatures est placée -tout en respectant les conditions d'enrobage- à une profondeur entre $h_{de}/3$ et $h_{d\acute{e}}$ à partir de la face supérieure du dé d'appui et doit reprendre 10% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_{Finf} = \frac{0.1R_{\max}}{\sigma_s}$$
$$A_{Finf} = \frac{0.1 \times 1.295}{434.78} \times 10^4 = 2.97 \text{ cm}^2$$

On prend: 4HA10 = 3.14 cm²



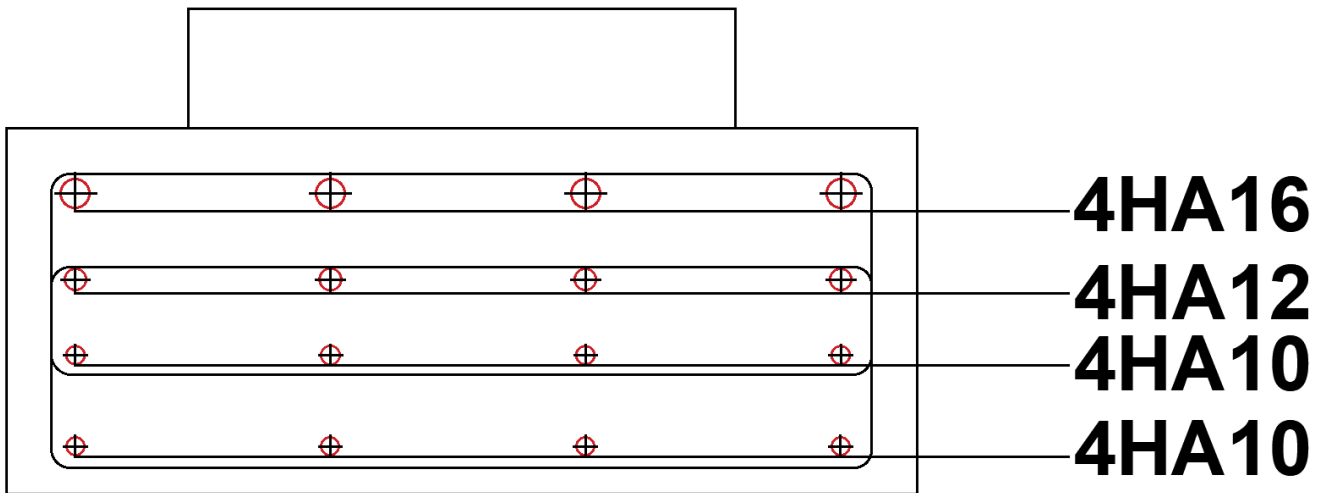


Figure IX.9 Ferrailage du dé d'appui

IX.5 Les joints de chaussée

Pour assurer la continuité de circulation, la liberté de mouvement du pont et l'étanchéité entre deux travées adjacentes du tablier, un profile en élastomère est placé entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que le trafic, l'étanchéité sur l'ouvrage et la capacité de souffle. On appelle "souffle" d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

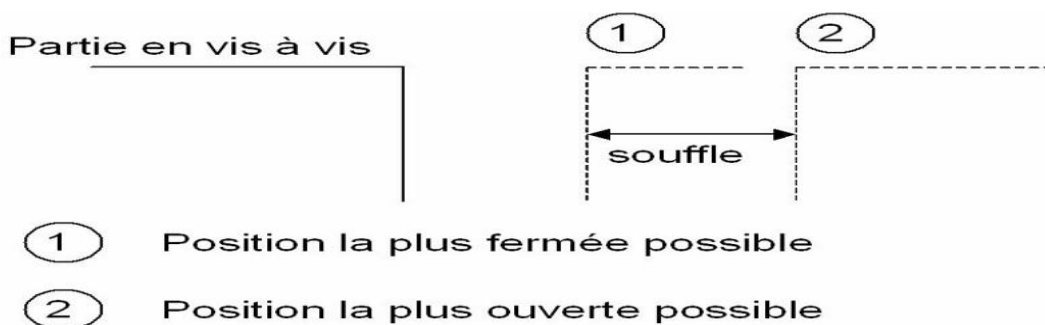


Figure IX.10 Souffle de joint [24]

IX.5.1 Calcul du souffle :

Selon le RPOA, [10] le dimensionnement des joints de chaussée doit se faire avec la combinaison suivante:

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec:

W : souffle total du joint,

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage)

$$W_D = 2(\Delta_r + \Delta_{flu}) = 2(0.0035 + 0.014) = 0.035m$$

W_T : souffle thermique

$$W_T = 2\Delta_T = 2 \times 6.06 \times 10^{-3} = 0.012 \text{ m.}$$

W_S : souffle sismique tiré du modèle numérique

$$W_S = U_x = 0.057 \text{ m}$$

$$W = 0.035 + 0.3 \times 0.012 + \frac{0.057}{3} = 0.057 \text{ m}$$



IX.5.2 Type de joint :

D'après les résultats de soufflé total qu'on a obtenus précédemment, on opte le type Wd (souffles moyens). Ce choix est fait selon des gammes de joints CIPEC (Freyssinet) dont les intervalles de soufflé en absence de biais (100gr) sont dans le tableau suivant :

Type	Droit (100gr)
Wd/Wd + 60	60
Wd/Wd + 80	80
Wd/Wd + 110	110
Wd/Wd + 160	160
Wd/Wd + 230	230
Wd/Wd + 320	320

Puisque notre soufflé est de 57 mm on choisit le joint Wd60.



Figure IX.11 Joint type Wd [25]

IX.6 Evacuation des eaux

L'évacuation des eaux sur un tablier de pont est essentielle pour garantir la durabilité de la structure et la sécurité des usagers. En général, l'eau est recueillie sur les côtés de la chaussée, puis évacuée via des gargouilles, sauf lorsqu'une corniche-caniveau est utilisée.

Pour drainer l'eau transversalement, la chaussée est conçue avec une pente transversale (comme sur les autoroutes) ou une double pente en forme de toit (comme sur les routes à deux voies bidirectionnelles). Cette pente ne doit pas être inférieure à un certain degré. Dans le cas des pentes en toit, elles se rejoignent paraboliquement sur un mètre de chaque côté de l'axe de la chaussée. La pente est créée par la géométrie de la structure, la couche de roulement restant d'épaisseur constante.

L'eau collectée est ensuite évacuée par des gargouilles disposées le long du fil d'eau, espacées de 20 à 30 mètres. Leur diamètre minimum et la section totale doivent être adaptés pour assurer un drainage efficace. Les gargouilles peuvent déboucher à l'air libre ou être connectées à un système d'évacuation intégré dans la structure du pont [1].



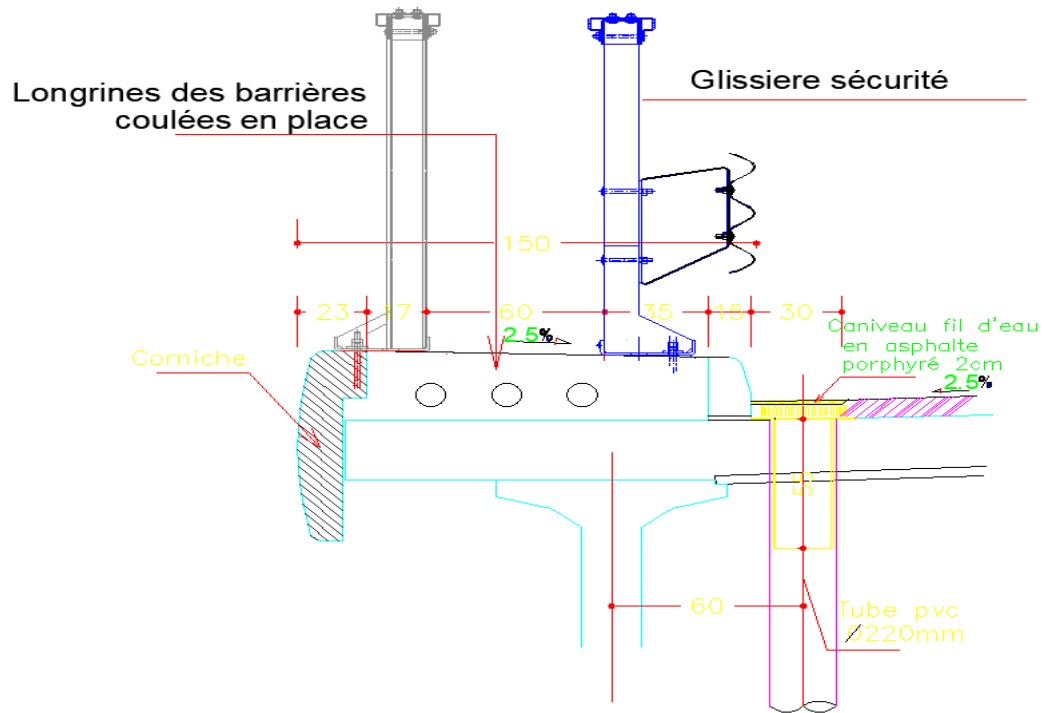


Figure IX.12 disposition des gargouilles

IX.7 Conclusion

L'étude des appareils d'appui et de l'analyse sismique est complexe mais essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des ouvrages. Les appareils d'appui sont au cœur de la transmission des charges, tandis que l'analyse sismique permet de prévenir les dommages potentiels. Les joints de chausser jouent également un rôle important dans la transmission des efforts entre les différentes parties de la structure.



CHAPITRE X: ETUDE DE LA PILE

X.1 Introduction

La conception des piles de ponts est étroitement liée à divers facteurs tels que le type de tablier et de fondations, ainsi que les contraintes naturelles ou fonctionnelles du site. La manière dont les piles interagissent avec le tablier dépend de leur mode de soutien : simple appui, encastré partiellement ou totalement. Leur positionnement nécessite une analyse approfondie de la structure globale du pont [1].

La pile la plus haute, d'une hauteur de $h_{pile} = 7.75m$, est sélectionnée pour notre étude.

X.2 Les dimensions de la pile :

X.2.1 Le chevêtre :

Les poutres sont fixées sur le chevêtre, qui permet de transférer les charges de la superstructure vers les fûts.

✚ Longueur $L_{chev} = 12.1m$

✚ Largeur $l_{chev} = 2.1 m$

✚ Hauteur $H_{chev} = 1.5 m$

X.2.2 Les fûts :

Les fûts, cylindriques et de diamètre constant, transmettent les efforts du chevêtre à la semelle. Les 3 fûts de la pile étudiée ont les dimensions suivantes :

✚ Une hauteur $h_{fut} = 10 m$

✚ Un diamètre $\phi_{fut} = 1.2 m$

X.2.3 La semelle :

Elle a pour fonction de transmettre les efforts des fûts aux pieux, elle a les dimensions suivantes :

✚ Epaisseur $h_{sem} = 1.5m$

✚ Largeur $l_{sem} = 6 m$

✚ Longueur $L_{sem} = 9.4 m$

✚ Béton de propreté : 0.1 m

X.2.4 Les pieux :

Les pieux ont pour fonction d'ancrer l'ouvrage dans le sol approprié, ils sont touchés par les forces transmises par la terre. Leur particularité réside dans leur diamètre :

✚ $\phi_{pieux} = 1.2 m$



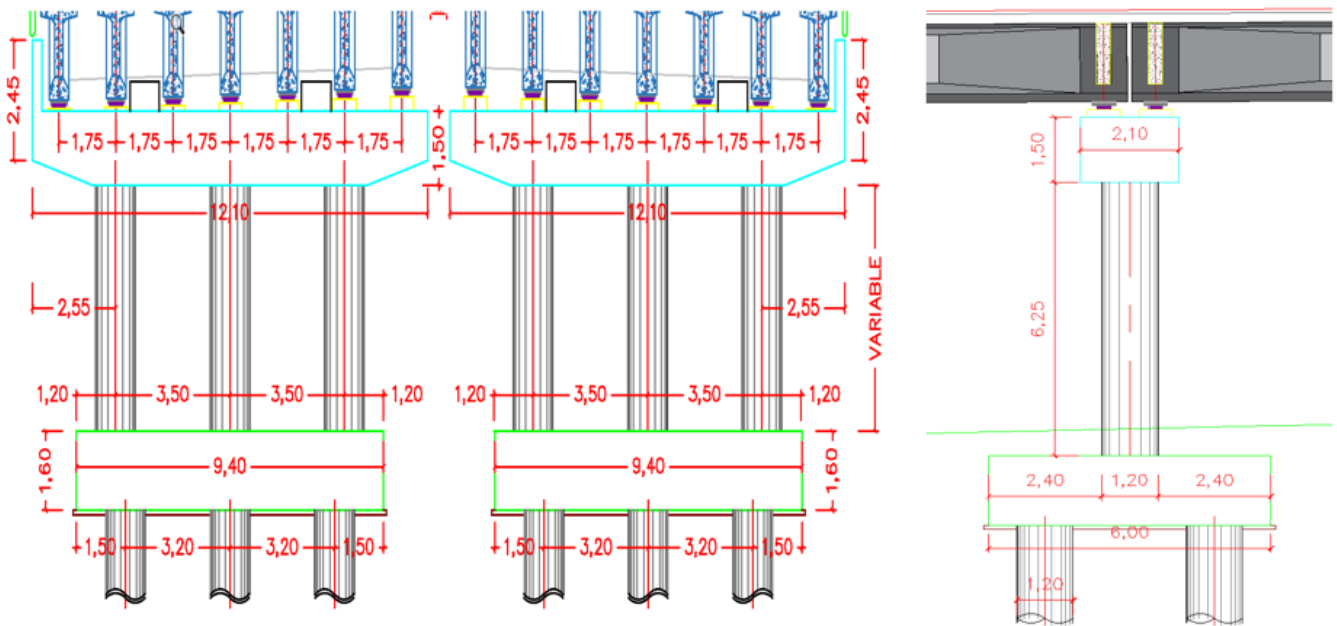


Figure X.1 Vue de face et de gauche sur la pile

X.3 Evaluation des efforts pour chevêtre 2 travée chargée:

X.3.1 Charges verticales

Tableau X.1 Les réaction sur chevêtre

Désignation	Charge sur chevêtre (KN)
G	8701.14
A(I)	2240.46
B_c	1223.54
M_{c120}	1141.18
D₂₄₀	2118.86
ST	24.30

Combinaison des charges :



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.2 Combinaisons des charges sur chevêtre

ELS (KN)	ELU (KN)
G	$1.35G$
$G + ST + 1.2Al$	$1.35G + 1.6ST + 1.6Al$
$G + ST + 1.2Bc$	$1.35G + 1.6ST + 1.6Bc$
$G + Mc120$	$1.35G + 1.35Mc120$
$G + D240$	$1.35G + 1.35D240$

X.3.2 Charges horizontales :

Tableau X.3 Charge horizontales sur chevêtre

longitudinale	Freinage B_c	180KN
	Freinage A(l)	106.01KN
transversale	vent	293.04 KN

X.3.3 Ferrailage du chevêtre :

X.3.3.1 Evaluation des efforts

La modélisation numérique du chevêtre sera utilisée pour évaluer les efforts internes du chevêtre, en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis. La représentation du chevêtre est illustrée dans la figure ci-dessous

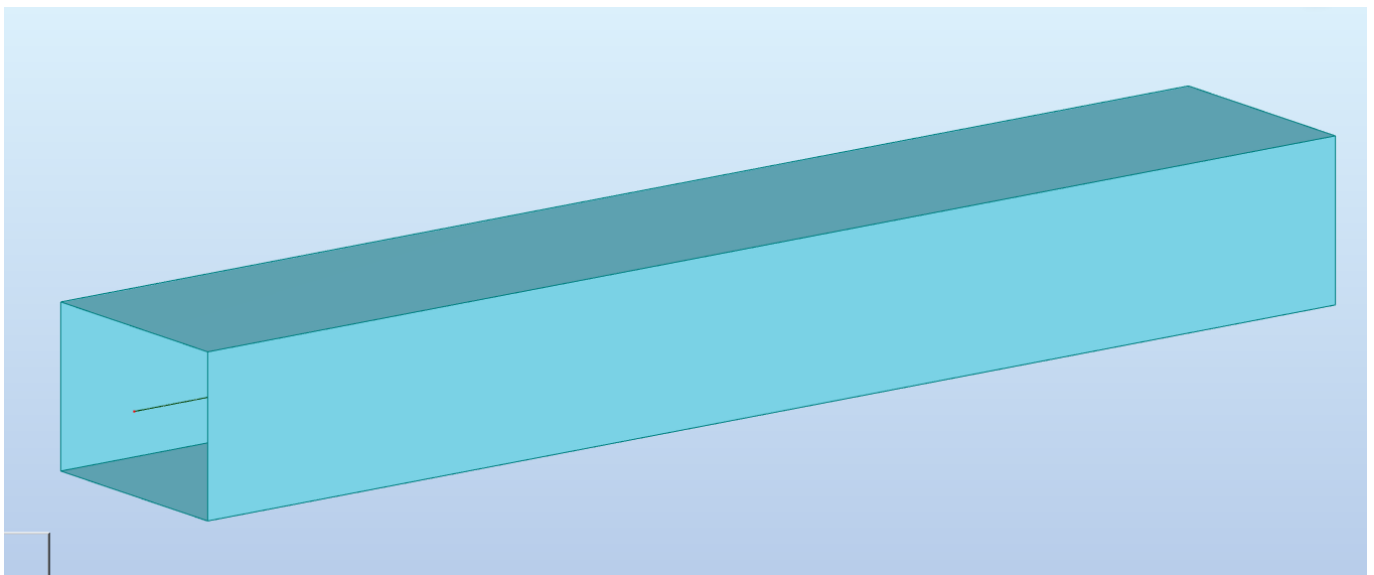


Figure X.2 Modèle numérique du chevêtre

On évalue les charges appliquées sur le chevêtre en modélisant les diverses formes de charges :



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.4 Les réaction sur chevêtre par ml

Désignation	Charge sur chevêtre (KN)	L chevêtre (m)	Charge sur chevêtre (KN/ml)
G	8701.14	12.1	719.10
A(I)	2240.46		185.16
B _c	1223.54		101.12
M _{c120}	1141.18		94.31
D ₂₄₀	2118.86		175.11
ST	24.30		2.01

Charge du tablier :

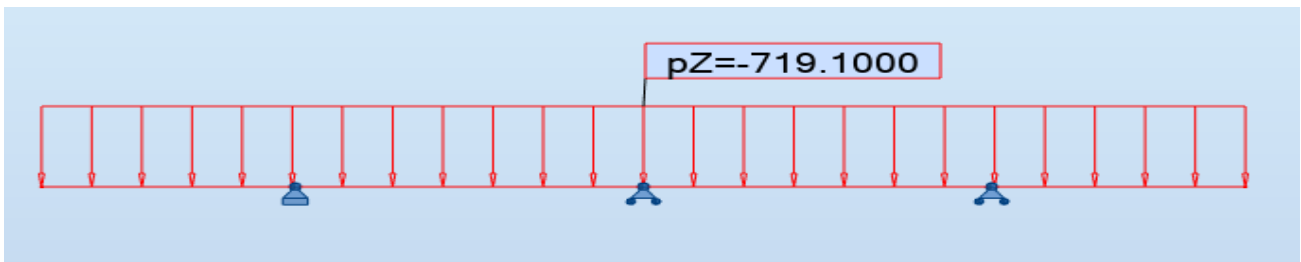


Figure X.3 Chevêtre sous charge du tablier

Charge du système A(I) :

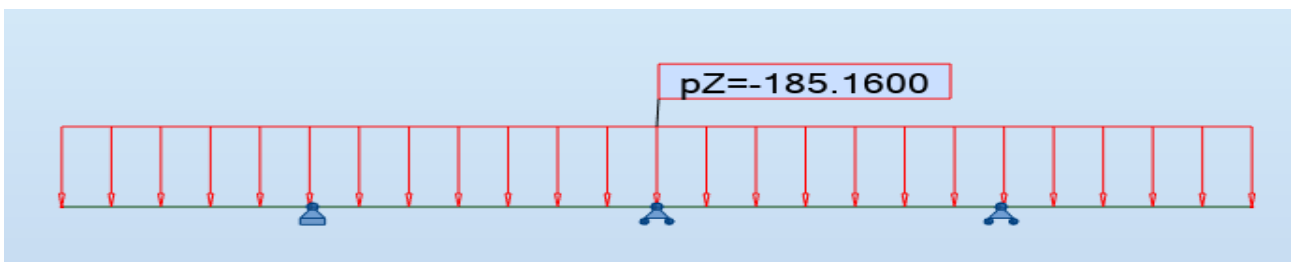


Figure X.4 Chevêtre sous surcharge A1

Charge du système Bc :

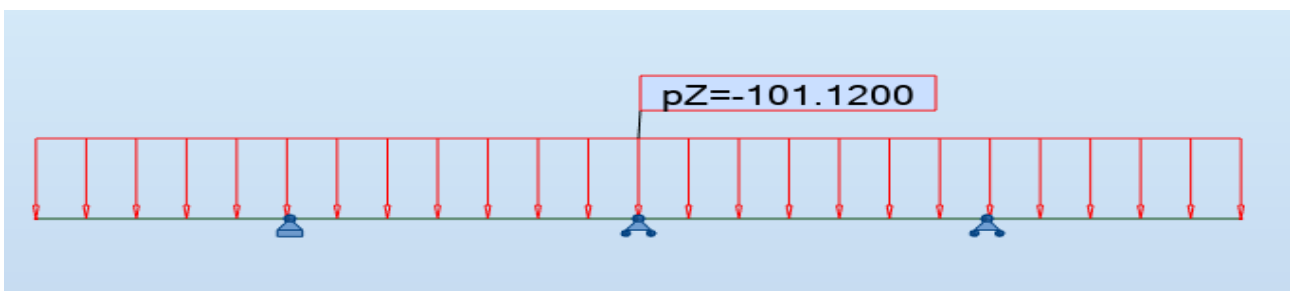


Figure X.5 Chevêtre sous surcharge Bc

Charge du système Mc120 :



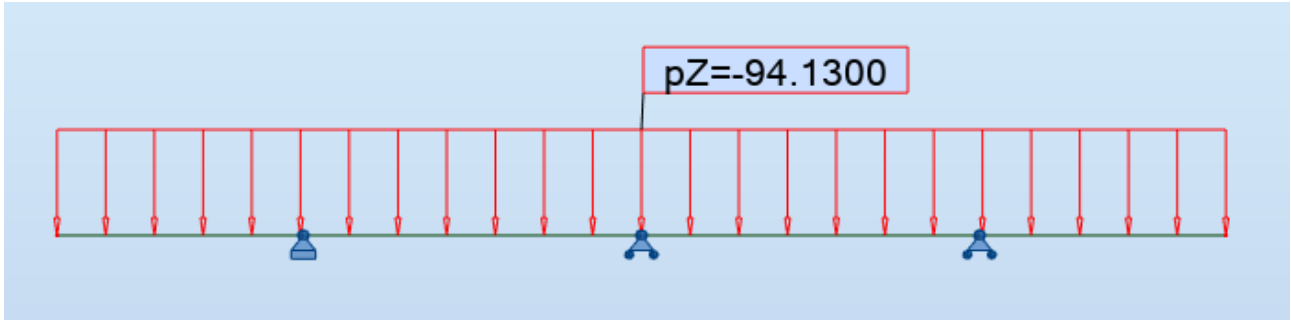


Figure X.6 Chevêtre sous surcharge Mc120

Charge du système D240 :

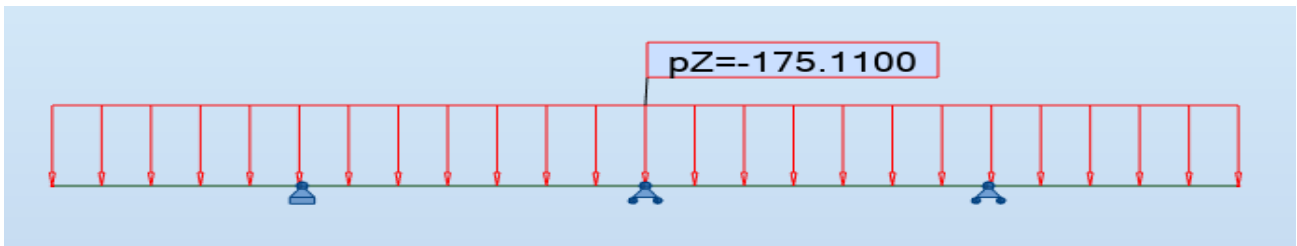


Figure X.7 Chevêtre sous surcharge D240

Surcharge de trottoir ST:

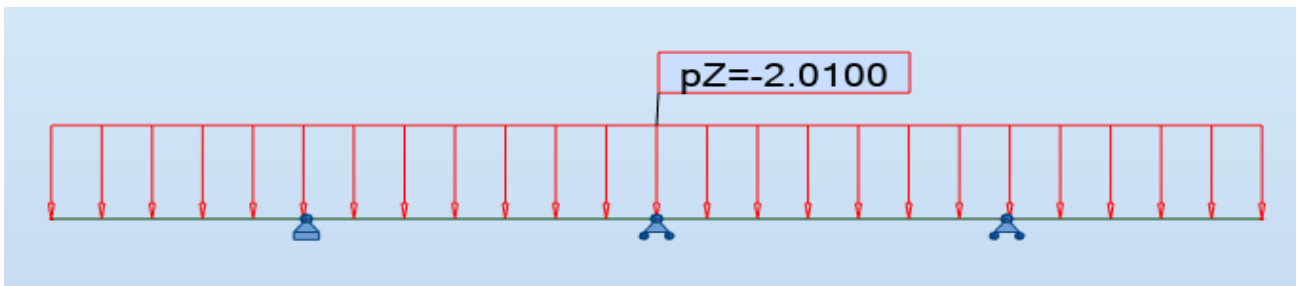


Figure X.8 Chevêtre sous surcharge ST

X.3.3.2 Moment fléchissant et effort tranchant

Le calcul se fait à l'aide de logiciel robot :

A l'ELU :

Les représentations graphiques suivantes illustrent le schéma statique du chevêtre, le schéma du moment fléchissant et le schéma de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

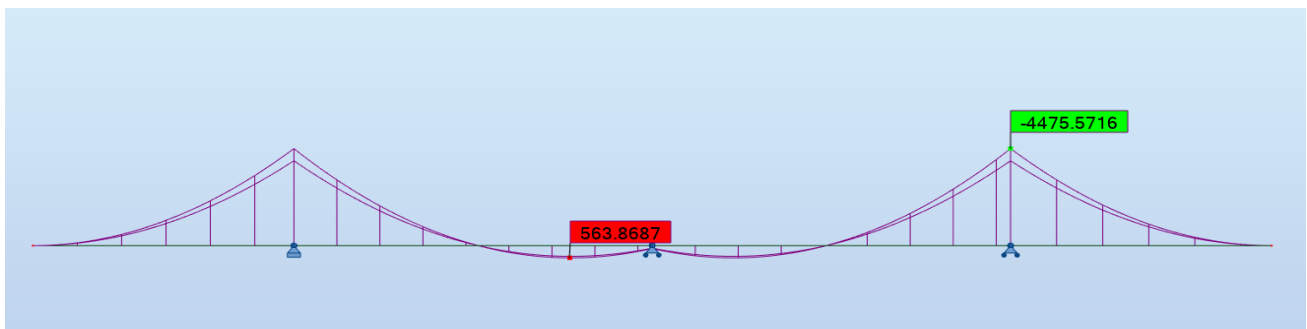


Figure X.9 diagramme du moment fléchissant (KN.m) a l'ELU





Figure X.10 diagramme d'effort tranchant (KN) à l'ELU

A l'ELS :

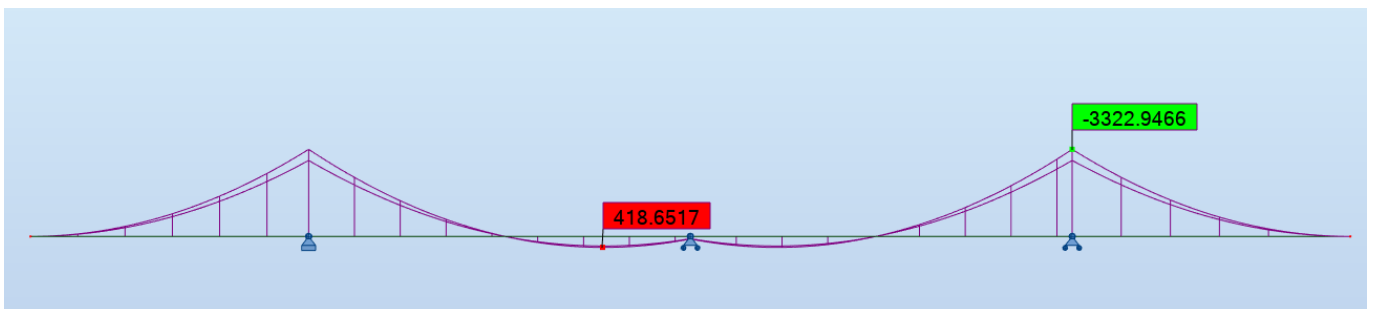


Figure X.11 diagramme du moment fléchissant (KN.m) à l'ELS

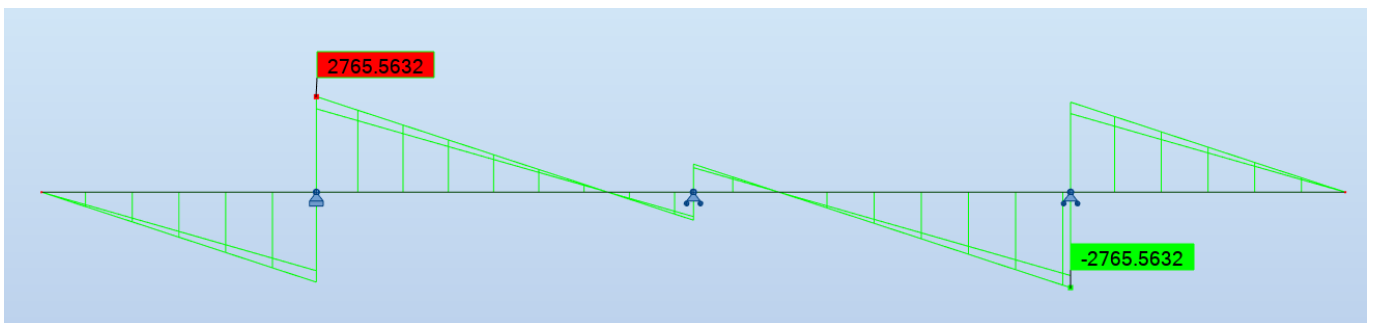


Figure X.12 diagramme d'effort tranchant (KN) à l'ELS

X.3.3.3 Ferrailage

Données sur matériaux

Pour cette étude, nous avons utilisé les données suivantes :

Béton : $f_{c28} = 27\text{MPa}$

Acier : FeE500

Fissuration : préjudiciable

Chevêtre est soumis à la flexion simple, le calcul se fait à l'aide de logiciel robot expert.

Armatures longitudinales

A l'ELU:

Moment sur nappe inférieure: $M_{u-inf} = 563.868\text{KN.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{u-sup} = -4475.572\text{KN.m}$

A l'ELS:



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Moment sur nappe inférieure : $M_{\text{ser-inf}} = 418.651 \text{KN.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{\text{ser-sup}} = -3322.945 \text{KN.m}$

N.B : Les détails de calcul sont donnés dans l'annexe.

La section d'armature dans la nappe inférieure est :

$$A_{s1} = 30.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 10 HA 20 espacées de 20 cm}$$

La section d'armature dans la nappe supérieure est :

$$A_{s2} = 99.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 13 HA 32 espacées de 17 cm}$$

Armatures transversales

Les efforts pour le calcul des armatures transversales sont :

Effort tranchant :

$$V_{\text{ELU}} = 3724.849 \text{KN}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\begin{aligned}\tau_u &= \frac{V_{\text{ELU}}}{b \times d} = \frac{3724.849}{2.1 \times 1.45} = 1223.267 \text{KN/m}^2 = 1,224 \text{MPa} \\ \tau_u &= 1.224 \text{MPa}\end{aligned}$$

Il faut vérifier la condition suivante:

$$\tau \leq \left[0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right]$$

Où :

$$f_{c28} = 27 \text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation durable)}$$

$$\tau \leq \text{Min}(2,7 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) = 2,7 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la section minimale

Elle est déterminée au moyen de l'expression suivante :

$$\begin{aligned}\frac{A_{\text{min}}}{S_t} &\geq \frac{0,4b}{f_e} \\ \frac{A_{\text{min}}}{S_t} &\geq \frac{0,4 \times 2,1}{500} \\ \frac{A_{\text{min}}}{S_t} &\geq 16,8 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Soit :

$$A_{\text{min}} = 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 1 cadre HA16 espacées de 10 cm.}$$

X.3.3.4 Ferrailage à la torsion :

Le moment de torsion est causé par l'excentricité des appareils d'appui par rapport au plan de symétrie du chevêtre lorsqu'une seule travée est chargée.

Selon les tests, il a été démontré que les poutres à section pleine se comportent de manière similaire à des poutres tubulaires, ce qui signifie que la partie centrale ne joue pas un rôle dans la résistance à la torsion. Le plan de symétrie est excentrique par rapport à l'application des charges, avec une excentricité de $e = 0.55 \text{ m}$.

Calcul du moment de torsion :

Le cas le plus défavorable est celui où les poutres d'une seule travée sont fixées sur le chevêtre pendant la phase de construction. La durée de la torsion est indiquée par :

$$C_G = P_G \times e$$

Avec :

P_G : réaction du tablier due au poids propre des poutres par mètre;

e : bras de levier de torsion $e = 0.55 \text{ m}$.



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

La réaction du tablier est calculé comme suit :

$$P_g = \frac{P_{\text{poutre}} \times n_{\text{poutre}}}{2 \times l_{\text{tablier}}} = \frac{670.9 \times 7}{2 \times 12.25} = 191.685 \text{KN/ml}$$

Donc : $C_G = 191.685 \times 0.55 = 105.426 \text{KN.m/ml}$

En phase de service : la réaction maximale est donnée par le system Al :

$$R_{Al} = 2240.46 \text{KN}$$

Le moment de torsion est alors : $C_{Al} = P_{Al} \times e$

Avec :

$$P_{Al} = \frac{R_{Al}}{l_{\text{tablier}}} = \frac{2240.46}{12.25} = 182.895 \text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow C_{Al} = 182.895 \times 0.55 = 100.593 \text{KN.m/ml}$$

Moment de torsion maximal :

Le cas le plus défavorable, à l'ELU est donc :

$$C_{\text{max}} = 1.35 \times \max(C_G; C_{Al}) = 1.35 \times \max(105.426; 100.593)$$

$$\Rightarrow C_{\text{max}} = 142.325 \text{KN.m/ml}$$

Calcul du ferrailage nécessaire pour reprendre la torsion :

Contrainte tangentielle due à la torsion :

Afin de calculer le ferrailage requis pour faire face aux efforts de torsion, on prendra en compte une section en rectangle dont la hauteur est de chevêtre et dont la largeur l_t est limitée, dans le cas d'un chevêtre large, à la somme du diamètre des fûts et de la hauteur du chevêtre (rectangle habillé).

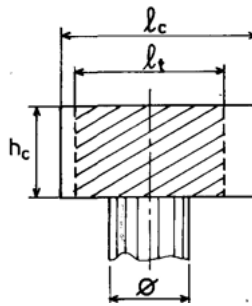


Figure X.13 Notation du calcul à la torsion [24]

Avec les notations du schéma, on prendra suivant le cas une des deux valeurs ci-après :

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si } l_c \leq \phi + h_c \\ l_t = \phi + h_c & \text{si } l_c > \phi + h_c \end{cases}$$

Dans notre cas, on a : $l_c = 2.1 \text{ m}$; $\phi = 1.2 \text{ m}$; $h_c = 1.5 \text{ m}$

$$l_c = 2.1 \text{ m} \leq \phi + h_c = 2.7 \text{ m} \Rightarrow l_t = l_c = 2.1 \text{ m}$$

La contrainte tangentielle de torsion est donnée par :

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{C}{2\Omega b_n} = \frac{142.325 \times 10^{-3}}{2 \times 2.32 \times 0.25} = 0.122 \text{MPa}$$

Avec :

b_n : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente $b_n = \frac{h_c}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$;

C : moment de torsion maximal par mètre $C = 142.325 \text{KN.m/ml}$;

Ω : aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois (partie hachurée sur la figure suivante)



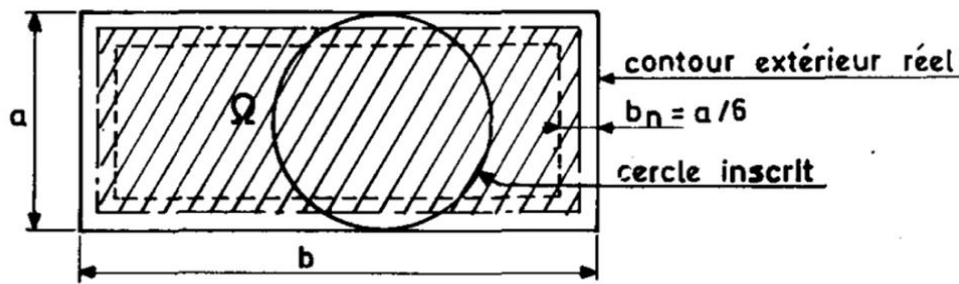


Figure X.14 Cercle inscrit participant à la torsion [24]

Avec les notations du schéma précédent, les valeurs de a et b considérées sont :

$$\begin{cases} a = h_c \\ b = l_t \end{cases}$$

On aura donc :

$$\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.5 - 0.25) \times (2.1 - 0.25) = 2.32 \text{ m}^2$$

Armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{C \times U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.142 \times 6.7}{2 \times 2.32 \times \frac{500}{1.15}} \times 10^4 = 4.716 \text{ cm}^2$$

Avec U périmètre du contour :

$$U = (2 \times h_c - b_n) + (l_t - b_n) = (2 \times 1.5 - 0.25) + (2 \times 2.1 - 0.25) = 6.7 \text{ m}$$

On prend 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{C}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.142}{2 \times 2.32 \times \frac{500}{1.15}} \times 10^4 = 0.7 \text{ cm}^2$$

L'ensemble des armatures transversale sera donc celles calculées à la flexion et celles calculées à la torsion :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{A_t \text{ flexion} + A_t \text{ torsion}}{S_t} = \frac{16.8 + 0.7}{S_t} = \frac{17.5}{S_t} \text{ cm}^2$$

L'espacement S_t étant précédemment choisi $S_t = 10 \text{ cm}$.

$A_t = 1.75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend 1 cadres HA16 = 2.01 cm².

Justification du béton :

La section des armatures transversales doit être suffisante à reprendre le cisaillement d'effort tranchant avec et le cisaillement de torsion :

$$\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2 \leq \tau_{\text{adm}}^2$$

On a: $\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_v^2 = 0.122^2 + 1.224^2 = 1.513$

Et : $\tau_{\text{adm}}^2 = 2.7^2 = 7.29$

Donc :

$$\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_u^2 = 1.513 \leq \tau_{\text{adm}}^2 = 7.29 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.5 Ferrailage du chevetre

	Ferrailage	
	Type d'armatures	Espacement (cm)
Inférieures	10HA 20	20
Supérieures	13HA 32	17
Torsion	5HA 12× 2	20
Transversales	120HA 16	10

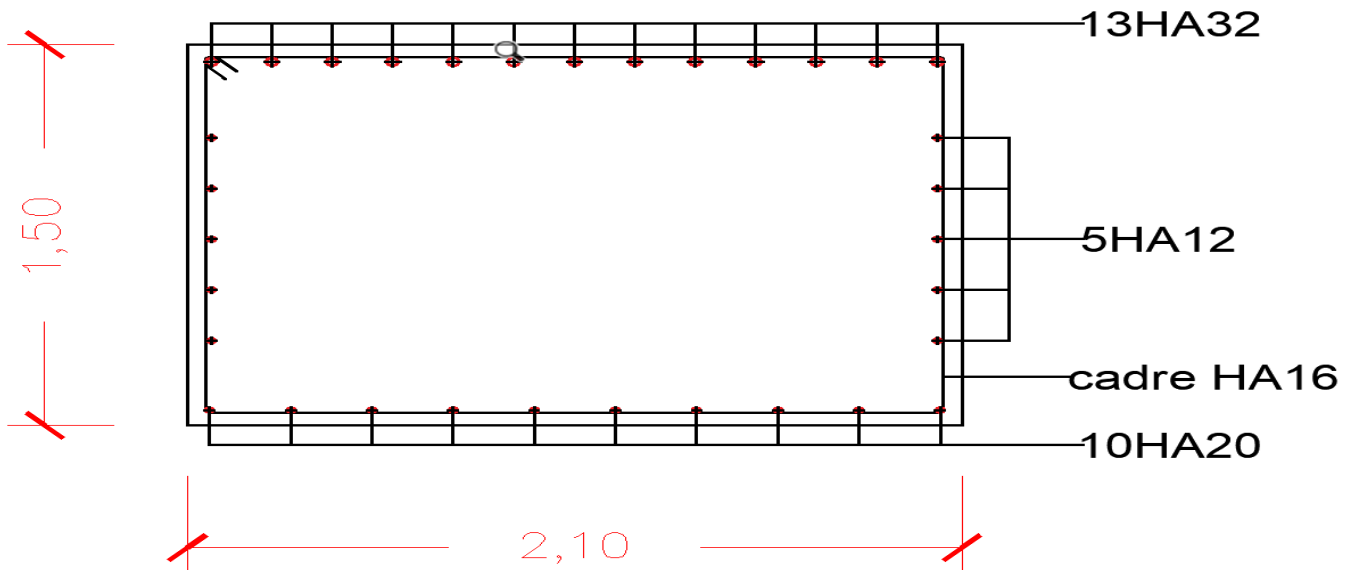


Figure X.15 Ferrailage du chevetre

X.4 Evaluation des efforts pour les fûts 2 travée chargée:

Des sollicitations sur pile sont produites sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation. On résume ces sollicitations sous forme de forces horizontales, verticales et de moments.

X.4.1 Charge permanent

Les charges sur futs :

Tableau X.6 Charge permanent

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/o (y/o)	MFV/o	MFH/o
Fûts	530.14	/	0.00	3.13	0.00	
Chevetre	904.31	/	0.00	7.00	0.00	
G Tablier	8701.14	/	0.00	7.75	0.00	
Hf+r	/	231.53	/	7.75		1794.32
HT°	/	80.22	/	7.75		621.73
Somme	10135.59	311.75	/	/	0.00	2416.05



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

X.4.2 Surcharges variables

Les charges sur futs :

Tableau X.7 Surcharges sur fut pour 2 travée chargée

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/o (y/o)	MFV/o	MFH/o
(Al)	2240.46	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1223.54	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1141.18	/	0.00	/	0.00	/
D240	2118.86	/	0.00	/	0.00	/
ST	24.30	/	0.00	/	0.00	/
Frein Al	/	106.01	/	7.75	/	821.58
Frein Bc	/	180.00	/	7.75	/	1395.00

X.4.3 Combinaison des charges :

ELS:

Tableau X.8 Combinaisons des charges sur fut a ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	3378.53	77.18	598.11	0.00	598.11
G+1.2Al+St+0.6T	4282.82	135.62	1051.08	0.00	1051.08
G+1.2Bc+St+0.6T	3876.05	165.22	1280.45	0.00	1280.45
G+Mc120+0.6T	3758.92	93.22	722.45	0.00	722.45
G+D240+0.6T	4084.82	93.22	722.45	0.00	722.45

$$\begin{cases} N_{corr} = 4282.82KN \\ H_{corr} = 165.22KN \\ M_h = 1280.45KN.m \end{cases}$$

ELU :

Tableau X.9 Combinaisons des charges sur fut a ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	4561.02	104.19	807.44	0.00	807.44
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	5768.89	184.79	1432.14	0.00	1432.14
1.35G+1.6BC+1.6ST+0.9T	5226.53	197.24	1528.63	0.00	1528.63
1.35G+1.35Mc120+0.9T	5074.55	128.25	993.96	0.00	993.96
1.35G+1.35D240+0.9T	5514.50	128.25	993.96	0.00	993.96



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

$$\begin{cases} N_{corr} = 5768.89KN \\ H_{corr} = 197.24KN \\ M_h = 1528.63KN.m \end{cases}$$

ELA :

Tableau X.10 Combinaisons d'actions sur le fût à l'ELA

	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_z(KN)$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
G + E1 + 0.4 T + D	808.663	376.059	4461.021	1613.670	3114.048
G + E1 _{min} + 0.4 T + D	806.257	-195.179	3870.921	-223.381	3120.855
G + E2 + 0.4 T + D	375.753	834.822	5142.945	3269.041	1479.282
G + E2 _{min} + 0.4 T + D	4.945	831.997	5137.353	3258.857	63.958

X.4.4 Calcul du ferrailage du fût

On calcule les sections d'armatures pour chaque situation de combinaison en flexion déviée en utilisant ROBOT EXPERT note de calcul dans annexe :

Armatures	Efforts	ELU	ELS	ELA	A cm ²	Ø mm	e cm
longitudinale	$M_x(KN.m)$	3124.251	2314.26	3269.041	211.13	44HA25	7.5
	$M_y(KN.m)$	1528.63	1280.45	3120.855			
	$F_z(KN)$	5768.89	4282.82	5142.945			
transversale	$F_x(KN)$	197.24	165.22	808.663	2.01	1HA16	10/20
	$F_y(KN)$	415.044	307.44	834.822			
	$F_z(KN)$	5768.89	4282.82	5142.945			

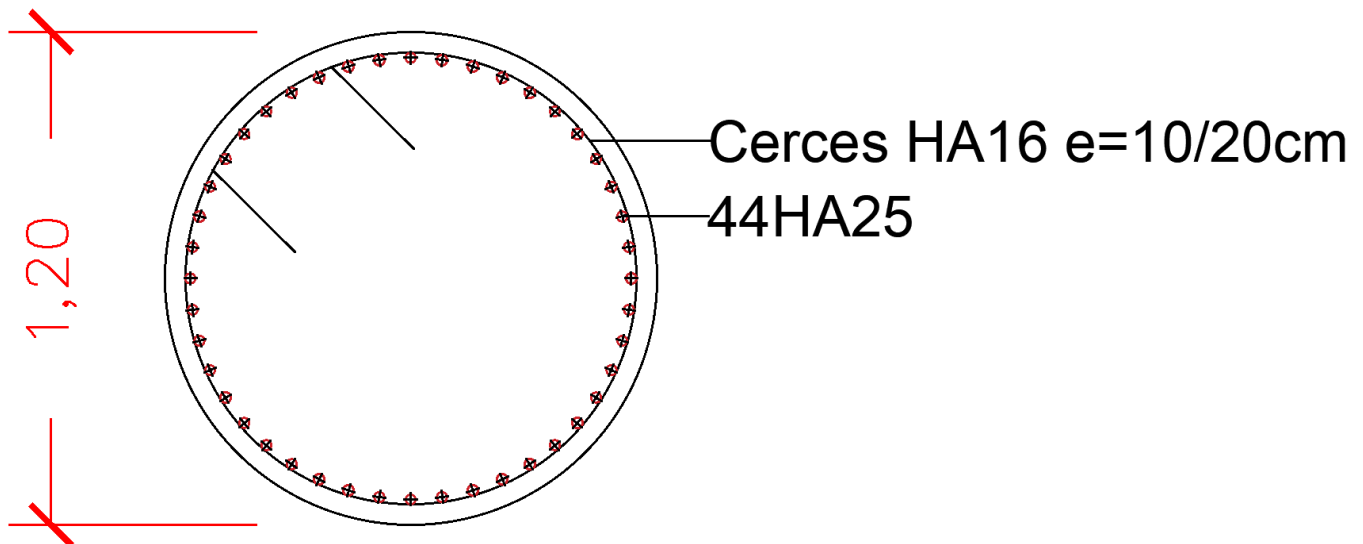


Figure X.16 Ferrailage des fûts

X.5 Etude des fondations :

Selon les conseils du rapport géotechnique, une fondation sur pieux profonds est choisie. Les couches profondes du sol, qui ont une capacité portante supérieure à celle des couches superficielles, permettent de transférer les charges liées à l'ouvrage qu'elles supportent [1].



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

X.5.1 Etude de la semelle :

X.5.1.1 Evaluation des efforts :

Les efforts exercés sur la semelle sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Charge permanent

Les charges sur futs :

Tableau X.11 Charge permanent

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2256.00	/	0.00	0.80	0.00	/
Fûts	530.14	/	0.00	4.73	0.00	/
Chevêtre	904.31	/	0.00	8.60	0.00	/
G Tablier	8701.14	/	0.00	9.35	0.00	/
Hf+r	/	231.53	/	9.35	/	2164.76
HT°	/	80.22	/	9.35	/	750.09
G remblais	636.08	/	/	1.80	/	/
Somme	13027.68	311.75	/	/	0.00	2914.85

Surcharges variables

Les charges sur futs :

Tableau X.12 Surcharges sur semelle pour 2 travée chargée

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
(Al)	2240.46	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1223.54	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1141.18	/	0.00	/	0.00	/
D240	2118.86	/	0.00	/	0.00	/
ST	24.30	/	0.00	/	0.00	/
Frein Al	/	106.01	/	9.35	/	991.19
Frein Bc	/	180.00	/	9.35	/	1683.00

X.5.1.2 Combinaison des charges :

ELS:



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.13 Combinaisons des charges sur semelle a ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	13027.68	231.53	2164.76	0.00	2164.76
G+1.2Al+St+0.6T	15740.53	406.87	3804.24	0.00	3804.24
G+1.2Bc+St+0.6T	14520.23	495.66	4634.41	0.00	4634.41
G+Mc120+0.6T	14168.86	279.66	2614.81	0.00	2614.81
G+D240+0.6T	15146.54	279.66	2614.81	0.00	2614.81

$$\begin{cases} N_{corr} = 15740.53KN \\ H_{corr} = 495.66KN \\ M_h = 4634.41KN.m \end{cases}$$

ELU :

Tableau X.14 Combinaisons des charges sur semelle a ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	17587.37	312.56	2922.42	0.00	2922.42
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	21210.98	554.38	5183.41	0.00	5183.41
1.35G+1.6BC+1.6ST+0.9T	19583.91	672.76	6290.30	0.00	6290.30
1.35G+1.35Mc120+0.9T	19127.96	384.76	3597.50	0.00	3597.50
1.35G+1.35D240+0.9T	20447.82	384.76	3597.50	0.00	3597.50

$$\begin{cases} N_{corr} = 21210.98KN \\ H_{corr} = 672.76KN \\ M_h = 6290.30KN.m \end{cases}$$

ELA :

Les efforts en cas sismiques obtenus après calcul numérique à la base des fûts :



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.15 Combinaisons d'actions sur les fûts à l'ELA

	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_z(KN)$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
G + E1 + 0.4 T	2405.314365	882.995365	10732.02	4240.89333	9320.3004
G + E1_{min} + 0.4 T	2399.593365	-327.311635	9551.822	-97.9636712	9299.439
G + E2 + 0.4 T	1119.414365	2284.959365	12093.28	9266.81033	4409.715
G + E2_{min} + 0.4 T	11.491365	2276.330365	12079.86	9235.88233	179.782

Pour évaluer les efforts à la base de la semelle, on ajoute les effets de poids, d'inertie et de distance engendrés par la semelle en suivant les transformations suivantes : (l'indice fût signifié que l'effort est à la base du fût)

Effort normal : on ajoute le poids propre de la semelle et le remblai à l'effort normal :

$$N = F_{z\text{fût}} + G_{\text{semelle}} + G_{\text{remblai}}$$

Moment fléchissant : on ajoute les moments engendrés par les forces horizontales sur un bras de levier égal à la hauteur de la semelle:

$$M'_x = M_{x\text{fût}} + F_y \times h_{\text{semelle}}$$

$$M'_y = M_{y\text{fût}} + F_x \times h_{\text{semelle}}$$

Inertie : l'accélération de la masse de la semelle et le remblai engendre une force horizontale égale à :

$$F_{H \text{ semelle}} = G_{\text{semelle}} \times k_h$$

$$F_{H \text{ remblai}} = G_{\text{remblai}} \times k_h$$

Avec k_h coefficient sismique horizontal $k_h = A = 0.20$.

On obtient donc: $F_{H \text{ semelle}} = 2240.46 \times 0.20 = 448.092\text{KN}$.

$F_{H \text{ remblai}} = 636.08 \times 0.20 = 127.216\text{KN}$.

Puisque le point d'application de cette inertie est à mi-hauteur de la semelle et peut se développer dans les deux sens, elle engendre les moments suivants :

$$\begin{aligned} M_{x \text{ inertie}} = M_{y \text{ inertie}} &= F_{H \text{ semelle}} \times \frac{h_{\text{semelle}}}{2} + F_{H \text{ remblai}} \times \left(\frac{h_{\text{remblai}}}{2} + h_{\text{semelle}} \right) \\ &= 448.092 \times \frac{1.6}{2} + 127.216 \times \left(\frac{0.6}{2} + 1.6 \right) = 600.184\text{KN.m} \end{aligned}$$

Combinaison des effets sismiques : puisque l'inertie de la semelle peut se développer dans les deux directions horizontales, on combine son moment quadratiquement dans les deux sens :

$$M_x = \sqrt{M_x'^2 + M_y'^2}$$

$$M_y = \sqrt{M_y'^2 + M_x'^2}$$

Tableau X.16 Combinaisons d'actions à la base de la semelle à l'ELA

	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$F_z(KN)$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
G + E1 + 0.4 T	2405.31	882.99	13624.10	10749.99	8111.81
G + E1_{min} + 0.4 T	2399.59	-327.31	12443.91	8796.41	3789.61
G + E2 + 0.4 T	1119.41	2284.95	14985.36	8088.13	11074.28
G + E2_{min} + 0.4 T	11.49	2276.33	14971.94	3869.13	9273.87

$$\begin{cases} M_x = 10749.99\text{KN.m} \\ M_y = 11074.28\text{KN.m} \\ F_z = 14985.36\text{KN} \end{cases}$$



X.5.2 Etudes des pieux :

X.5.2.1 Choix du nombre de pieux :

Le nombre, le diamètre et les dimensions de la semelle sont pris en considération dans la conception des pieux. En règle générale, la distance entre les pieux est de 3ϕ pieux, car un espacement plus court peut entraîner des désavantages lors de l'exécution et influencer le comportement mécanique des fondations.

La capacité portante et l'effort normal total sur la fondation déterminent le nombre de pieux, et il peut être calculé par :

$$n_{\min} = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

n_{\min} : nombre minimal des pieux ;

N_{\max} : l'effort maximal à l'ELS (poids de semelle inclus) ;

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS $Q_p = 3125.8\text{KN}$ pour une profondeur de 10 m;

$$n_{\min} = \frac{15740.53}{3125.8} = 6 \text{ pieux}$$

Une construction sur 6 pieux est prévue en tenant compte des moments importants à la base de la semelle déjà calculés.

X.5.2.2 Evaluations des efforts :

Moment fléchissant :

En chaque dixième de section, le pieu est considéré comme étant soumis à un moment fléchissant, ce moment est calculé par la méthode de Werner, le pieu étant encastré en tête, ce qui signifie que le déplacement ou la rotation sont nuls [26].

Cette permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différent point par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec:

\bar{M} : moment en tête du pieu ;

\bar{P} : effort horizontal en tête du pieu $\bar{P} = H/n$;

λ : coefficient d'amortissement du module de Werner définit ci-dessous ;

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: paramètres tirés des abaques de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.

Coefficient d'amortissement λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

b : Diamètre du pieu $b = 1.2$ m;

C_u : module de réaction du sol ; $C_u = 30\text{MN/m}^3$ (cas le plus défavorable);

E : module d'élasticité du béton $E = 34179.56\text{MPa}$;

I : moment d'inertie du pieu $I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times 1.2^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 30}{4 \times 34179.56 \times 0.102}} = 0.228$$

$$\Rightarrow \lambda \times L = 0.228 \times 10 = 2.28$$

Le tableau suivant recense les valeurs de $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ en fonction de $\lambda \times L$ tirées du :



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.17 Valeurs des paramètres de Werner

$\lambda \times L$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Les valeurs correspondantes a $\lambda \times L = 2.25$ ont été obtenues grâce à l'interpolation linéaire.

$$\chi_{\theta P} = (2.28 - 2) \times \frac{(1.16 - 1.35)}{(3 - 2)} + 1.35 = \mathbf{1.30}$$

$$\chi_{\theta M} = (2.28 - 2) \times \frac{(1.48 - 1.62)}{(3 - 2)} + 1.62 = \mathbf{1.58}$$

Le moment \bar{M} sera donc :

$$\bar{M} = -\frac{1.30}{1.58} \times \frac{\bar{P}}{0.228} = -3.608 \times \bar{P}$$

Le tableau suivant recense les valeurs du moment en tête de pieu pour les différentes combinaisons d'action :

Tableau X.18 Valeurs du moment en tête de pieu

	$H(KN)$		$\bar{P}(KN)$		$\bar{M}(KN.m)$	
ELU	672.76		112.126		-404.550	
ELS	495.66		82.61		-298.056	
	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$\bar{P}_x(KN)$	$\bar{P}_y(KN)$	$\bar{M}_x(KN)$	$\bar{M}_y(KN)$
ELA	2405.31	2284.95	400.885	380.825	-1446.393	-1374.016

Réaction revenant à chaque pieux :

La réaction des pieux varie en fonction de la file en raison de l'effet du moment, avec une valeur :

$$R_2 = \frac{N}{n} + \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

$$R_1 = \frac{N}{n} - \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

Avec :

R_2 et R_1 : réaction maximal et minimal dans un pieu ;

x : distance entre l'axe du pieu et l'axe de la semelle. $x = 1.8$ m;

M_y : moment sollicitant maximal total à la base de la semelle ;

N : effort normal correspondant ;

n : nombre de pieux.

On aura donc pour chaque file :

$$R_2 = \frac{N}{6} + \left(\frac{M_y \times 1.8}{6 \times 1.8^2} \right)$$

$$R_1 = \frac{N}{6} - \left(\frac{M_y \times 1.8}{6 \times 1.8^2} \right)$$

Les résultats de calcul pour chaque combinaison sont répertoriés dans les tableaux suivants :



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.19 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELU

				1ère file	2ème file
	N KN	H KN	M_y	R1	R2
1,35G	17587.37	312.56	2922.42	2660.63	3201.82
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	21210.98	554.38	5183.41	3055.22	4015.11
1.35G+1.6BC+1.6ST+0.9T	19583.91	672.76	6290.30	2681.55	3846.42
1.35G+1.35Mc120+0.9T	19127.96	384.76	3597.50	2854.89	3521.10
1.35G+1.35D240+0.9T	20447.82	384.76	3597.50	3074.87	3741.07
				$Q_p=4111.9\text{KN}$	

Tableau X.20 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELS

				1ère file	2ème file
	N KN	H KN	M_y	R1	R2
G	13027.68	231.53	2164.76	1970.84	2371.72
G+1.2Al+St+0.6T	15740.53	406.87	3804.24	2271.18	2975.67
G+1.2Bc+St+0.6T	14520.23	495.66	4634.41	1990.93	2849.15
G+Mc120+0.6T	14168.86	279.66	2614.81	2119.36	2603.59
G+D240+0.6T	15146.54	279.66	2614.81	2282.31	2766.53
				$Q_p=3125.8\text{KN}$	

Tableau X.21 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELA

			1ère file	2ème file
	$N(KN)$	$M_y(KN.m)$	R1	R2
G + E1 + 0.4 T	13624.10	8111.81	1519.59	3021.78
G + E1_{min} + 0.4 T	12443.91	3789.61	1723.10	2424.87
G + E2 + 0.4 T	14985.36	11074.28	1472.16	3522.96
G + E2_{min} + 0.4 T	14971.94	9273.87	1636.63	3354.02
			$Q_p=4797.2\text{KN}$	

On a vérifié que les réactions des pieux sont inférieures à leur capacité portante.

X.5.3 Calcul du ferrailage :

X.5.3.1 Calcul du ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

Pierre Lebel a développé la méthode des bielles qui permet de calculer les semelles de fondation qui reçoivent une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chaque pieux, dans la mesure où les centres de ces derniers sont placés aux sommets d'un polygone régulier et où



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone. Elle est simple à utiliser en supposant que les charges appliquées sur la semelle par le poteau ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées. Des armatures placées à la partie inférieure des semelles équilibrent les efforts horizontaux de traction causés par la décomposition des forces transmises par ces bielles [16].

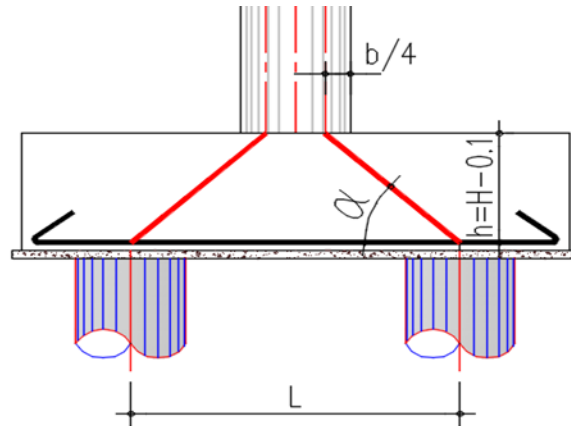


Figure X.17 Représentation de la méthode des bielles [16]

La condition à vérifier pour la validité de la méthode est la suivante :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ 0.5 \left(L - \frac{b}{2} \right) \leq h \leq 0.7 \left(L - \frac{b}{2} \right) \text{ DTR (BC - 2.33.2)} \end{cases}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)} = \frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}}$$

$$\Rightarrow \alpha = \arctan \left(\frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)} \right) = \arctan \left(\frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}} \right) = \arctan(1.066)$$

$$\alpha = 46.82^\circ$$

Et :

$$h = H_{\text{semelle}} - 0.1 = 1.5 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4} = 1.5 \text{ m}$$

Alors :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha = 46.82^\circ \leq 55^\circ \\ 1.5 \leq h = 1.5 \leq 2.1 \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales inférieures:

$$A_{si} = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{N_{\max} \times 10^{-3}}{\sigma_s} \times 1 \times 10^4$$

Les paramètres γ_s et σ_s dépendent du cas de combinaison d'actions

On obtient alors les sections d'armatures pour les différentes combinaisons :



CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X.22 Section d'armatures inférieures de la semelle

Combinaison	γ_s	$\sigma_s(MPa)$	$N_{max}(KN)$	$A_{Si}(cm^2)$
ELU	1.5	434.78	4015.11	92.35
ELS	1.15	333.33	2975.67	89.27
ELA	1	500	3522.96	70.46

Elles jouent le rôle de répartition des efforts entre la semelle et les pieux de fondation et sont réparties sur une bande de longueur $H_{semelle} + \phi_{pieux} = 1.6 + 1.2 = 2.8$ m.

$$\Rightarrow A_i = \frac{92.35}{2.8} = 32.99 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA25/ml (34.36 cm²) avec $S_t = 12.5$ cm.

Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{i \text{ inf}} \geq \frac{A_i}{3} = \frac{32.99}{3} = 10.99 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA20/ml (12.57 cm²) avec $S_t = 20$ cm.

Armatures de construction :

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{i \text{ sup}} \geq \frac{A_i}{2} = \frac{10.99}{2} = 5.45 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA14/ml (6.16 cm²) avec $S_t = 20$ cm.

Armatures transversales supérieures:

$$A_{i \text{ sup}} \geq \frac{A_i}{4} = \frac{32.99}{4} = 8.25 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA14/ml (10.78 cm²) avec $S_t = 12.5$ cm.

Armatures latérales:

$$A_{i \text{ sup}} \geq \frac{A_i}{4} = \frac{32.99}{4} = 8.25 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA16/ml (10.05 cm²) avec $S_t = 16$ cm.

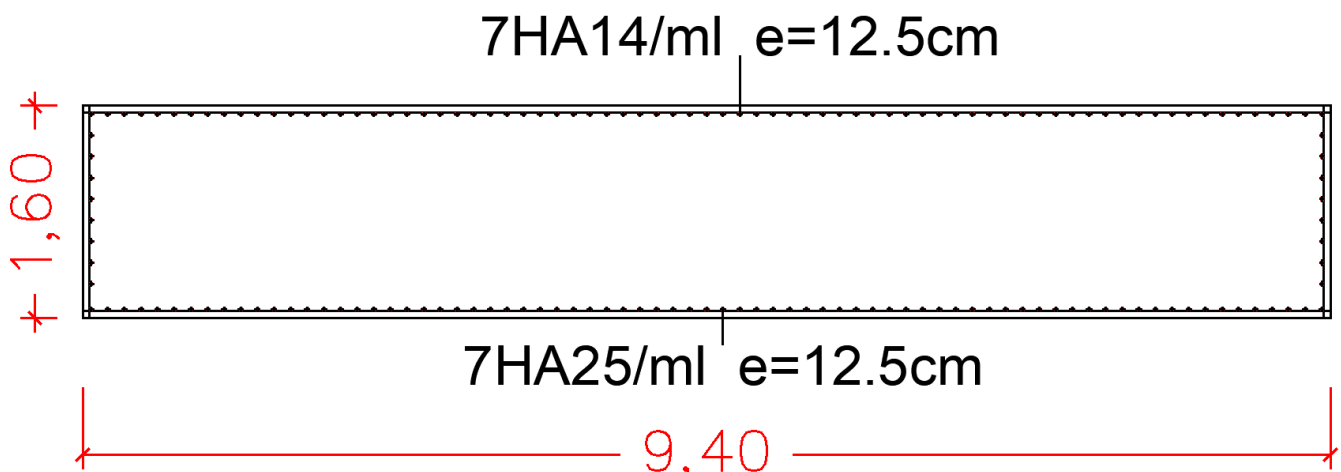


Figure X.18 Ferrailage transversale de la semelle



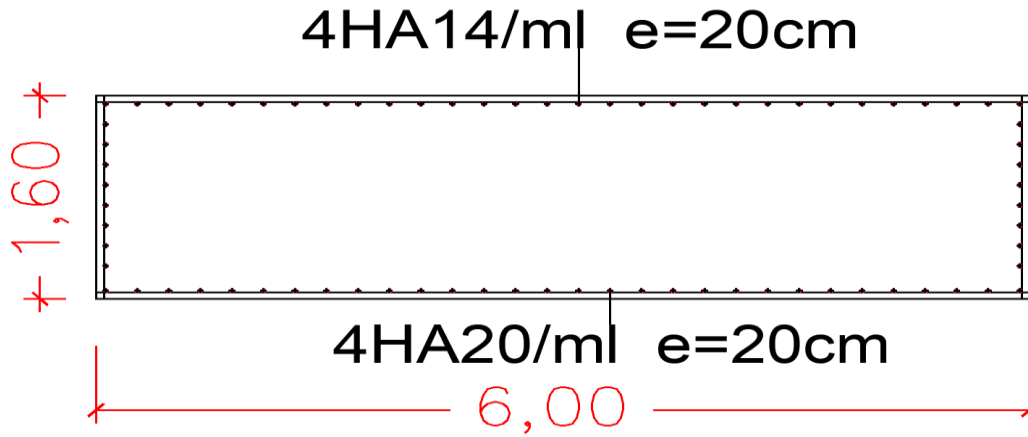


Figure X.19 Ferrailage longitudinale de la semelle

X.5.3.2 Calcul du ferrailage des pieux

Armatures longitudinales :

Le calcul des pieux en flexion déviée composé est effectué en utilisant le logiciel Robot Expert pour les diverses combinaisons d'actions :

La formule de A_{min} donner par le RPOA a la zone sismique IIa 0.5% à 3% de la section de pieux

$$A_{min} = 1\%A_{pieu} (\text{cm}^2) = 1\% \times \pi \times \frac{D^2}{4} = 1\% \times \pi \times \frac{D^2}{4} = 113.10 \text{ cm}^2$$

Tableau X.23 Section d'armatures des pieux

	$M_{max}(KN.m)$	$N_{max}(KN)$	$A_s (\text{cm}^2)$	A_{min}	Choix du ferrailage
ELU	404.550	4015.11	22.65	113.10	24HA25
ELS	298.056	2975.67			
ELA	1446.393	1374.016			

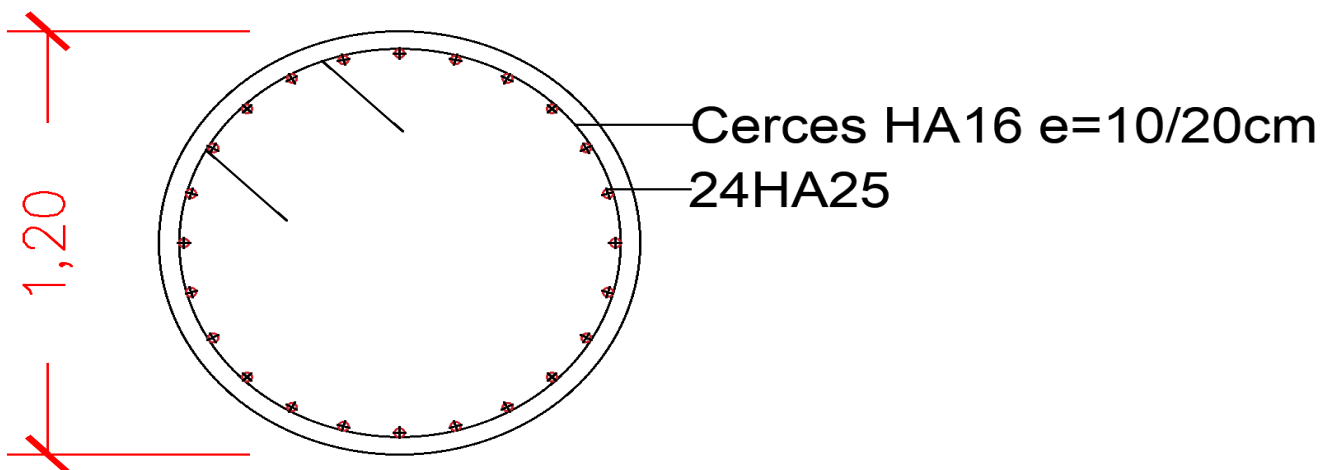


Figure X.20 ferrailage des pieux



**CHAPITRE XI: ETUDE DE LA
CULEE**

XI.1 Introduction

Le terme "culée" fait référence à la structure massive qui équilibre la poussée des terres sans l'aide d'une autre poussée. En effet, la culée sert de support d'extrémité au tablier. Les charges sont transmises au sol grâce aux fondations et le remblai est retenu par le mur de soutènement derrière [1].

La culée remplit deux fonctions essentielles :

Activité mécanique :

- ✚ Efficacité de la transmission des efforts au sol.
- ✚ Restriction des mouvements horizontaux (en veillant au bon fonctionnement des appareils d'appui).
- ✚ Limite aux mouvements verticaux.

Caractéristiques techniques :

- ✚ Faciliter l'accès à l'installation pour les visites d'inspection.
- ✚ Installation de la chambre de tirage en cas de passage de canalisations dans le tablier.

XI.2 CHOIX DU TYPE DE CULEE

Je distingue différents types de culées en fonction de la fonction spécifique souhaitée ou de l'environnement de l'ouvrage. je peut citer :

- ✚ Les culées enterrées.
- ✚ Les culées remblayées.
- ✚ Les culées creuses.
- ✚ Les culées en terre armée.
- ✚ Les culées contrepoids.

La conception d'une culée remblayée est sélectionnée pour notre projet en raison de son implantation assez simple, de ses éléments géométriquement simples et de la flexibilité

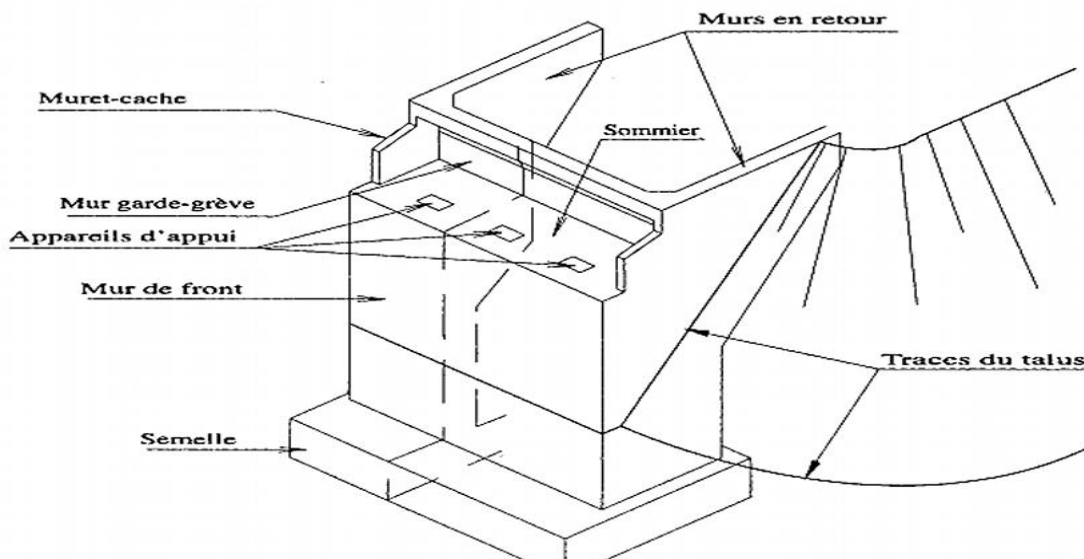


Figure XI.1 Morphologie d'une culée remblayée [1]

Selon le rapport géotechnique détaillé dans le Chapitre II, la culée sera construite sur des pieux profonds. Les éléments qui composeront notre culée seront :

- ✚ Un mur frontal qui offre une base pour le tablier.
- ✚ Deux murs à l'arrière qui garantissent le soutien du remblai.
- ✚ Un mur de garde grève qui assure la protection de l'about du tablier en le séparant du remblai et maintient le joint de chaussée.
- ✚ Deux murets-caches qui préservent les dispositifs d'appui et apportent une certaine élégance.



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

- Une dalle de transition qui réduit le niveau de dénivellation entre la chaussée et l'ouvrage d'art.
- Un corbeau postérieur sur lequel se trouve la dalle de passage.

XI.3 Prédimensionnement de la culée :

XI.3.1 Mur de garde grève :

Hauteur du mur :

$$h_{MGG} = h_{poutre} + h_{dalle} + h_{dé} + h_{appareil} + h_{bossage\ supérieur} = 1.8 + 0.22 + 0.2 + 0.065 + 6 = 2.38\text{ m}$$

Epaisseur du mur :

$$e_{MGG} = \max\left(0.3; \frac{h}{8}\right) = \max\left(0.3; \frac{2.38}{8}\right) = 0.32\text{ m}$$

On prend $e_{MGG} = 0.4\text{ m}$

Longueur du mur égale à la largeur du tablier : $L_{MGG} = 12.25\text{ m}$.

XI.3.1.1 Mur frontal :

Hauteur du mur : $h_{MF} = 5.9\text{ m}$

Epaisseur du mur : $e_{MF} = 1.5\text{ m}$

Longueur du mur analogue à la largeur du tablier : $l_{MGG} = 12.25\text{ m}$

XI.3.1.2 Mur en retour :

Hauteur du mur : $h_{MR} = h_{culée} = 8.3\text{ m}$

Epaisseur du mur : $e_{MR} = 0.65\text{ m}$

Longueur du mur : $l_{MR} = 9.42\text{ m}$

Surface : $S_{MR} = 44.95\text{ m}^2$

XI.3.1.3 Corbeau :

Le corbeau a une forme trapézoïdale ayant une grande base de 0.5 m, une petite base de 0.2 m et

Section du corbeau : $S = 0.25\text{ m}^2$;

Largeur du corbeau : $l_C = 11.04\text{ m}$.

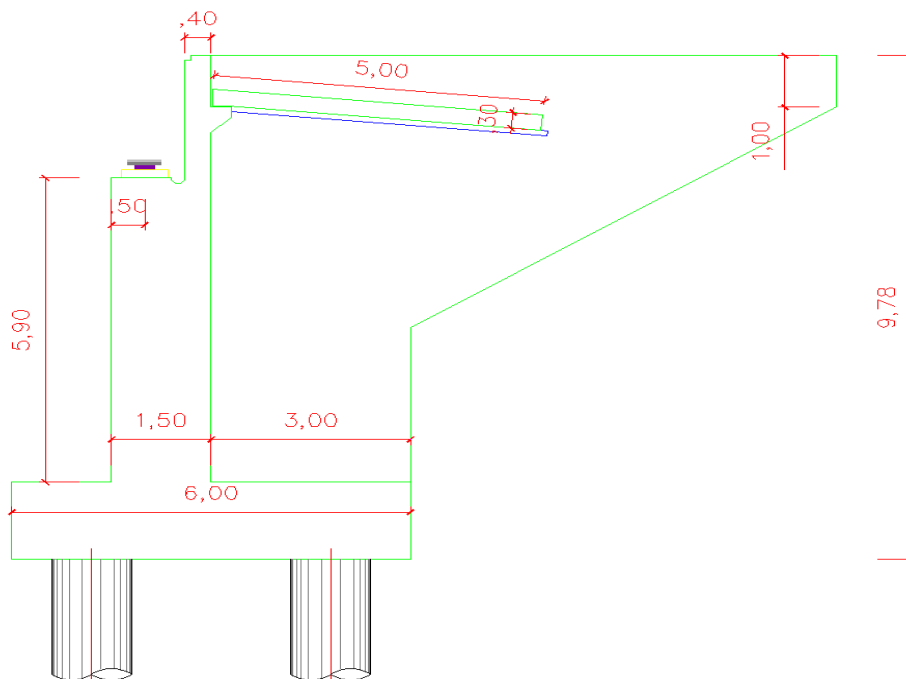


Figure XI.2 Dimensions de la culée

XI.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

On utilise la méthode de « Mononobe-Okabe » pour calculer la poussée dynamique des terres, en omettant la butée et le poids des terres à l'avant du mur. Dans cette méthode simplifiée, les efforts de poussée sous séisme sont pris en considération sous la forme d'un chargement pseudo-statique .

Il est important de prendre en considération :

- ✚ Les forces sismiques d'inertie qui s'ajoutent aux charges pesant sur le mur en cas de situation statique.
- ✚ Des forces statiques dynamiques qui remplaçant les forces statiques de poussée.

Cette approche repose sur un modèle provenant de la théorie de Coulomb, illustré dans la figure ci-dessous :

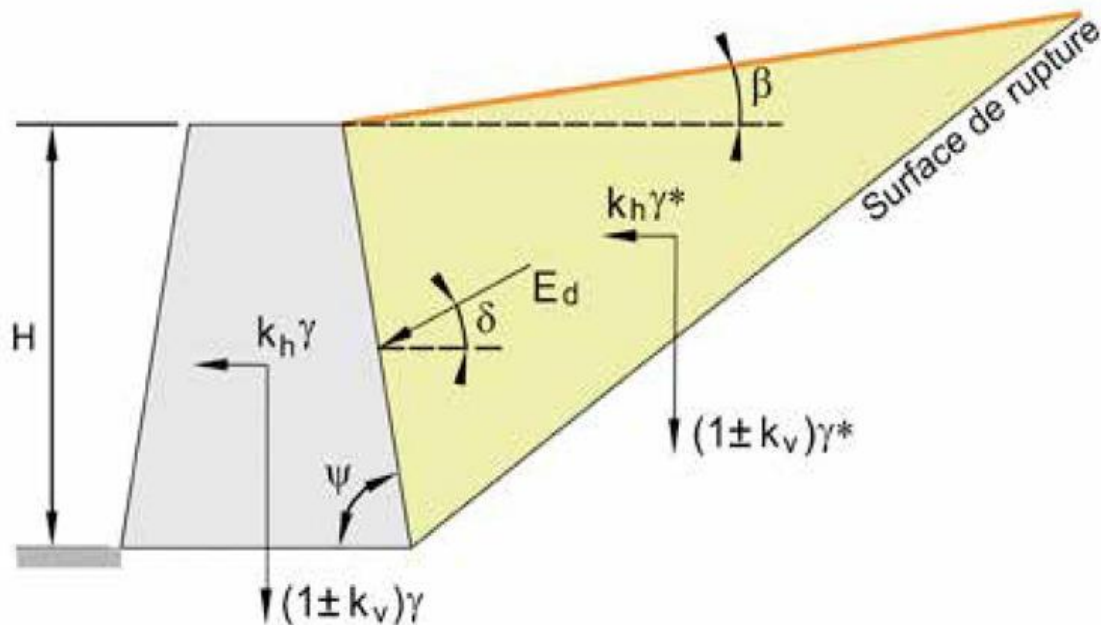


Figure XI.3 Représentation du modèle de base de la théorie de Coulomb utilisé dans la méthode simplifiée pseudo-statique de Mononobe-Okabe [24]

Le calcul de la poussée dynamique globale E_d , qui agit sur l'ouvrage de soutènement du côté terrain, est défini par :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) H^2 K$$

Avec :

H : Hauteur du mur ;

γ^* : Poids volumique du sol

K : Coefficient de poussée des terres statique et dynamique défini ci-dessous ;

k_v : Coefficient sismique vertical décrit ci-après.

Puisque la nappe est en-dessous du mur, les paramètres à considérer sont les suivants :

Tableau XI.1 Paramètres intervenants dans le calcul de la poussée dynamique globale E_d

<p style="text-align: center;">Poids volumique à considérer γ^* Avec : γ_{sol} poids volumique du sol sec</p>	$\gamma^* = \gamma_{sol} = 20 \text{KN/m}^3$
<p style="text-align: center;">Angle θ Avec: k_H coefficient sismique horizontal</p>	$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

Les coefficients sismiques horizontaux et verticaux sont donnés par :

$$k_H = A; k_v = 0.3k_H$$

Avec : A coefficient d'accélération de zone.

La poussée dynamique globale, qui inclut les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres,



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

est exercée à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) selon le RPOA [10].

XI.4.1 Détermination du coefficient de poussée des terres K :

Dans notre situation, le coefficient de poussée des terres K est déterminé par les caractéristiques mécaniques et géométriques du remblai, et il est représenté par :

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

Avec :

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

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal $\beta = 0$;

On calcul K pour les différents cas sismiques :

Cas 01 : cas normale sans séisme $k_h = k_v = 0$

Cas 02 : cas de séisme (horizontal + vertical vers le bas) $k_h = 0.20$; $k_v = -0.06$

Cas 03 : cas de séisme (horizontal + vertical vers le haut) $k_h = 0.20$; $k_v = 0.06$

Tableau XI.2 Valeur de K pour les différents cas sismiques

Désignation	k_h	k_v	θ°	K
Cas 01	0	0	0	0.333
Cas 02	0.20	-0.06	10.69	0.463
Cas 03	0.20	0.06	12.02	0.484

XI.4.2 Calcul des sollicitations :

Dans ce qui suit, nous examinerons les diverses actions entreprises sur les éléments de la culée et nous prendrons en compte les caractéristiques suivantes :

P : poids propre en KN ;

F_V : force verticale en KN $F_V = P(1 \pm k_v)$

F_H : force horizontale en KN $F_H = Pk_H$

L_{FV} et L_{FH} : bras de levier en m des forces verticales et horizontales respectivement (le signe \pm représente le sens du moment correspondant).

$M_{FV/O}$ et $M_{FH/O}$: moment de la force verticale et horizontale respectivement par rapport à O .

XI.4.2.1 Efforts dus aux poids des éléments de la culée et des terres :



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI.3 Efforts et moments dus aux poids propres agissant sur la culée

Désignation	cas	P(KN)	F _V (KN)	F _H (KN)	F _V /o (x/o)	F _H /o (y/o)	M _{FV/O}	M _{FH/O}
Semelle	1	3024	3024	0	0	0.8	0	0
	2		2842.56	604.8	0	0.8	0	483.84
	3		3205.44	604.8	0	0.8	0	483.84
Mur frontal	1	2730	2730	0	-0.75	4.55	-2047.5	0
	2		2566.2	546	-0.75	4.55	-1924.65	2484.3
	3		2893.8	546	-0.75	4.55	-2170.35	2484.3
Dalle de transition	1	410.25	410.25	0	2.5	8.83	1025.625	0
	2		385.635	82.05			964.0875	724.502
	3		434.865	82.05			1087.1625	724.502
Mur en retour	1	730.28	730.28	0	1.5	5.74	1095.42	0
	2		686.463	146.056	1.5	5.74	1029.6948	838.361
	3		774.097	146.056	1.5	5.74	1161.1452	838.361
Corbeau	1	30.36	30.36	0	0.13	8.7	3.9468	0
	2		28.5384	6.072	0.13	8.7	3.709992	52.8264
	3		32.1816	6.072	0.13	8.7	4.183608	52.8264
Mur garde grève	1	293.08	293.08	0	-0.2	8.7	-58.616	0
	2		275.495	58.616	-0.2	8.7	-55.09904	509.959
	3		310.665	58.616	-0.2	8.7	-62.13296	509.959
Poids des terres sur amot	1	4665.5	4665.5	0	1.5	5.1	6998.25	0
	2		4385.57	933.1	1.5	5.1	6578.355	4758.81
	3		4945.43	933.1	1.5	5.1	7418.145	4758.81
Poids des terres sur DDT	1	993.6	993.6	0	2.74	9.42	2722.464	0
	2		933.984	198.72	2.74	9.42	2559.11616	1871.94
	3		1053.22	198.72	2.74	9.42	2885.81184	1871.94
Surcharge sur remblai 10 KN/m ²	1	552	552	0	2.52	0	1391.04	0
	2		0	0	2.52	0	0	0
	3		0	0	2.52	0	0	0
Réaction tablier/culée	1	4350.57	4350.57	0	-1	0	-4350.57	0
	2		4089.54	870.114	-1	0	-4089.5358	0
	3		4611.6	870.114	-1	0	-4611.6042	0
total	1	22445.14	22445.14	0	/	/	13778.3098	0
	2		20579.55	4378.628	/	/	11644.03361	16483.35
	3		23206.73	4378.628	/	/	13130.50599	16483.35

XI.4.2.2 Efforts dus à la poussée des terres :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K$$

Puisque cette formule donne des résultats par mètre de largeur du mur on multiplie les résultats par la largeur intérieure du mur frontal (11.04 m).



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI.4 Poussées des terres agissants sur la culée

Désignation	cas	K	$(1 \pm k_v)$	H(m)	$F_H = E_d$	$F_{H/o}$ (y/o)	$M_{FH/O}$
Pousse des terre sur amot	1	0.333	1	7.2	-1905.80	4	-7623.22
	2	0.463	0.94	7.2	-2603.80	4	-10415.19
	3	0.484	1.06	7.2	-2808.80	4	-11235.20
Poussée des terres SUR DDT	1	0.333	1	0.95	-33.18	9.12	-302.48
	2	0.463	0.94	0.95	-45.33	9.12	-413.26
	3	0.484	1.06	0.95	-48.90	9.12	-445.80
total	1	/	/	/	-1938.98	/	-7925.70
	2	/	/	/	-2649.13	/	-10828.45
	3	/	/	/	-2857.70	/	-11681.00

la résultante de la poussée des terres est considérée appliquée à $h/3$ dans le cas statique

XI.4.2.3 Efforts dus a la poussée des surcharge : [10]

La poussée due au surcharges : $Q=100 \text{ KN/m}^2$

$$F_H = \gamma(1 \pm k_v)H * K$$

Tableau XI.5 Poussées des surcharge agissants sur la culée

Désignation	K	$(1 \pm k_v)$	$F_V(KN)$	$F_H(KN)$	$F_{V/o}$ (x/o)	$F_{H/o}$ (y/o)	$M_{FV/O}$	$M_{FH/O}$
Poussée Sur 10kN/m ²	0.333	1	/	-348.25	/	5.75	/	-2002.45

la résultante de la poussée des surcharge est considérée appliquée à $h/2$ dans le cas statique

XI.4.2.4 Efforts dus au tablier :

Tableau XI.6 Efforts et moments dus au tablier agissants sur la culée

Désignation	$F_V(KN)$	$F_H(KN)$	$F_{V/o}$ (x/o)	$F_{H/o}$ (y/o)	$M_{FV/O}$	$M_{FH/O}$
$R_{A(l)}$	1666.98	/	-1.00	/	-1666.98	/
R_{BC}	1128.65	/	-1.00	/	-1128.65	/
R_{Mc120}	1088.35	/	-1.00	/	-1088.35	/
R_{D240}	1796.57	/	-1.00	/	-1796.57	/
R_{ST}	12.15	/	-1.00	/	-12.15	/
H_{r+f}	/	231.53	/	7.50	/	1736.44
H_T	/	80.22	/	7.50	/	601.68
Freinage A(l)	/	-78.88	/	7.50	/	-591.58
Freinage B _c	/	-180.00	/	7.50	/	-1350.00

XI.4.3 Combinaisons d'actions

XI.4.3.1 Cas statique:



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

ELS :

Tableau XI.7 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G+0.6T	17227.86	-1659.32	-5828.25	5388.85	-439.40
G+0.6T+1.2Q	17890.26	-2077.23	-8231.19	7058.10	-1173.09
G+0.6T+1.2A(I)+ST	19240.38	-1753.98	-6538.14	3376.33	-3161.82
G+0.6T+1.2Bc+ST	18594.38	-1875.324	-7448.25	4022.33	-3425.93
G+0.6T+Mc120	18316.21	-1659.32	-5828.25	4300.50	-1527.76
G+0.6T+D240	19024.43	-1659.32	-5828.25	3592.28	-2235.97

ELU:

Tableau XI.8 Combinaison d'actions sur la culée à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1.35G+0.9T	23257.61	-2232.87	-7813.99	7274.95	-539.04
1.35G+0.9T+1.6Q	24140.81	-2790.07	-11017.91	9500.61	-1517.29
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	25944.22	-2359.07	-8760.51	4588.34	-4172.17
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	25082.88	-2520.87	-9973.99	5449.68	-4524.31
1.35G+0.9T+1.35Mc120	24726.89	-2232.87	-7813.99	5805.67	-2008.32
1.35G+0.9T+1.35D240	25682.98	-2232.87	-7813.99	4849.58	-2964.41

XI.4.3.2 Cas dynamique :

Evaluation des efforts statiques : combinaison $G + 0.4T$

Tableau XI.9 Efforts statiques agissant sur la culée sous combinaison G+0.4T

	$N(KN)$	$V(KN)$	$M(KN.m)$
R max	17779.86	263.61	9153.35

Tableau XI.10 Charge sismiques due au poids propre des éléments

	$N(KN)$	$V(KN)$	$M_{FV/O}(KN.m)$	$M_{FH/O}(KN)$
Total	14235.05	2685.86	11798.29	11724.74

Evaluation des charges Sismiques due à la poussée dynamique



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI.11 Charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres

	N2 (kN)	V2 (kN)	Mh (Kn.m)
Pad (1+kv)	0.00	-3370.96	-14632.23
Pad (1-kv)	0.00	-3124.93	-13564.29

Tableau XI.12 Charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres total

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	13429.29	-2287.23	1202.32
CAS 2	14235.05	-685.10	8890.79
CAS 3	14235.05	-439.07	9958.74

Charges sismiques dues au tablier :

Tableau XI.13 Charges sismiques provenant du tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Seisme Tablier	4350.57	263.61	-1.00	7.50	-4350.57	1977.11

Cumul des efforts sismiques :

Les efforts de poussée et ceux de l'accélération de la culée se combinent directement car ils sont simultanés. Si le support est en caoutchouc fretté ou équipé d'un dispositif de glissement. Les mouvements de l'appui peuvent être perçus comme distincts des mouvements du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie du tablier et des appuis se combinent de manière quadratique :

$$E = \sqrt{E_{\text{Tablier}}^2 + E_{\text{appui}}^2}$$

Tableau XI.14 Cumul des efforts sismiques

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	14116.42	2302.38	2660.62
CAS 2	14885.03	734.07	9202.14
CAS 3	14885.03	512.13	10237.66

Les combinaisons suivantes suscitent l'intérêt.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	17779.86	-1885.12	9564.03
P min - H - 0,3V	17779.86	-624.09	-3120.09
P max + V - 0,3H	17779.86	85.03	18592.83
P min - V - 0,3H	17779.86	-468.73	-3844.95

XI.4.4 Choix de la conception des pieux

En prenant en compte la capacité portante et le cas d'effort normal le plus défavorable (ELU : 25944.22KN), le nombre de pieux est donc donné par :

$$n_{\min} = \frac{N_{\max}}{Q_p} = \frac{25944.22}{5000} = 5.19 \text{ pieux}$$

On opte pour une conception sur 8 pieux.



XI.5 Etude et ferrailage des éléments de la culée**XI.5.1 Ferrailage des fondations**

Réaction des pieux calculer par la même méthode de chapitre précédent

Tableau XI.15 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELS

	ELS	
	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T	2122.97	2184.00
G+0.6T+1.2Q	2154.82	2317.75
G+0.6T+1.2A(I)+ST	2185.48	2624.62
G+0.6T+1.2Bc+ST	2086.39	2562.21
G+0.6T+Mc120	2183.43	2395.62
G+0.6T+D240	2222.78	2533.33

Tableau XI.16 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELU

	ELU	
	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
1.35G+0.9T	2869.77	2944.63
1.35G+0.9T+1.6Q	2912.23	3122.97
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	2953.29	3532.76
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2821.17	3449.55
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2951.39	3230.33
1.35G+0.9T+1.35D240	3004.51	3416.23



Tableau XI.17 Réaction revenant à chaque file de pieux à l'ELA

	ELA	
	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
P max - H + 0,3V	2886.65	1558.31
P min - H - 0,3V	2005.81	2439.16
P max + V - 0,3H	3513.65	931.31
P min - V - 0,3H	1955.47	2489.49

La méthode utilisée pour calculer les ferrailages des fondations est la même que celle utilisée pour calculer les fondations des piles mentionné dans le chapitre précédent.

XI.5.2 Ferrailage de mur garde-grève :

Les sollicitations considérées pour le ferrailage du mur-garde grève sont les suivantes :

- ✚ La poussée des terres,
- ✚ La force de freinage d'un camion Bc (cas d'une roue),
- ✚ La poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.

Le mur-garde grève est supposé encastré à la base.

La résultante de la poussée étant appliquée au tiers de la hauteur, le moment à l'encastrement s'exprime ainsi :

$$M_T = P \times \frac{h}{3}$$

Avec :

$$P = \frac{1}{2} K_{as} \gamma_{sol} h^2 L = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 20 \times 2.40 \times 1 = 19.18 \text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow M_T = 19.18 \times \frac{2.40}{3} = 15.34 \text{KN. m/ml}$$

L'effort dû à la poussée considérée comme charge permanente aura pour valeurs aux différents états limites :

ELU : $M_{TU} = 1.35M_T = 20.72 \text{KN. m}$

ELS : $M_{TS} = M_T = 15.34 \text{KN. m}$

Force de freinage B_c :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions de type Bc (poussée des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur-garde grève dans le domaine considéré ($0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$) que les autres charges sans freinage (tandem Bt, convois militaires, charges exceptionnelles de type D).

Compte tenu de l'écartement des roues d'un essieu (2 m), seul l'effet d'une roue est pris en considération. Le moment à l'encastrement dû à la force de freinage s'exprime alors :

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

Avec:

μ : coefficient $\mu = 1.6$ à l'ELU et $\mu = 1.2$ à l'ELS ;

P : charge due à une roue $P = 60 \text{KN}$.

A.N :

ELU : $M_{fU} = 91.25 \text{KN. m}$

ELS : $M_{fS} = 68.44 \text{KN. m}$

Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 60 kN chacune provenant de deux camions accolés, placées de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du garde-



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

grève. En raison de l'incertitude des charges transmises, les charges réelles sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 120 kN répartie sur un rectangle de 0,25 m × 0,75 m.

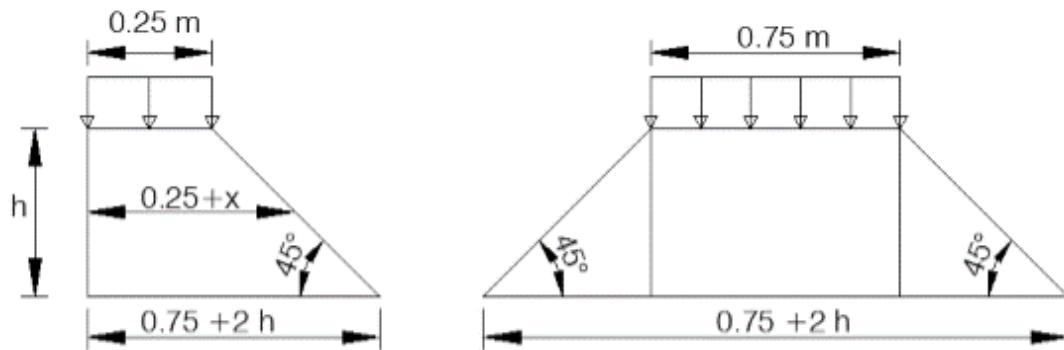


Figure XI.4 Effet d'une charge locale située à l'arrière du mur garde-grève [24]

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \text{ tm/m}$$

Dans laquelle K est un coefficient ayant pour valeur :

$$K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$$

Avec:

K_a : coefficient de poussée $K_a = 0.33$;

γ : coefficient de pondération $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS ;

δ : coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.076$ pour 3 voies chargées.

b_c : coefficient du chargement $B_c, b_c = 1.2$ pour 3 voies chargées.

La valeur de K est alors :

$$K_{ELU} = 0.69$$

$$K_{ELS} = 0.52$$

La valeur de M_P/K est explicitée ci-dessous pour différentes valeurs de h :

Tableau XI.18 Valeurs de M_P/K en fonction de h

h	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$M_P/K(\text{tm/ml})$	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation linéaire, on obtient la valeur de M_P/K pour $h = 2.40$ m :

$$M_P/K_{(h=2.40)} = \frac{M_P/K_{(h=2.5)} - M_P/K_{(h=2)}}{2.5 - 2} (2.40 - 2) + M_P/K_{(h=2)}$$

$$\frac{M_P}{K_{(h=2.40)}} = \frac{8.56 - 7.45}{2.5 - 2} (2.40 - 2) + 7.45 = 8.34 \text{ t.m/ml}$$

En ayant les valeurs de K , les valeurs de M_P sont alors:

$$M_{PU} = 57.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{PS} = 43.06 \text{ KN.m}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{ELU : } M_U = M_{TU} + M_{fU} + M_{PU} = 169.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_S = M_{TS} + M_{fS} + M_{PS} = 126.84 \text{ KN.m}$$

Choix du ferrailage du mur garde-grève :

En calculant la section à la flexion simple par ROBOT EXPERT, la section obtenue est :

$$A_s = 22.80 \text{ cm}^2$$

On prend $5HA25 = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Comme armatures de construction parallèles aux armatures principales on prend une section :



$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7.6 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA14 = 7.70 cm²

Comme armatures transversale, on prend une section :

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = 5.7 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12 = 6.79 cm²

XI.5.3 Ferrailage de la dalle de transition :

Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition :

On considère la dalle de transition comme une dalle rectangulaire simplement appuyée, soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle :

L'évaluation des efforts se fait en prenant compte des paramètres suivants :

Remblais: $\gamma = 20\text{KN/m}^3$; $h = 0.9 \text{ m}$

Poids propre de la dalle: $\rho_b = 25\text{KN/m}^3$; $e = 0.3 \text{ m}$

Revêtement : $\rho_{bb} = 24\text{KN/m}^3$; $e = 0.08 \text{ m}$

Surcharge: $Q = 10\text{KN/m}^2$

Les efforts résultants sont calculés et explicités dans le tableau suivant :

Tableau XIII. 15 Efforts agissant sur la dalle de transition

Type de charge	Q(KN/ml)	M(KN · m/ml)	V(KN/ml)
Poids propre	7.5	23.4375	18.75
Revêtement	1.92	6	4.8
Remblai	18	56.25	45
Surcharges	10	31.25	25

Combinaison d'actions :

ELU :

$$M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 165.68 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$V_U = 1.35MV_G + 1.6V_Q = 132.54\text{KN/ml}$$

ELS :

$$M_S = M_G + 1.2M_Q = 123.19 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$V_S = 1.35MV_G + 1.6V_Q = 98.55 \text{ KN/ml}$$

Choix du ferrailage de la dalle de transition :

En calculant la section à la flexion simple par ROBOT EXPERT, la section obtenue est :

$$A_s = 22.78 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA25 = 24.54 cm²/ml

Comme armatures de construction parallèles aux armatures principales on prend une section :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7.59 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA14 = 7.70 cm²

Comme armatures transversale, on prend une section :

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = 5.69 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12 = 6.79 cm²

XI.5.4 Ferrailage du corbeau :

Evaluation des efforts agissants sur le corbeau :

Le corbeau, qui sert de support à la dalle de transition, est confronté à la réaction de celle-ci.

Cette réaction est égale à l'effort tranchant max calculé pour le ferrailage de la dalle de transition.

ELU : $R_U = V_{UDDT} = 132.54\text{KN/ml}$



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

ELS : $R_S = V_{SDDT} = 98.55 \text{ KN/ml}$

Choix du ferrailage du corbeau :

D'après l'annexe E6 du BAEL, le corbeau est considéré comme une console courte, se calcul en flexion simple est comporte nécessairement des armatures supérieures tendues disposée comme indiqué sur la figure : (dans notre cas $a = 0.2 \text{ m}$ et $d = 0.45 \text{ m}$) [16]

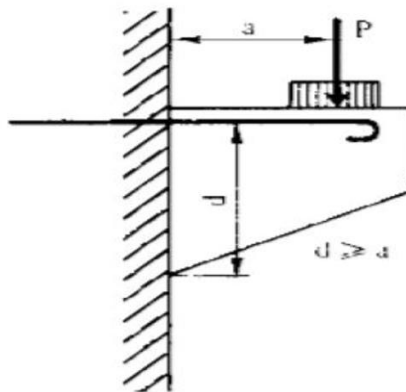


Figure XI.5 Console courte selon le BAEL

La section d'armatures tendues est donnée par :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

M_u : moment à l'encastrement $M_u = R_u \times a = 132.54 \times 0.2 = 26.508 \text{ KN.m/ml}$;

Z : pris égal à $Z = \min(0.7d(1 + 0.1); 2.4a(0.4 + 0.1)) = 0.24 \text{ m}$.

On trouve alors :

$$A_s = \frac{26.508 \times 10^{-3}}{0.24 \times \frac{500}{1.5}} \times 10^4 = 3.31 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.45 \times \frac{2.4}{500} \times 10^4 = 4.96 \text{ cm}^2$$

Puisque : $A_s = 3.31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 4.96 \text{ cm}^2$ le choix de la section se fait suivant A_{\min} .

On prend $4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

XI.5.5 Ferrailage du mur frontal :

Evaluation des efforts agissants sur le mur frontal :

Les charges qu'on considère sollicitant le mur frontal sont :

- ✚ Le poids propre des éléments : corbeau, mur garde-grève, mur frontal, dalle de transition;
- ✚ Le poids des terres sur la dalle de transition ;
- ✚ La poussée des terres et des surcharges.
- ✚ Les charges dues au tablier

Evaluation des efforts dus au poids propre :



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI.19 Efforts dus au poids propre agissant sur le mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	2730.23	0.00	0.00	2.95	0.00	0.00
DDT	410.25	0.00	3.25	7.23	1333.31	0.00
Corbeau	30.36	0.00	0.88	7.10	26.72	0.00
MGG	293.08	0.00	0.55	7.10	161.19	0.00
Poids des Terres SUR DDT	993.60	0.00	3.49	7.82	3467.66	0.00
POIDS Sur 10kN/m ²	552.00	0.00	3.27	0.00	1805.04	0.00
Poussée des terres SUR Amot	0.00	-1905.80	0.00	2.40	0.00	-4573.93
Poussée des terres SUR DDT	0.00	-33.18	0.00	7.52	0.00	-249.39
Poussée Sur 10kN/m ²	0.00	-348.25	0.00	5.75	0.00	-2002.45

Evaluation des efforts dus au tablier :

Tableau XI.20 Efforts dus au tablier agissant sur le mur frontal

Rg	4350.57	/	-0.25	/	-1087.64	/
R(Al)	1666.98	/	-0.25	/	-416.75	/
Rbc	1128.65	/	-0.25	/	-282.16	/
RMc120	1088.35	/	-0.25	/	-272.09	/
RD240	1796.57	/	-0.25	/	-449.14	/
RST	12.15	/	-0.25	/	-3.04	/
Hf+r	/	231.53	/	5.90	/	1366.00
HT°	/	80.22	/	5.90	/	473.32
Frein Al	/	-78.88	/	5.90	/	-465.37
Frein Bc	/	-180.00	/	5.90	/	-1062.00

Combinaisons des charges à l'ELS:



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI.21 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G+0.6T	8808.08	-1659.32	-3173.34	3901.24	727.91
G+0.6T+1.2Q	9470.48	-2077.23	-5576.27	6067.29	491.02
G+0.6T+1.2A(I)+ST	10820.61	-1753.98	-3731.78	3398.11	-333.67
G+0.6T+1.2Bc+ST	10174.60	-1875.324	-4447.74	3559.61	-888.12
G+0.6T+Mc120	9896.43	-1659.32	-3173.34	3629.15	455.82
G+0.6T+D240	10604.65	-1659.32	-3173.34	3452.10	278.76

Combinaisons des charges à l'ELU:

Tableau XI.22 Combinaison des charges agissant sur le mur frontal à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1.35G+0.9T	11890.91	-2232.87	-4241.40	5266.68	1025.27
1.35G+0.9T+1.6Q	12774.11	-2790.07	-7445.32	8154.74	709.42
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	14577.51	-2359.07	-4986.00	4595.03	-390.98
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	13716.18	-2520.87	-5940.60	4810.36	-1130.25
1.35G+0.9T+1.35Mc120	13360.18	-2232.87	-4241.40	4899.36	657.95
1.35G+0.9T+1.35D240	14316.28	-2232.87	-4241.40	4660.33	418.93

Sollicitations les plus défavorables:

Puisque les charges calculées sont pour toute la longueur du mur frontal (12.34 m), on divise les efforts maximaux par 12.34 pour obtenir les sollicitations sur 1 mètre linéaire :

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = -71.91 \text{ KN} \cdot \text{m/ml} \\ N = 633.264 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} T_{\max} = 151.971 \text{ KN/ml} \\ N = 744.033 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = -91.59 \text{ KN} \cdot \text{m/ml} \\ N = 1111.52 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} T_{\max} = 226.09 \text{ KN/ml} \\ N = 1035.17 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Choix du ferrailage du mur frontal :

En calculant la section à la flexion composée par ROBOT EXPERT, la section obtenue est :

$$A_s = 15 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA20 = 15.71 cm²/ml

Comme armatures de construction parallèles aux armatures principales on prend une section :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5HA12 = 5.65 cm².

En calculant la section à l'effort tranchant par ROBOT EXPERT, pour deux sections Ø10, l'espacement obtenu est :

En zone courante : $S_t = 30 \text{ cm}$.

En zone critique : $S_t = 15 \text{ cm}$.

XI.5.6 Ferrailage du mur en retour :

Evaluation des efforts agissants sur le mur en retour :

La modélisation numérique est utilisée pour évaluer les efforts internes maximaux en prenant en compte la



CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

géométrie irrégulière du mur en retour. On utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis pour la modélisation.

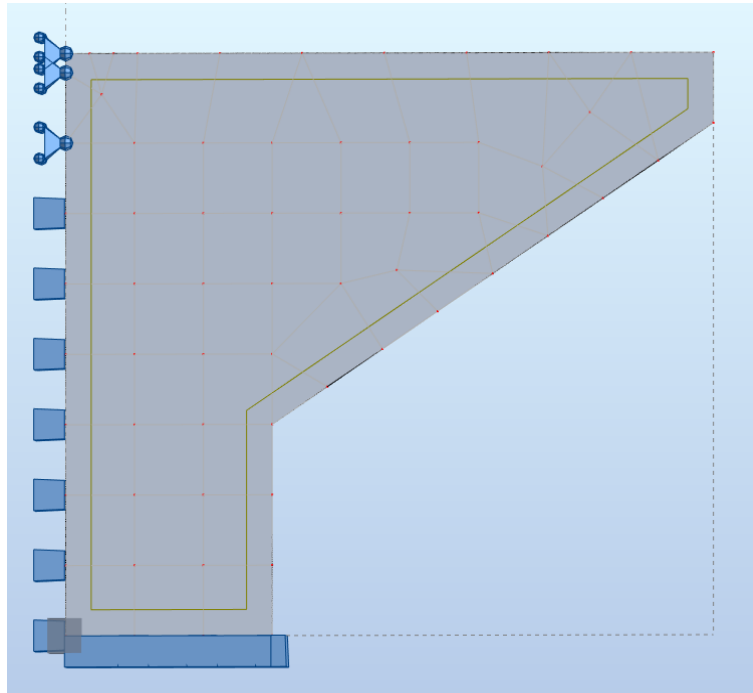


Figure XI.6 Modèle numérique du mur en retour

Les charges considérées agir sur le mur en retour sont :

La poussée des terres : $P_t = Khy = 0.33 \times 8.27 \times 20 = 54.582 \text{KN/m}^2$ appliquée comme charge variable sur la face du mur.

La poussée des surcharges : $P_{\text{sur}} = 0.33 \times 10 = 3.33 \text{KN/m}^2$ appliquée comme charge constante sur la face du mur.

Le poids propre de trottoir, Le poids propre de la corniche et de la barrière de sécurité $G_{CCP} = 4.25 + 0.5 + 6.25 * 1.5 = 14.125 \text{KN/ml}$ appliqué comme charge linéaire sur le bord supérieur du mur.

Le poids propre du mur G .

D'après le modèle numérique, on considère les moments maximaux suivant :

$$M_{xx} = 730.31 \text{KN.m} ; M_{yy} = 370.02 \text{KN.m}$$

Choix du ferrailage du mur en retour :

On calcul une bande de 1 m en flexion simple par robot Expert pour obtenir :

Armatures horizontales : $A_s = 27.71$ on prend 6HA25/ml

Armatures verticales : $A_s = 13.34 \text{ cm}^2$ on prend 5HA20/ml

Ces armatures sont disposées du côté tendu du mur en retour, sur la face retenant le remblai Sur la face extérieure du mur en retour on place les armatures de construction suivantes :

Armatures horizontales : 6HA25/ml

Armatures verticales : 5HA20/ml



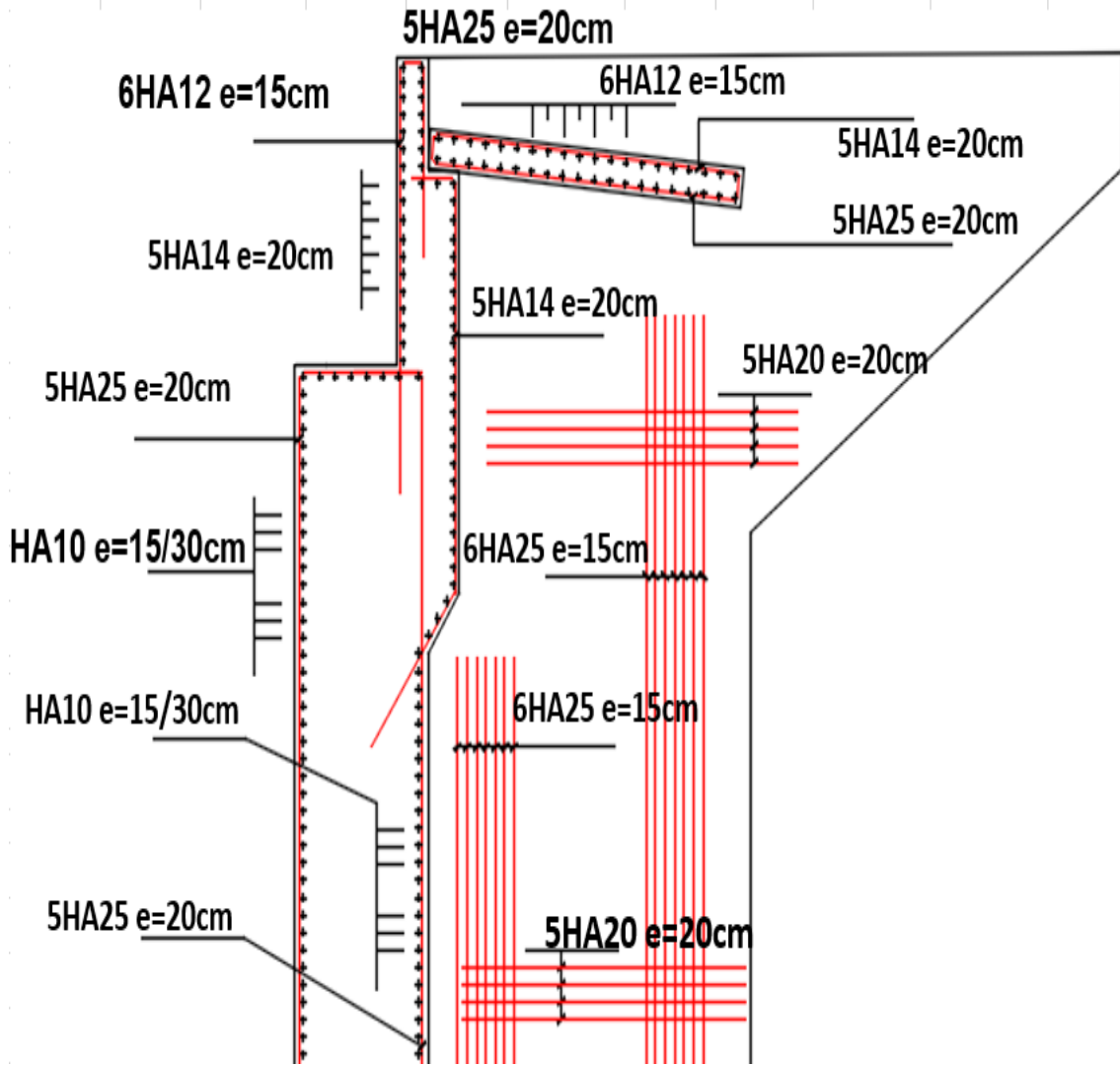


Figure XI.7 Ferrailage de la culée



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue une étape indispensable dans le cursus de l'étudiant ingénieur, permettant de synthétiser les connaissances théoriques acquises tout au long de la formation. Cette expérience est particulièrement importante pour l'ingénieur en travaux publics, où la recherche d'informations et l'interaction avec des ingénieurs expérimentés sont essentielles pour son apprentissage et son évolution professionnelle.

La conception des variantes nous a donné une vision des différents choix techniques et décisions auxquels un ingénieur en travaux publics peut être confronté dans sa carrière. L'étude de la variante retenue nous a permis de traiter en détail les calculs et les aspects spécifiques nécessaires à la réalisation d'un ouvrage. L'application des règlements (RPOA, RCPR, BAEL, BPEL) tout au long de ce mémoire nous a aidés à mieux comprendre les exigences pour réaliser un ouvrage durable et conforme aux normes.

Nous avons également pu nous familiariser avec divers outils informatiques utilisés dans notre domaine, notamment ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour la modélisation et le calcul en éléments finis, et AUTOCAD pour la schématisation et la création de plans.

En général, ce projet de fin d'études a été une véritable expérience pratique, permettant l'application directe des disciplines apprises à l'université de tlemcen, telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des sols et la mécanique des éléments finis.

Enfin, ce travail nous a permis de développer des compétences additionnelles, telles que le travail d'équipe et la gestion efficace du temps. Ces compétences, acquises et renforcées au cours du projet, sont essentielles pour notre future carrière en tant qu'ingénieurs en travaux publics.



**BIBLIOGRAPHIE ET
WEBOGHRAPHIE**

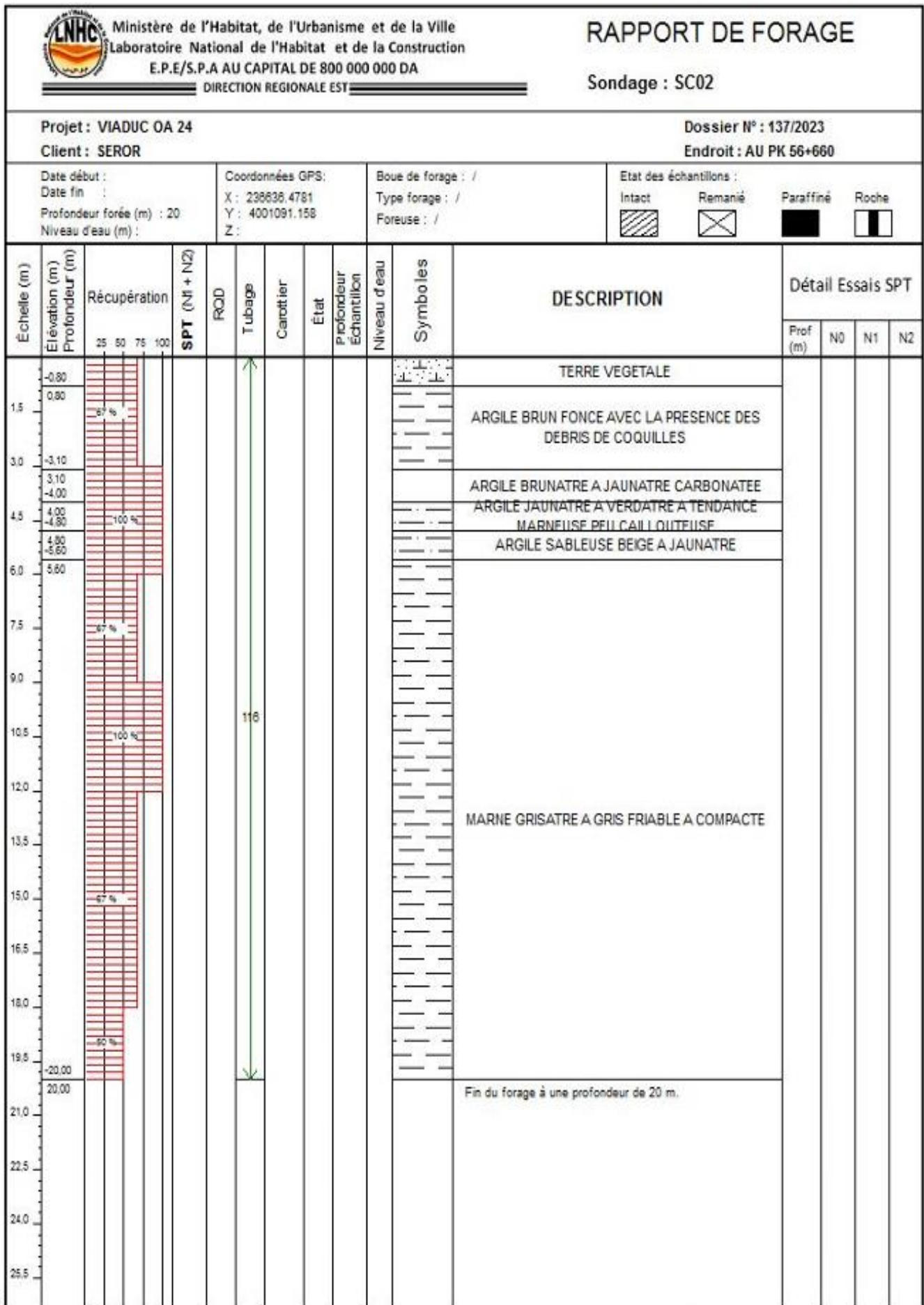
BIBLIOGRAPHIE ET WEBOGRAPHIE

- [1] J. CALGARO, *Projet de construction des ponts*, Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Avril 1987.
- [2] CALGARO, J. A., & BERNARD, G. L. Y, *Conception des ponts*, Paris: École nationale des ponts et chaussées de Paris, 1994.
- [3] Zister, «Essing Bridge 1,» Wikipedia, 11 September 2006. [En ligne]. Available: https://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:Essing_Bridge_1.jpg.
- [4] iStock, «Scenic view of train on Landwasser Viaduct in Switzerland,» iStock, [En ligne]. Available: <https://www.istockphoto.com/photo/scenic-view-of-train-on-landwasser-viaduct-in-switzerland-gm898683778-247987226>.
- [5] A. P. d. S. e. d. Beauté, «Algérie Pays du Soleil et de Beauté,» Facebook, [En ligne]. Available: https://www.facebook.com/permalink.php?story_fbid=775223435966723&id=170100679812338.
- [6] Structurae, «Viaduc de Chillon,» Structurae, [En ligne]. Available: <https://structurae.net/fr/ouvrages/viaduc-de-chillon>.
- [7] B. Kids, «San Francisco,» Britannica Kids, [En ligne]. Available: <https://kids.britannica.com/students/article/San-Francisco/109513/media>.
- [8] T. I. Algeria, «Facebook,» *Tourism In Algeria*, [En ligne]. Available: <https://www.facebook.com/514628762289128/photos/a.514641698954501/581298658955471/?type=3>.
- [9] RCPR, *définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes*, Algérie, 2010 .
- [10] RPOA, *Règles Parassismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
- [11] D. SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France: SETRA, 1996.
- [12] D. SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, Guide de conception, France: SETRA, 2003..
- [13] W. Commons, «Mise en place des voussoirs,» Wikimedia Foundation, [En ligne]. Available: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/ca/Mise_en_place_des_voussoirs.png.
- [14] D. SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, France: SETRA, 1990.
- [15] B. p. d. l. d. Poitiers, «Les ponts à poutres,» Académie de Poitiers, [En ligne]. Available: <https://blogpeda.ac-poitiers.fr/tpe2017-ponts/2018/01/24/les-ponts-a-poutres/>.
- [16] 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.
- [17] 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.
- [18] «Diagramme contrainte déformation,» ResearchGate, [En ligne]. Available: https://www.researchgate.net/figure/Diagramme-contrainte-deformation_fig15_347495474.
- [19] Lerm, «Principe de la précontrainte,» Lerm, [En ligne]. Available: <https://doc.lerm.fr/principe-precontrainte>.
- [20] M. R. Soltani, *Lignes d'influence des poutres et des arcs isostatiques 2ème édition, corrigée et augmentée*, Tbessa: Office des Publications Universitaires, 2010.
- [21] P. SERVAT, *Application pratique de la méthode Guyon-Massonet-Bares*, version du lundi 9 décembre 2019 .
- [22] Gere, J. M., & Timoshenko, S. P, *Mechanics of Materials (4th ed.)*, PWS Publishing Company, 1999.
- [23] D. 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.
- [24] RAKHROUR & NAMOUNE, *CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 27+000 AU NIVEAU DE SELMOUNE EL HACHEMI, WILAYA D'ANNABA (Memoire de fin d'etude)*, Algérie, 2022.
- [25] SETRA, *Joints de chaussée de ponts-routes Wd 60 – FREYSSINET*, France: DOCUMENT SETRA.
- [26] V. Davidovici, « *Formulaire du béton armé 2* », *fondation contreventement/le projet en zone sismique..*
- [27] D. SETRA, *ponts courants en zone sismique*, guide technique, France: SETRA, janvier 2000.



Annexe 1. SONDAGE

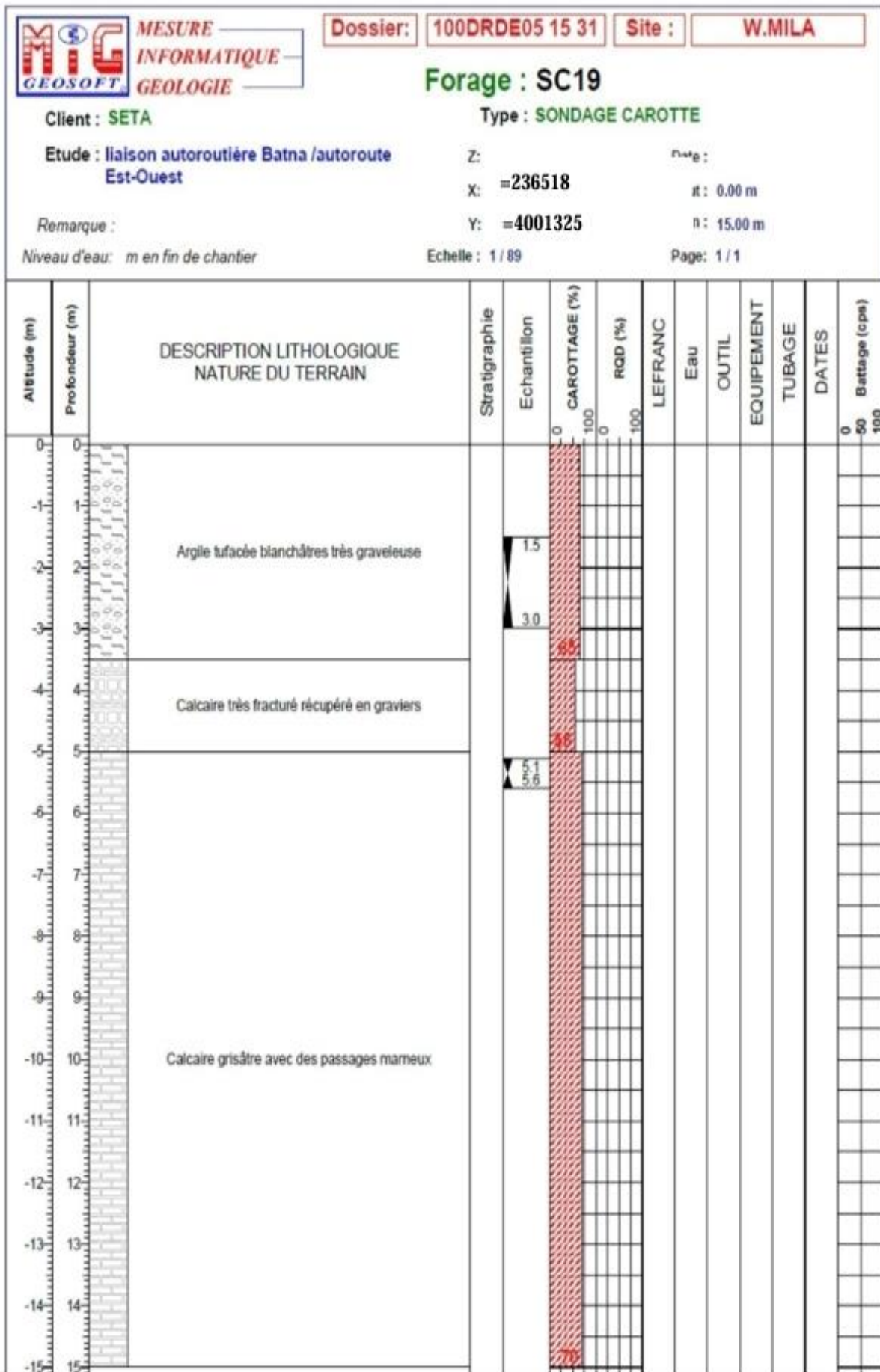
ANNEXE 1



Annexe 1 Coup lithologique sur SC02



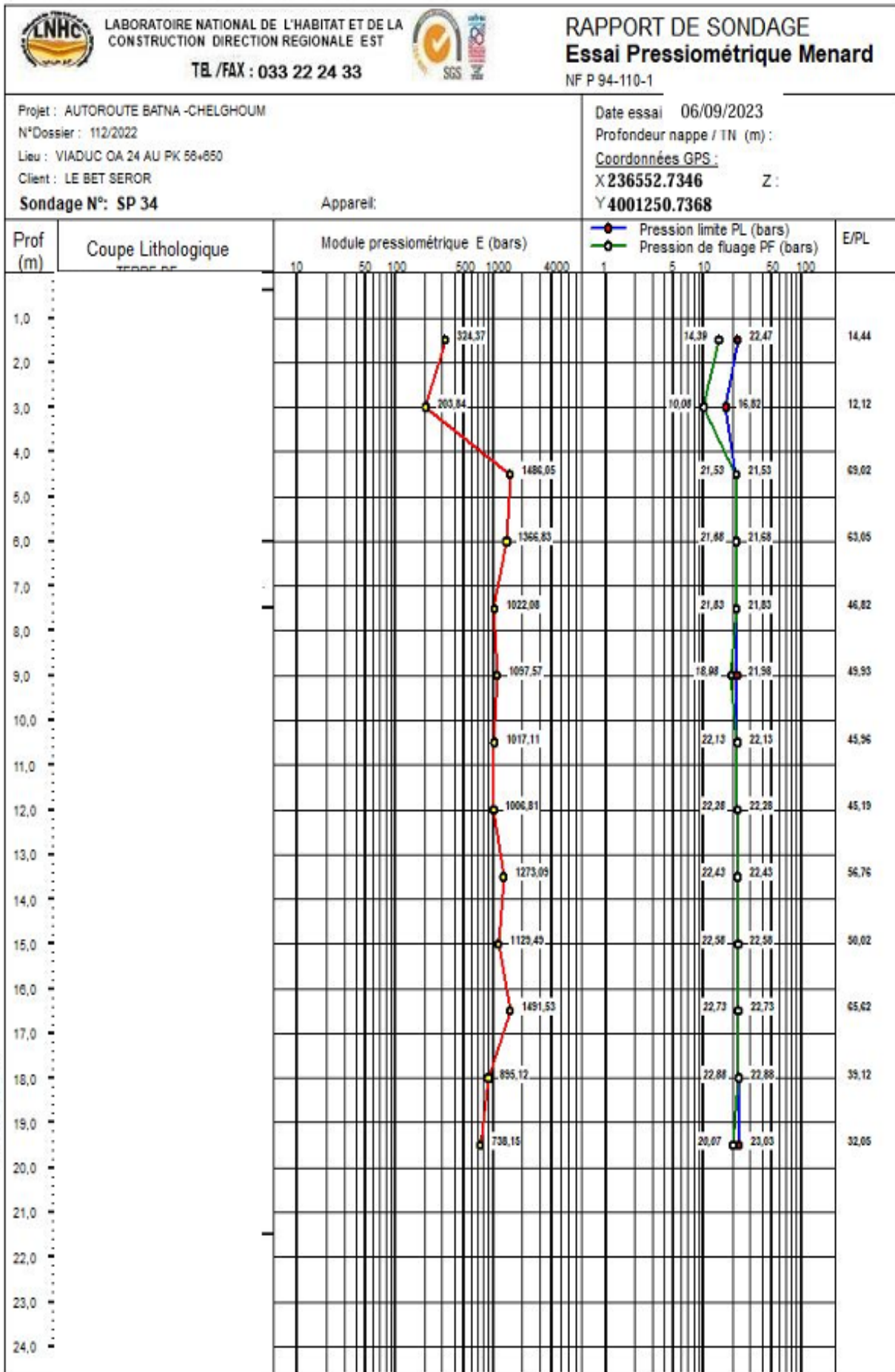
ANNEXE 1



Annexe 2 Coup lithologique sur SC19



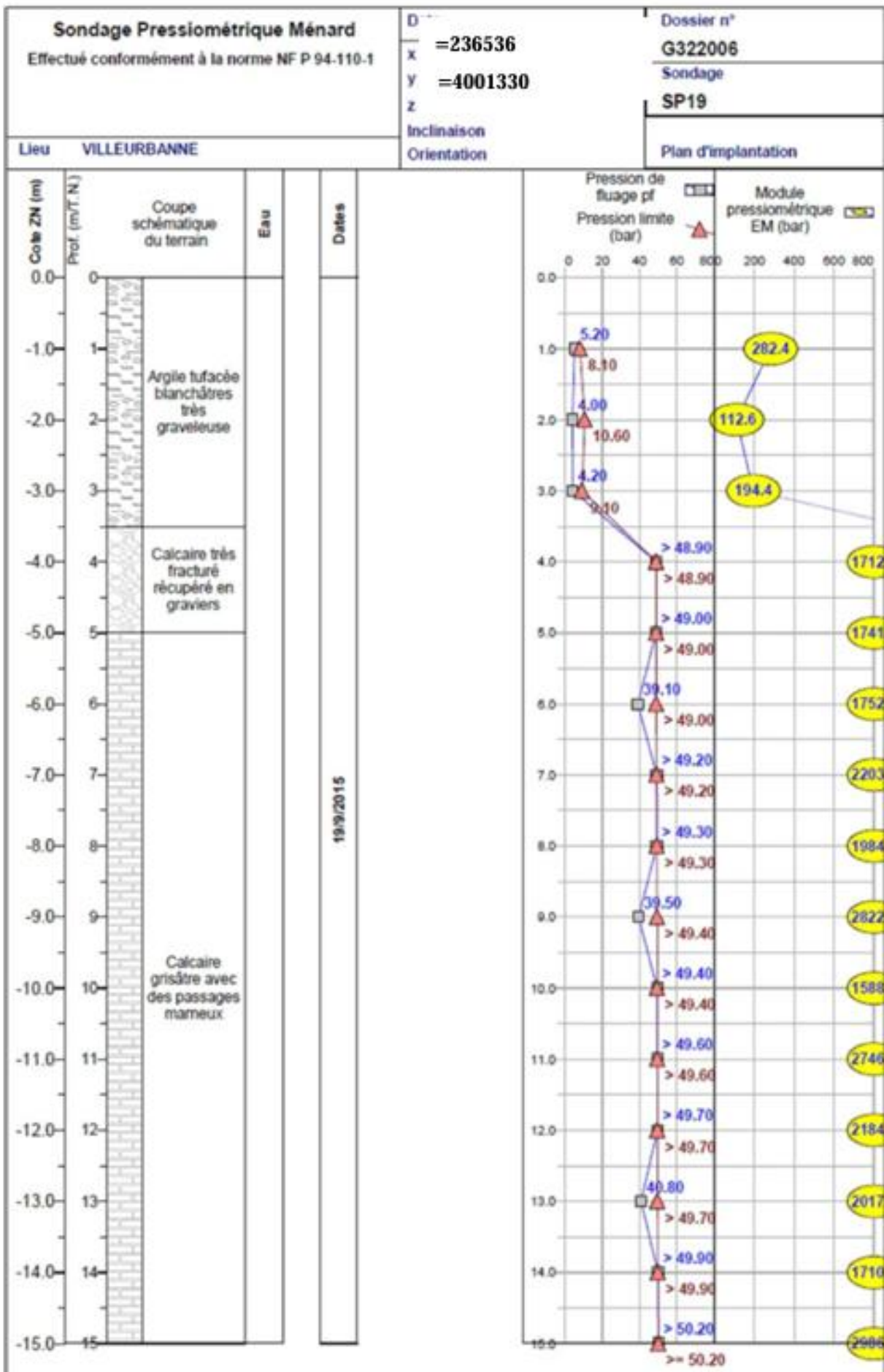
ANNEXE 1



Annexe 3 Rapport de SP34



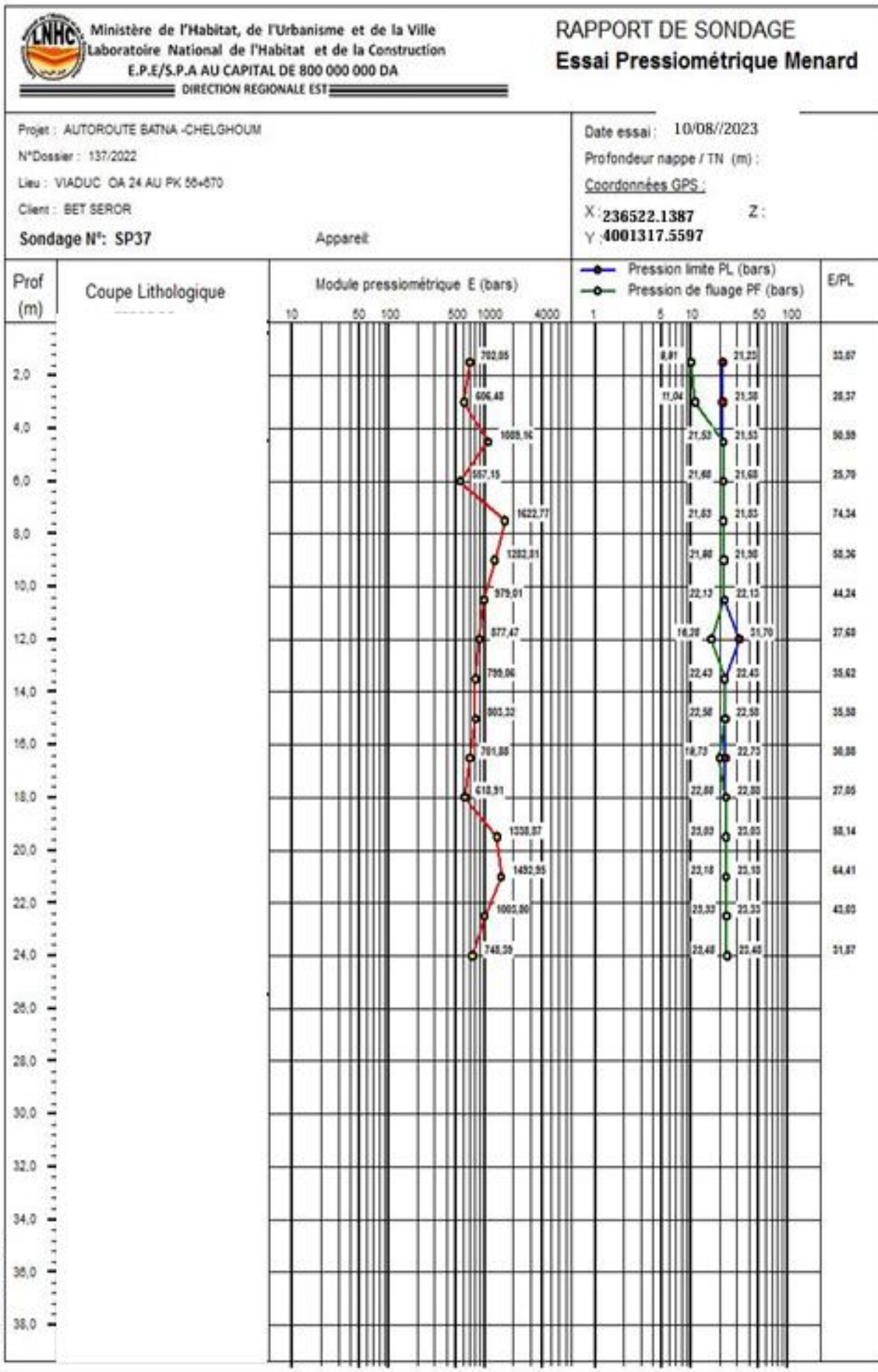
ANNEXE 1



Annexe 4 Rapport de SP19



ANNEXE 1

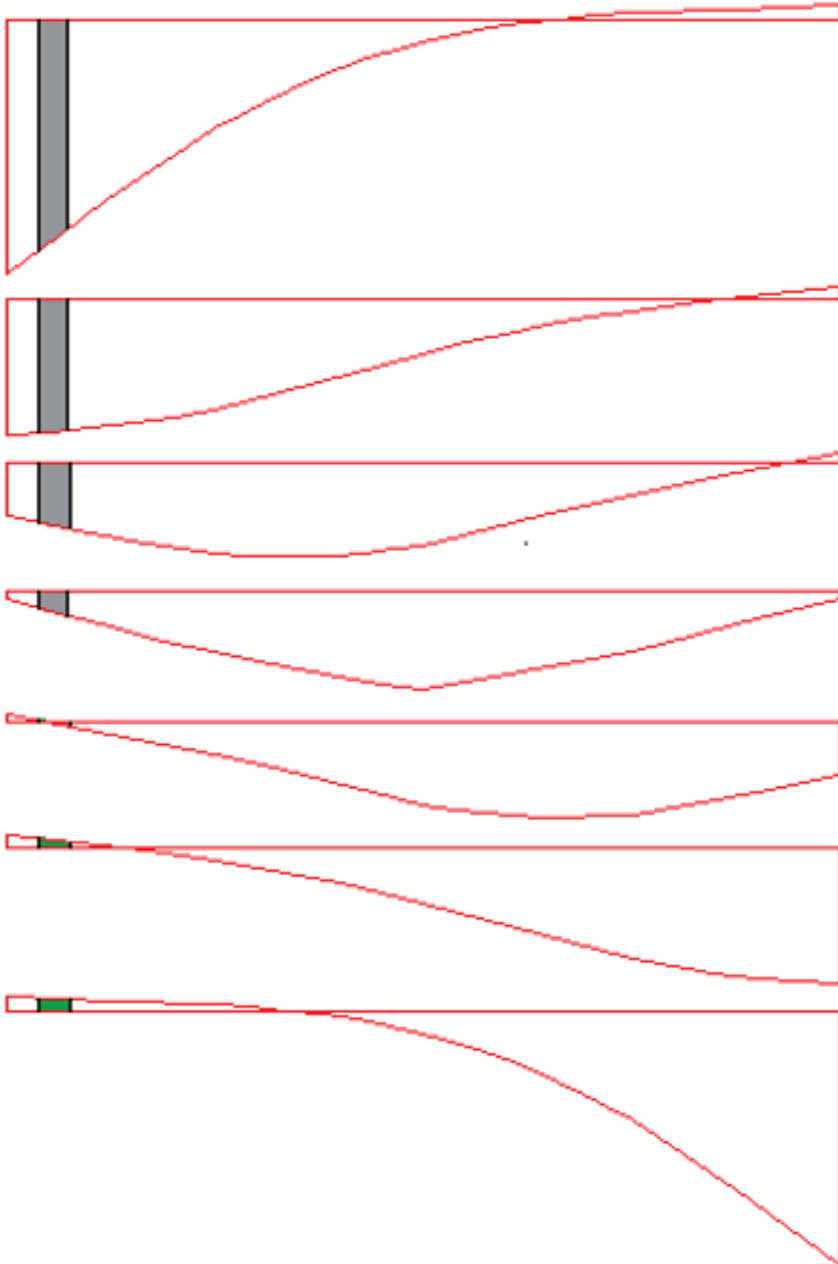
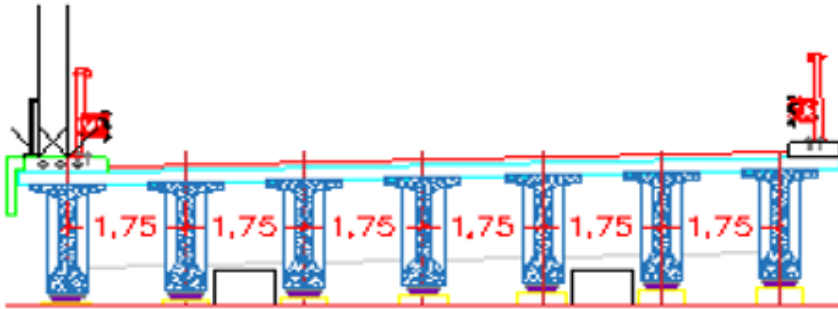


Annexe 5 Rapport de SP37



Annexe 2. GUYON-MASSONET

ST



Poutre 1

Poutre 2

Poutre 3

Poutre 4

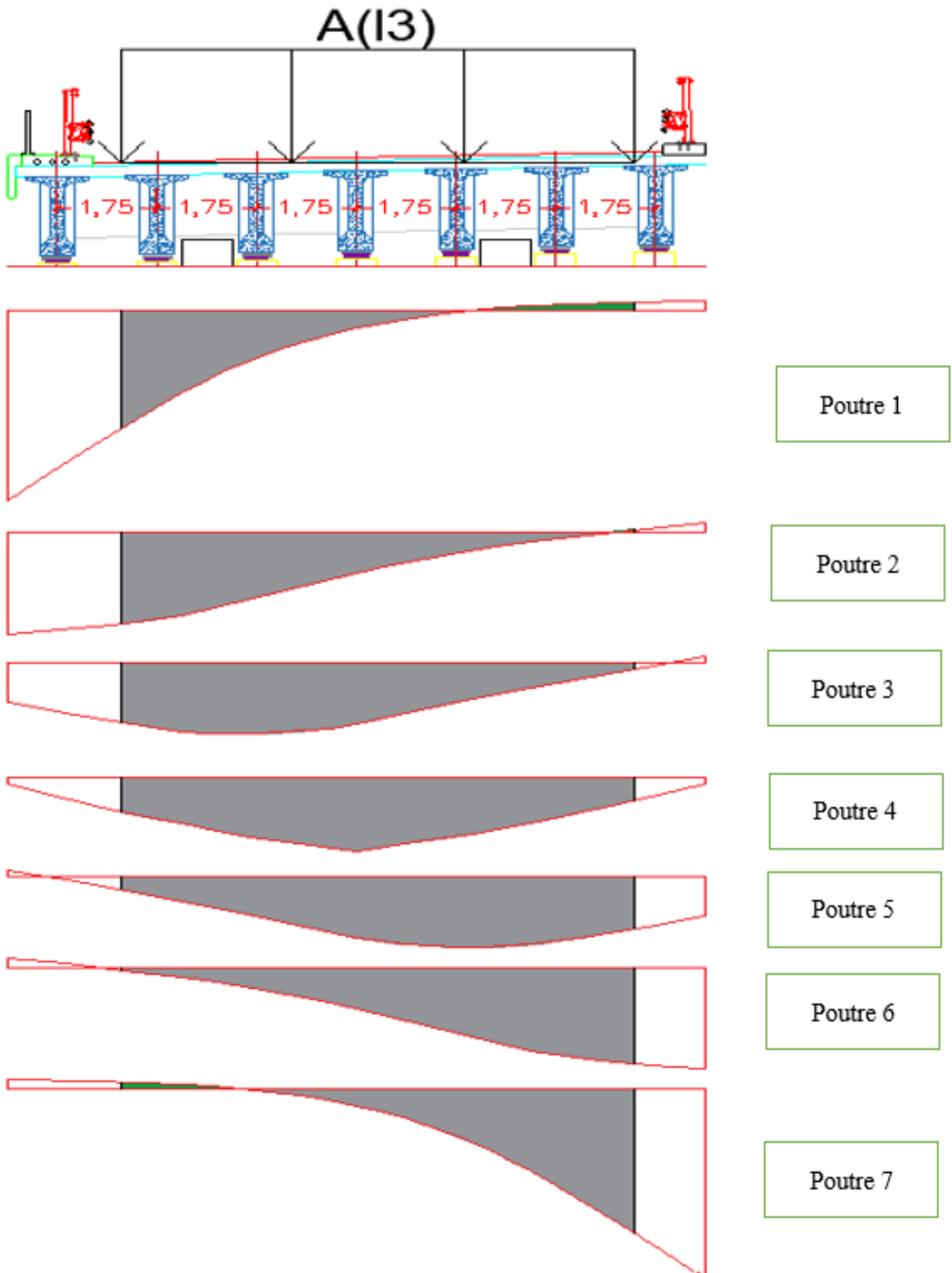
Poutre 5

Poutre 6

Poutre 7

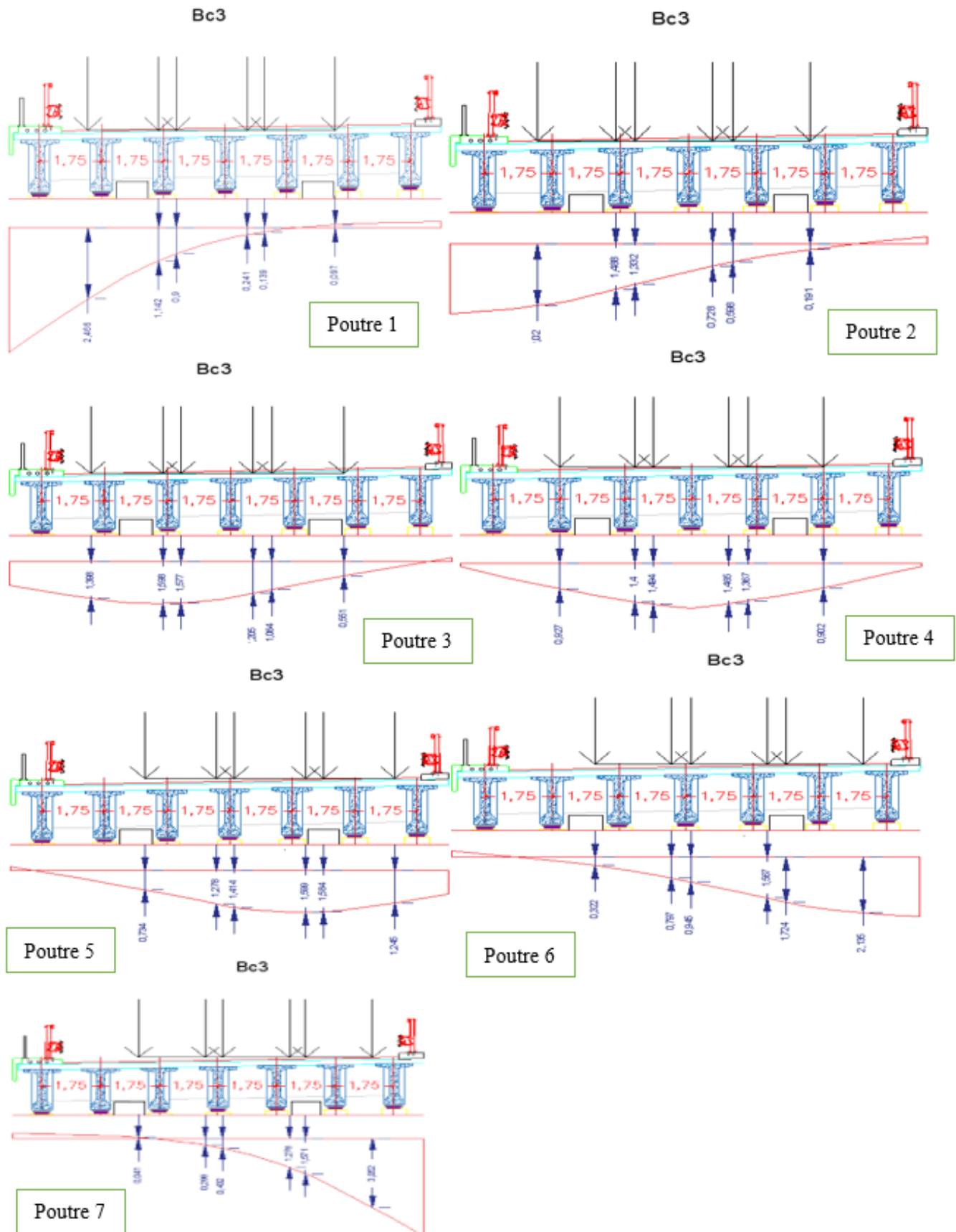
Annexe 6 Participation des poutres sous surcharge ST





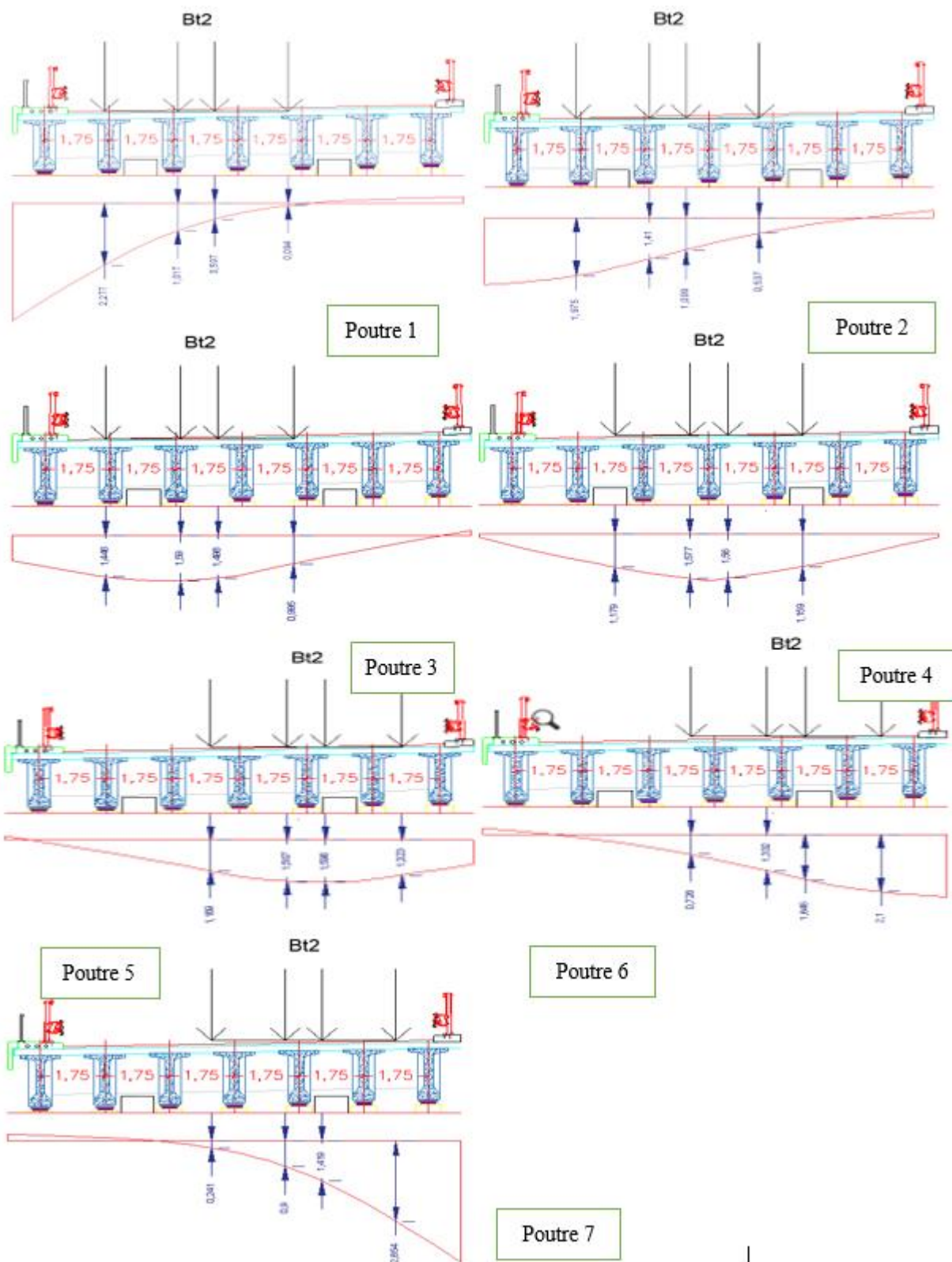
Annexe 7 Participation des poutres sous surcharge A(13)





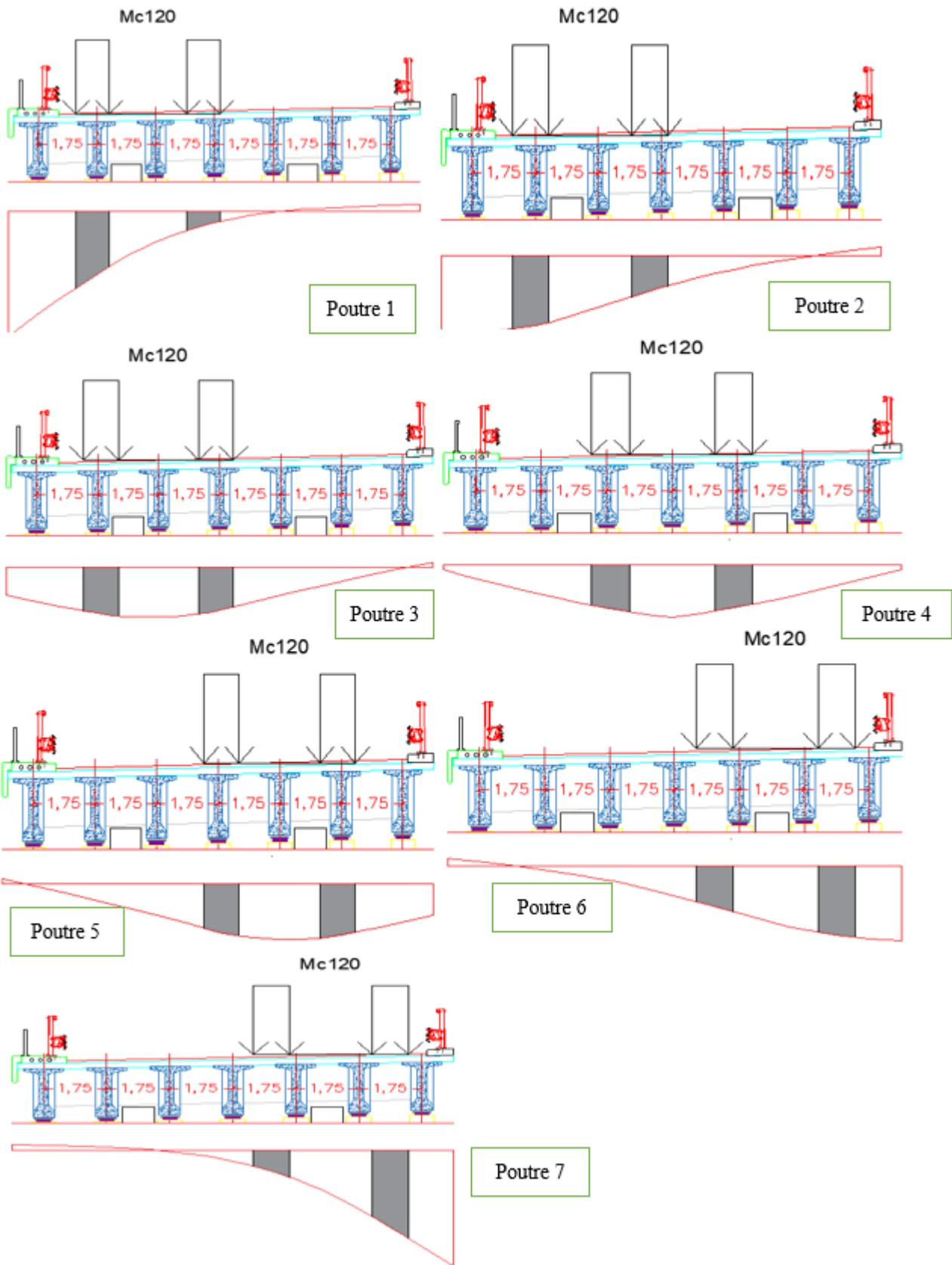
Annexe 8 Participation des poutres sous surcharge Bc 3 files





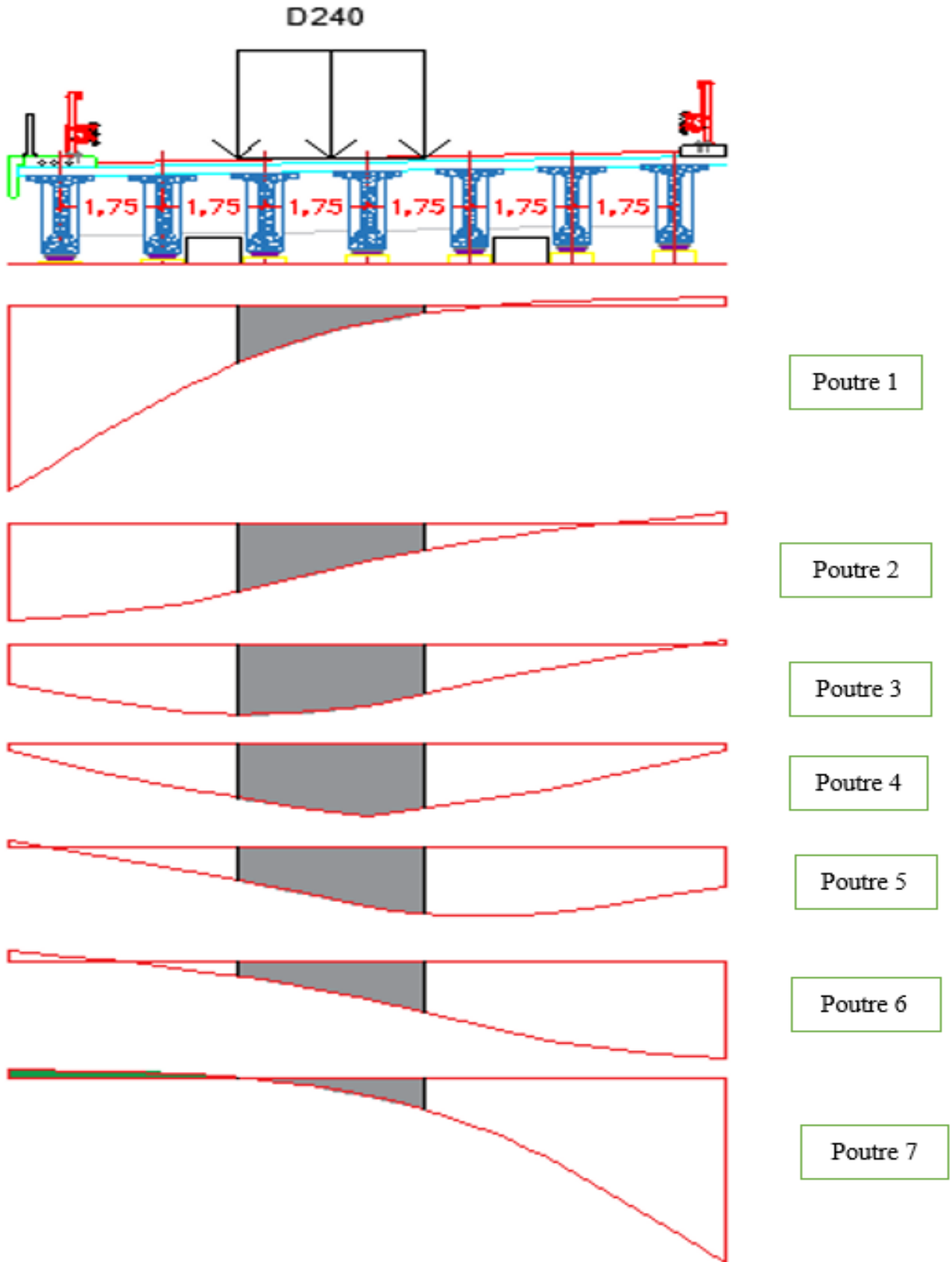
Annexe 9 Participation des poutres sous surcharge Bt 2 tandems





Annexe 10 Participation des poutres sous surcharge Mc120



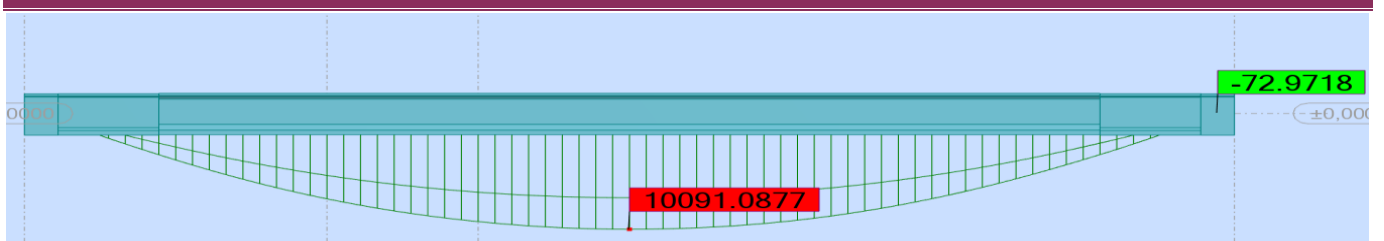


Annexe 11 Participation des poutres sous surcharge D240

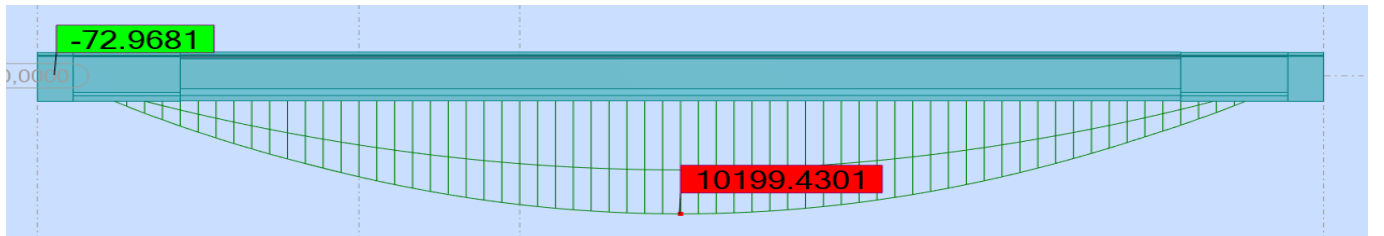


**Annexe 3. DIAGRAMME DES
POUTRE**

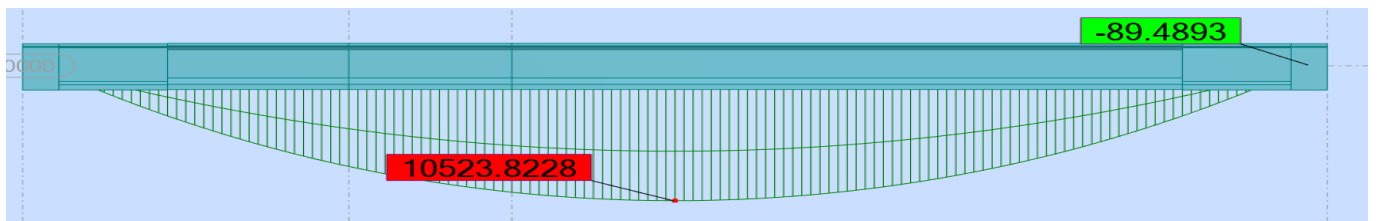
ANNEXE 3



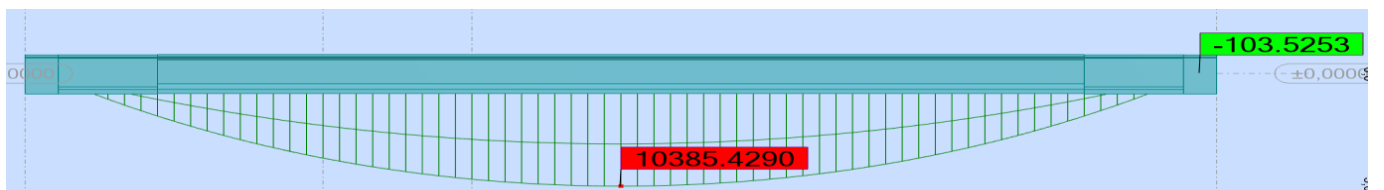
Annexe 12 Moment flechissant de la poutre 1 a L'ELU



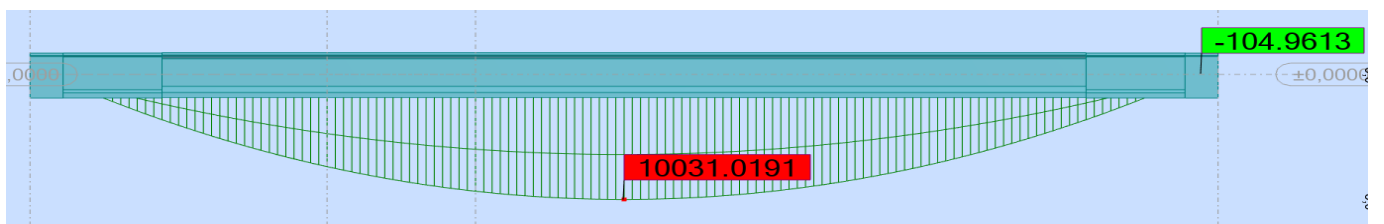
Annexe 13 Moment flechissant de la poutre 2 a L'ELU



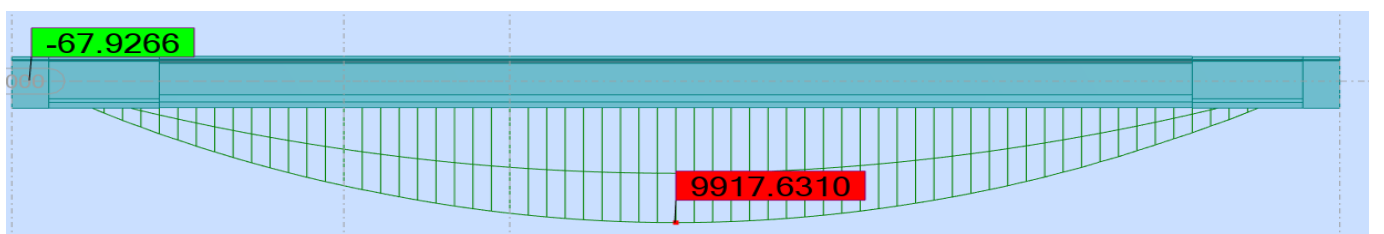
Annexe 14 Moment flechissant de la poutre 3 a L'ELU



Annexe 15 Moment flechissant de la poutre 4 a L'ELU



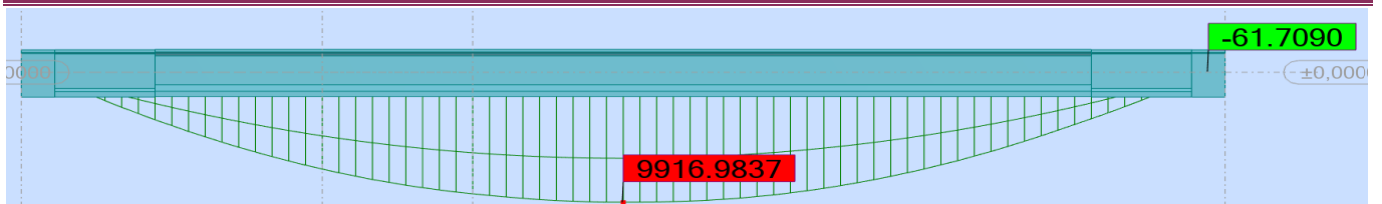
Annexe 16 Moment flechissant de la poutre 5 a L'ELU



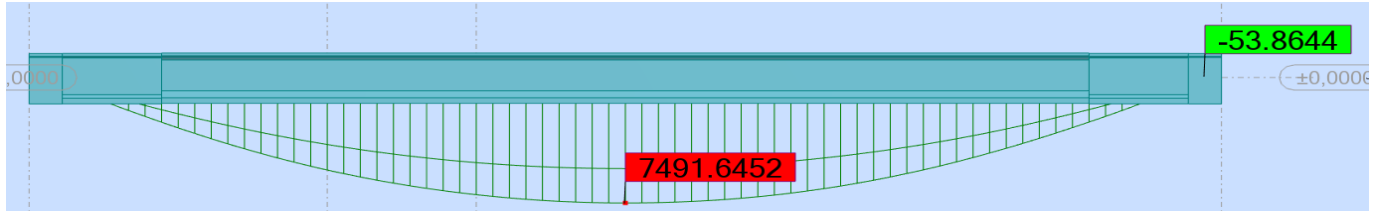
Annexe 17 Moment flechissant de la poutre 6 a L'ELU



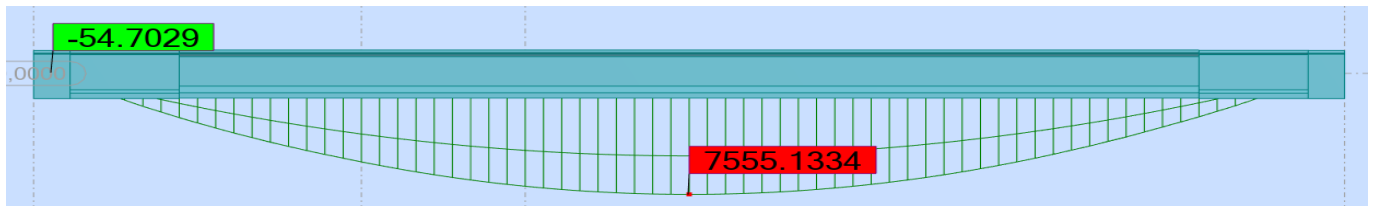
ANNEXE 3



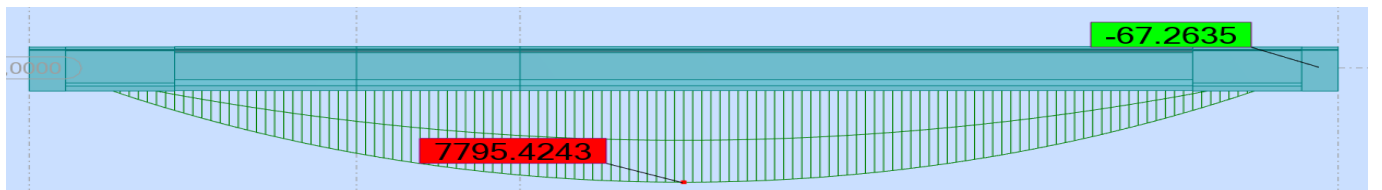
Annexe 18 Moment flechissant de la poutre 7 a L'ELU



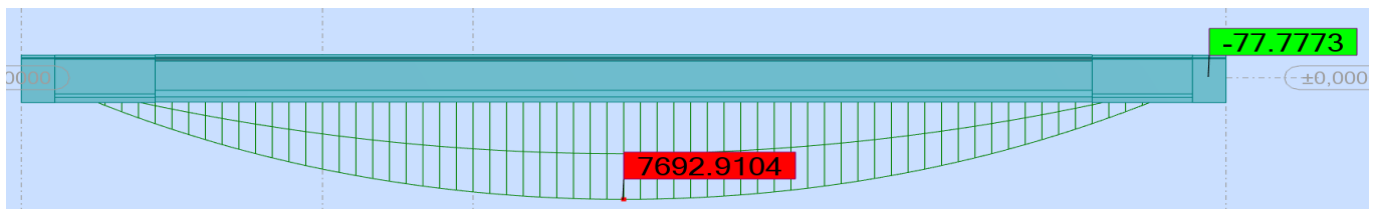
Annexe 19 Moment flechissant de la poutre 1 a L'ELS



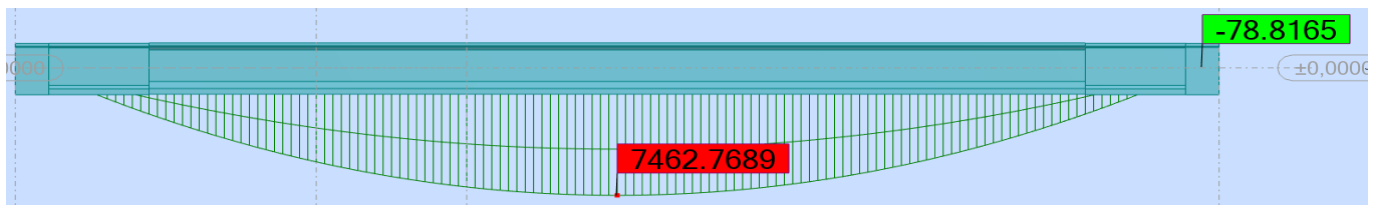
Annexe 20 Moment flechissant de la poutre 2 a L'ELS



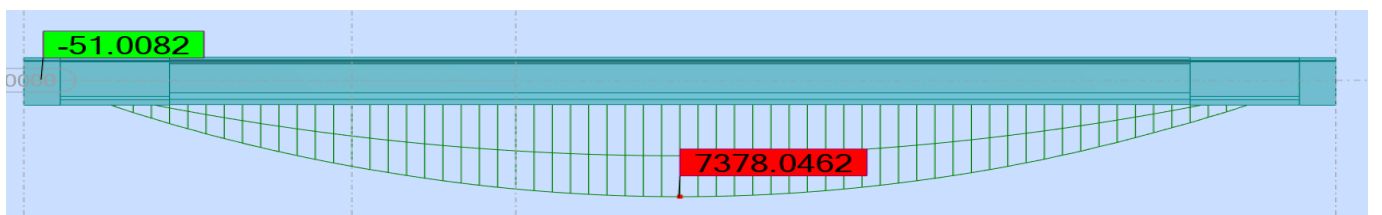
Annexe 21 Moment flechissant de la poutre 3 a L'ELS



Annexe 22 Moment flechissant de la poutre 4 a L'ELS



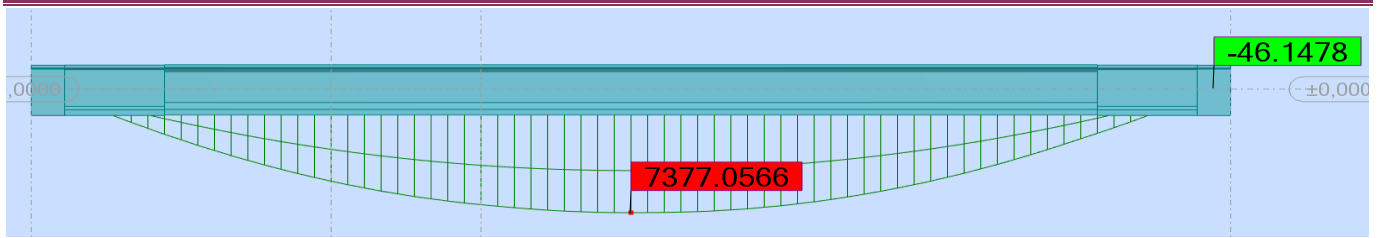
Annexe 23 Moment flechissant de la poutre 5 a L'ELS



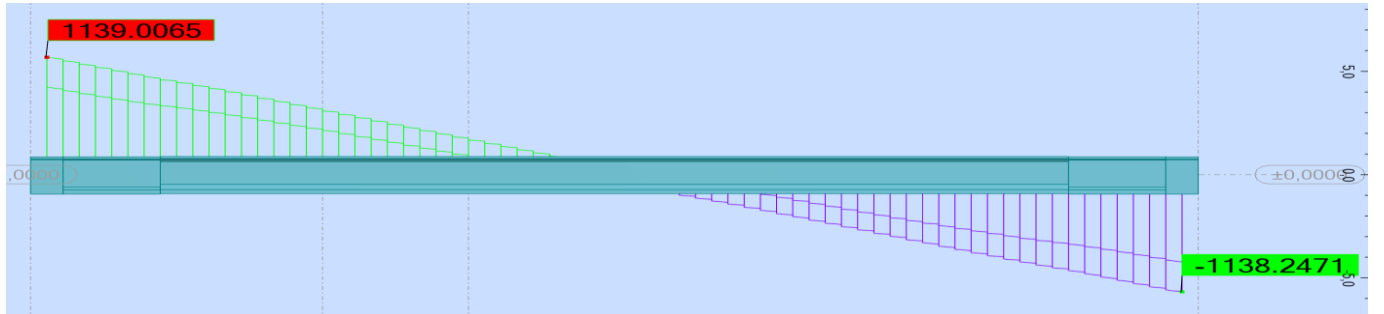
Annexe 24 Moment flechissant de la poutre 6 a L'ELS



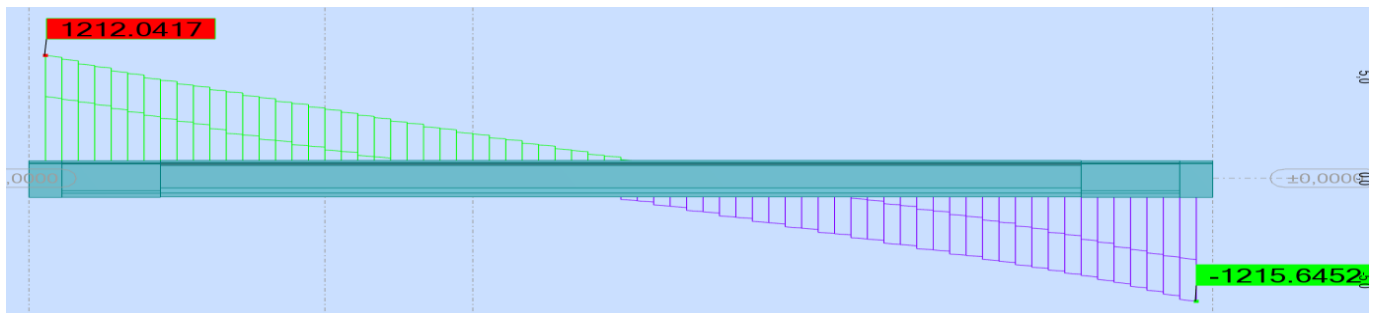
ANNEXE 3



Annexe 25 Moment flechissant de la poutre 7 a L'ELS



Annexe 26 effore tranchant de la poutre 1 a L'ELU



Annexe 27 effore tranchant de la poutre 2 a L'ELU



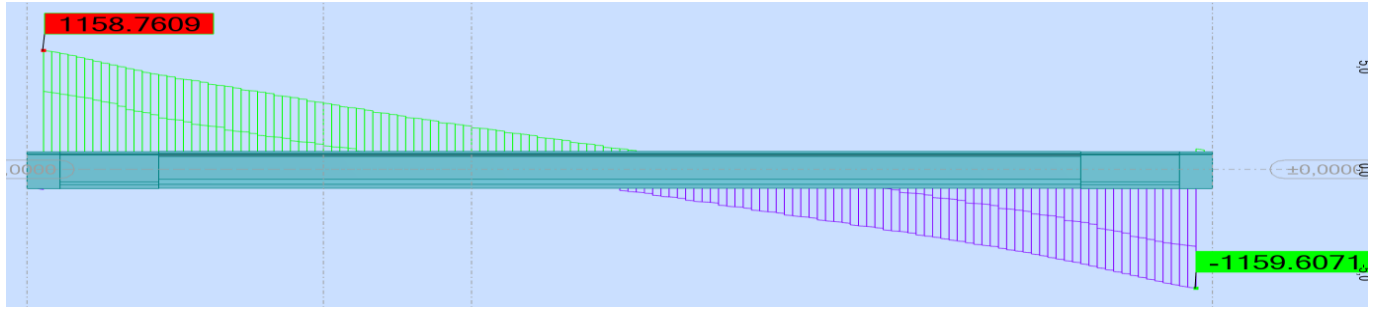
Annexe 28 effore tranchant de la poutre 3 a L'ELU



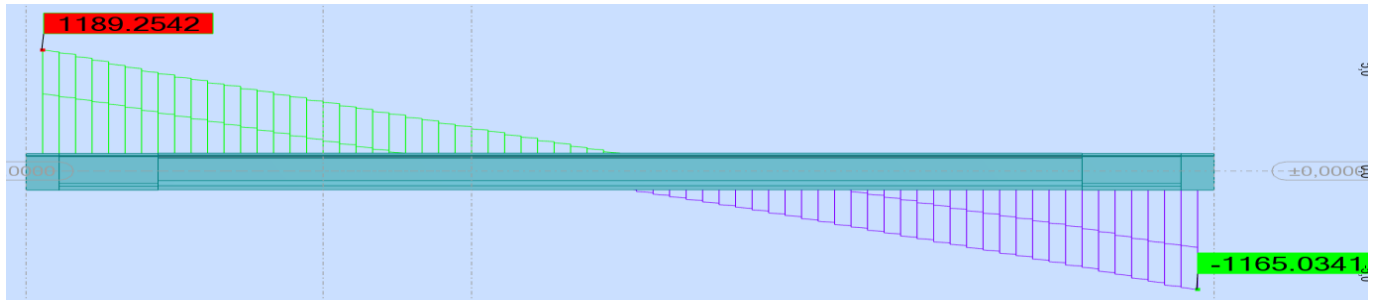
Annexe 29 effore tranchant de la poutre 4 a L'ELU



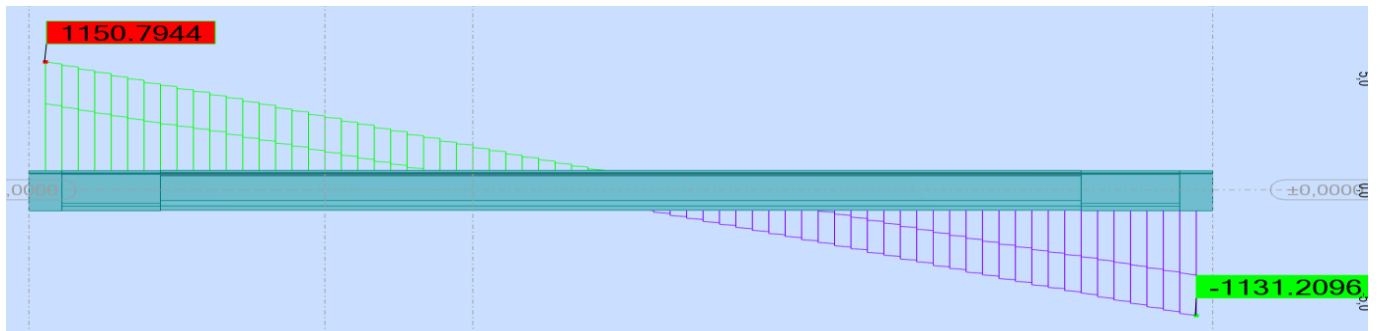
ANNEXE 3



Annexe 30 effort tranchant de la poutre 5 a L'ELU



Annexe 31 effort tranchant de la poutre 6 a L'ELU



Annexe 32 effort tranchant de la poutre 7 a L'ELU



**Annexe 4. CALCUL DE
FERRAILLAGE**

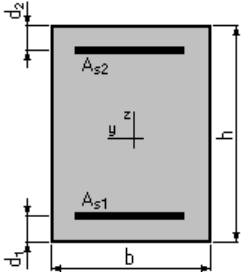
Ferailage d'hourdi en sens longitudinale Calcul de Section en Flexion Simple a ELU

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)
 $h = 22,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	67,146	-50,189
Etat Limite de Service	0,000	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,55$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,30$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,55$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,78$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 67,146$	(kN*m)	$M_{min} = -50,189$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	4,09	Pivot:	A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0,0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 19,0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,02$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

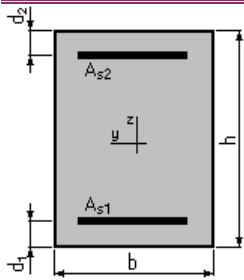
Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



ANNEXE 4



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 22,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,000	0,000
Etat Limite de Service	50,189	-38,096
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,03 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 9,00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 2,55 \text{ (cm}^2\text{)}$		
minimum	$\rho = 1,11 \text{ (\%)}$		
	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 50,189$ (kN*m) $M_{\min} = -38,096$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 6,2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 16,9 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 42,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

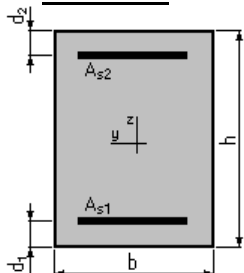
Ferailage d'hourdi en sens transversale Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 22,0 \text{ (cm)}$



ANNEXE 4

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	88,715	-84,805
Etat Limite de Service	0,000	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,11 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 12,48 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 2,85 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,51 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 88,715$ (kN*m) $M_{\min} = -84,805$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,12 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

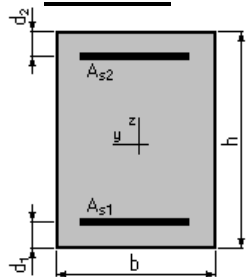
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $fc28 = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 22,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,000	0,000
Etat Limite de Service	65,714	-63,637
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:



ANNEXE 4

Section théorique	$A_{s1} = 15,91 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 15,38 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,55 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,65 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 65,714 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -63,637 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 5,84
Position de l'axe neutre: $y = 0,2 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 18,9 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 39,9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

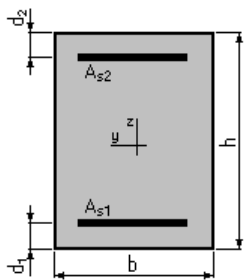
Ferailage de chevet Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 210,0 \text{ (cm)}$
 $h = 150,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	563,868	-4475,572
Etat Limite de Service	418,651	-3322,945
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 30,45 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 99,77 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 30,45 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\square = 0,43 \text{ (\%)}$		
minimum	$\square_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 563,868 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -4475,572 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A



ANNEXE 4

Position de l'axe neutre: $y = 15,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 139,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,16$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 154,6$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 418,651$ (kN*m) $M_{min} = -3322,945$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 37,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 132,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 75,1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

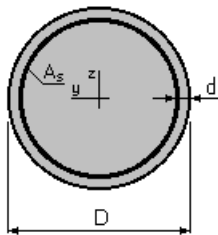
Ferailage longitudinale de fut Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	5768,89	1528,630	3124,251
2.	ELS	4282,82	1280,450	2314,260
3.	ELA	5142,94	3120,855	3269,041

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 211,13$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s,max} = 565,49$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s,min} = 22,62$ (cm ²)		
	$\rho = 1,87$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU **N = 5768,89 (kN)** **$M_y = 1528,630$ (kN*m)** **$M_z = 3124,251$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivote: B
 Position de l'axe neutre: $y = 67,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 83,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,45$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)



ANNEXE 4

Cas N° 2: Type ELS $N = 4282,82$ (kN) $M_y = 1280,450$ (kN*m) $M_z = 2314,260$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 62,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 89,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 205,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma'_s = 224,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s,lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 3: Type ELA $N = 5142,94$ (kN) $M_y = 3120,855$ (kN*m) $M_z = 3269,041$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,27 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 55,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 88,7$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3,71$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

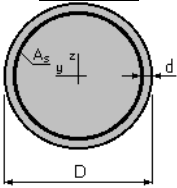
Ferailage transversal sens x de fut Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Fissuration préjudiciable
- * Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	415,04	5768,89
2.	ELA	834,82	5142,94

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\sigma_u = 0,8$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\sigma_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,01$ (cm²)
Cadres: 1 \square 16
Espacement : $S_t = 6,3$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

Ferailage transversal sens y de fut Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

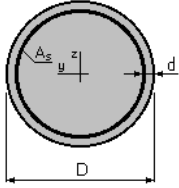
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- * Prise en compte des dispositions sismiques



ANNEXE 4

- * Fissuration préjudiciable
- * Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ⁰	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	415,04	5768,89
2.	ELA	834,82	5142,94

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\sigma_u = 0,8$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\sigma_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,01$ (cm²)
 Cadres : 1 □ 16
 Espacement : $S_t = 17,1$ (cm)
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

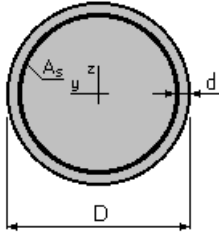
Ferailage de pieux Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	4015,11	404,550	0,000
2.	ELS	2975,67	298,056	0,000
3.	ELA	3522,96	1446,393	1374,016

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 113,10$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s,max} = 565,49$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s,min} = 113,10$ (cm ²)		
	$\sigma = 1,00$ (%)	maximum	$\sigma_{max} = 5,00$ (%)
minimum	$\sigma_{min} = 0,50$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N⁰ 1: Type ELU N = 4015,11 (kN) M_y = 404,550 (kN*m) M_z = 0,000 (kN*m)

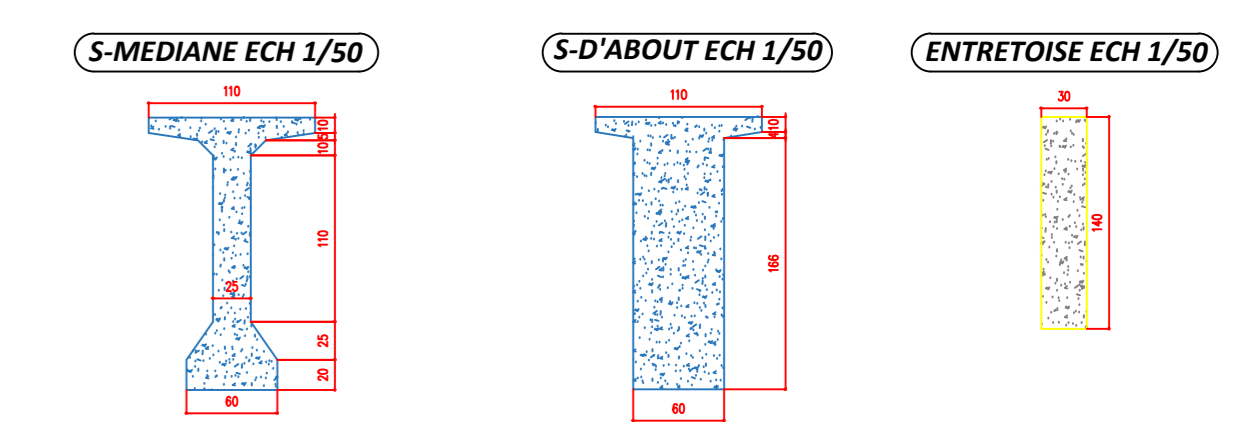
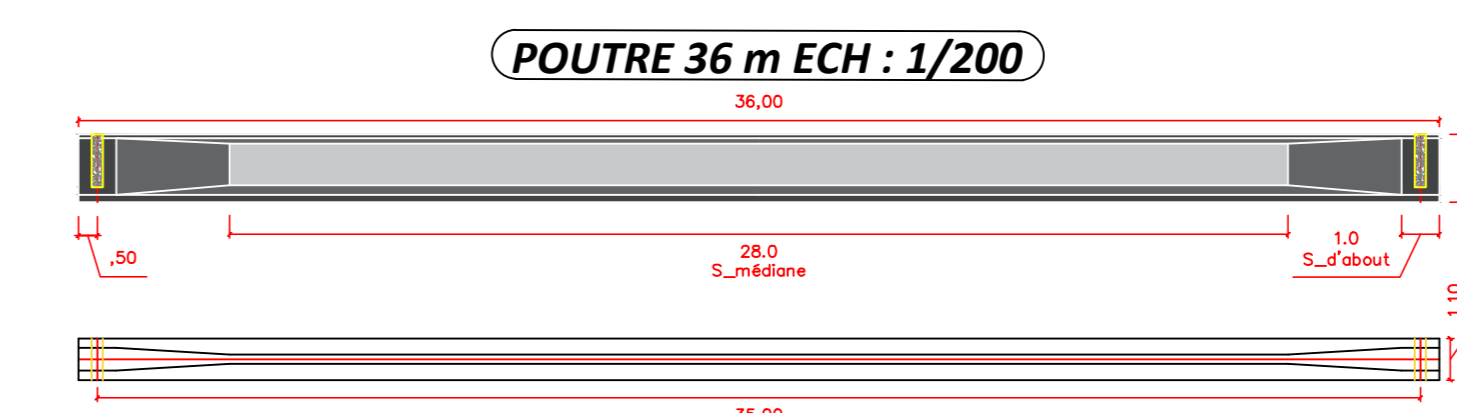
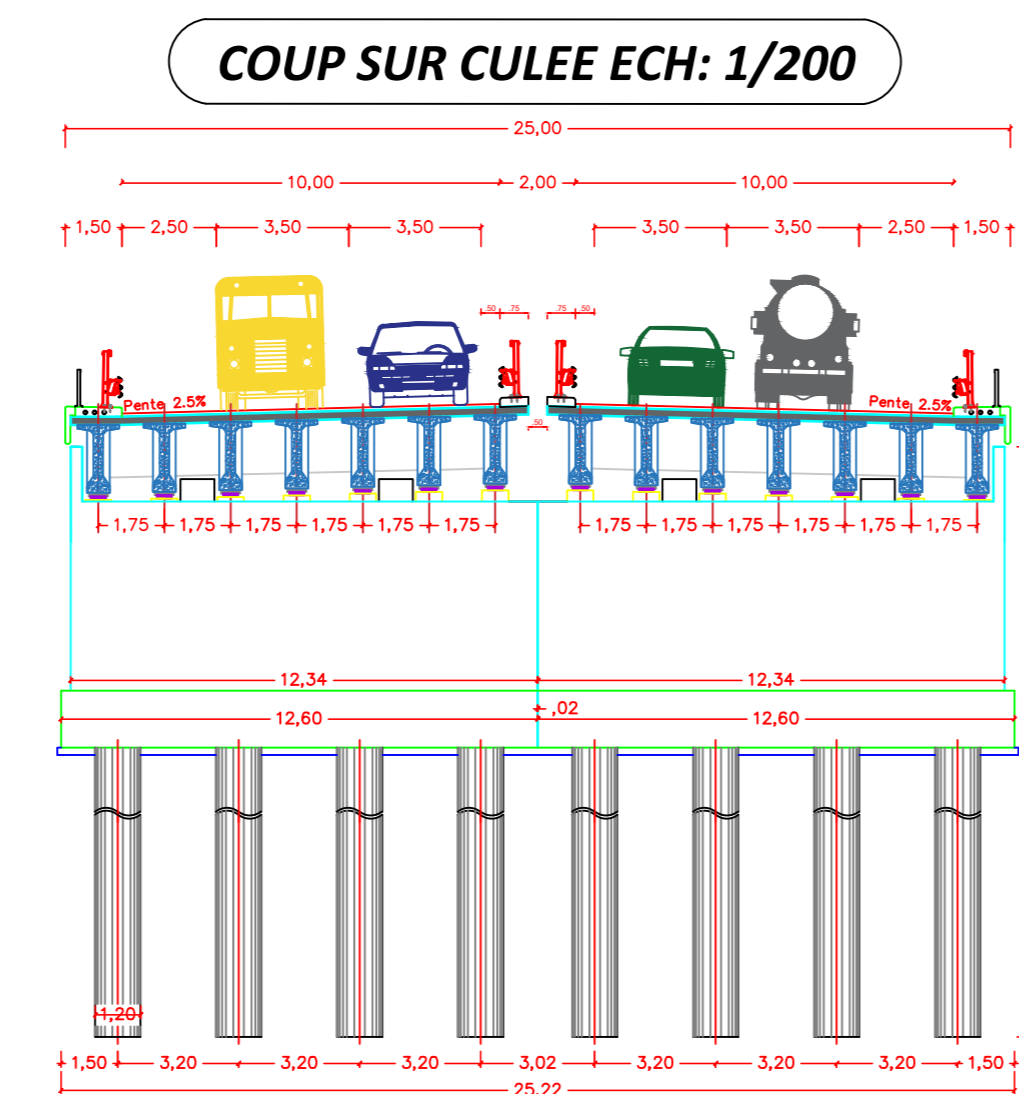
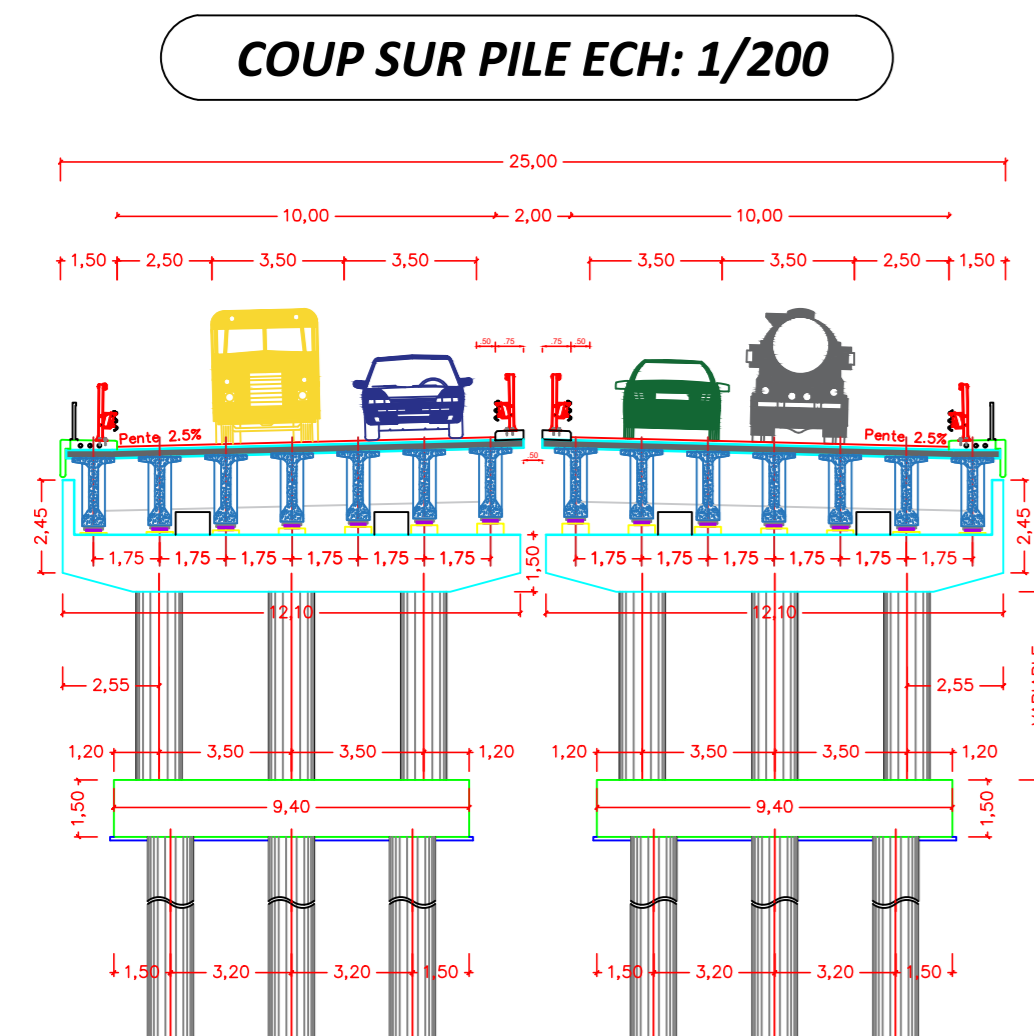
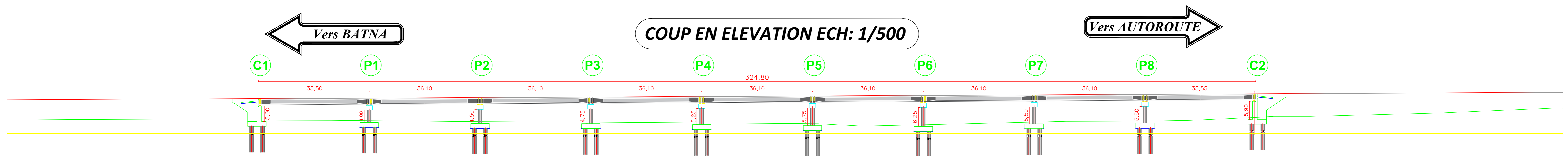
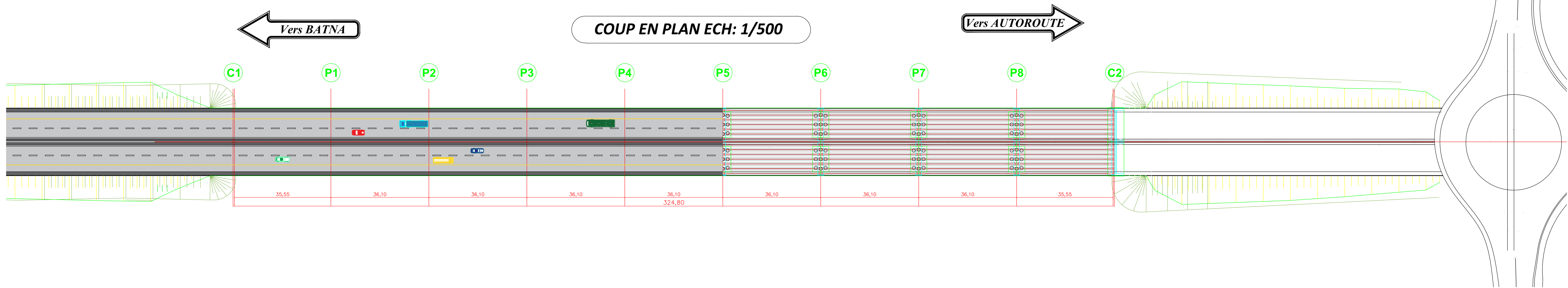


ANNEXE 4

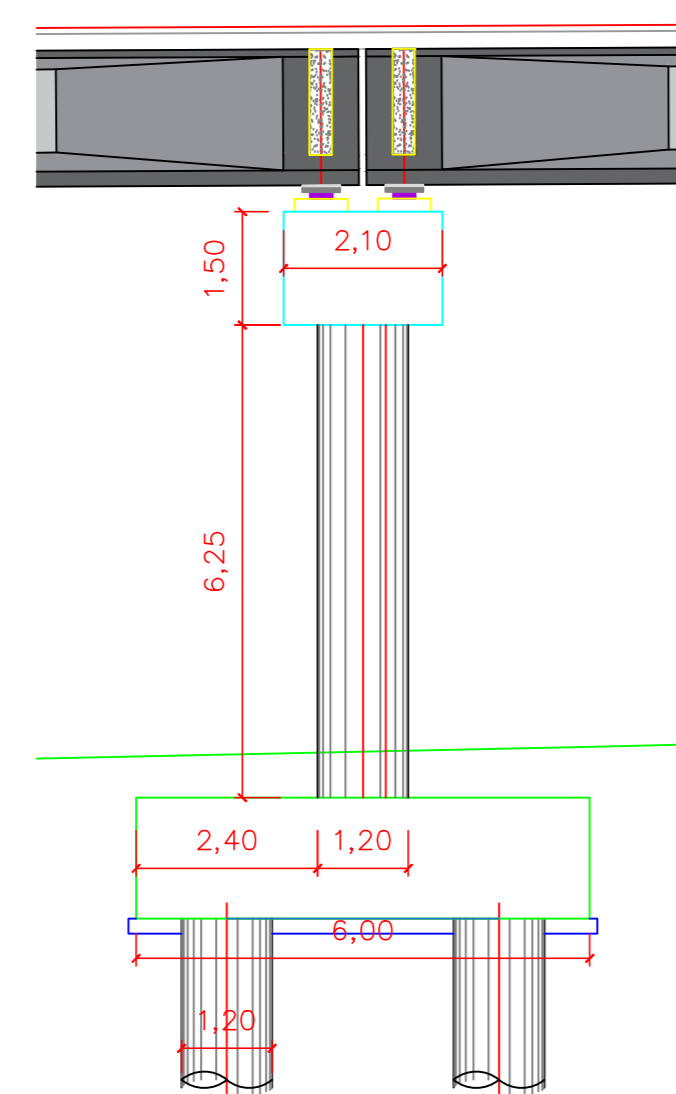
Coefficient de sécurité:	4,26	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 119,7$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 62,3$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$	(MPa)
Cas N° 2: Type ELS	$N = 2975,67$ (kN)	$M_y = 298,056$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	4,36	
Position de l'axe neutre:	$y = 157,4$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 63,9$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,7$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 53,5$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 250,0$	(MPa)
Cas N° 3: Type ELA	$N = 3522,96$ (kN)	$M_y = 1446,393$ (kN*m) $M_z = 1374,016$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	2,13	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 58,5$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 87,5$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 3,37$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500,0$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 500,0$	(MPa)



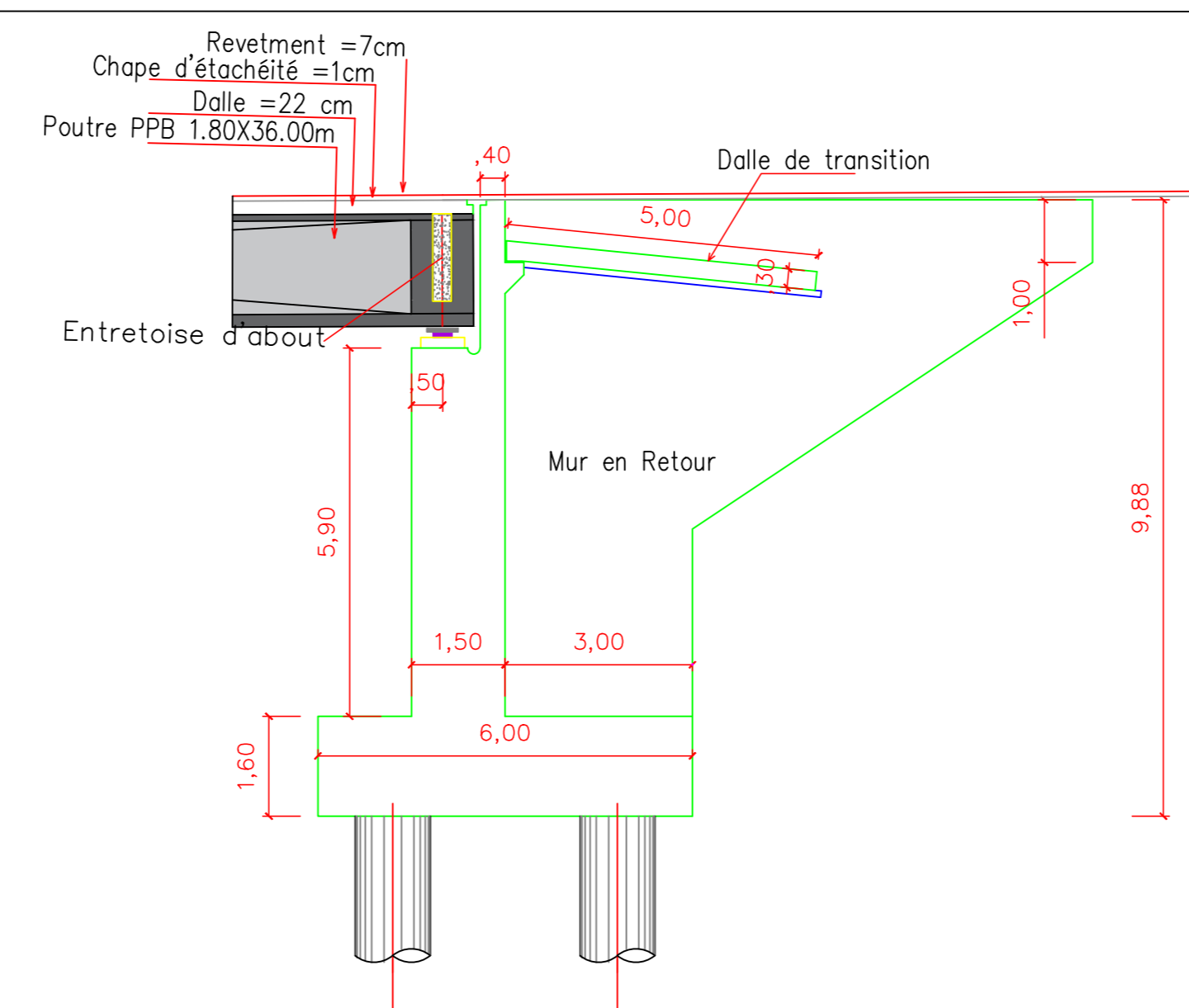
**Annexe 5. CONCEPTION DES 3
VARIANTES**



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE 6 ECH :1/100



COUPE LONGITUDINALE SUR CULEE 2 ECH :1/100

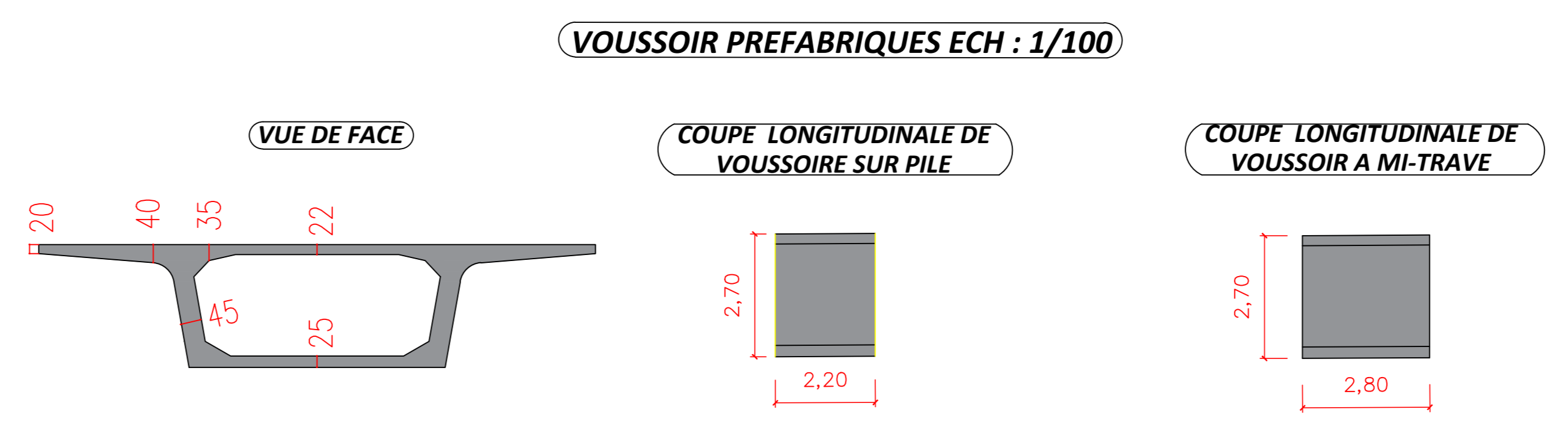
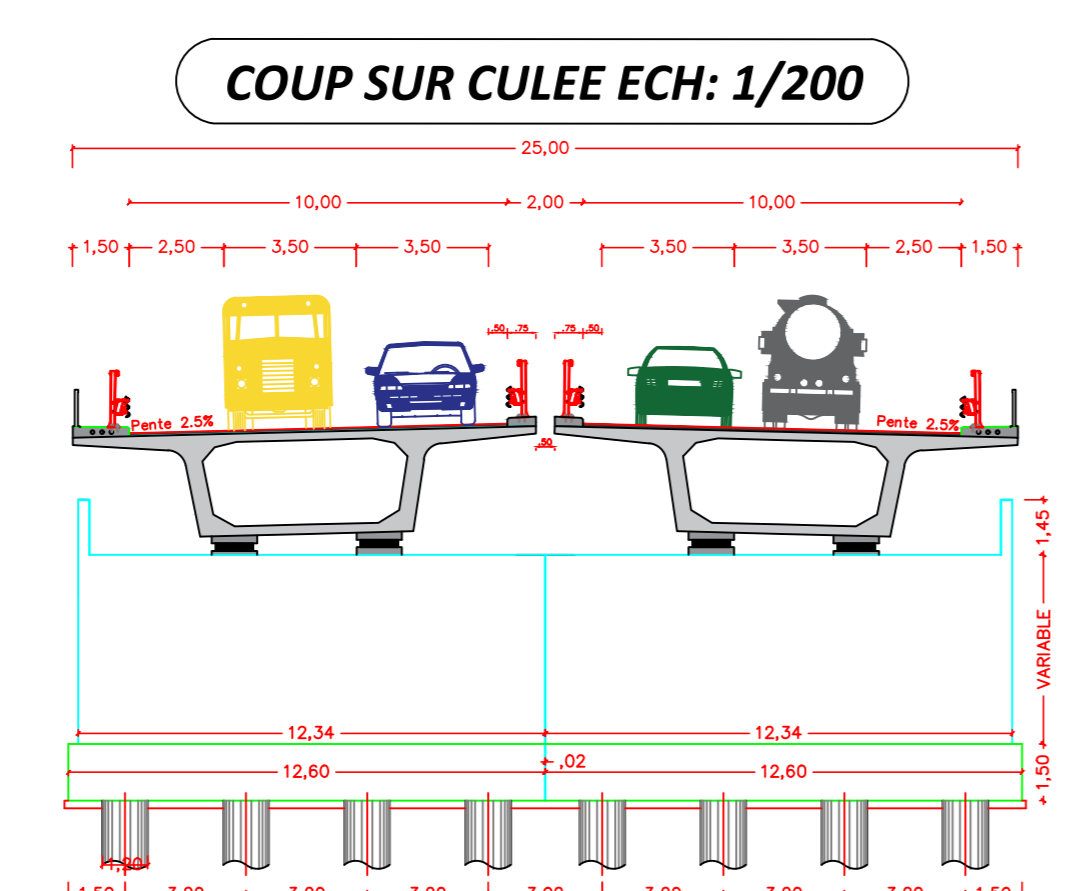
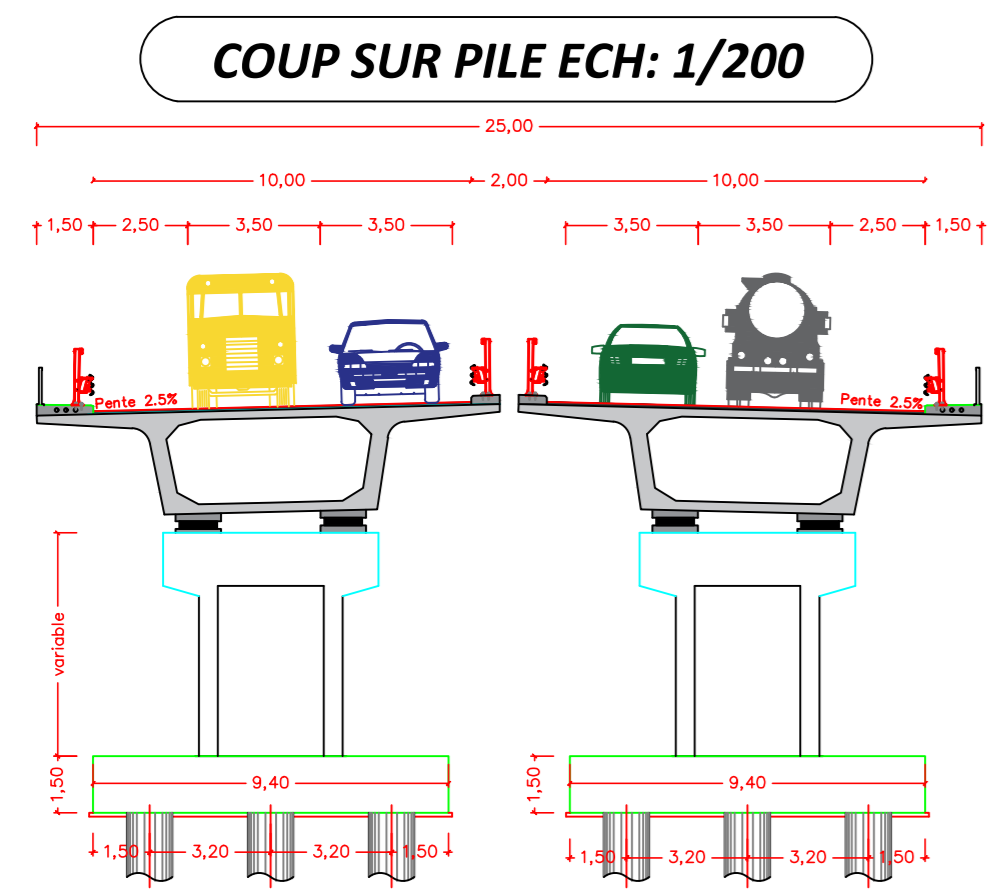
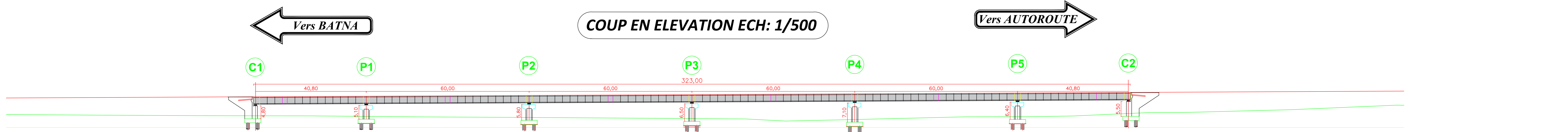
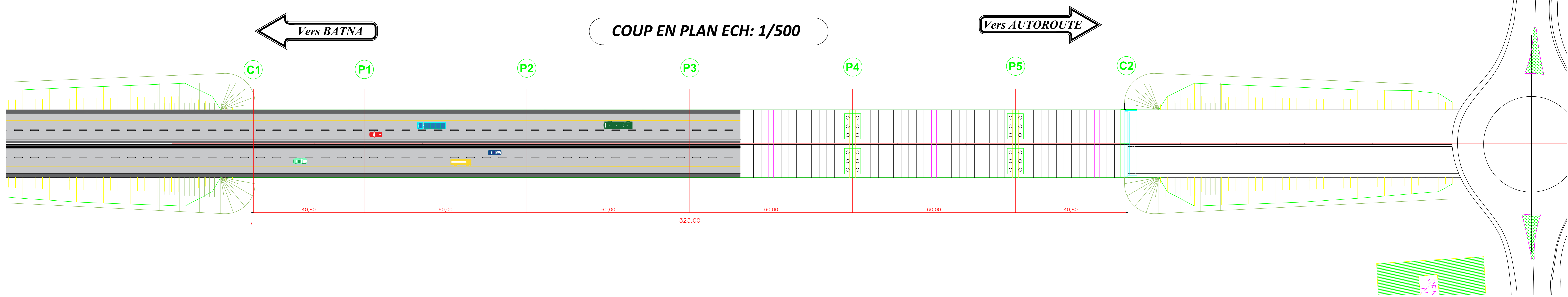


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان كلية تكنولوجيا
UNIVERSITE ABOU BAKRE BELKAID-TLEMCCEN-FACULTE TECHNOLOGIE

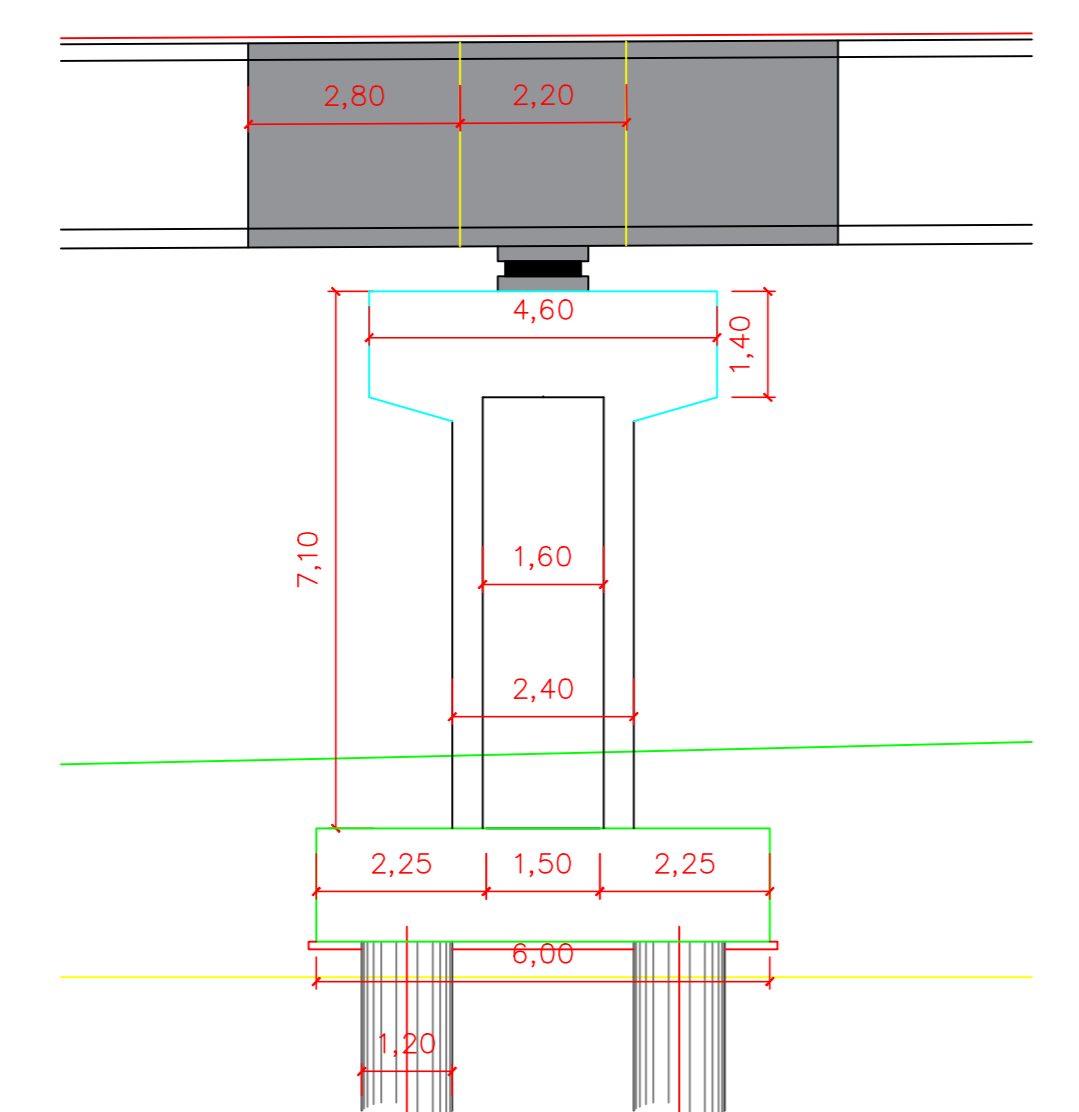
جامعة أبو بكر بلقايد
 ⵜⴰⵎⴰⵏⵜ ⵜⴰⵏⵓⵔⵜ ⵜⴰⵖⵓⵏⵉⵜ ⵜⴰⵙⵏⵓⵏⵉⵜ
UNIVERSITY OF TLEMCCEN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
Etude D'un Viaduc A Poutres En Béton Précontraint a la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO

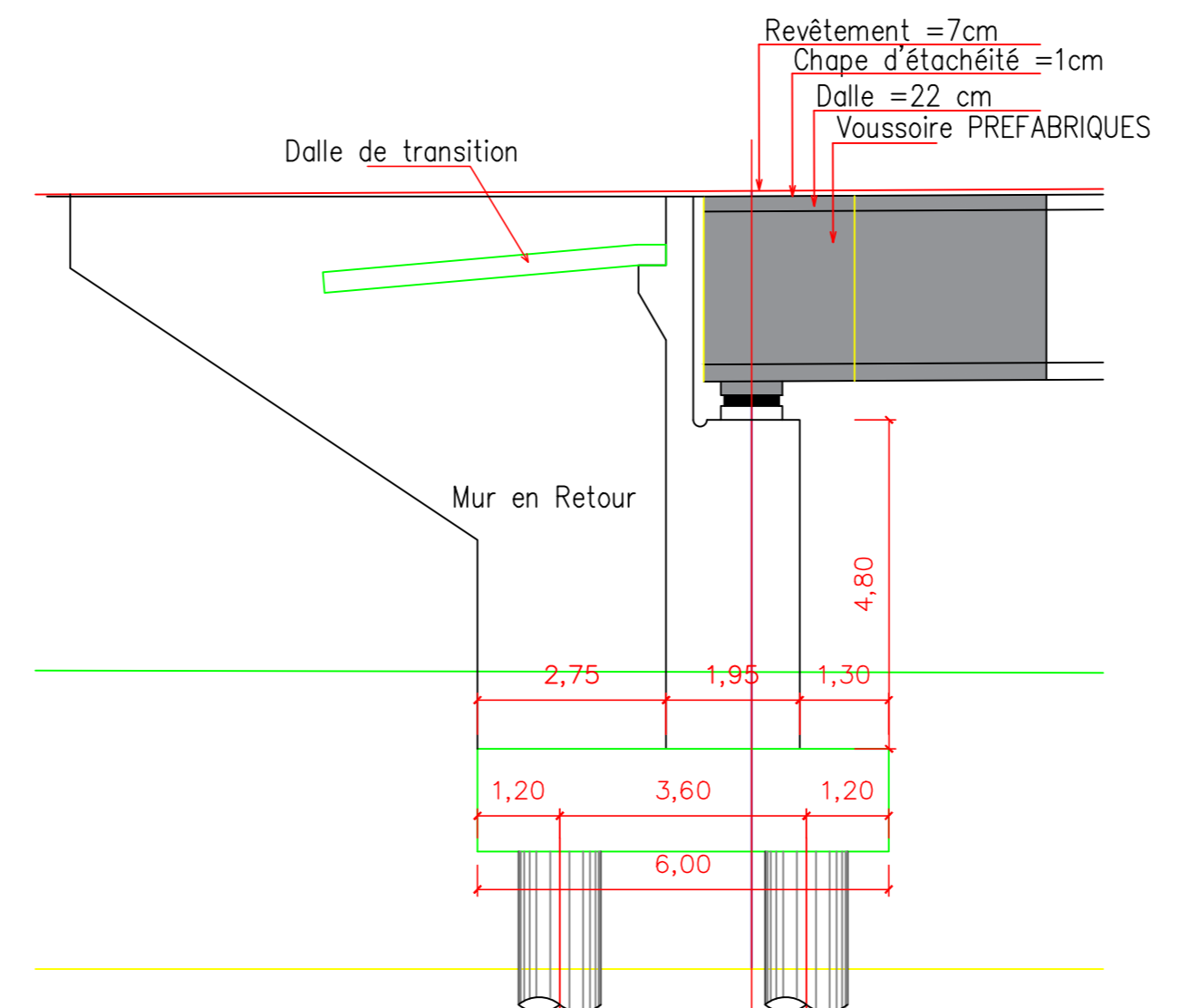
AUTEURS DE PROJET:	KHERBOUCHE AYOUB
ENCADRE PAR :	Mme.BENAHCHILIF Souade M.BENAHCHILIF Bouharkat
NOM DE LA VARIANTE:	Viaduc A Poutres En Béton Précontraint
ANNEE UNIVERSITAIRE	2023/2024
Adresse : Tlemcen BP 230 - 13000 Chetouane Tlemcen, Algérie. Fax : 043.41.00.12 Site web : https://ft.univ-tlemcen.dz/ Tel : 043.41.00.11	



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE 4 ECH :1/100



COUPE LONGITUDINALE SUR CULEE 1 ECH :1/100



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان - كلية تكنولوجيا
 UNIVERSITE ABOU BAKRE
 BELKAID-TLEMEN- FACULTE TECHNOLOGIE

جامعة أبو بكر بلقايد
 ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵏⵜ ⵜⴰⵏⵓⵢⵔⵉⵜ ⵜⴰⵖⵉⵔⵉⵜ ⵜⴰⵏⵓⵢⵔⵉⵜ
 UNIVERSITY OF TLEMEN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
 Etude D'un Viaduc A Poutres En Béton Précontraint
 a la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO

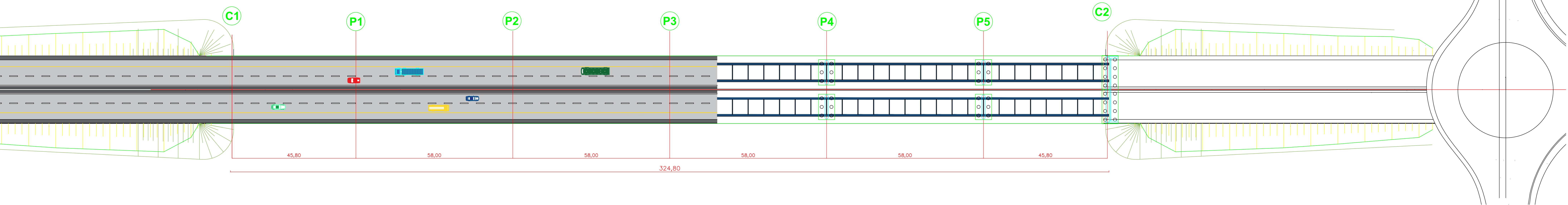
AUTEURS DE PROJET:	KHERBOUCHE AYOUB
ENCADRE PAR :	Mme.BENACHILIF Souade M.BENACHILIF Bouharkat
NOM DE LA VARIANTE:	Viaduc en Voussoirs Construit par Encorbellement Successive
ANNEE UNIVERSITAIRE	2023/2024

Adresse : Tlemcen BP 230 - 13000 Chetouane Tlemcen, Algérie.
 Fax : 043.41.00.12 Site web : <https://ft.univ-tlemcen.dz/>
 Tel : 043.41.00.11

Vers BATNA

COUP EN PLAN ECH: 1/500

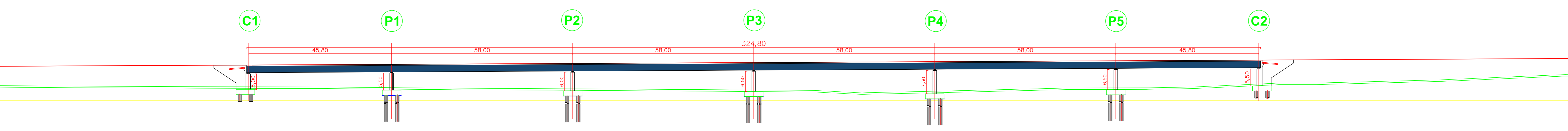
Vers AUTOROUTE



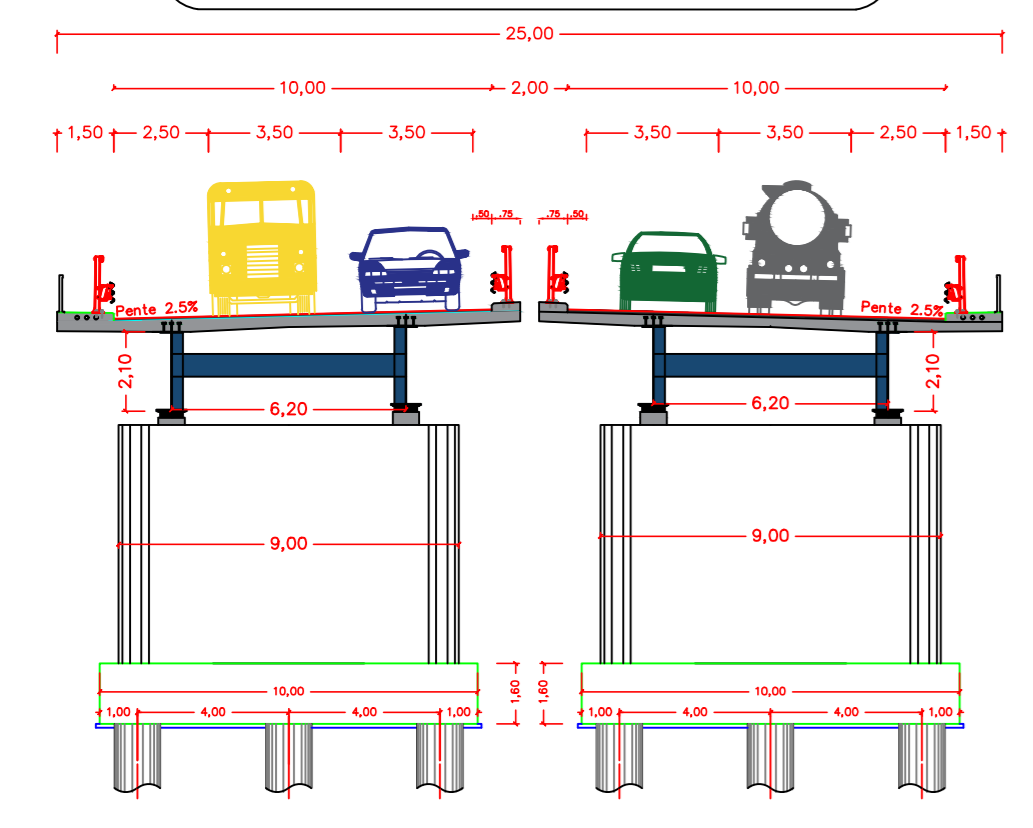
Vers BATNA

COUP EN PLAN ECH: 1/500

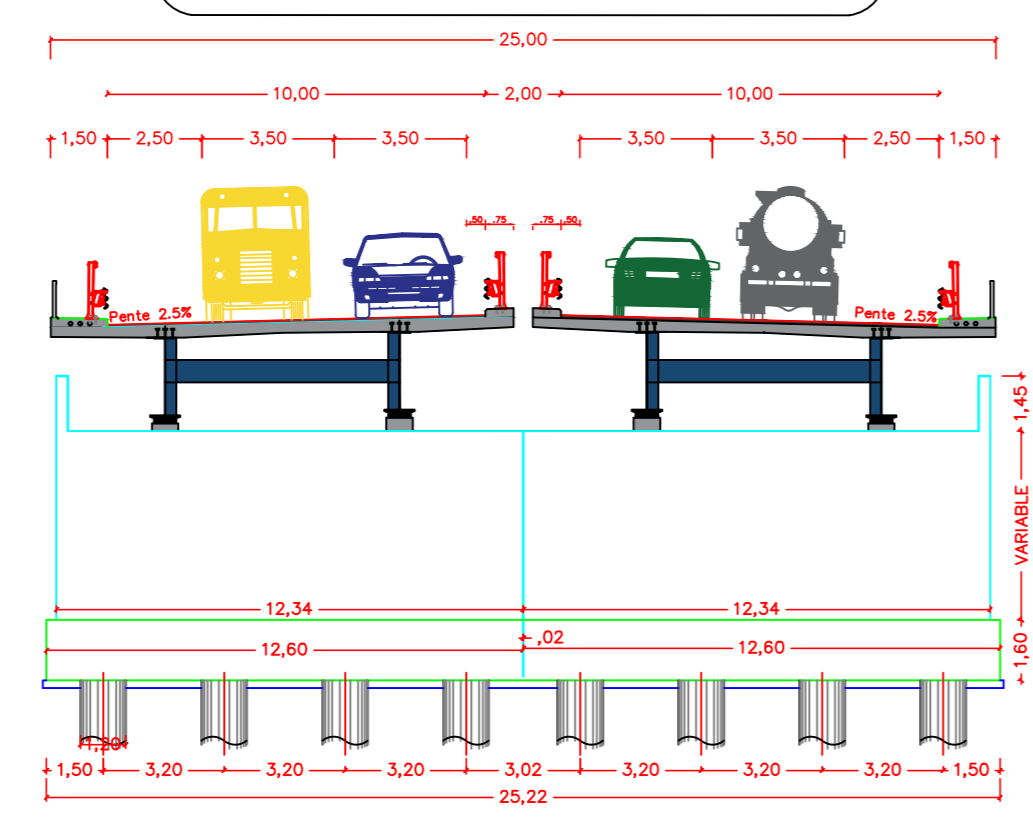
Vers AUTOROUTE



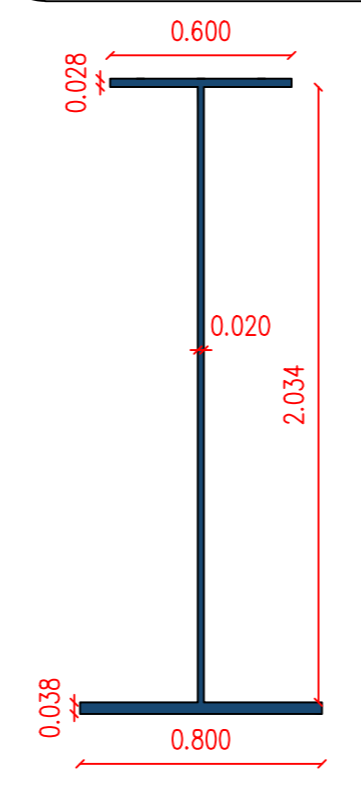
COUP SUR PILE ECH: 1/200



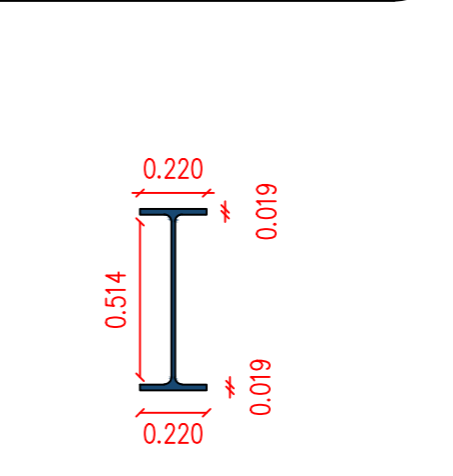
COUP SUR CULEE ECH: 1/200



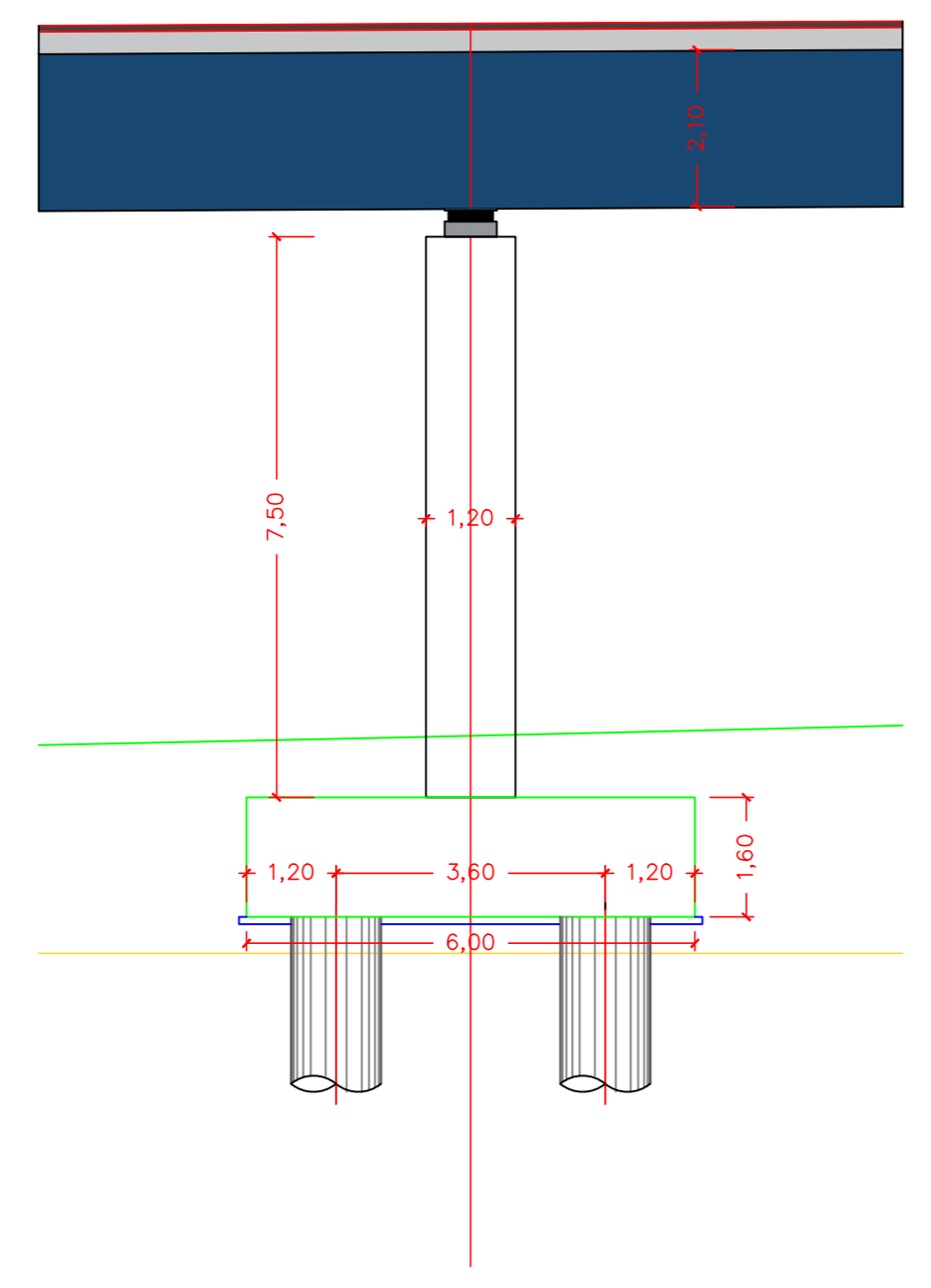
COUPE PRS ECH :1/25



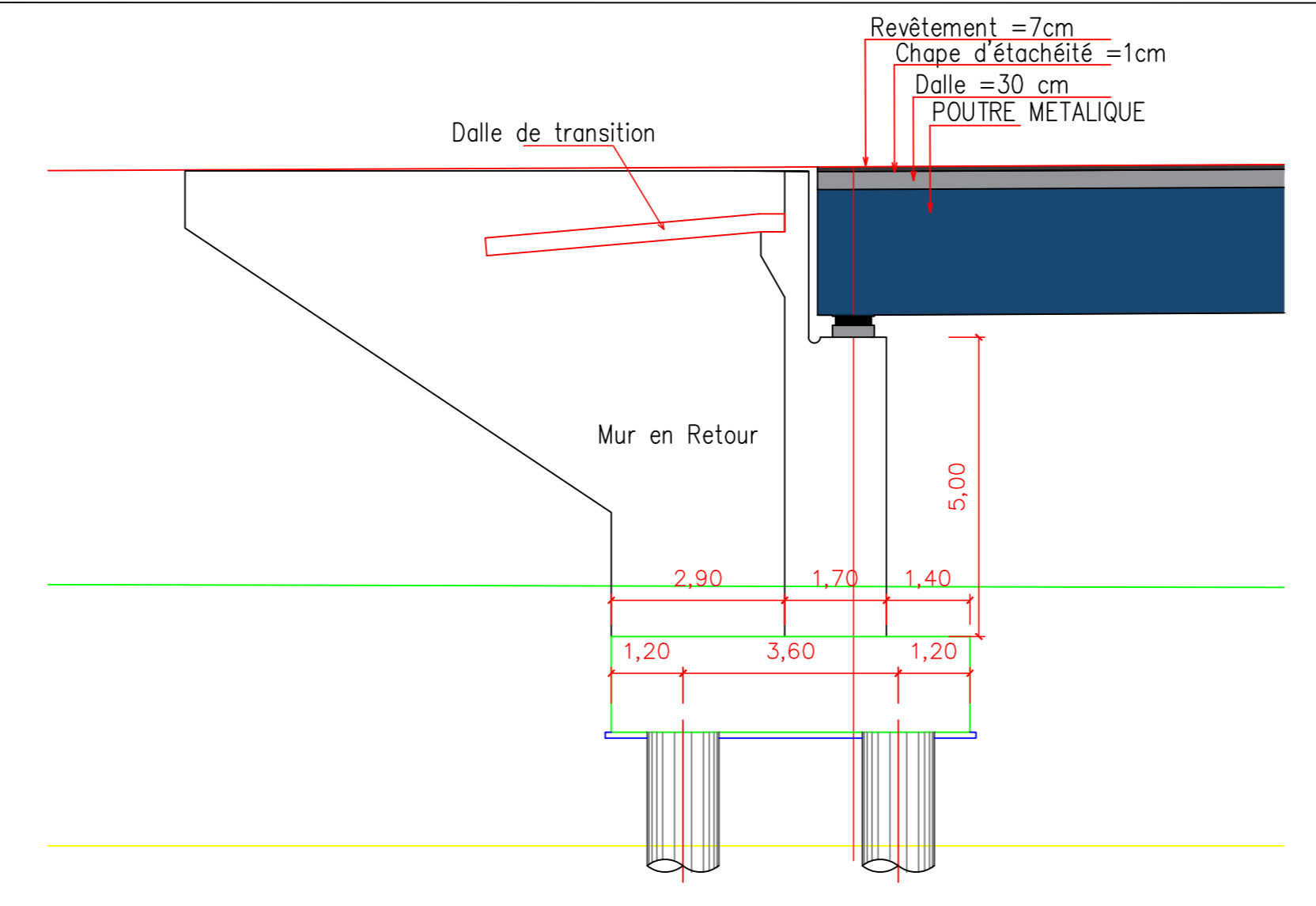
IPE600 ECH :1/25



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE 4 ECH :1/100



COUPE LONGITUDINALE SUR CULEE 1 ECH :1/100



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 جامعة أبو بكر بلقايد - تلمسان - كلية تكنولوجيا
 UNIVERSITE ABOU BAKRE BELKAID-TLEMCCEN-FACULTE TECHNOLOGIE



جامعة أبو بكر بلقايد
 ⵜⴰⵎⴰⵏⵜ ⵜⴰⵏⵓⵔⵉⵜ ⵜⴰⵖⵓⵏⵉⵜ ⵜⴰⵏⵓⵔⵉⵜ
 UNIVERSITY OF TLEMCCEN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
 Etude D'un Viaduc A Poutres En Béton Précontraint
 a la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO

AUTEURS DE PROJET:	KHERBOUCHE AYOUB
ENCADRE PAR :	Mme.BENAHCHILIF Souade M.BENAHCHILIF Bouharkat
NOM DE LA VARIANTE:	Viaduc mixte (bipoutre métallique a entretoise)
ANNEE UNIVERSITAIRE	2023/2024

Adresse : Tlemcen BP 230 - 13000 Chetouane Tlemcen, Algérie.
 Fax : 043.41.00.12 Site web : <https://ft.univ-tlemcen.dz/>
 Tel : 043.41.00.11