

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V16
DU PK 42+600 AU PK 43+127
SUR LA PENETRANTE AUTOROUTIERE
DE BATNA - CHELGHOUMLAID**

Présenté par :

HADDAD Sohaib
BOUGUETTOUCHE Monsif

Encadré par :

Dr AMIEUR Mohamed
Mr ZAIMI Mourad

Promotion 2022/2023



REMERCIEMENT

En tout premier lieu, nous remercions ALLAH, tout puissant, de nous avoir donné la force ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

Nous désirons remercier nos parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

*Nous tenons à remercier, très sincèrement, notre encadreur **Dr. AMIEUR Mohamed** et particulièrement **Mr. MERABTINE Hocine**, nous avons eu la chance de bénéficier de leurs connaissances et compétences, de ses précieux conseils tout au long de travail.*

Nos remerciements s'adressent à tous les enseignants et les travailleurs de l'ENSTP sans exception.

*Nous adressons également nos cordiaux et nos sincères remerciements aux ingénieurs de **SAPTA** et toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre travail et qui n'ont pas pu être cités ici.*

Nous tenons à remercier aussi les membres du jury pour leur présence, pour leur lecture attentive de ce mémoire, ainsi que pour les remarques qu'ils m'adresseront lors de cette soutenance afin d'améliorer notre travail.

أحمد الله عزوجل الذي وفقني وصديقي منصف بوقطوش لإتمام هذا العمل، وأشكره على نعمه علينا

سبحانه وتعالى...

الى التي صبرت على تربيتي وتعبت من أجلى لكي ترى ثمرة جهدها،
الى من أفضلها على نفسي، أمي العزيزة حفظها الله،

الى الذي لم يبخل علي بشيء في حياته، الى أبي الغالي أطال الله في عمره،

الى أساتذتي الخالصين الذين درسوني من القسم الابتدائي الى القسم الجامعي، الى إخوتي
وجميع أفراد عائلتي وأصدقائي الاعزاء...
الى كل ممن تعرفت عليهم في حياتي الجامعية، وصبرت معهم في السراء والضراء، الى كل
من يعرفني،

اليك انت أيها القارئ...أخوكم في الله ومحبكم فيه حداد صهيب

نسير في دروب الحياة و يبقى من يسيطر على اذهاننا في كل مسلك نسلكه

الحمد لله الذي هدانا لهذا العمل المتواضع و ما كنا لنهتدي
لولا ان هدانا ربنا تعالى ذو الجلال و الاكرام

أنحنى إجلالا و تعظيما لوالدي الذين مهما بذلت ما وفيت جزءا قاسطا من حقهما علي

شكر خاص لكل الاساتذة الذين كانوا لنا عوننا و ذخرا
طيلة مشوارنا الدراسي

وتحية طيبة لكل اخواني سواء الذين نشأت معهم في عائلة واحدة
او الذين قدر لنا اللقاء بطريقة عجيبة فصرنا بحق عائلة واحدة متقاسمين افراحنا و أقراننا
داعيا المولى عز وجل أن يطيل في أعماركم و يرزقكم بالخيرات

ملخص

يهدف هذا العمل الى تصميم ودراسة جسر يحمل اسم ج 16.0 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 42 + 600 و 43 + 127 يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق السريع الذي يربط باتنة والطريق السيار شرق غرب على مستوى شلغوم العيد ميلية. بدأنا هذا العمل ببحث بيبليوغرافي حول تآكل قضبان التسليح و كربوناتة الخرسانة. بعدها الى التصميم العام للمشروع بحيث قمنا بإعطاء ثلاث اقتراحات ممكنة وبالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الأكثر ملائمة ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر لجسر وهي كما يلي: تقييم الحمال - دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة عناصر سطح الجسر وفي النهاية قمنا بتصميم ودراسة أجزاء السفلية: الرصفة والدعائم تم انشاء نموذج الجسر بواسطة

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018

الكلمات المفتاحية : جسر، الإجهاد المسبق، الروافد، البنية التحتية

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc VO.16 qui se situe entre PK 42+600 et 43+127, l'ouvrage fait partie du projet de la réalisation d'une autoroute qui relie Batna et l'autoroute Est-Ouest au niveau de Chelgoum laid, Mila. Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur la corrosion des armatures et la carbonatation du béton. Nous avons dressé par la suite à la conception générale dans laquelle on a proposé trois Variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse, ensuite par le dimensionnement Détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharges l'étude de la Précontrainte- l'étude des éléments du tablier, enfin la conception et l'étude de l'infrastructure De l'ouvrage : les piles et les culées. La modélisation a été établie par le logiciel :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018

Mots clés : viaduc, la précontrainte, les poutres, l'infrastructure.

Abstract

This study entails the design and analysis of viaduct VO.16, spanning from PK 42+600 to 43+127, as an integral part of the highway construction project connecting Batna to the East-West Highway at Chelgoum laid, Mila. The research commenced with an extensive literature review on reinforcement corrosion and concrete carbonation. Subsequently, the overall design was developed, proposing three alternative schemes, followed by the selection of the most advantageous variant. Detailed dimensioning of the chosen alternative involved assessing loads and surcharges, studying prestressing techniques, analyzing bridge deck elements, and concluding with the design and analysis of the structure's foundational components, including piers and abutments. The modeling process was conducted using the software: ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018.

Keywords: viaduct, prestressing, beams, infrastructure.

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I. GÉNÉRALITÉ SUR LES PONTS.....	3
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. DÉFINITION.	3
I.3. ELÉMENTS CONSTITUTIFS D’UN PONT.	3
I.4 NOTIONS GÉOMÉTRIQUES.....	3
I.5 CLASSIFICATION DES PONTS	4
I.5.1 Selon la nature de la voie portée	4
I.5.2 Selon les matériaux de construction.	4
I.5.3 Selon la mobilité du pont	6
I.5.4 selon la vue en plan.....	7
I.5.5 selon le schéma statique (RDM)	9
I.5.6 Selon la constitution du tablier.	10
CHAPITRE II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.	12
II.1. INTRODUCTION.	12
II.2. ASPET ECONOMIQUE DE LA CORROSION	12
II.3. MECANISEMES DE CORROSION DES ACIERS	15
II.3.1. Environnement basique de l’acier.	15
II.3.2 Corrosion : un phénomène électrochimique.	16
II.3.2.1 Formation des différents produits de corrosion.....	17
II.3.3. Phénomènes inducteurs de corrosion des aciers dans le béton.....	18
II.3.3.1. Carbonatation et pénétration des chlorures.....	18
II.4. CARBONATION DU BETON.....	19
II.4.1. Mécanisme général	19
II.4.1.1. Conséquences de la carbonatation.....	19
II.4.1.2. Conséquences de la carbonatation sur la microstructure du béton.....	19
II.4.1.3. Mesure de la profondeur de carbonatation.	19
II.4.1.4. Influence de l’humidité relative sur la carbonatation.	20
II.4.1.5. Influence de la composition et des conditions de mise en oeuvre sur la carbonatation du béton.	21
II.4.1.6. Influence des additions minérales sur la carbonatation.	21
II.4.2 Pénétration des ions chlorure dans le béton.....	22
II.4.2.1 Chlorures libres et chlorures totaux – Profils de concentration.....	22
II.4.2.2 Influence de la microstructure et des additions minérales.....	23
II.5. NOTION D’ETATS-LIMITES ET DE DUREE DE VIE Tableau 3 Combinaisons des charges à l’ELU	24
II.5.1. Notions d’états-limites.....	24
II.5.1. Notions de durée de vie	25
II.6. DIAGNOSTIC DE LA CORROSION	25
II.7. PREVENTION ET REHABILITATION.....	25
II.7.1. Prévention – Mesures constructives	25
II.7.1.1. Dimensionnement de l’ouvrage.....	25
II.7.2. Méthodes de réhabilitation	27
II.8 CONCLUSION	29

CHAPITRE III PRESENTATION DE PROJET.....	30
III.1. INTRODUCTION.....	30
III.2. PRESENTATION DU PROJET.....	30
III.2.1 Situation de projet.....	30
III.2.2 Objectif du projet.....	31
III.2.3 Obstacle à franchir.....	31
III.3. LES DONNEES DU PROJET.....	31
III.3.1. Les données fonctionnelles.....	31
III.3.1.1. Tracé en plan.....	31
III.3.1.2. Profil en long.....	32
III.3.1.3. Profil en travers.....	32
III.3.2. Les données naturelles.....	33
III.3.2.1. Les données topographiques.....	33
III.3.2.2. Les données sismologiques.....	33
III.3.2.3. Les données hydrologiques.....	34
III.3.2.4. Température.....	34
III.3.2.5. Vent.....	35
III.3.2.6. Les données géologiques et géotechniques.....	35
III.3.2.6.1 Les essais in situ.....	36
III.3.2.6.1.1 Sondages carottés.....	36
III.3.2.6.1.2 Sondages pressiométrique.....	36
III.3.2.6.2 Les essais de laboratoire.....	37
III.4 CONCLUSION.....	37
CHAPITRE IV CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT.....	38
IV.1. INTRODUCTION.....	38
IV.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	38
IV.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP ».....	38
IV.2.1.1. Conception longitudinale.....	38
IV.2.1.2 Conception transversale.....	39
IV.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ».....	40
IV.2.2.1 Conception longitudinale.....	40
IV.2.2.2 Découpage des voussoirs.....	40
IV.2.2.3 Conception transversale.....	41
IV.2.3 Variante 3 : « Pont mixte bipoutre ».....	42
IV.2.3.1. Conception longitudinale.....	42
IV.2.3.2. Conception transversal.....	42
IV.3 ANALYSE MULTICRITERE.....	44
IV.3.1 Analyse des variantes.....	45
IV.3.1.1 Pont à poutres précontraintes de type VIPP.....	45
IV.3.1.2 Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs.....	45
IV.3.1.3 Pont mixte bipoutre.....	46
IV.4 CONCLUSION.....	46
CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	47

V.1 INTRODUCTION.....	47
V.2 NORMES	47
V.3 MATÉRIAUX	47
V.3.1 Béton	47
V.3.2 Armatures	48
V.3.2.1 Armatures passives.....	48
V.3.2.2 Armatures actives	48
V.4 CONTRAINTES ADMISSIBLES	49
V.4.1 Béton	49
V.4.1.1 Contrainte admissible compression.....	49
V.4.1.2 Déformation longitudinale du béton.....	49
V.4.1.3 Déformation transversale du béton.....	49
V.4.2 Aciers.....	50
V.5 EVALUATION DES ACTIONS	50
V.5.1 Evaluation des actions hors trafic.....	50
V.5.1.1 Actions permanentes	50
V.5.1.2 Action thermique	51
V.5.2 Evaluation des actions dues au trafic	52
V.5.2.1 Les Surcharges routières	52
V.5.2.2 Système de charge A	53
V.5.2.3 Système de charge B	53
V.5.2.4 Charge militaire Mc120.....	56
V.5.2.5 Charge exceptionnelle D240	57
V.5.3.1 Coefficient de majoration dynamique.	58
V.5.3.2 Efforts de freinage	58
CHAPITRE VI MODELISATION	60
VI.1 MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE.	60
VI.1.1 Les poutres et l'hourdis.....	60
VI.1.2 L'hourdis.....	61
VI.1.3 Les appuis.....	62
VI.2 DEFINITION DE CHARGES	63
VI.3 LES COMBINAISONS DE CHARGES	64
VI.4 Résultats	65
IV.5 CONCLUSION.....	66
CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.	67
VII.1. INTRODUCTION.	67
VII.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE	67
VII.3. PROCÉDES DE PRECONTRAINTES.....	67
VII.3.1 Procédé par post tension	67
VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	68
VII.4.1 Valeur minimale de la précontrainte.....	68
VII.4.2 Détermination nombre de câble.....	69
VII.4.3 Vérification des contraintes	71
VII.4.4 Position de câble	72

VII.4.5 Tracé des câbles	73
VII.4.6 Evaluation des pertes de la précontrainte.....	75
VII.4.6.1 Les pertes de tension instantanées	75
VII.4.6.1.1 Pertes par frottements	75
VII.4.6.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage	76
VII.4.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	76
VII.4.6.2 Les pertes de tension déferées.	77
VII.4.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton	77
VII.4.6.2.2 Pertes par fluage	77
VII.4.6.2.3 Perte par relaxation	78
VII.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS	79
VII.5.1 Effort de précontrainte.	80
VII.5.2 Justification des contraintes normales	80
VII.6 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS.....	82
VII.7 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU.	83
VII.8 FERRAILLAGE DE LA POUTRE.....	83
VII.8.1 Les armatures de la zone tendues.....	84
VII.8.2 Les armatures de peau.....	84
VII.9 CONCLUSION.....	84
CHAPITRES VIII ETUDE DE L'OURDIS.	85
VIII.1 INTRODUCTION.	85
VIII.2 Vérification de la flèche	85
VIII.2.1 Flèche due au poids propre de la poutre.....	85
VIII.2.2 Contre flèche de précontrainte.....	85
VIII.2.3 Flèche maximale à ELS.	85
VIII.2.4 Flèche totale.....	86
VIII.3 ETUDE DE L'OURDIS	86
VIII.3.1 Ferrailage sous la flexion transversale.	86
VIII.3.1.1 La modélisation de la dalle	86
VIII.3.2 Ferrailage de la dalle	86
VIII.4 ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	88
VIII.4.1 Principe de ferrailage	89
VIII.4.2 Évaluation des efforts.....	89
VIII.4.3 Ferrailage de l'entretoise.....	89
VIII.5 CONCLUSION	91
CHAPIRE IX ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT	91
IX.1 INTRODUCTION	92
IX.2 APPAREIL D'APPUI.....	92
IX.2.1 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI	92
IX.2.2 HAUTEUR NETTE D'ÉLASTOMÈRE	93
IX.2.3 DIMENSIONNEMENT DES FRETTEES.	93
IX.3 ETUDE SISMIQUE.....	93
IX.3.1 Analyse mono-modale spectrale	94
IX.3.2 Masse total mise en mouvement par le mode fondamental	95

IX.3.2.1	Calcul du centre de masse	96
IX.3.2.2	Calcul du centre élastique des appuis.....	96
IX.3.2.3	Détermination de la raideur longitudinale du système.....	96
IX.3.2.4	Raideur de la pile <i>K_{pile}</i>	96
IX.3.2.5	Raideur de la culée.....	98
IX.3.3	Séisme longitudinal.....	99
IX.3.3.1	Détermination de la raideur du système (longitudinale).....	99
IX.3.3.2	Période longitudinale du système	100
IX.3.3.3	Spectre de réponse élastique.	100
IX.3.3.4	Effort longitudinale globale	101
IX.3.3.5	Répartition des efforts sismiques sur les appuis	101
IX.3.3.6	Évaluation des déplacements	102
IX.3.4	Séisme transversal.....	102
IX.3.4.1	Détermination de la raideur transversal du système	104
IX.3.4.2	Évaluation de la force sismique transversale	105
IX.3.5	Séisme vertical	105
IX.3.5.1	Effort sismique dans chaque direction.....	106
IX.3.5.2	Calcul des efforts et déplacements dû à la variation linéaire.....	107
IX.4	VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008.	108
IX.4.1	Résistance à la compression.....	108
IX.4.2	Sécurité au flambement.....	108
IX.4.3	Limitation de la distorsion.	109
IX.4.4	Condition de non-glissement	109
IX.5	Les plaques de fixation	112
IX.6	Les dés d'appuis.....	112
IX.6.1	Ferraillage des dés d'appuis.....	113
IX.6.1.1	Armatures horizontales	113
IX.6.1.2	Armatures de chaînage.....	113
IX.6.1.3	Frettes inférieures.....	113
IX.7	Joint de chaussée	113
IX.7.1	Le souffle	113
IX.7.2	Type de joint	114
IX.8	AUTRES EQUIPEMENTS.	115
IX.8.1	Les corniches.....	115
IX.8.2	Les glissières de sécurité.....	115
IX.8.3	Étanchéité.....	116
IX.8.4	Couche de roulement.....	116
IX.9	CONCLUSION	116
	CHAPIRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.	117
X.1	INTRODUCTION.....	117
X.2	ETUDE DE LA PILE	117
X.2.1	Conception de la pile.....	117
X.2.2	Ferraillage de la pile.....	118
X.2.3	Vérification vis-à-vis du flambement.....	118

X.2.3 Section d'acier d'un fût.	119
X.2.4 Ferrailage de chevêtre.	120
X.2.5 Dimensionnement a la torsion.....	121
X.3 ETUDE DE FONDATION DE LA PILE.	122
X.3.1 Étude de la semelle.	122
X.3.2 Efforts agissants sur la semelle de la pile.....	122
X.3.3 Nombre des pieux.....	122
X.3.4 Effort revenant à chaque pieu.....	123
X.3.5 Ferrailage de la semelle.....	123
X.3.6 Etude des pieux.	125
X.3.6.1 Actions sur les pieux.	125
X.3.6.2 Ferrailage de pieu.....	126
X.4 ETUDE DE LA CULEE.	127
X.4.1 Les divers types de la culée.	127
X.4.2 Pré dimensionnement de la culée.....	128
X.4.3 Vérification de la stabilité de la culée.	129
X.4.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la culée.....	129
X.4.3.2 Combinaisons des efforts.....	130
X.4.3.3 Action sur les pieux.....	130
X.4.4 Ferrailage des éléments de la culée.....	130
X.4.4.1 Ferrailage de mur frontal.....	130
X.4.4.2 Ferrailage de dalle de transition.....	131
X.4.4.3 Ferrailage de corbeau.....	131
X.4.4.4 Ferrailage de mur garde grève.....	132
Evaluation des efforts.....	132
X.4.4.5 Ferrailage de mur en retour.....	133
X.5 CONCLUSION	135

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1 pont suspendu cas général	4
Figure I.2 Représentation pont à poutres cas général	4
Figure I.3 pont en bois.....	5
Figure I.4 pont en maçonnerie.....	6
Figure I.5 pont en béton	6
Figure I.7 pont métallique	7
Figure I.8 pont mixte	7
Figure I.9 pont droit.....	8
Figure I.10 pont biais.....	8
Figure I.11 pont courbe	8
Figure I.12 pont à tablier supérieur	9
Figure I.13 pont à tablier inférieur	9
Figure I.14 pont à tablier intermédiaire.....	9

Chapitre II

Figure II.1 – Augmentation de volume des produits d’oxydation du fer	15
Figure II.2 – Schéma de dégradation des armatures au cours du temps.....	15
Figure II.3 – Exemples de détériorations dues à la corrosion d’ouvrages en béton armé	16
Figure II. 4 – Schéma de formation des produits de corrosion.....	17
Figure II.5 – Gradient de pH au niveau du front de carbonatation.....	20
Figure II.7 – Illustration de la zone de convection dans une structure en béton armé soumise à des transferts hydriques et	23
Figure II.8 – Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence de chlorures.....	24
Figure II.11 – Effets de la corrosion au niveau des angles des constructions	26
Figure II.12 – Dispositions constructives permettant d’éviter la stagnation d’eau	27

Chapitre III

Figure III.1: implantation des culées de l’ouvrage sur image Google Earth	31
Figure III.2: implantation de l’ouvrage sur image Google Earth	31
Figure III.3: Tracé en plan viaduc OA 16	32
Figure III.4: Profil en long viaduc OA 16	33
Figure III.5: Profil en travers viaduc OA 16	33
Figure III.6 : Carte de zonage sismique de l’Algérie	34
Figure III.7 : Coordonnées UTM des sondages.....	36

Chapitre IV

Figure IV.1 : Morphologie générale d’un pont à poutres en béton précontraint.	40
Figure IV.2 : Notation des dimensions.....	41
Figure IV.3 : Notations des dimensions	44
Figure IV.4 : section de poutre métallique.....	47

Chapitre V

Figure V.1 Le coffrage de la poutre.	57
Figure V. 3 Disposition de système de chargement Bc.....	60
Figure V. 4 Disposition de système de Bt.....	61
Figure V. 5 Disposition de système de Br.....	62
Figure V. 6 Convoi de charge Mc 120.....	63
Figure V. 7 Convoi exceptionnel D240.....	63

Chapitre VI

Figure VI.1 Modélisation de la poutre.	67
Figure VI.2 Modèle de calcul pont à poutre.	68
Figure VI.3 Modélisation de l'hourdis.	68
Figure VI.4 Modélisation des appuis.	69
Figure VI.5 Modélisation l'ouvrage.	69
Figures VI. 6 Moment de poids propre de la Poutre	72
Figure VI.7 Moment de Poutres +dalle.	72
Figure VI.8 Moment de l'ELS max.	72
Figure VI. 9 Effort tranchant maximal à l'ELS.	73
Figure VI. 10 Moment maximal à l'ELU.	73
Figure VI. 10 Moment maximal à l'ELU.	73

Chapitre VII

Figure VII.1:Vérification de la contrainte.	80
Figure VII.2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.	81
Figure VII.3 Tracé des câbles.	84
Figure VII.4 Ferrailage de la poutre.	93

Chapitre VIII

Figure VIII. 1 Flèche due au poids propre.	95
Figure VIII. 2 Contre flèche de précontrainte.	95
Figure VIII. 3 La flèche maximale du tablier en service.	96
Figures VIII. 4 La modélisation de l'hourdis.	97
Figure VIII.5 Diagramme des moments max à l'ELU.	97
Figure VIII.6 Diagramme des moments max à l'ELS.	97
Figure VIII.7 Ferrailage de la dalle (coupe transversale).	98
Figure VIII.8 Position des vérins.	99
Figure VIII.9 Modèle de calcul.	100
Figure VIII.10 Diagramme des moments sous G à l'ELS.	100
Figure VIII.9 Modèle de calcul.	100
Figure VIII.10 Diagramme des moments sous G à l'ELS.	100
Figure VIII.11 Diagramme des moments sous G à l'ELU.	100
Figure VIII.12 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.	100
Figure VIII.13 Ferrailage de l'entretoise.	101

Chapitre IX

Figure IX.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui en élastomère fretté.	103
Figure IX. 2 Modèle mathématique du pont dans la direction longitudinale	107
Figure IX.3 – Séisme longitudinal.	110
Figure IX.4 spectre de réponse élastique-composante verticale 5% d'amortissement.	112
Figure IX.5 – Séisme transversal.	114
Figure IX.6 Modèle mathématique du pont dans la direction longitudinale	115

Chapitre X

Figure X 1 Conception de la pile.	129
Figure X. 2 Dimensions des piles les plus hautes (pile 7).	130
Figure X. 3 Ferrailages des fûts.	131
Figure X. 4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2AL+ST.	131

Figure X. 5 Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2AL +ST.....	132
Figure X. 6 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6AL + 1.6 ST.....	132
Figure X. 5 Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6AL + 1.6 ST.....	132
Figures X. 6 Dimensionnement a la torsion.....	133
Figure X. 7 Ferrailage de chevêtre.....	133
Figure X. 8 Ferrailage de la semelle.....	137
Figure X. 9 Ferrailage du pieu.....	138
Figure X. 10 Les éléments de la culée.....	139
Figure X. 11 Dimension de la culée.....	140
Figure X. 14 Ferrailage de la culée.....	147

Liste des tableaux

Chapitre III

Tableau III.1 : Classification du pont.....	35
Tableau III.2 : Coefficient d'accélération de chaque zone (A).....	35
Tableau III.3 : Les coordonnées UTM des sondages.....	39

Chapitre IV

Tableau IV.1 : pré-dimensionnement de la variante 1.....	41
Tableau IV.2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.....	43
Tableau IV.3 Les dimensions des différentes composantes des voussoir.....	44
Tableau IV.4 Les dimensions des différentes composantes des poutres.....	46
Tableau IV.5 Les dimensions des différentes composantes des poutres.....	47
Tableau IV.6 Avantages et inconvénients des trois (3) variantes.....	49
Tableau IV.7 Devis estimatif de la première (1) variante.....	50
Tableau IV.8 Devis estimatif de deuxième (2) variante.....	50
Tableau IV.9 Devis estimatif de la troisième (3) variante.....	50

Chapitre V

Tableau V. 1 Caractéristiques de béton.....	54
Tableau V. 2 Caractéristiques des câbles de précontrainte.....	54
Tableau V. 3 Contraintes admissibles à la compression de béton.....	55
Tableau V. 4 Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	56
Tableau V. 5 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	56
Tableau V. 7 Caractéristique géométrique d'une dalle.....	56
Tableau V. 8 Caractéristique géométrique d'une poutre.....	57
Tableau V. 9 Poids des éléments du pont.....	57
Tableau V. 10 Poids du tablier poutres.....	57
Tableau V. 11 Gradient thermique.....	58
Tableau V. 12 Classe du pont.....	58
Tableau V. 13 Coefficient a1.....	59
Tableau V. 14 valeurs de A(l).....	59
Tableau V. 15 Valeur de bc.....	60
Tableau V. 16 Les valeurs de Bc.....	61
Tableau V. 17 Valeur de bt.....	61
Tableau V. 18 Les valeurs de Bt.....	62
Tableau V. 19 Les valeurs de δ.....	64
Tableau V. 20 L'effort de freinage de système A.....	65

Chapitre VI

Tableau VI.1 Définition de charges.....	70
Tableau VI. 2 Combinaisons des charges à l'ELU.....	70
Tableau VI.3 Combinaisons des charges à l'ELU	70
Tableau VI.4 Les combinaisons de charges a E.L.U et E. L.S	71

Chapitre VII

Tableau VII.1 : les caractéristiques géométriques des sections nettes	77
Tableau VII.2 : Résultats de logiciel	78
Tableau VII.3 : Caractéristiques des câbles.....	79
Tableau VII.4: Caractéristiques des câbles.....	79
Tableau VII.5 : Résultats de vérification des contraintes.	81
Tableau VII.6 : Position des câbles.	82
Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.	83
Tableau VII.8 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.	83
Tableau VII. 9 Les résultats de calcul des pertes par frottements.....	85
Tableau VII. 10 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.	85
Tableau VII. 11 Les résultats de calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton.	86
Tableau VII. 12 Les résultats de calcul des pertes par fluage.	87
Tableau VII. 13 Les résultats de calcul des pertes par relaxation	87
Tableau VII. 14 Caractéristiques des sections.....	88
Tableau VII. 15 Contraintes admissibles.....	88
Tableau VII. 16 position de câble moyen.....	89
Tableau VII. 17 Caractéristique de chaque phase de vérification.	89
Tableau VII. 18 : Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.....	90
Tableau VII. 19 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.....	90
Tableau VII. 19 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.....	91
Tableau VII. 20 les composantes de P.....	91

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.....	98
Tableau VIII.2 Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise	101

Chapitre IX

Tableau IX.1 – Tableau de la masse des piles.....	106
Tableau IX.2 Tableau des raideurs pour chaque pile	109
Tableau IX.3 des raideurs pour chaque culée.....	109
Tableau IX.4 Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	111
Tableau IX.5 – Tableau récapitulatif des efforts sismiques	113
Tableau IX.6 – Période Transversale des piles.....	115
Tableau IX.7 – Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales.	116
Tableau IX.8 – Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales	117

Chapitre X

Tableau IX. 1 position et hauteur des piles.	130
Tableau IX. 2 Les dimensions de la semelle sous la pile.	134
Tableau IX. 3 Combinaisons des efforts.	134
Tableau IX. 4 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.....	135
Tableau IX. 5 Tableau de WARNER.	137

Tableau IX. 6	Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu.	138
Tableau IX. 7	Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.	140
Tableau IX.8	Évaluation des efforts dus au poids propre.	141
Tableau IX. 9	Évaluations des efforts dus aux tabliers.	141
Tableau IX. 10	Combinaisons des efforts maximales.	142
Tableau IX. 11	Les valeurs de R_{max} et de R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.	142
Tableau IX. 12	Combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal pour le mur frontal.	142
Tableau IX. 13	Les efforts agissants sur la dalle de transition.	143
Tableau IX. 14	Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.	143
Tableau IX. 15	Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.	144
Tableau IX. 16	Les valeurs de M_p/K .	145
Tableau IX. 17	Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.	145

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Monde change. La population de notre planète croît rapidement : alors qu'elle vient de franchir les 6,5 milliards d'individus, les estimations les plus sérieuses envisagent le nombre de 9 milliards dans une trentaine d'années. Par ailleurs, nous devons désormais faire face aux effets du réchauffement global de la planète, préserver notre environnement et faire évoluer nos modes de vie. Ceci veut dire que la construction de logements et autres services publics, d'infrastructures de transports, de réseaux d'assainissement, de réseaux d'approvisionnement et de distribution d'énergie, etc. resteront la clé du développement dans toutes les sociétés. L'environnement bâti conditionne la qualité de vie et contribue à l'identité et à l'héritage culturels.

Actuellement, pour donner quelques ordres de grandeur simples, on produit chaque année dans le Monde environ 2,3 millions de tonnes (hors clinker) de ciment, ce qui veut dire de l'ordre de 7 milliards de m³ de béton, dont 1,5 à 2 milliards de m³ de béton prêt à l'emploi. L'industrie de la construction utilise un volume de béton représentant environ plus du double en poids de l'ensemble des autres matériaux traditionnels de la construction (acier, bois, plastiques et aluminium). Et le béton armé, ainsi que son jeune cousin le béton précontraint, resteront encore longtemps des matériaux privilégiés de l'activité de construire.

Les maîtres mots de l'art de l'ingénieur sont désormais la durabilité (des constructions et des produits de construction) et l'utilisation raisonnée des matériaux, tout en respectant les exigences essentielles de solidité et de bon fonctionnement des structures, et en évitant les erreurs d'origine humaine tant soit peu importantes, souvent sources de défaillances structurales au cours du processus de construction. C'est là que les normes et codes de calcul apportent une aide précieuse aux ingénieurs et techniciens.

Au fait, à quoi sert un code ? Tout d'abord, il fixe les notations et la terminologie, ce qui permet aux ingénieurs de mieux se comprendre en évitant de parler des langages différents. En second lieu, il doit énumérer la liste des points principaux à vérifier et qu'il serait impardonnable d'omettre. Cette liste ne peut être exhaustive, mais elle doit comprendre les cas les plus généraux ou courants, ainsi que les mesures à prendre pour remédier à la pathologie constatée et tenir compte de l'expérience des bons constructeurs. Enfin, les codes, même s'ils ne peuvent tout prévoir a priori, constituent des 'règles du jeu' permettant de comparer des propositions ayant le même niveau de qualité et de fiabilité lors des appels d'offres et de vérifier que les exigences du 'client' ont été prises en compte correctement.

On prétend parfois que les normes et codes de calcul brident l'imagination des ingénieurs les plus créatifs. L'expérience prouve largement le contraire car c'est bien lors de la conception d'ouvrages exceptionnels que l'on cherche à se caler, quelle que soit la méthode de calcul employée, aussi sophistiquée soit-elle, par rapport à des règles issues des résultats de la recherche la plus avancée.

Mais ces règles, encore faut-il les écrire, puis les expliquer de la manière la plus pédagogique de façon à cerner au mieux leur domaine d'utilisation.

Pour écrire les règles, il faut des experts comprenant le comportement d'un matériau que l'on pourrait parfois qualifier de «versatile» et le fonctionnement des structures dans leurs

moindres détails, capable d'interpréter les résultats d'expérimentations qui ne sont souvent pas réalisées dans des conditions comparables, et proposant des règles suffisamment simples pour être facilement applicables, tout en restant sécuritaires sans excès.

Objectif et organisation du travail :

L'objet du présent mémoire de fin cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics à l'école nationale supérieure des travaux publics est la conception et l'étude de viaduc OA 16 situé dans la pénétrante autoroutière reliant Batna à l'autoroute est-ouest sur 62 Km 2eme lot de BirEchouhada-Autoroute Est Ouest au niveau de l'échangeur Tadjenant – Cheghoum Laid.

Notre travail se concentre sur les principaux aspects suivants :

- Présentation de l'ouvrage et proposition des variantes de conception.
- Retenir une variante, on passe à l'évaluation des charges et des surcharges.
- La conception et l'étude de l'infrastructure.
- Conclusion de ce travail, mettant en évidence les principaux points retenus

GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS

ENSTP 2022/2023

I.1 INTRODUCTION :

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

I.2 DÉFINITION :

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel tel qu'un cours d'eau, ou artificiel tel qu'un canal, une route, ou une voie ferrée.



Figure I.1 pont suspendu cas général

I.3.ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT :

Le pont est constitué essentiellement de deux parties principales :

- Le tablier : C'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.
- Les appuis : Ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles et les appuis de rive qui sont les culées.

I.4 NOTIONS GÉOMÉTRIQUES :

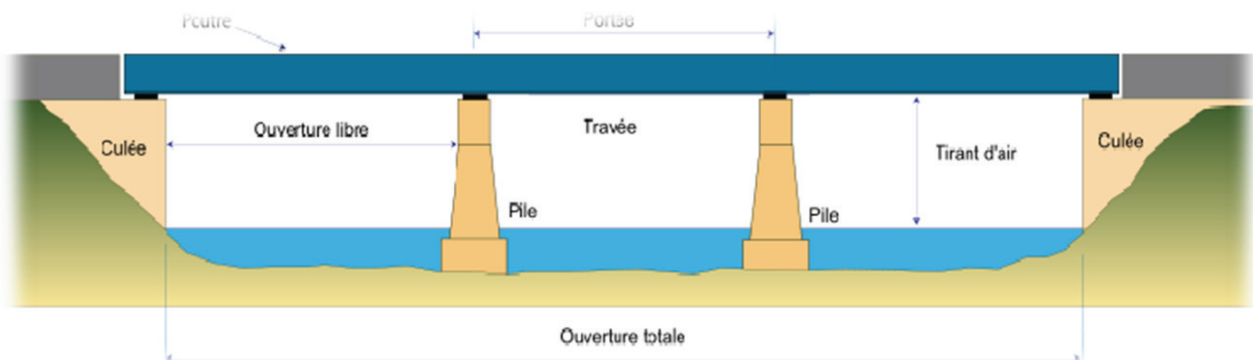


Figure I.2 Représentation pont à poutres cas général

- **La travée** : est la partie du pont qui se trouve entre deux appuis consécutifs.

Les caractéristiques géométriques d'une travée sont :

- **La portée** : C'est la distance entraxe de deux appuis consécutifs.

- **L'ouverture** : C'est la distance entre nus de deux appuis consécutifs.

- **La longueur** : La travée déborde toujours par rapport à ses deux appuis, donc sa longueur dépasse sa portée.

- **La hauteur libre** : Appelée aussi **le tirant d'air**, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

I.5 CLASSIFICATION DES PONTS

I.5.1 Selon la nature de la voie portée

- **Pont routier** : Il porte une ou plusieurs voies routières.

- **Pont-rail** : Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.

- **Pont mixte** : Il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées.

- **Pont canal** : Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole etc.

- **Passerelle** : C'est un pont destiné à la circulation des piétons.

- **Pont spécial** : Il sert à porter des avions.

I.5.2 Selon les matériaux de construction

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux. On distingue :

- **Pont en bois** : Il sert généralement de passerelle pour piétons.



Figure I.3 pont en bois

- **Pont en maçonnerie** : Il est construit en pierres taillées ou en briques en béton non armé. Ce type d'ouvrages résiste très bien à la compression mais se comporte mal à la traction. C'est pour cette raison qu'il est réalisé en voûtes (arcs) pour pouvoir reprendre les charges sous forme d'efforts de compression.



Figure I.4 pont en maçonnerie

- **Pont en béton armé** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression et d'acier pour résister à la traction.



Figure I.5 pont en béton

- **Pont en béton précontraint** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression, d'aciers passifs comme celles du béton armé, et de câbles précontraints pour comprimer le béton et l'alléger de sa traction.

- **Pont métallique** : Le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.



Figure I.6 pont métallique

- **Pont mixte** : Les poutres sont métalliques tandis que l'hourdis (la dalle) est en béton armé.



Figure I.7 pont mixte

I.5.3 Selon la mobilité du pont

- **Pont fixe** : Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.

- **Pont mobile** : Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit. Parmi les ponts mobiles, on peut citer les types suivants :

- **Pont tournant** : Le tablier peut tourner autour de l'axe vertical de la culée ou la pile.

- **Pont levant** : Le tablier est soulevé par des câbles vers les sommets de deux pylônes. L'équilibre est assuré par deux contre poids.

- **Pont basculant** : Le tablier peut pivoter autour d'un axe horizontal.

I.5.4 selon la vue en plan :

- **Pont droit** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.



Figure I.8 pont droit

- **Pont biais** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique.



Figure I.9 pont biais

- **Pont courbe** : L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.



Figure I.10 pont courbe

- **Pont à tablier supérieur** : Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs.



Figure I.11 pont à tablier supérieur

- **Pont à tablier inférieur** : Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs.



Figure I.12 pont à tablier inférieur

- **Pont à tablier intermédiaire** : (supérieur et inférieur).

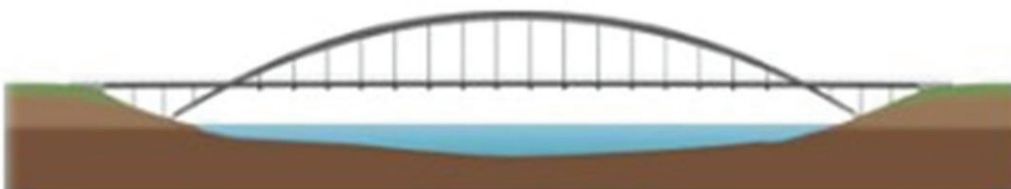


Figure I.13 pont à tablier intermédiaire

I.5.4 selon le schéma statique (RDM) :

- **Pont isostatique** : Les travées sont indépendantes.
- **Pont hyperstatique** : Les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue.

- **Pont en arc** : Il est utilisé dans les vallées larges et profondes, cela permet d'éviter l'implantation des piles très hautes et trop coûteuses. L'arc est soumis principalement aux efforts de compression. Il se décompose de deux familles : les arcs isostatiques et les arcs hyperstatiques.

Pont portique : Le tablier est solidaire aux piles. Ils leurs transmet non seulement les charges verticales mais aussi les moments de flexion.

- **Pont cadre** : Le tablier, les pieds droits (voiles) et le radier sont solidaires, ils forment un ou plusieurs cadres. Ce type d'ouvrage est généralement enterré, il est utilisé pour les petites portées ne dépassant pas les 12 m.

- **Ouvrage busé** : Par son ouverture réduite, il s'approche de la gamme des ponts cadres. On distingue 3 types :

- **Buse en B.A** : Elle joue le rôle d'évacuation des eaux, elle peut aussi servir de protection pour la traversée des conduites d'eau de gaz ou autre sous une voie de circulation (ouvrage fourreau).

- **Buse métallique** : Sa mise en place est facile, mais elle nécessite une protection contre la corrosion et un entretien continu.

- **Pont suspendu** : Le tablier est accroché aux deux files de câbles par l'intermédiaire de suspentes. Les deux câbles passent par les sommets des pylônes et sont ancrés dans des massifs en béton. Les suspentes et les câbles travaillent à la traction.

- **Pont à haubans** : Le tablier est relié directement aux pylônes par des câbles obliques appelés haubans. Ils sont disposés, soit en une seule file dans l'axe du pont, soit en deux files latérales. Ce type d'ouvrages est de plus en plus utilisé à nos jours.

I.5.5 Selon la constitution du tablier :

La structure du tablier diffère d'un pont à l'autre ;

- **Pont à poutres multiples** : Les éléments porteurs principaux sont les poutres, elles transmettent les charges du tablier vers les appareils d'appuis .

- **Pont à poutres latérales** : Les charges sont transmises acheminées vers les appareils d'appuis selon l'ordre : hourdis vers longerons, vers les traverses s'il s'agit d'un pont en béton armé ou vers les pièces de pont si l'ouvrage est métallique, vers les poutres latérales, et enfin vers les appareils d'appuis.

- **Pont à poutres en caisson** : Le tablier est assimilé à une ou plusieurs poutres construites en béton précontraint ou en béton armé, évidées à l'intérieur et possédant des dimensions importantes. De ce fait, leurs rigidités vis-à-vis la flexion et la torsion sont considérables.

- **Pont dalles** : Les charges sont transmises directement de la dalle vers les appareils d'appuis. Cette fois-ci l'hourdis possède une épaisseur importante, il est appelé dalle.

RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE SUR
LA CORROSION DES
STRUCTURES EN BETON
ARME

II.1. Introduction :

Le béton armé est aujourd'hui le matériau de construction le plus répandu dans le monde. Si le béton a la capacité d'empêcher la corrosion des armatures, encore faut-il connaître à quelles conditions.

La corrosion des armatures a lieu à la suite de la carbonatation du béton d'enrobage et/ou de la pénétration des ions de chlorures. Le processus de corrosion est un phénomène électrochimique qui se produit au sein du béton. La détérioration se déroule en deux étapes :

- dans la première phase, dite d'amorçage, l'acier est protégé initialement par l'alcalinité élevée de la solution interstitielle régnant à l'intérieur du béton ; il se forme une couche passive mince d'oxydes protecteurs. La carbonatation du béton, en diminuant le pH et/ou une quantité suffisante d'ions chlorures, peut détruire cette passivité et amorcer la deuxième étape.

- dans la seconde phase, se fait la propagation de la corrosion. L'apport d'oxygène, et surtout l'humidité ambiante, contrôlent alors la vitesse de corrosion.

La propagation de la corrosion conduit progressivement à la formation de fissures et au décollement du béton d'enrobage. Pour améliorer la durabilité des ouvrages en béton armé, il faut autant que possible allonger la période d'amorçage en utilisant des bétons compacts et peu perméable (en présence de chlorures, les ajouts de laitiers, de cendres volantes ou de fumées de silice peuvent être bénéfiques). Il faut également que l'épaisseur d'enrobage soit suffisante. Le respect de la réglementation actuel (normes européennes), ou d'approches de types performantielles, permet de visé une durée de vie donnée. Des modèles numériques permettent de pronostiquer des durées de périodes d'amorçage, ainsi que des vitesses de développement de la corrosion avec prise en compte des incertitudes.

Les méthodes de diagnostic des ouvrages permettent de quantifier, par croisement de différentes techniques, l'état de dégradation dû à la corrosion. Selon l'état d'avancement des dommages, des mesures préventives, de réhabilitation, voire de remplacement, seront mise en œuvre afin de garantir la sécurité de l'ouvrage ou, le cas échéant, sa requalification dans le cadre d'un programme de maintenance.

II.2. Aspect économique de la corrosion :

Le béton arme est largement utilise depuis plus d'un siècle car c'est un matériau de construction souple d'emploi, économique et durable. L'utilisation d'armatures en acier dans les zones tendues, en raison de la faible résistance à la traction du béton, permet de concevoir des structures aux emplois divers, le béton fournissant à l'armature un environnement protecteur.

- Dégradations spécifiques et leurs causes

Il existe pourtant des situations où les ouvrages en béton armé se dégradent plus vite, ou plus sévèrement que prévu, à la suite de fautes de conception, de mise en œuvre ou à une mauvaise utilisation des matériaux par rapport à l'agressivité de l'environnement. Généralement, les dégradations observées résultent d'une combinaison de ces différents facteurs. La corrosion

des aciers au carbone dans le béton est l'une des principales pathologies des ouvrages de Génie civil. Elle est la cause de détérioration la plus coûteuse en termes de maintenance.

À l'origine de nombreux défauts apparents qui, s'ils n'engendrent pas de pertes de capacité portante de la structure, se révèlent nuisibles à l'exploitation de l'ouvrage.

-Typologies des dégradations par pays

Les Etats-Unis doivent surveiller un parc de près de 586 000 ponts autoroutiers, dont 15 % sont considérés comme structurellement déficients, essentiellement pour des raisons de corrosion avancée. Le renouvellement, ou le remplacement, de ces ponts va coûter plus de 10 milliards de dollars par an au cours des 10 prochaines années, et ceci uniquement pour couvrir les déficiences les plus graves.

L'analyse du cycle de vie estime les coûts indirects pour l'utilisateur, dus aux retards et à la perte de productivité, à plus de dix fois les coûts directs de maintenance, réparation et réhabilitation des ouvrages corrodés.

Au Canada, environ 40 % des ponts autoroutiers ont plus de 40 ans de service. Un grand nombre d'entre eux exigent un renouvellement ou un remplacement en raison des dommages causés par la corrosion. Ces travaux sont estimés à 10 milliards de dollars canadiens. En 1998, on estimait que 25 % des ponts en béton armé du Québec souffraient, à des degrés divers, de corrosion des armatures.

En Amérique du Nord, le coût total des dégradations de l'infrastructure en béton liées à la corrosion par les sels de déverglaçage est estimé à 150 milliards de dollars .

Au Royaume-Uni, le département des transports estime que le coût de réparation des ponts routiers inventoriés et endommagés par la corrosion, soit environ 10 % du total, s'élève à environ 617 millions de livres sterling .

En France, la Direction des Routes du Ministère français de l'équipement a conduit en 1997 des enquêtes d'Image qualité des ouvrages d'art (enquête IQOA) qui sont des évaluations précises du patrimoine national.

Il ressort de ces études que les dégradations observées sur les ouvrages d'art en béton armé sont essentiellement dues à la corrosion des armatures. Sur un échantillon de 315 ponts du réseau national (hors ponts métalliques et en maçonnerie), la base IQOA indique que 28 % d'entre eux sont atteints de corrosion.

Comment reconnaître la corrosion

La corrosion des armatures est également la première cause de désordre affectant le domaine du bâtiment. Les manifestations sont des éclats de béton dus à des armatures très proches de la surface, recouvertes de produits d'oxydation et pouvant générer des coulures de rouille. Ces sinistres ne remettent généralement pas en cause la stabilité du bâtiment, mais engendrent une forte détérioration de l'aspect.

Dans la perspective d'un développement durable, les infrastructures doivent conserver les performances requises sur le long terme. Une longévité insuffisante conduit en effet à des dépenses accrues pour l'entretien. Afin de bâtir et exploiter des structures fiables et durables, il est nécessaire d'évaluer les coûts du cycle de vie au même titre que le coût d'investissement de la construction. Par ailleurs, pour une structure déjà détériorée, un programme de maintenance et de réparation rationnel doit être établi en rapport avec l'état de la structure. Il est donc important de pouvoir identifier suffisamment tôt les risques de dégradations

possibles et, le cas échéant, de pouvoir prédire leur évolution afin de mettre en place les stratégies de maintenance les mieux adaptées.

Deux étapes de corrosion des aciers : incubation et propagation

Les manifestations visibles de la corrosion d'un ouvrage (taches de rouilles, fissurations, armatures apparentes corrodées, éclatements de béton) sont les conséquences de réactions chimiques endogènes qui ont commencé bien avant que les désordres ne soient apparents.

- Incubation et propagation : le déroulement

le déroulement :

On distingue schématiquement, et successivement, deux phases dans le développement de la corrosion.

Une période d'amorçage, dite aussi période dormante, d'incubation ou d'initiation, durant laquelle la stabilité du système, constitué par l'armature métallique noyée dans la matrice cimentaire du béton, décroît progressivement et durant laquelle se créent les conditions favorables au développement de la corrosion.

Une période de propagation durant laquelle on observe, en premier lieu, la formation de produits issus de la corrosion de l'armature. Les phénomènes électrochimiques de corrosion, conduisent à la formation d'oxydes et d'hydroxydes de volumes supérieurs à celui de l'acier sain (figure 1). Ces produits entraînent des contraintes qui peuvent provoquer une fissuration parallèle aux aciers qui diminue l'adhérence acier/béton, ainsi que l'éclatement du béton d'enrobage (formation d'épaufrures). Les désordres créés nuisent à l'aspect esthétique des ouvrages, mais contribuent aussi à affaiblir les résistances mécaniques.

La corrosion conduit également à une diminution de la section des armatures, homogène dans le cas de la carbonatation, ou par piqûres (profondes) dans le cas d'une attaque par les ions chlorures. De manière conservatrice, on considère généralement que la capacité fonctionnelle de l'ouvrage est entamée dès la destruction du béton d'enrobage, même si la réduction de la section des armatures ne contribue pas encore à produire des défauts structurels.

La figure II.2 illustre les différentes phases précédentes

À la surface d'un ouvrage, les signes visibles de la corrosion apparaissent bien après le début de la phase de propagation, car la rouille aura dû migrer des aciers jusqu'à la surface. De même, la fissuration ne sera visible qu'après l'existence d'une quantité de rouille suffisante pour fissurer le béton d'enrobage. La période d'amorçage est capitale dans la préservation des armatures puisqu'elle va contrôler le début des phénomènes de corrosion. Si l'enrobage en béton est un élément essentiel de protection, sa seule épaisseur n'est pas nécessairement synonyme de durabilité. Ses caractéristiques de transfert (perméabilité, diffusivité) sont essentielles, car elles assurent la fonction de barrière vis-à-vis des agents agressifs. L'environnement (température, humidité) joue également un rôle important sur la résistance de cette barrière.

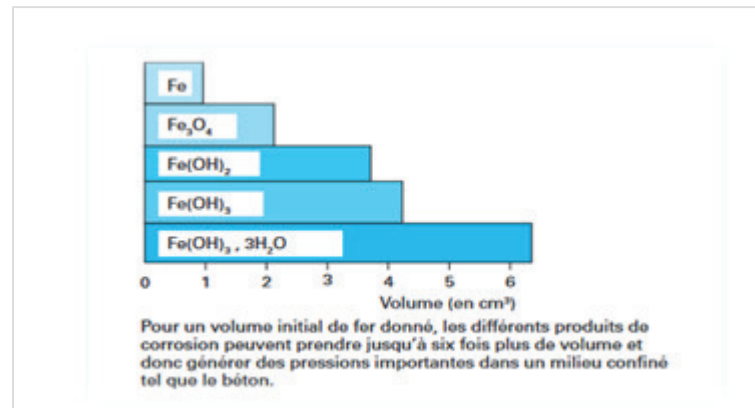


Figure II.1 – Augmentation de volume des produits d'oxydation du fer.

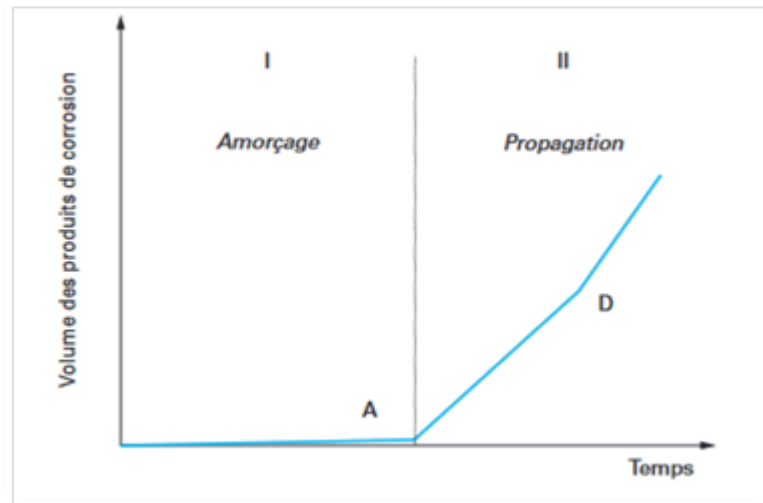


Figure II.2 – Schéma de dégradation des armatures au cours du temps.

II.3. Mécanismes de corrosion des aciers

II.3.1. Environnement basique de l'acier

dans le béton sain Lors du gâchage d'un béton à base de ciment Portland, les principaux anhydres contenus dans le clinker (silicates C_2S et C_3S , Aluminates C_3A et C_4AF) s'hydratent au contact de l'eau.

Dès les premiers instants, on peut mesurer un pH très basique de l'ordre de 13,5 à 14 dans le liquide interstitiel. De manière schématique, l'hydratation de C_2S et C_3S conduit à la formation de silicates de calcium hydratés (C-S-H), qui sont à l'origine de la résistance de la matrice, et de portlandite $Ca(OH)_2$ sous forme de cristaux légèrement solubles. La portlandite réagit avec les sulfates alcalins, toujours présents en quantité mineure dans le ciment, pour donner les hydroxydes correspondants :



Le pH élevé de la solution interstitielle est dû à la présence, en grande quantité, d'ions OH^- provenant des bases alcalines et de la chaux dont la solubilité dépend précisément de la concentration en ions OH^- . Après quelques heures, la solution interstitielle s'enrichit progressivement en bases alcalines $NaOH$ et surtout KOH , alors que la concentration en chaux décroît et devient négligeable à long terme. Ceci explique que le pH reste largement supérieur à 13, alors qu'une solution saturée de chaux n'a qu'un pH de 12,5.

Après environ 6 mois, l'évolution des différentes espèces devient faible et les valeurs atteintes sont alors celles du milieu dans lequel baignent les armatures métalliques. Soumises à un environnement basique formé par la phase aqueuse fortement chargée en ions (provenant de l'hydratation du ciment ou ayant pénétré depuis l'extérieur dans le béton par l'intermédiaire du réseau poreux), ces armatures vont être soumises à des réactions électrochimiques.

II.3.2 Corrosion : un phénomène électrochimique

La corrosion représente l'attaque destructive d'un métal par des réactions électrochimiques qui conduisent à un transfert d'ions et d'électrons à l'interface métal solution. À la surface du métal, deux types de réactions couplées, correspondant au processus de corrosion oxydation, ont lieu.

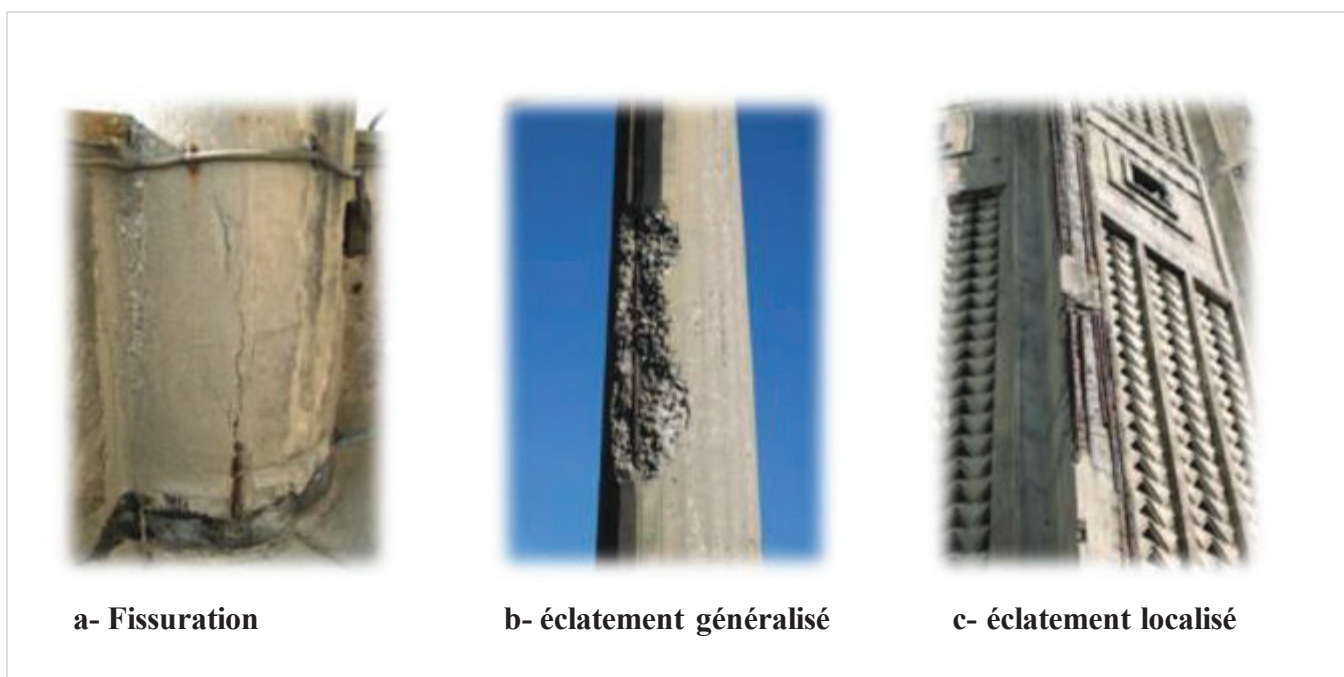
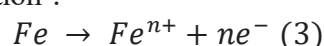


Figure II.3 – Exemples de détériorations dues à la corrosion d'ouvrages en béton armé

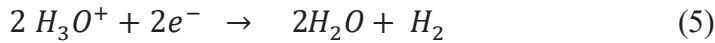
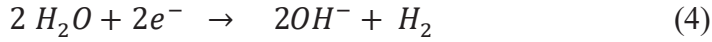
Une réaction anodique, ou d'oxydation du métal, correspond à la formation, à partir de l'état métallique, d'ions passant en solution :



La cinétique de cette réaction est régie par la capacité du milieu électrolytique à accepter la présence d'ions ferreux Fe^{2+} ou, ferriques Fe^{3+} . La concentration de ces ions dépend de la nature des anions présents en solution et de la valeur du produit de solubilité des anions et des ions ferreux ou ferriques.

Une réaction cathodique correspond à la réduction d'un oxydant présent dans la solution par capture d'électrons fournis par la cathode. Selon la disponibilité en oxygène de l'environnement, on obtient :

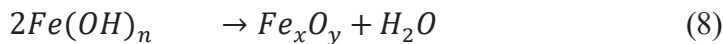
– en l'absence d'oxygène



En présence d'oxygène :



Ces réactions principales d'oxydo-réduction sont suivies des réactions secondaires de formation des produits de corrosion à la surface du métal :



Elles sont illustrées schématiquement par la figure 4 :

II.3.2. Formation des différents produits de corrosion

La création d'une pile électrochimique locale sur l'acier entre les zones cathodique et anodique, en présence d'eau et d'oxygène, conduit à la dissolution du métal au niveau de l'anode et à la précipitation de différents oxydes ferreux.

La formation des différents produits de corrosion comprend les étapes suivantes :

- dissolution du fer sous forme d'ions ferreux Fe^{2+} .
- formation d'hydroxyde ferreux $Fe(OH)_2$.

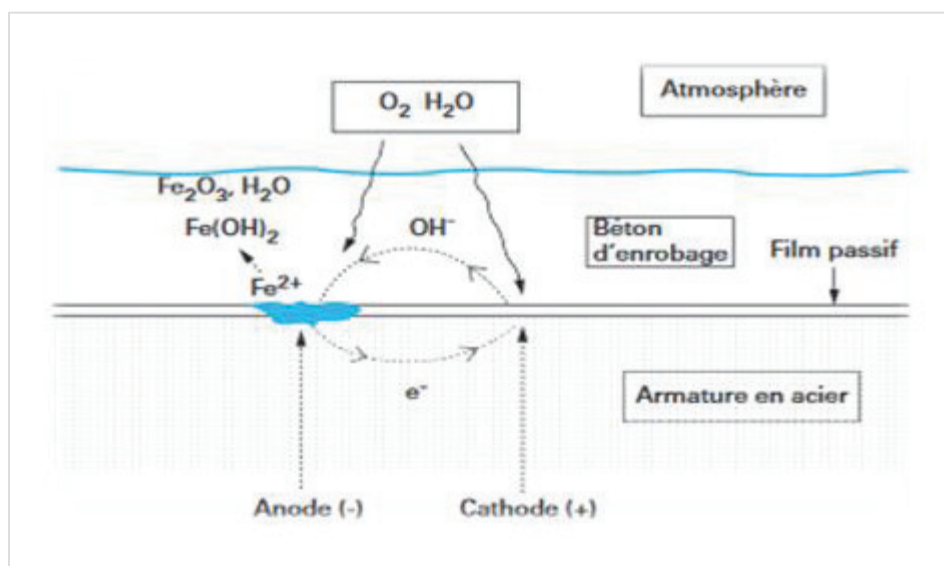


Figure II. 4 – Schéma de formation des produits de corrosion.

- formation de rouille verte stable en l'absence d'oxygène en présence de chlorures
- formation d'autres oxydes :

Ces derniers oxydes correspondent à la rouille rouge et gonflante, connue classiquement, ou stabilisation de la ferrihydrite. Le schéma réactionnel de la corrosion implique la présence simultanée de quatre milieux où ont lieu les processus élémentaires :

- une zone anodique correspondant à l'oxydation du fer ;
- une zone cathodique correspondant à la réduction d'espèces chimiques en solution (par exemple l'eau ou l'oxygène dissous) ;
- un milieu conducteur d'électrons (l'acier) ;
- un milieu électrolytique (le liquide interstitiel du béton).

Les réactions anodiques et cathodiques sont caractéristiques du couple métal/solution. A l'échelle macroscopique, elles ont lieu simultanément et au même endroit. Localement, les surfaces des zones anodique et cathodique sont variables.

Influence des additions minérales sur le pH du liquide interstitiel

L'utilisation d'additions minérales (laitiers de haut fourneau, cendres volantes, fumées de silice, fillers) modifie les équilibres chimiques au sein du béton et peut entraîner des conséquences sur le pH du liquide interstitiel, et donc sur la stabilité de la couche passive.

Les cendres volantes et le laitier de haut fourneau conduisent à une teneur en portlandite plus faible dans le béton. En effet, les cendres volantes réagissent avec la portlandite (réaction pouzzolanique) pour former des C-S-H supplémentaires. Quant aux laitiers de haut fourneau, leur hydratation ne conduit pas à la formation de portlandite. On peut donc s'attendre à une légère diminution du pH du liquide interstitiel, en sachant toutefois que ce sont les alcalis qui deviennent prépondérants au bout de quelques heures.

Le pH de la phase liquide est déterminé par le taux initial d'alcalins présents dans les cendres volantes utilisées lequel peut atteindre 3 à 4 % suivant leur origine. Pour un pourcentage moyen de cendres, le pH n'est que légèrement affecté, ne perdant que quelques dixièmes de point par rapport à un ciment Portland .

Le laitier de haut fourneau consomme davantage les alcalins, mais le pH est encore suffisant pour assurer la stabilité de la couche .

En revanche, l'introduction de fumées de silice, en substitution partielle du ciment, réduit le pH de la solution bien plus que par un simple effet de dilution .

Remarque

Quel que soit le type de ciment utilisé, il se forme une couche passive d'oxydes à la surface de l'armature qui maintient le métal dans un état stable.

II.3.3. Phénomènes inducteurs de corrosion des aciers dans le béton :

II.3.3.1. Carbonatation et pénétration des chlorures

La corrosion des armatures dans les ouvrages en béton armé est induite par deux phénomènes distincts :

- la carbonatation du béton, par pénétration d'un front de CO₂ de la surface vers le cœur du béton.
- la pénétration des ions chlorure pour les ouvrages en milieu marin (immergés, en zone de

marnage, soumis aux éclaboussures ou aux embruns), ou bien exposés aux sels de déverglaçage dans les environnements présentant des risques de gel (contact direct, projections, ruissellement...).

II.4. Carbonatation du béton

II.4.1. Mécanisme général

Le dioxyde de carbone (CO_2) présent dans l'air pénétré sous forme gazeuse dans le béton par le réseau poreux ou les fissures.

En présence d'eau, il provoque une réaction chimique, dite de « carbonatation » avec la pâte de ciment hydratée. Cette réaction transforme les produits d'hydratation, notamment l'hydroxyde de calcium (portlandite) $Ca(OH)_2$, en carbonate de calcium $CaCO_3$.

II.4.1.1. Conséquences de la carbonatation

La carbonatation des bases alcalines augmente la solubilité de la chaux qui peut alors se carbonater en plus grande quantité.

II.4.1.2. Conséquences de la carbonatation sur la microstructure du béton

Après carbonatation accélérée, la porosité du béton diminue. Ceci est dû au fait que les volumes molaires des produits de la réaction de carbonatation sont supérieurs à ceux des hydrates à partir desquels ils se forment. Les carbonates formés occupent donc une partie des vides capillaires initiaux.

La distribution des volumes poreux est également modifiée par la carbonatation. Une diminution significative de l'amplitude du mode poreux principal, compris entre 30 et 60 nm, est enregistrée après carbonatation. Ceci est à corréliser avec la diminution globale de porosité et de perméabilité observées après carbonatation.

Par ailleurs, la réaction chimique de carbonatation de la portlandite libère l'eau qui était liée chimiquement dans cet hydrate. Cette eau relarguée participe aux transferts hydriques dans le matériau. La progression de la carbonatation diminue avec le temps, d'autant plus que la formation de carbonate de calcium et le relargage d'eau libre remplissent partiellement les pores (auto-protection par ralentissement de la diffusion du dioxyde de carbone) et rendent les hydrates moins accessibles à la dissolution (formation d'une gangue de carbonate de calcium à la surface de la portlandite).

Remarque

La carbonatation n'est pas, en soi, nocive pour le béton et, au contraire, il a souvent été mentionné dans la littérature scientifique que la résistance mécanique et le module d'élasticité augmentaient après carbonatation.

II.4.1.3. Mesure de la profondeur de carbonatation

La carbonatation du béton s'accompagne d'une diminution progressive du pH. Il est utile de connaître la profondeur à laquelle le pH atteint une valeur de l'ordre de 9, car une armature d'acier située à cette profondeur est dans la zone de corrosion du diagramme de Pourbaix.

La technique la plus simple à mettre en œuvre est le test à la phénolphthaléine qui consiste à mesurer le changement de couleur de cet indicateur coloré en fonction du Ph.

II.4.1.4. Influence de l'humidité relative sur la carbonatation

La vitesse de progression du front de carbonatation dépend des caractéristiques du matériau (porosité, nature du ciment, etc.). L'humidité relative du milieu environnant, qui détermine la teneur en eau du béton, est également un paramètre fondamental. Quand l'humidité relative augmente, la fraction de pores remplie d'eau augmente également et gêne ainsi la diffusion du gaz CO_2 , qui est environ 10 000 fois plus faible en phase liquide qu'en phase gazeuse (de l'ordre de $10^{-12} m^2.s^{-1}$, contre $10^{-8} m^2.s^{-1}$).

En conséquence, la vitesse de pénétration est réduite. De même, une faible humidité relative ralentit la dissolution du CO_2 par manque d'humidité, et donc le processus de carbonatation.

Pour que la carbonatation soit maximale, l'humidité relative doit être :

- suffisamment faible, pour qu'une phase gazeuse connectée permettant la diffusion du CO_2 gazeux soit présente
- suffisamment importante, pour que la réaction de carbonatation proprement dite puisse avoir lieu en phase aqueuse.

La carbonatation est donc maximale lorsque l'humidité relative à une valeur modérée, c'est-à-dire lorsqu'elle est comprise entre 40 et 60 %, ou entre 40 et 80 %.

Remarque

La carbonatation ne se produit pratiquement pas dans un béton totalement sec ou complètement saturé en eau.

Elle est par contre maximale pour des humidités relatives de l'ordre de 65 %, valeurs courantes dans les climats tempérés.

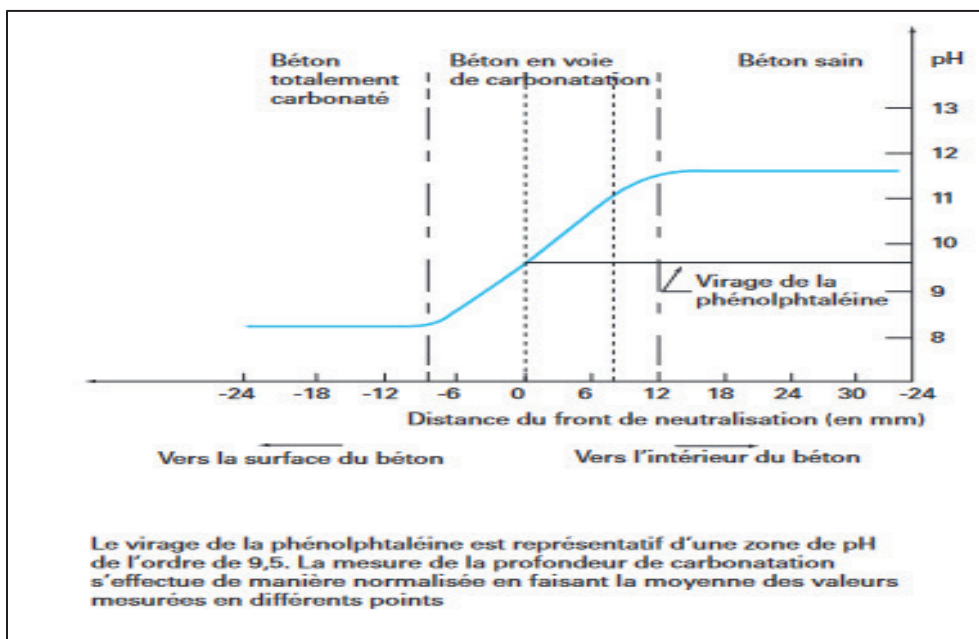


Figure II.5 – Gradient de pH au niveau du front de carbonatation

II.4.1.5. Influence de la composition et des conditions de mise en œuvre sur la carbonatation du béton

Différents paramètres vont influencer sur la profondeur de carbonatation :

- rapport Eau/Ciment (E/C) : plus il est faible, plus la porosité sera faible et la profondeur de carbonatation faible à un temps donné.
- dosage en ciment : que la profondeur carbonatée est d'autant plus faible que le dosage en ciment est important car la porosité du béton, et donc la diffusion, sont réduites ;
- conditions de cure du béton : la réduction du temps de cure accroît de façon significative la profondeur de carbonatation ;
- résistance à la compression : dans la pratique des ingénieurs, la résistance à la compression est l'indicateur le plus couramment utilisé pour caractériser un béton durci. Plus celle-ci est importante, plus la profondeur de carbonatation sera faible. On constate également qu'au-delà d'environ 50 MPa, la carbonatation devient négligeable du fait d'une porosité de plus en plus faible du béton.

II.4.1.6. Influence des additions minérales sur la carbonatation

Les bétons contenant des additions minérales, telles que les laitiers de haut fourneau et les cendres volantes, montrent une sensibilité accrue à la carbonatation par rapport aux bétons de ciment Portland.

Dans les bétons incorporant du laitier de haut fourneau, la profondeur de carbonatation s'accroît avec le pourcentage de laitier ajouté ; en moyenne, elle est une fois et demie plus élevée pour un béton fabriqué avec un ciment contenant 50 % de laitier de haut fourneau par rapport à un béton de ciment Portland.

Pour les cendres volantes, l'accroissement de la carbonatation n'est sensible que si le pourcentage de cendres dépasse 30 %. Certains auteurs affirment même que les différences par rapport au ciment Portland sont mineures lorsque l'on compare des bétons ayant de mêmes résistances.

Il convient de rappeler ici que la vitesse et le degré d'hydratation des bétons contenant du laitier ou des cendres volantes sont davantage affectés par une cure insuffisante que les bétons de ciment Portland.

Les fumées de silice ont une place particulière puisqu'elles permettent de confectionner des bétons à hautes performances. Or, l'ajout de fumées de silice consomme la portlandite et cela peut donc modifier la vitesse de carbonatation.

On peut retenir les éléments suivants :

- les bétons contenant des fumées de silice sont plus sensibles que les bétons de ciment Portland aux effets d'une cure médiocre ;
- la présence de fumées de silice ne donne lieu à une carbonatation importante que dans le cas des bétons de résistance à la compression moyenne ou médiocre.

La Porosité du béton et profondeur de carbonatation varient dans le même sens. Cette analyse est confirmée par l'étude des bétons à hautes performances dont la profondeur de carbonatation est très faible, voire nulle.

II.4.2 Pénétration des ions chlorure dans le béton

II.4.2.1 Chlorures libres et chlorures totaux – Profils de concentration

La pénétration des ions chlorure dans le béton requiert la présence d'une phase liquide. En milieu saturé c'est-à-dire par exemple dans le cas de structures immergées dans de l'eau de mer, les ions chlorure pénètrent dans le béton par diffusion, sous gradient de concentration (entre la surface contenant des chlorures et le cœur qui en est exempt). Lorsque la structure en béton est soumise à des cycles d'humidification séchage (zone de marnage, exposition aux embruns ou aux sels de déverglaçage), les chlorures peuvent pénétrer dans le béton par absorption capillaire et migrer avec la phase liquide par convection au sein de la zone concernée par les cycles. Les chlorures migrent ensuite par diffusion dans les zones saturées (ou dans les zones partiellement saturées là où le degré de connectivité de la phase liquide le permet). Le phénomène de convection est d'autant plus important qu'il est rapide.

L'humidification d'un matériau sec avec une solution saline durant une journée peut faire pénétrer les chlorures plus profondément que ne le feraient plusieurs mois de diffusion en milieu saturé. La pénétration des chlorures dépend donc des caractéristiques du matériau et des cycles d'humidification séchage qu'il subit (durée, conditions climatiques).

Les ions chlorure interagissent également avec la matrice : ils peuvent s'adsorber sur les $C - S - H$, ou réagir chimiquement avec certains composés pour donner de nouveaux produits (les chloro-aluminates de calcium, en particulier le monochloro-aluminate de calcium hydraté, ou sel de Friedel, $C_3A.CaCl_2.10H_2O$). Ces chlorures sont appelés « chlorures fixés » ou « chlorures liés ». Les interactions complexes ions matrice sont souvent décrites par une isotherme d'interactions non linéaire de type Freundlich. La fixation des ions chlorure dépend fortement de la nature du ciment utilisé, et principalement de sa teneur en C_3A , mais l'alumino-ferrite de calcium C_4AF , ainsi que les sulfates, jouent également un rôle.

On peut alors définir :

- les chlorures libres, qui se trouvent sous forme ionique dans la solution interstitielle, sont extractibles à l'eau et sont, de ce fait, appelés également « chlorures solubles dans l'eau » ;
- les chlorures totaux, qui incluent, outre les précédents, ceux fortement adsorbés sur les $C - S - H$, et ceux chimiquement liés dans la matrice cimentaire sous forme de chloroaluminates de calcium. Un rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ compris entre 0,6 et 1 conduit généralement à une concentration « critique » en ions chlorure de l'ordre de 0,4 % par rapport à la masse de ciment, pour un béton non carbonaté (et donc à des concentrations « critiques » comprises entre 0,04 et 0,1 % par rapport à la masse de béton, suivant la formulation).

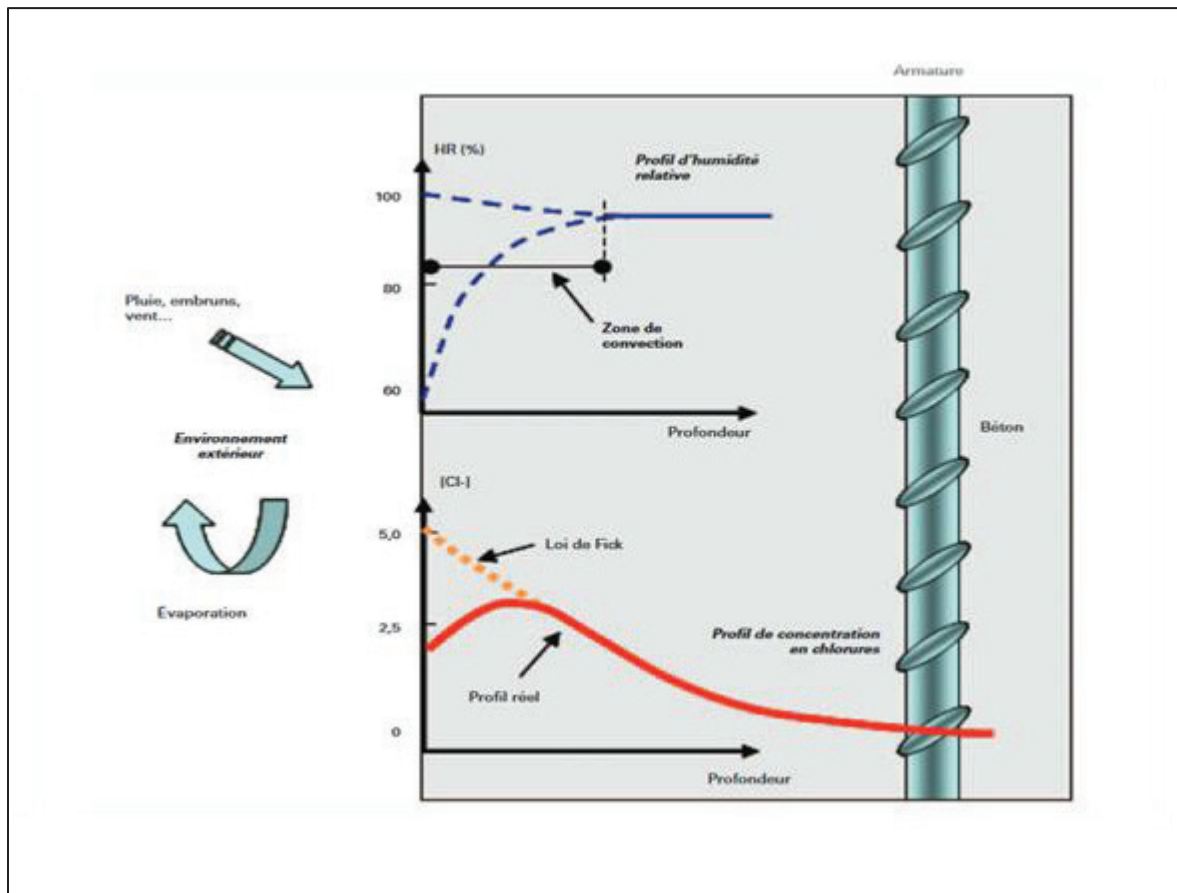


Figure II.6 – Illustration de la zone de convection dans une structure en béton armé soumise à des transferts hydriques et de chlorures.

Précisons de plus que cette relation permet d'intégrer les interactions entre carbonatation (diminution de la concentration en OH^-) et pénétration des chlorures (augmentation de la concentration en chlorures libres).

II.4.2.2 Influence de la microstructure et des additions minérales

La vitesse de pénétration des chlorures dépend de la porosité de la pâte de ciment (phénomène diffusif), mais le coefficient de diffusion mesuré n'est pas constant car il dépend de la concentration en chlorures de la solution interstitielle, mais également du cation associé. Ainsi, les chlorures libres, mais aussi les chlorures liés, en modifiant la géométrie des pores, influent sur le processus de pénétration. Ces considérations montrent la complexité des interactions entre les différents facteurs qui interviennent dans la diffusion des chlorures. Concernant l'incorporation d'additions minérales dans les ciments, on peut relever deux conséquences relatives à la pénétration des chlorures :

- les additions minérales réduisent le pH de la solution interstitielle, l'effet étant davantage marqué avec les fumées de silice.

Cette diminution conduit à admettre un seuil de concentration en chlorures au niveau de l'armature plus faible si l'on considère le rapport caractéristique Cl^-/OH^- .

- le coefficient de diffusion apparent des chlorures est dépendant des additions minérales. à condition

de respecter une cure humide adaptée, l'ajout de laitiers de haut fourneau, de cendres volantes ou de fumées de silice, réduit dans des proportions notables les coefficients de diffusion des chlorures dans le béton (de 3 fois environ pour les laitiers, fumées de silice (si teneur inférieure à 20 %), jusqu'à 10 fois pour les cendres volantes).

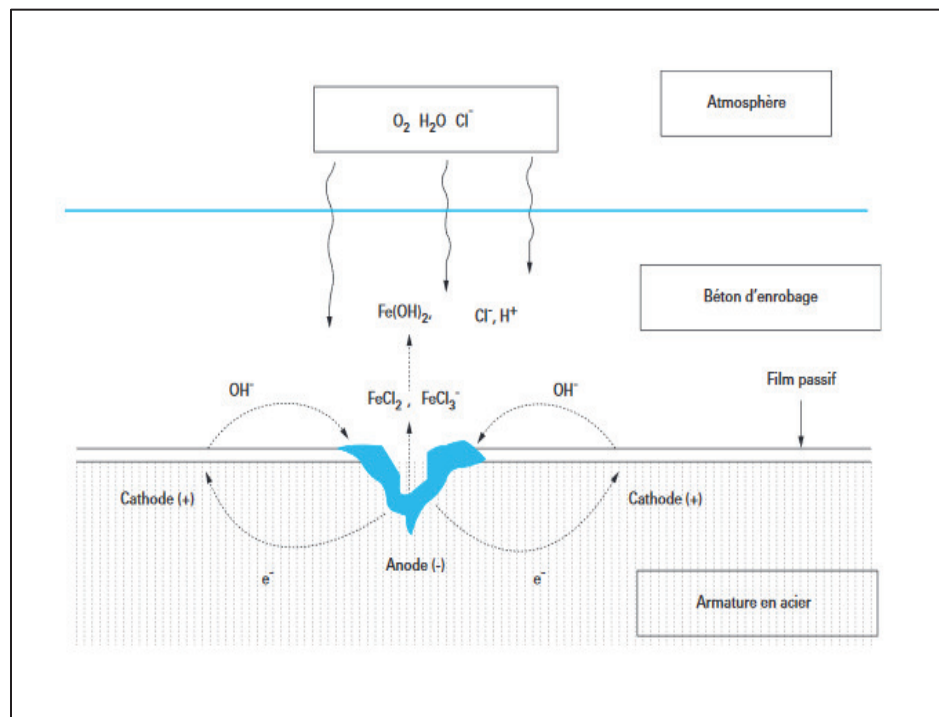


Figure II.7 – Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence de chlorures.

II.5. Notion d'états-limites et de durée de vie

En général, lorsque l'on parle de durée de vie d'un ouvrage, on considère la période durant laquelle la structure assure son niveau de service requis sous chargement normal et avec une maintenance courante (on ne considère ici que les éléments structuraux).

Nous avons vu que la dégradation des ouvrages en béton par la corrosion peut être décrite selon deux étapes : la période d'incubation puis la période de propagation.

Généralement, la durée de vie des ouvrages est définie comme étant égale à la période d'incubation. C'est une approche sécuritaire (conservative) car lorsque la phase de propagation démarre avec les premiers sites corrodés, la structure possède encore une marge de sécurité importante.

II.5.1. Notions d'états-limites

Cette durée de vie est donc à considérer comme la fin de vie « nominale » de l'ouvrage, sachant que celui-ci est calculé avec des marges de sécurité (approches semi-probabilistes des règlements aux états limites modernes). Après la phase d'incubation, on peut distinguer deux états limites de durabilité :

– Etats-limites de service (ELS) de durabilité : les conséquences d'un dépassement de cet état limite sont, en général, uniquement économiques (perte financière due à une interruption de service temporaire de la structure, coûts de remise en fonctionnement) ;

- Etats-limites ultimes (ELU) de durabilité : les conséquences d'un dépassement de cet état limite peuvent être graves vis-à-vis de la sécurité (chutes de morceaux de béton, perte de capacité portante qui peuvent mettre en danger les usagers de l'ouvrage) .

II.5.1. Notions de durée de vie

La durée de vie probable est généralement estimée par rapport à l'ELS de durabilité.

II.6. Diagnostic de la corrosion

Le diagnostic de l'activité de corrosion des armatures dans le béton peut se décomposer en plusieurs niveaux d'objectif :

- déceler l'activité de corrosion et évaluer son intensité.
- identifier l'origine de la corrosion : carbonatation, chlorures (internes ou externes).
- évaluer l'étendue spatiale des désordres observés ou mesurés.
- prédire l'évolution probable dans le temps et dans l'espace.
- estimer les risques sur la sécurité des ouvrages et des personnes.
- définir des actions de maintenance adaptées.

II.7. Prévention et réhabilitation

II.7.1. Prévention – Mesures constructives

Pour se prémunir des problèmes liés à la corrosion, il est possible d'utiliser des armatures en acier inoxydable. Le coût d'investissement initial est plus élevé que celui des armatures classiques, mais il faut considérer le coût global de la structure en incluant les actions de maintenance sur toute la durée de vie. Dès lors, les différences sont moindres et le choix de l'inox peut s'avérer économique. Le développement d'armatures en matériaux composites (fibres de verre) est également en cours, mais pas encore en phase opérationnelle à grande échelle.

La conception générale d'un ouvrage n'est pas non plus sans influence sur la durabilité générale du béton. Un certain nombre de règles de l'art simples doivent être respectées afin de réduire au maximum les effets de la corrosion.

II.7.1.1. Dimensionnement de l'ouvrage

En premier lieu, l'ouvrage doit être dimensionné de telle sorte que les charges ne donnent lieu, au cours du temps, qu'à des déformations acceptables de façon à éviter l'apparition de fissures macroscopiques préjudiciables à sa durabilité. C'est pourquoi la répartition des armatures doit être étudiée de façon à minimiser la formation éventuelle de fissures : tout ce qui contribue à réduire la concentration des contraintes à un impact favorable sur la pénétration des agents agressifs.

Au niveau des aspects géométriques des ouvrages :

Les éléments aux formes simples assorties de dimensions suffisantes permettent un positionnement et un enrobage correct des armatures. On évitera les structures trop minces où la pénétration des agents agressifs s'effectue suivant deux directions opposées.

Une attention particulière est à porter aux angles dans la mesure où l'attaque suivant deux directions

perpendiculaires peut décoller prématurément le béton d'enrobage (figure 11). Pour éviter ce décollement du béton d'enrobage on dispose des armatures transversales.

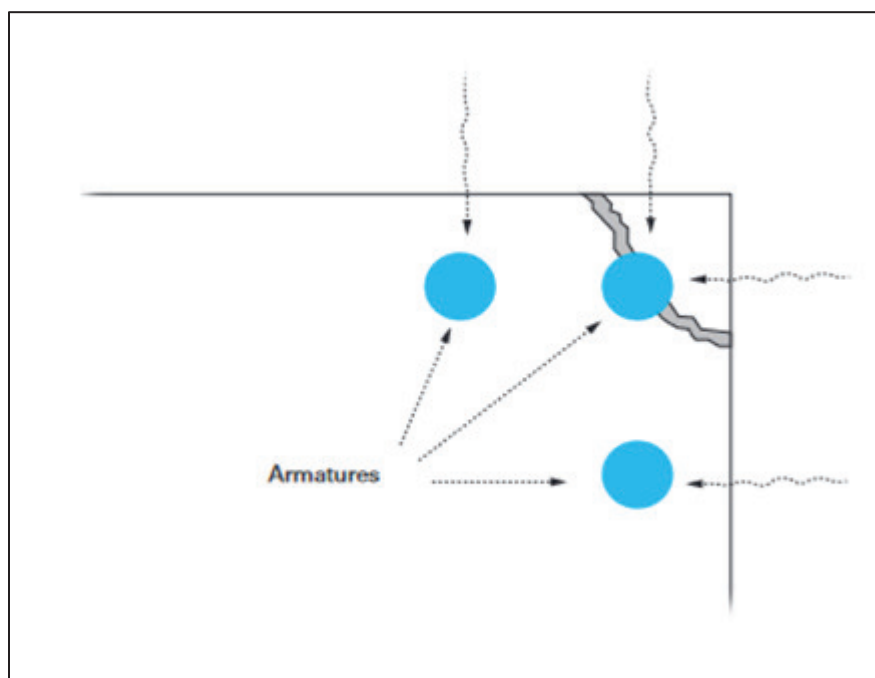


Figure II.8 – Effets de la corrosion au niveau des angles des constructions

- Requalification des ouvrages en béton armé

Si la perte de section des armatures est manifeste, il est nécessaire de réévaluer la capacité portante de l'ouvrage par un calcul mécanique. L'estimation de la section n'est toutefois pas toujours aisée car elle ne peut se faire que de manière discrète par l'intermédiaire de sondages, et il est parfois difficile de remonter à des moyennes statistiques.

Si la perte de section est supérieure à 10 %, il convient de renforcer les armatures. L'apport de nouvelles armatures peut se faire dans la masse, après démolition des zones atteintes et reconstitution du béton, soit par un apport externe enrobé dans un béton projeté connecté à la structure, soit par des armatures additionnelles collées sous forme de plaque de tôles ou de tissus de fibres de carbone.

La corrosion entraîne également une perte d'adhérence qui nécessite la dépose du béton dégradé, puis la reconstitution de l'enrobage. Il est à noter que cette opération libère totalement les ancrages des barres. Il faut généralement étayer l'ouvrage pour ce type d'opération car le risque de modification du comportement et de mauvais fonctionnement des matériaux, en tant que béton armé, peut alors être important.

Si les aciers sont la partie dégradée la plus naturelle quand on parle de corrosion, il ne faut pas négliger la diminution de la section efficace de béton qui joue un rôle dans le fonctionnement du béton armé notamment en compression. Comme pour les problèmes d'adhérence, il faut s'assurer du bon fonctionnement des matériaux acier et béton ce qui peut nécessiter un étayement. Les produits de réparation doivent être compatibles avec les matériaux en place et assurer une adhérence suffisante, à défaut de quoi le comportement mécanique initial ne sera pas restauré.

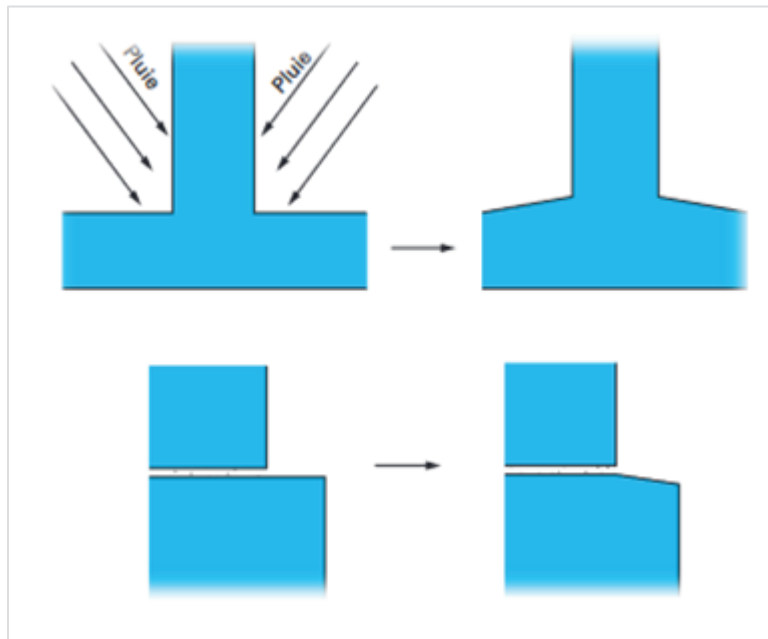


Figure II.9 – Dispositions constructives permettant d'éviter la stagnation d'eau

II.7.2. Méthodes de réhabilitation

Les différentes méthodes de réhabilitation des ouvrages en béton armé sont listées ci-après :

-Reconstitution de l'enrobage

Elle permet de réparer et d'arrêter la progression des dégradations d'un parement. Après élimination des zones dégradées, remplacement des armatures trop corrodées et protection directe des armatures, si l'enrobage reconstitué est trop faible par rapport aux normes actuelles, un béton de réfection est appliqué. Celui-ci devra montrer une bonne adhérence avec les matériaux en place.

-Imprégnation

Les produits appliqués par imprégnation sont des consolidants (consolidation locale et peu profonde d'une zone faiblement altérée) ou des hydrofuges (constitution d'une barrière interne vis-à-vis de l'eau liquide, mais pas de la vapeur d'eau (ce n'est donc pas un imperméabilisant)). Ces produits n'ont pas d'action directe sur la corrosion mais sont des traitements complémentaires.

-Inhibiteurs de corrosion

Ce sont des composés chimiques ajoutés en faible concentration au milieu cimentaire ralentissant, ou stoppant, le processus de corrosion. Ces produits ont pour fonction de pénétrer l'enrobage du béton, d'abaisser la vitesse de corrosion de l'acier sans altérer ce dernier. Ils doivent être stables et compatibles avec le milieu cimentaire et ne pas être toxiques. On distingue les inhibiteurs anodiques (diminution du courant sur la partie anodique du métal), les inhibiteurs cathodiques (augmentation de la surtension cathodique) et les inhibiteurs mixtes. Actuellement, l'efficacité de ces produits est de l'ordre d'une dizaine d'années.

-Revêtements de surface

La mise en peinture des ouvrages a pour objectif d'améliorer l'esthétique, de contribuer à la

protection du béton (l'amélioration de l'imperméabilité du support ralentit la pénétration de l'humidité, de la vapeur d'eau et des agents agresseurs) et à la correction des défauts de surface (porosité, fissures). Les ouvrages concernés sont les bâtiments, les tunnels, les murs de soutènement, les écrans acoustiques et certains ponts. Un critère important de tenue dans le temps est la bonne adhérence au support.

-Béton projeté

C'est un mélange de granulats, de ciment et d'eau, contenant parfois des ajouts, projeté sous pression d'air comprimé sur une paroi. Il existe deux techniques de projection : la voie sèche (eau introduite au niveau de la lance) et la voie humide (eau introduite au malaxage du béton).

-Traitements électrochimiques

Il en existe deux types :

- Ré-alkalinisation et extraction des chlorures

Ces traitements consistent à polariser l'armature à l'aide d'une anode, enrobée d'une pâte saturée d'un électrolyte approprié et recouvrant le parement. Le courant de polarisation circule de l'anode vers l'armature (cathode). Les armatures plus profondes doivent être reliées électriquement à celle qui est directement polarisée. Ces traitements durent environ d'une à six semaines et sont temporaires. On distingue la technique suivant laquelle un générateur électrique (technique du courant imposé) est placé entre l'anode et l'armature et la technique suivant laquelle l'anode, en alliage judicieusement choisi, est directement reliée à l'armature (courant galvanique). L'objectif de ces méthodes est de redonner au béton d'enrobage sa capacité à protéger les armatures. La ré-alkalinisation permet d'augmenter le pH d'un béton qui a été carbonaté ; la déchloruration permet d'extraire les ions chlorures qui ont pénétré l'enrobage.

Protection cathodique

La protection cathodique des armatures permet de ralentir, voire d'arrêter, la corrosion. Elle consiste à abaisser le potentiel électrochimique de l'armature jusqu'à une valeur seuil, dite « potentiel de protection », qui est telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. Le principe de la protection cathodique consiste à polariser l'armature dans le béton à l'aide d'une anode placée de façon permanente sur le parement, ou parfois dans l'enrobage. Le courant de polarisation, qui circule de l'anode vers l'armature, se situe entre 2 et 50 mA/m² de surface d'armature.

Une installation de protection cathodique est efficace tant que les éléments les moins durables que sont les électrodes de références et l'anode, sont fonctionnels. Ces éléments sont facilement remplaçables et, dans le cas d'une électrode de titane, la durée de vie peut atteindre 20 ans.

Il existe aujourd'hui un large éventail de techniques permettant de prolonger la durée de vie des ouvrages dégradés.

II.7. Conclusion

L'examen des ouvrages affectés par une détérioration du béton d'enrobage recouvrant les armatures révèle que les dommages résultent presque toujours d'une épaisseur d'enrobage trop mince et/ou d'un béton défectueux, poreux et peu résistant.

La corrosion des armatures du béton armé est aujourd'hui la pathologie qui coûte le plus cher à la collectivité. Les paramètres dégagés lors des observations et des études montrent que la durabilité des armatures passe, en premier lieu, par la réalisation d'un béton compact et d'une épaisseur d'enrobage adaptée. Les bétons préparés avec des additions minérales (laitiers de haut fourneau, cendres volantes, fumées de silice, fillers) limitent en général la diffusion des ions chlore. Les approches modernes ne se basent plus uniquement sur la simple résistance à la compression comme indicateur de durabilité, mais sur des approches où les caractéristiques du matériau sont définies en fonction d'une durée de vie inscrite dans un environnement donné (normes Eurocodes, approche performantielles).

Les progrès réalisés dans la modélisation numérique et la prise en compte des incertitudes, dans les approches fiabilistes notamment, permettent de calculer des durées de vie par rapport à des états limites donnés (initiation de la corrosion, perte d'un pourcentage de section d'acier). La requalification mécanique de l'ouvrage permet alors de définir la maintenance adéquate (réparation, confortement, remplacement). Afin d'éviter des interventions lourdes, il est toujours préférable d'identifier les désordres le plus tôt possible par des inspections bien ciblées.

PRESENTATION DU PROJET

III.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art et en particulier les ponts, ont montré leurs utilité et efficacité en tant que structure qui offre souvent la solution technique pour l'ingénieur, permettant de répondre au problème lié à la nature du site c'est à dire franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, cette utilité se traduit sur terrain par l'usage courant et prépondérant de ce type d'ouvrage particulièrement en Algérie.

III.2. PRESENTATION DU PROJET

III.2.1 Situation de projet

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de Viaduc OA 16 au PK 42+600 dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant Batna à l'AEO sur 62 Km 2eme lot de BirEchouhada-Autoroute Est Ouest au niveau de l'échangeur Tadjenant –Cheghoum Laid en 2*2 voies sur 42 Km. Le Viaduc OA16 se situe à Ain EL Kebch du PK 42+600 au PK 43+127.93.



Figure III.1: implantation des culées de l'ouvrage sur image Google Earth

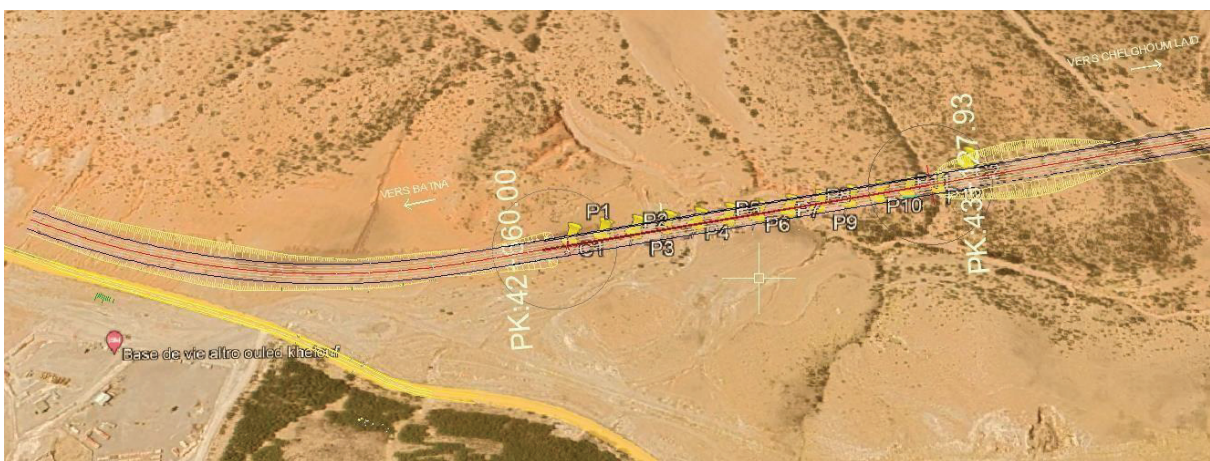


Figure III.2: implantation de l'ouvrage sur image Google Earth

III.2.2 Objectif du projet

L'objectif principal du pont, fait objet de notre projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier Batna à l'Autoroute Est-Ouest au niveau de l'échangeur Tadjenant –Cheghoum Laid.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Assurer un aménagement équilibré et rationnel de territoire.

III.2.3 Obstacles à Franchir

Le viaduc OA 16 franchit les obstacles suivants :

- Vallée.
- Talweg

III.3. LES DONNEES DU PROJET

III.3.1. Les données fonctionnelles

III.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe principal de l'ouvrage. Du PK 42+600 au PK 43+127.93 : un alignement droit de longueur $L= 467.96$ m.

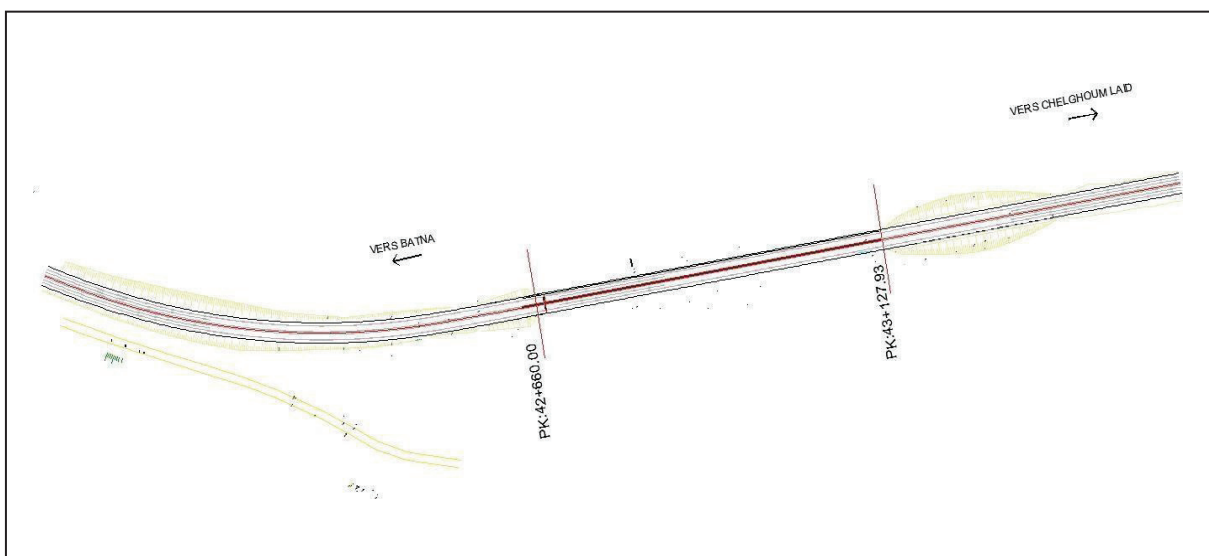


Figure III.3: Tracé en plan viaduc OA 16

III.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, notre ouvrage présente une pente de 3.2 % (Sens Pk).

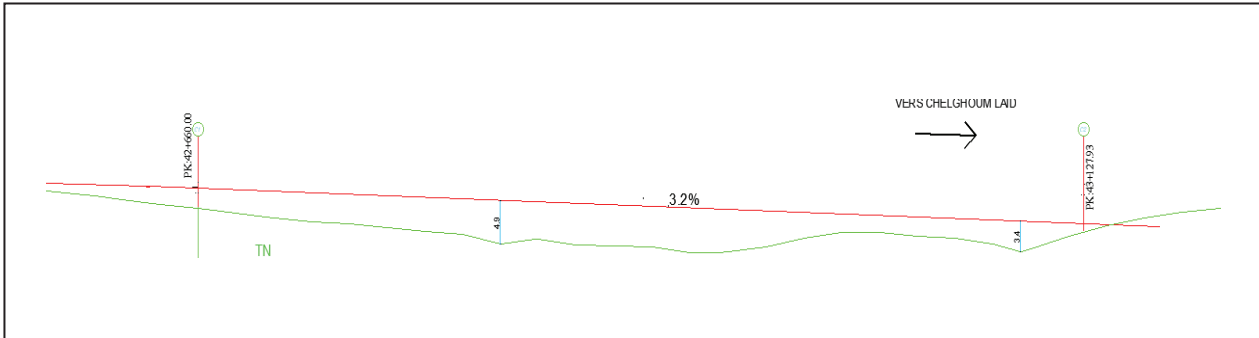


Figure III.4: Profil en long viaduc OA 16

III.3.1.3. Profil en travers

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

L'ouvrage doit comporter le même nombre de voies que celles de la route portée, la largeur du pont doit prendre en considération d'éventuels élargissements de la voie portée dans le futur.

La largeur du tablier est de 12.25 m.

Les différentes parties du profil en travers de chaque côté sont notées :

- Deux (2) voies de circulation de 3.50 m de largeur pour chacune.
- Une (1) bande d'arrêts d'urgence de 2.5 m.
- Un (1) bande d'érasée (BD) de 0.5 m.
- Une (1) glissière de sécurité de 0.75 m.
- [Glissière de sécurité + trottoir + corniche + garde-corps] de 1.5m.

Avec un dévers de 2.5%.

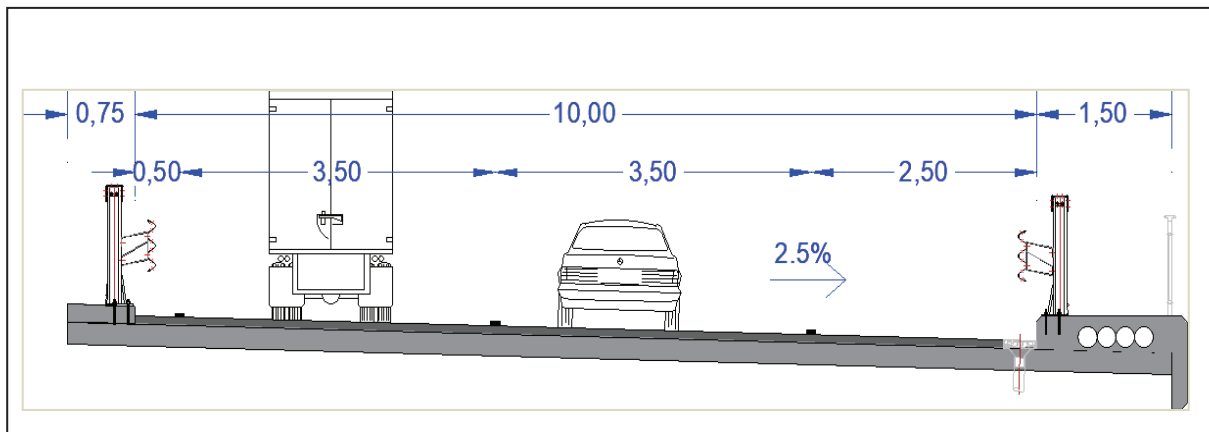


Figure III.5: Profil en travers viaduc OA 16

III.3.2. Les données naturelles :

III.3.2.1. Les données topographiques

D'après le levé topographique et la visite du site, La région d'étude fait partie d'une zone montagneuse caractérisé par un relief accidenté.

III.3.2.2. Les données sismologiques

En Algérie, cinq (05) zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (RPOA2008) :

- Zone 0 : négligeable.
- Zone I : faible.
- Zone IIa : moyenne.
- Zone IIb : élevée.
- Zone III : très élevée.

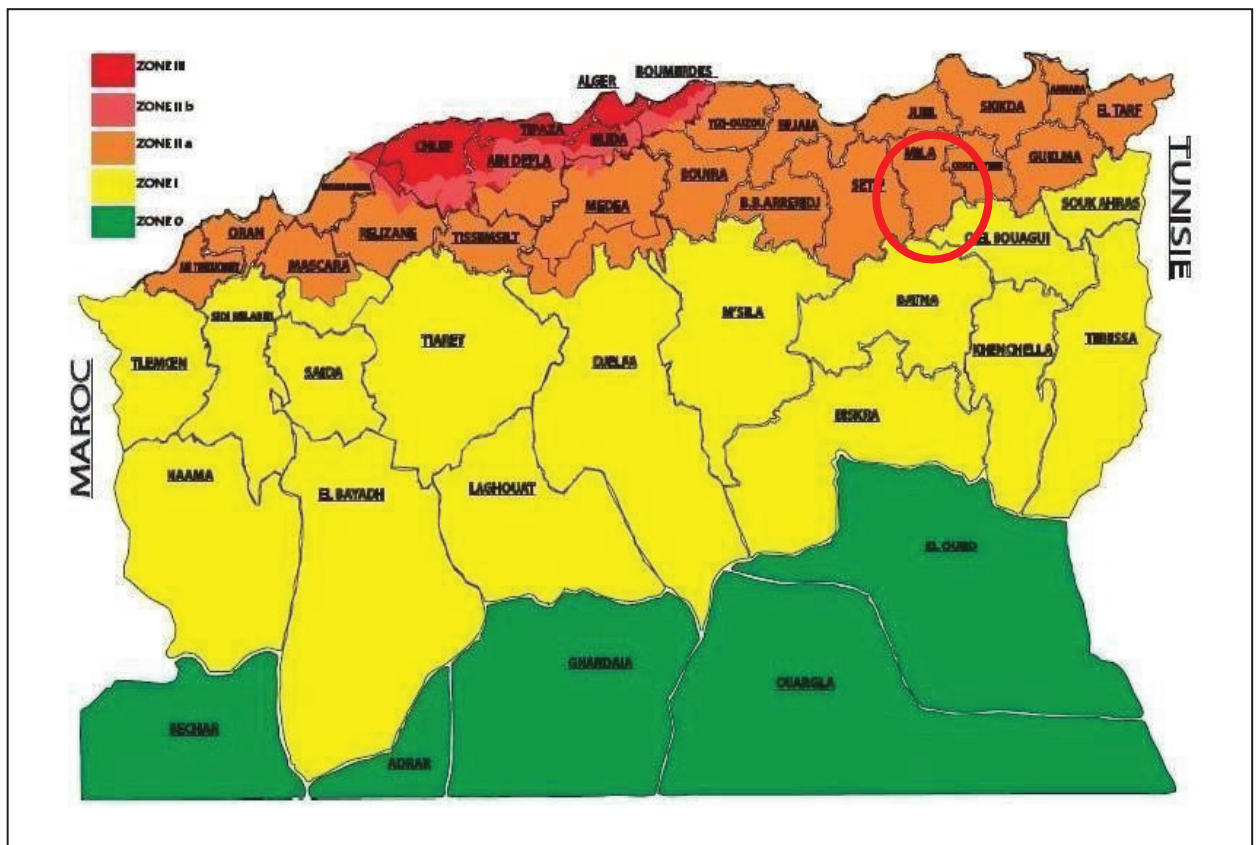


Figure III.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Groupe de pont	Importance
Groupe 01	Pont stratégique
Groupe 02	Pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Tableau III.1 : Classification du pont

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II _a	II _b	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

Tableau III.2 : Coefficient d'accélération de chaque zone (A)

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Chelghoum Laid à la Zone II_a et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est $A = 0,20$.

III.3.2.3. Les données hydrologiques :

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur de Cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique

D'après la visite du site, l'ouvrage objet de l'étude ne franchit aucun cours d'eau, Par conséquent, aucune information hydraulique n'est requise.

III.3.2.4. Température

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

- Ain El Kebch, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 24°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

III.3.2.5. Vent

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

III.3.2.6. Les données géologiques et géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Les résultats obtenus à partir d'une investigation in situ et de laboratoire qui donne les informations sur le sol support devant recevoir l'ouvrage. Elles doivent donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tels que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).



Figure III.7 : Coordonnées UTM des sondages

III.3.2.6.1 Les essais in situ

III.3.2.6.1.1 Sondages carottés

Les sondages carottés permettent de connaître les formations du sol pour les profondeurs plus importantes et d'extraire des échantillons intacts pour les 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 15.00m

III.3.2.6.1.2 Sondages pressiométrique

cinq sondages pressiométriques ont été réalisés de 15.0 m, de profondeur avec un essai chaque palier de 1.50m conformément (APD).

six sondages pressiométriques ont été réalisés de 20.00 m à 24.00, de profondeur avec un essai chaque palier de 1.50 m conformément (LNHC).

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).

OA	Pressiométrie	X	Y
VIADUC AIN KEBCH OA16 AUPK 42+680	SP07 (APD)	238059	3987660
	SP08 (APD)	238012	3987741
	SP09 (APD)	237961	3987828
	SP10 (APD)	237863	3987992
	SP14 (APD)	237932	3987927
	SP10'(LNC)	237823.72	3988043.31
	SP14'(LNC)	237882.16	3987952.11
	SP15'(LNC)	238067.76	3987635.62
	SP16'(LNC)	237976.45	3987778.13
	SP17'(LNC)	237928.10	3987852.10
	SP18'(LNC)	238029.95	3987699.94

Tableau III.3 : Les coordonnées UTM des sondages

III.3.2.6.2 Les essais de laboratoire

Réalisé des essais de laboratoires sur les échantillons intacts récupérés au sein de sondage carotté, Divers essais physiques et chimiques ont été exécutés selon les normes opératoires en vigueur au laboratoire comme :

Essais physiques

Teneur en eau naturelle W_n (%)	NF P94-050
Granulométrie	NF P94-057
Densité apparente sèche γ_d (t/m ³)	NF P94-050
Limites de liquidité	NF P94-051

Essais mécaniques

Essai de compressibilité	NF P 94-090-1
Essai de cisaillement	NF P 94-071-1

Analyses chimiques

Teneur en carbonates	NF P 94-048
Teneur en sulfates	NF P 99-009

III.4 CONCLUSION

Avant d'entreprendre l'étude d'un pont, il est impératif de procéder à la collecte des données relatives à l'ouvrage lui-même (données naturelles et fonctionnelles) ainsi qu'au site sur lequel il sera implanté. Cette phase de collecte est d'une importance capitale. Il convient de noter que la description préliminaire est partiellement fondée sur les documents fournis par l'organisme d'accueil du stage.

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

IV.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élançement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

IV.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

IV.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

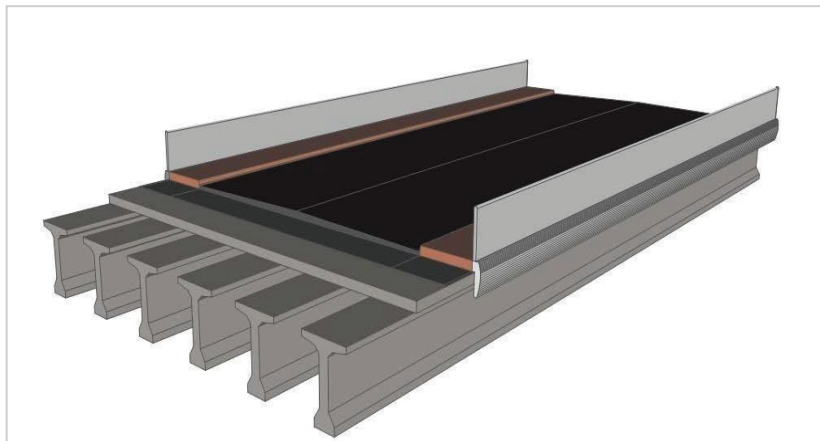


Figure IV.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, nous avons proposé un pont à poutre droit de treize (13) travées (système isostatique) de même longueur de $L = 36$ m, ce qui nous donne une longueur totale de 468 m.

II.2.1.2 Conception transversale

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

Élément	Ration usuel	Retenu(cm)
Longueur totale de la poutre	25 – 40	3600
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	212
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	22
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	190
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	159
Nombre des poutres	$N = La / \lambda + 1$	8 poutres
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	115
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	70
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	70
Entretoise d'about	/	30×150

Tableau IV.1 : pré-dimensionnement de la variante 1.

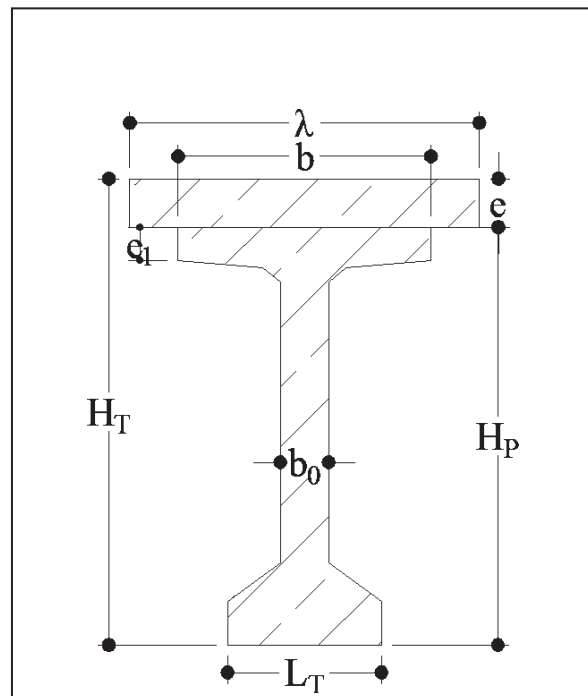


Figure IV.2 : Notation des dimensions.

IV22 Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

La technique de réalisation d'un pont voussoir en béton précontraint consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs nommés voussoirs. Chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

La mise en tension de câble de précontrainte d'un voussoir permet de les plaquer contre les éléments précédents.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

IV221 Conception longitudinale

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé de :

- Six travées principales, chacune ayant une portée de 63 m.
- Une travée de rive d'une portée de 37.11 m (58.9% de la travée principale).
- Une travée de rive d'une portée de 42.25 m (67.1% de la travée principale).

Ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 458.8 m

IV221 Découpage des voussoirs

Pour ce type d'ouvrage on distingue trois types de voussoir :

- Voussoirs sur piles (V.S.P).
- Voussoirs de clavages (V.S.C).
- Voussoirs courants (V.C).

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par le transport disponible des éléments préfabriqués.	2m	7
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élané, il varie de 1,5 à 3 m.	1.6m	8
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	2.7m	160

Tableau IV.2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 175**

IV222 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un **caisson à section fermée**.

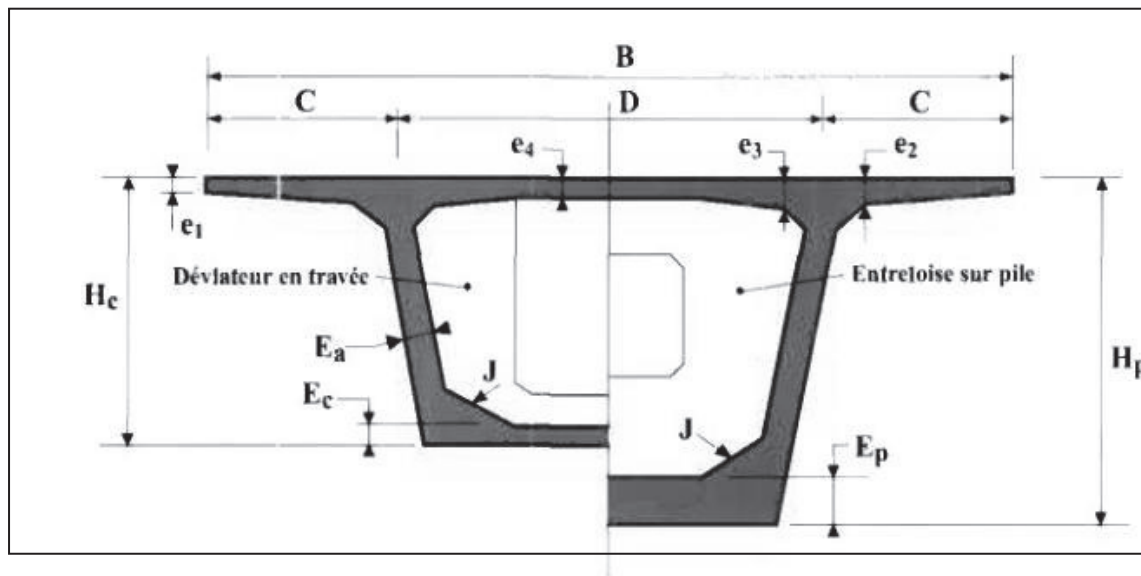


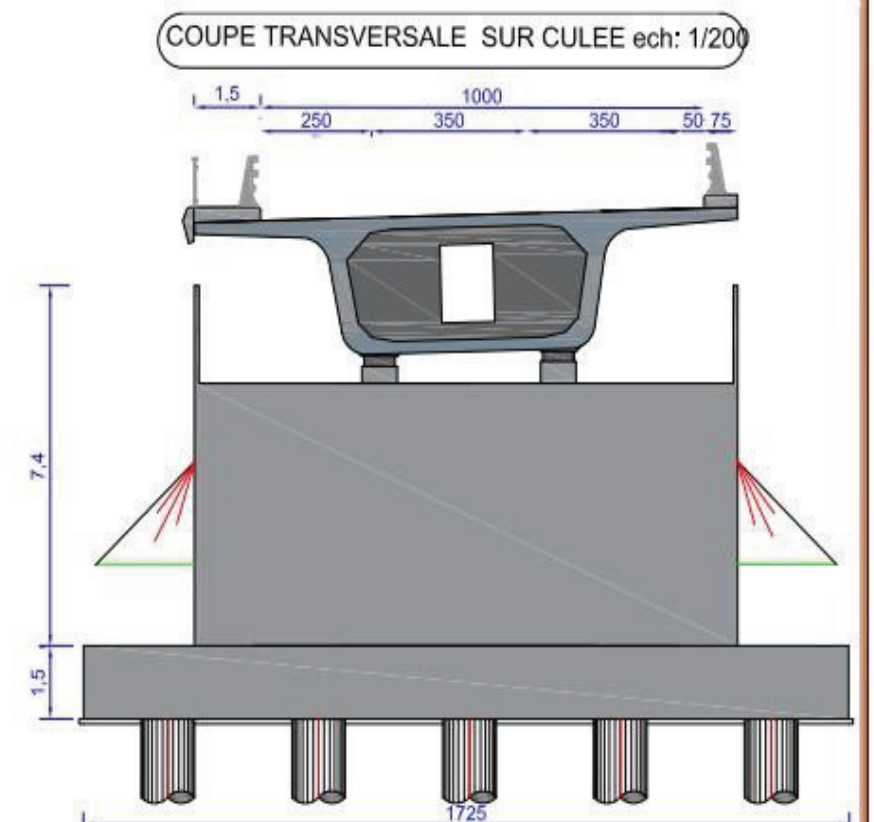
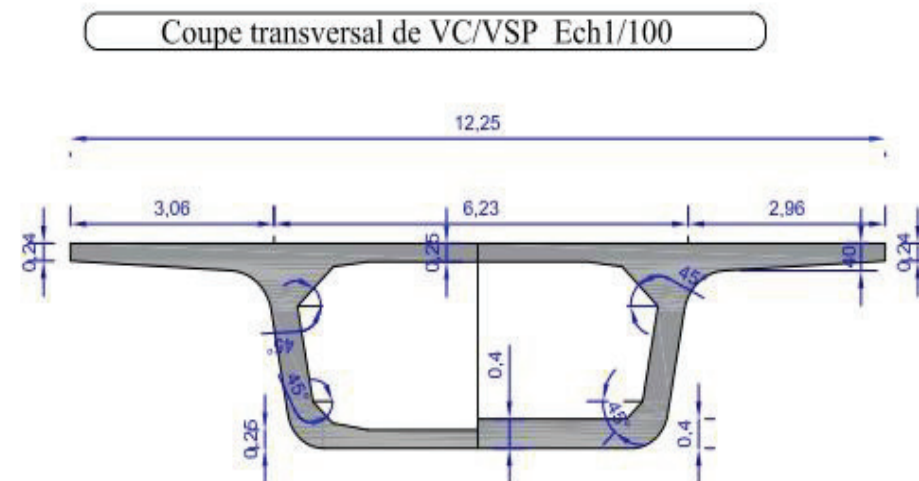
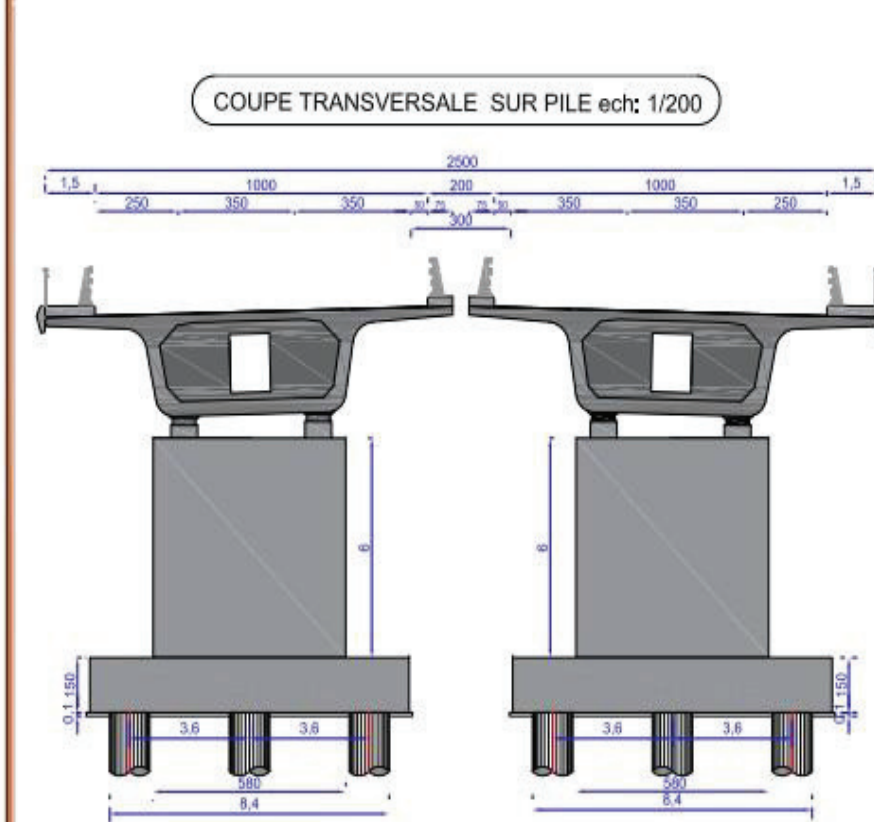
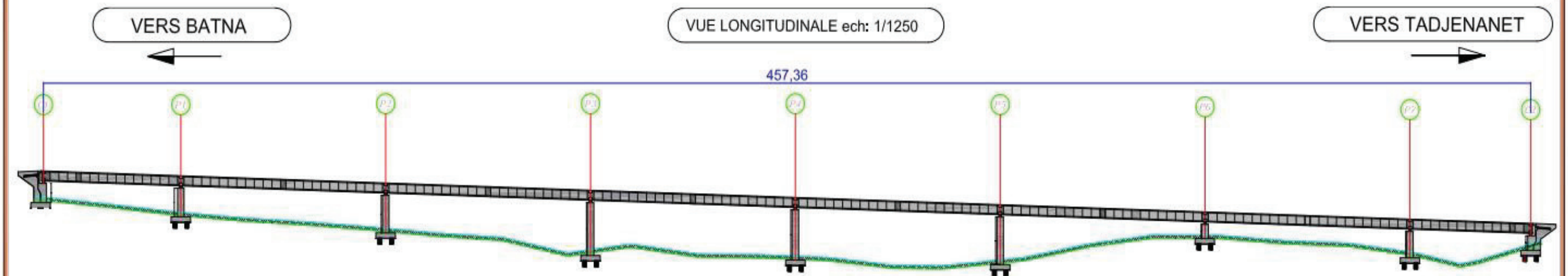
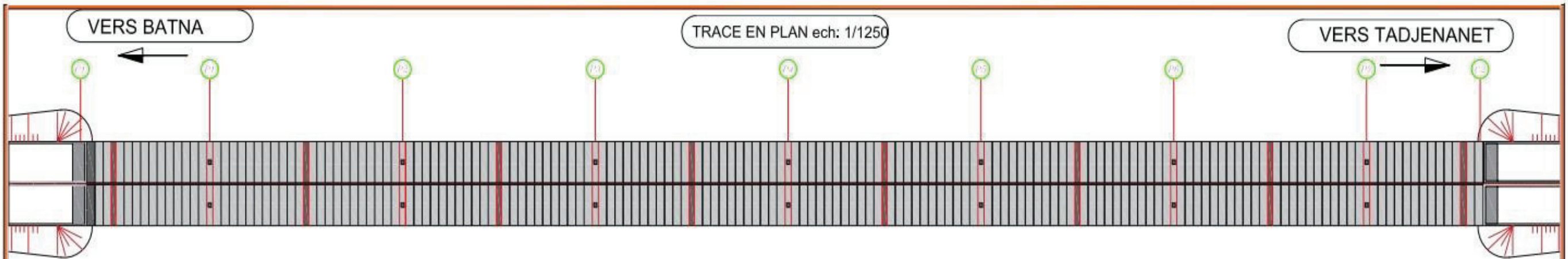
Figure IV.3 : Notations des dimensions

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ 2003].

Élément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)
Largeur de voussoir	B	1225
Hauteur des voussoir	$L/25 < h < L/20$	280
Largeur de l'encorbellement	$C = B / 4$	306.25
Entraxe des âmes	$D = B - 2C$	612.5
e_1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	24
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	40
e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)	40
Inclinaison des âmes	$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	15%

Gousset supérieure	$30^\circ \leq Q \leq 45^\circ$	45%	
Gousset inférieur	$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45%	
Épaisseur de l'âme	$Ea \geq 26 + L/500$	40	
Épaisseur de l'hourdis inf	Pile	$35 \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	40
	Clef	$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	25

Tableau IV.3 Les dimensions des différentes composantes des voussoir.



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude du viaduc V16 du PK42+600 sur la pénétrante autoroutière de Batna -Chelghoum Laid	HADDAD & BOUGUETTOUCHE	AMIEUR Mohamed & ZAIMI Mourad	Variable	2	2022 / 2023

IV23 Variante 3 : « Pont mixte bipoutre »

Ce genre d’ouvrage compose de poutres métalliques continues qui sont fixées par des entretoises et soutiennent la dalle de roulement en béton armé reliée à la semelle supérieure par des connecteurs.

Les entretoises servent à maintenir l’écartement des poutres et a résisté aux moments de torsion. Elle ne présentant aucun contact avec la dalle.

Les connecteurs sont des petits éléments de liaison, métallique soudés sur la semelle supérieure de profilé, ont comme rôle d’éviter tout glissement relatif de la dalle par rapport aux poutres et assurant ainsi le fonctionnement mixte de l’ensemble.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés. Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l’ouvrage est très large et peu long. D’où la justification du choix de bipoutre, qui est aussi le plus économique.

IV231. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés droits et à hauteur constante. L’implantation des culées donne une longueur totale de 458.7m. Donc on projette 6 travées principales, chacune ayant une portée de 61 m (L) et deux travées de rives chacune ayant une portée de 45.75m (0.75 L).

IV232 Conception transversal

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [PONT MIXTE]

pré-dimensionnement des poutres :

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue(mm)
Hauteur des poutres H	$Max \left(\frac{X}{28} \left[\frac{LT}{12} \right]^{0.45} ; 0.40 + \frac{X}{35} \right)$	2300
Entraxe des poutre	$L = \text{environ } 0.55LT$	6500
Largeur de la semelle inf <i>B_{inf}</i>	$B_{inf} = \left(0.25 + c + \frac{X}{125} \right) \times \left(0.92 + \frac{LT}{150} \right)$	800
Largeur de la semelle sup <i>B_{sup}</i>	$B_{sup} = B_{inf} - 200$	600
Epaisseur de la semelle inf	$20 \text{ mm} < t_{inf} < 50 \text{ mm}$	40
Epaisseur de la semelle sup	$20 \text{ mm} < t_{sup} < 50 \text{ mm}$	30
Epaisseur de l’âme	$10 \text{ mm} < t_w < 22\text{mm}$	20

Tableau IV.4 Les dimensions des différentes composantes des poutres

Avec :

X : la portée d'une travée.

LT : La largeur de la dalle.

Entretoise :

On prévoit une entretoise de type IPE 600 tous les 6.5 mètres (profilés IPE500 à IPE 700 ou équivalents) dans les travées principales et 6.1 mètres dans les travées de rives.

Choix de la nuance d'acier :

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

La dalle :

Une dalle d'un pont bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et variable dans le sens transversal.

- Epaisseur de la dalle au droit des poutres principale :

e1= 30 cm

$$e1 = 0.13 + \frac{LT-L}{26}$$

- Epaisseur de la dalle dans les autres sections :

e2=25 cm

$$e2 = 0.12 + \frac{L}{50}$$

Les connecteurs : (type goujon)

Les goujons sont des pièces métalliques cylindrique servant d'assemblage et fixée par scellement, filetage ou soudure.

Goujon Nelson :

Goujon à tête aplatie utilisé pour la connexion des dalles de ponts mixtes.

Les goujons sont disposés sur les semelles supérieures le plus souvent en quatre files longitudinales, parfois en six files, en particulier lorsque la largeur du tablier avoisine les 20m.

Elément	Intervalle/formule	Valeur obtenu(mm)
Diamètre	$16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$	22
Hauteur	$h > 4d$	150
Espacement transversal	$eT > 2.5d$	200
Espacement longitudinal	$5d < eL < 80 \text{ cm}$	150

Tableau IV.5 Les dimensions des différentes composantes des poutres

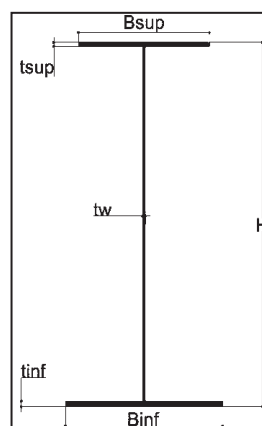
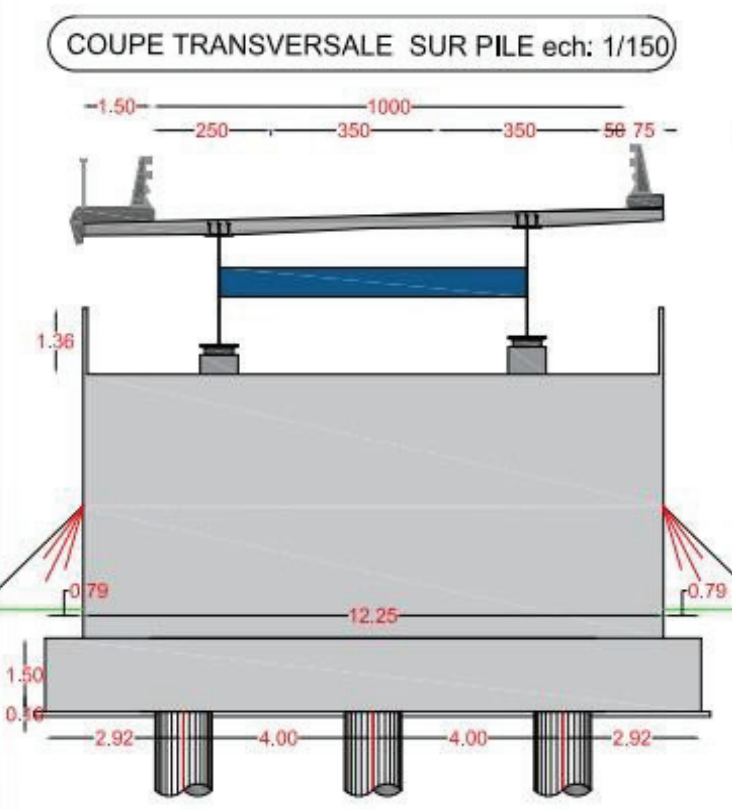
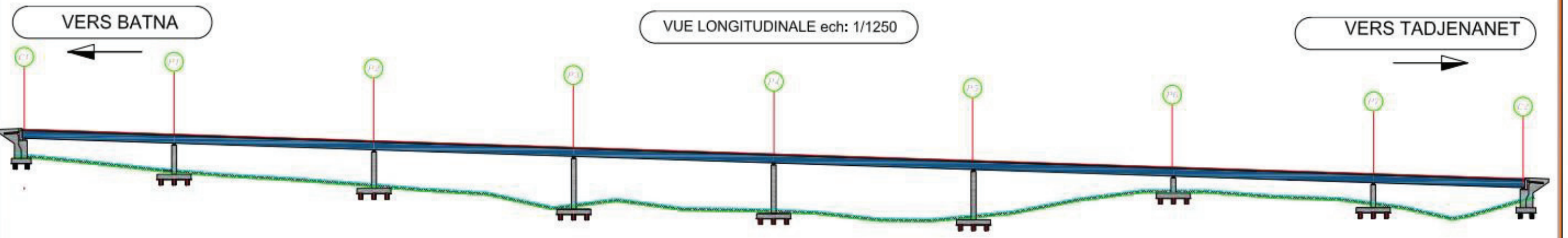
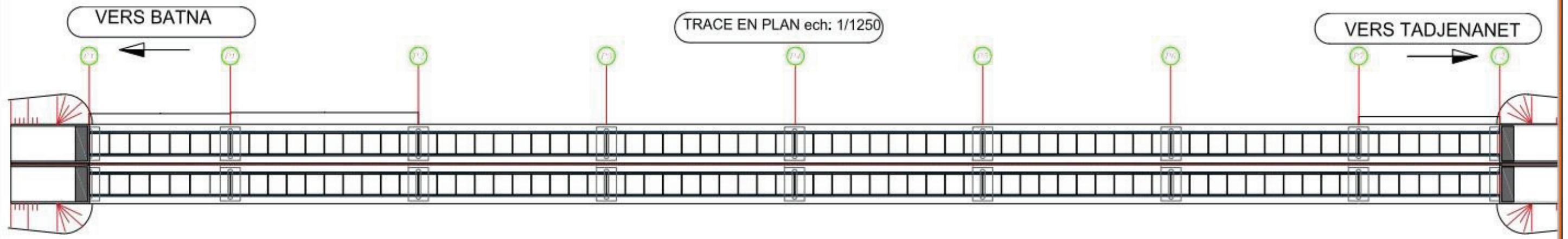
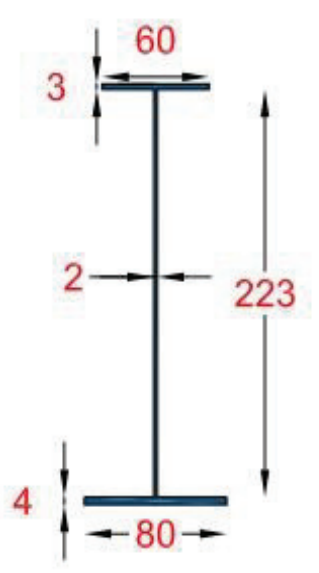


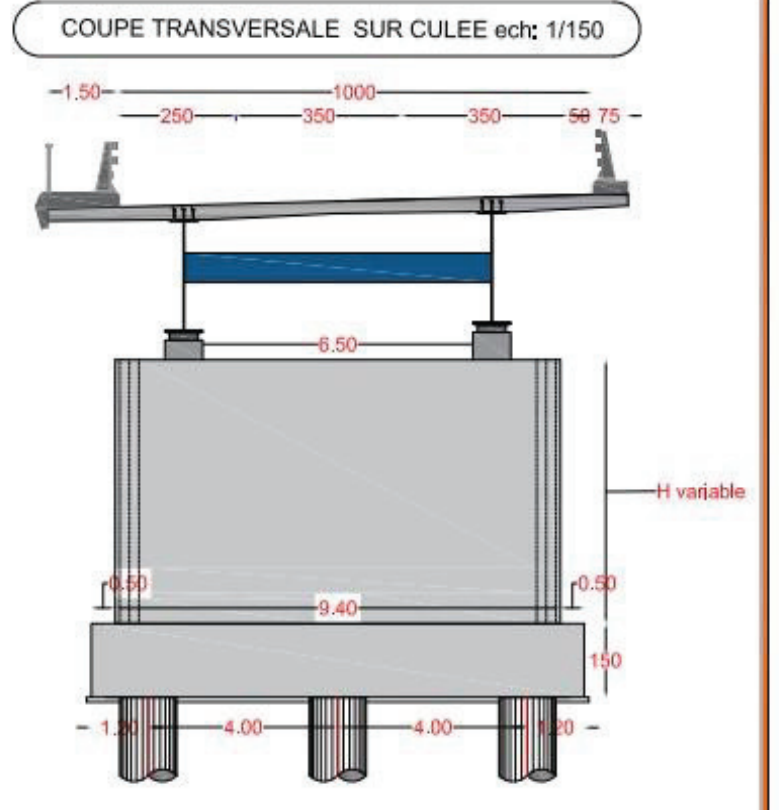
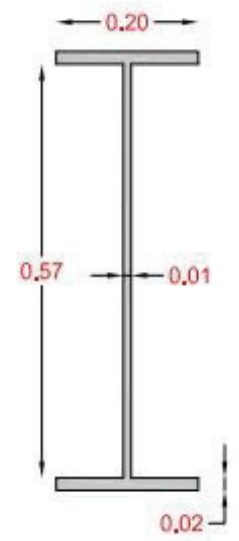
Figure IV.4 : section de poutre métallique.



Section de poutre Ech1/40



Section d'entretoise Ech1/10



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude du viaduc V16 du PK42+600 sur la pénétrante autoroutière de Batna -Chelghoum Laid	HADDAD & BOUGUETTOUCHE	AMIEUR Mohamed & ZAIMI Mourad	Variable	3	2022 / 2023

IV3 ANALYSE MULTICRITERE :

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP	<ol style="list-style-type: none"> 1) Limitation des fissures (béton comprimé). 2) La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage. 3) La maîtrise de la méthode d'exécution. 4) La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux. 5) Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Poids important. 2) Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure. 3) La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. 4) Sensibilité au tassement différentiel. 5) Un nombre des appuis important qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.
Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	<ol style="list-style-type: none"> 1) Permet une gamme de portées très vaste. 2) Moins de piles donc libérer l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. 3) Ce type comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes. 4) Voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (équipages mobiles) 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Le poids est très important. 2) La difficulté de coulage sur place. 3) La pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. 4) Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. 5) Entretien est difficile après les grands dégâts (séisme).
Variante N°03 : Pont mixte bipoutre	<ol style="list-style-type: none"> 1) La possibilité de franchir des grandes portées. 2) Légèreté par rapport aux tabliers des autres types. 3) La rapidité de l'exécution. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Le coût est plus élevé. 2) Sensibilité au gradient thermique 3) Demande des mains d'œuvre qualifiées. 4) L'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

Tableau IV.6 Avantages et inconvénients des trois (3) variantes.

- Devis estimatifs et quantitatifs des variantes

Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA)/m ²	Montant (DA)
468	12.25	5733	350 000.00	2 006 550 000.00

Tableau IV.7 Devis estimatif de la première (1) variante

Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA)/m ²	Montant (DA)
459	12.25	5623	400 000.00	2 249 200 000.00

Tableau IV.8 Devis estimatif de deuxième (2) variante

Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA)/m ²	Montant (DA)
459	12.25	5611	400 000.00	2 244 400 000.00

Tableau IV.8 Devis estimatif de la troisième (3) variante

IV31 Analyse des variantes :

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

IV31.1 Pont à poutres précontraintes de type VIPP

La réalisation de ce type de pont est simple et rapide, la construction ne demande pas des grands moyens, elle a le tablier le moins coûteux, cette conception est la plus avantageuse pour un tracé droit et adéquate pour notre ouvrage vu qu'il présente une longueur moins importante et une faible hauteur (élançement des piles), mais cette variante est moins avantageuse, elle présente un nombre d'appuis très important, qui nuit non seulement l'esthétique mais aussi augmente le coût total de l'infrastructure.

IV31.2 Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

La variante la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe (ce n'est pas le cas pour notre ouvrage), elle a un nombre d'appuis acceptable, et permette de franchir parfaitement des vallées de grande hauteur, l'utilisation d'un pont voussoir à hauteur constante dans notre projet qui présente une faible altitude, sera un gaspillage de précontrainte, et la construction sans toucher le sol n'est pas justifiée. Sans oublier qu'un ouvrage continu très long va induire des efforts horizontaux très importants, d'où un gaspillage en matière et en équipements.

IV3.13 Pont mixte bipoutre :

C'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse à cause de volume d'acier important et nécessite un entretien périodique.

L'ouvrage est situé à l'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix du type d'ouvrage.

IV4 CONCLUSION :

Après le pré-dimensionnement des trois variantes proposées, une analyse multicritère a été établie (qui est basé sur les avantages et les inconvénients de chaque variante), nous a permis de conclure que la première variante (**Pont a poutres**) serait retenue pour une étude plus détaillée.

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

V.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous évaluerons également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

V.2 NORMES :

La conception des ouvrages d'art et leurs fondations ont été effectuées en accord avec les instructions suivantes :

- RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Document Technique Règlementaire : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (version 2009).
- Règles Parasismiques applicables aux Ouvrage d'art (RPOA-2008).
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Réglementations SETRA.

V.3 MATÉRIAUX :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les normes à suivre, les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction.

V.3.1 Béton :

Le béton est connu par sa résistance à la compression, cette résistance varie proportionnellement avec son âge (j), dans le calcul on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{C28}).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément structurel.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

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

Élément structurel	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	Dosage (Kg/m ³)	Densité (KN/m ³)
Superstructure	35	2.7	450	25
Infrastructure	27	2.22	350	25

Tableau V. 1 Caractéristiques de béton.

V.3.2 Armatures :

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

Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers actifs :

Qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

V.3.2.1 Armatures passives :

a) Limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E500, sa limite Élastique égale à 500MPa.

b) Module de Young :

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est : $E_s = 200$ GPa

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites, les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : **8 10 12 14 16 20 25 32 40**

V.3.2.2 Armatures actives :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

Caractéristique	Indice	Valeur
Toron	T	T15
Section d'un toron	$A_p(mm^2)$	150
Nombre de toron par câble	nT	12
Section de câble	$S(mm^2)$	1800
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1674
Contrainte à l'origine	σ_{p0} (MPa)	1416
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.002
Coefficient de frottement de courbure	f (rd^{-1})	0.18
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000
Coefficient de relaxation maximal des câbles à 1000h	ρ (%)	2.5

Tableau V. 2 Caractéristiques des câbles de précontrainte.

V.4 CONTRAINTES ADMISSIBLES :

V.4.1 Béton :

V.4.1.1 Contrainte admissible compression :

La contrainte admissible est la valeur qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa) à ELU ; } f_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ (MPa) à l'ELS.}$$

Avec : $-f_{c28}$: Résistance caractéristique à 28 jours.

$-\gamma_b$: Coefficient de sécurité.

Tel que : $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable} \\ 1,5 & \text{Situation transitoire} \\ 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

Et $\theta = \begin{cases} 1 & t > 24h \\ 0,9 & 1h < t < 24h \\ 0,85 & t < 1h \end{cases}$

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1,15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

Tableau V. 3 Contraintes admissibles à la compression de béton.

V.4.1.2 Déformation longitudinale du béton :

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11\,000 \times (f_{cj})^{1/3}$.

Module de déformation différée E_{vj} (longue durée $> 24h$) : $E_{vj} = 3\,700 \times (f_{cj})^{1/3}$.

V.4.1.3 Déformation transversale du béton :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).

$\nu = 0,3$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

V.4.2 Aciers :

Contrainte limite de traction des aciers :

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Valeurs
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \left\{ 0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		200

Tableau V. 4 Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

❖ Classe de justification de la précontrainte

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

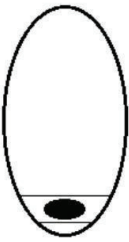
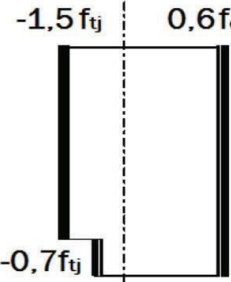
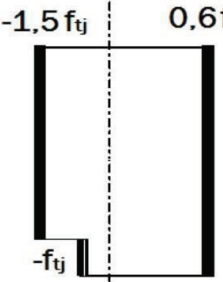
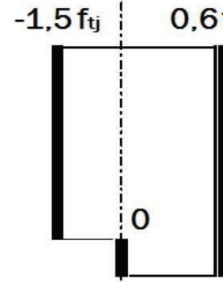
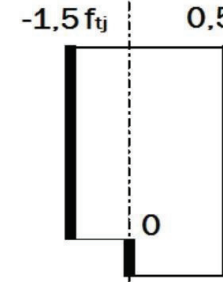
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II				
	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  $-0.7 f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  $-f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  0	$-1.5 f_{tj}$ $0.5 f_{cj}$  0

Tableau V. 5 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

V.5 EVALUATION DES ACTIONS :

V.5.1 Evaluation des actions hors trafic :

V.5.1.1 Actions permanentes :

Elément	Densité (KN/m ³)	Poids linéaires (KN/ml)	Pccp (KN)
Revêtement	24	/	691.2
Trottoirs	25	16.875	607.5
Corniches	25	3.75	135
Glissières de sécurité + Gard corps	/	2.5	90
Total	/	41.79	1523.7

Tableau V. 6 Les compléments de charges permanentes CCP.

CHAPIRE V : CHARGES ET HYPOTHESES DE

Longueur de poutre	36	m
Epaisseur de la dalle	0.22	m
Largeur de la dalle	12.25	m

Tableau V. 7 Caractéristique géométrique d'une dalle.

Sections du poutre	Surface (m ²)	Longueur (m)
Section d'about	1.4019	2x1.9 = 3.8
Section intermédiaire	1.0463	2x1 = 2
Section médiane	0.7188	30.2

Tableau V. 8 Caractéristique géométrique d'une poutre.

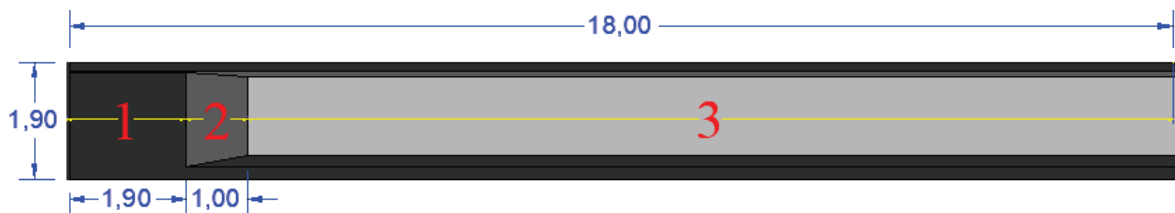


Figure V.1 Le coffrage de la poutre.

Elément	Poids (KN)	Nombre
Poutre	727.39	8
Dalle	2425.5	/
Entretoise	132.3	2x7

Tableau V. 9 Poids des éléments du pont.

Poids propre du travée	9900.6	KN
Poids propre total du tablier (13 travées)	129030	KN

Tableau V. 10 Poids du tablier poutres.

V.5.1.2 Action thermique :

Afin de calculer les effets de la température sur la structure est nécessaire tenir compte deux types d'actions thermiques :

- Variation uniforme de la température

Dans ce cas on a utilisé la norme Algérienne et la variation de la température pour le Nordde l'Algérie (climat tempéré) est de +35°C et -15°C, la valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = 30^\circ$.

- Gradient thermique

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

	En construction	En service
Tablier béton	$\pm 12\text{ }^{\circ}\text{C}$	$\pm 7\text{ }^{\circ}\text{C}$

Tableau V. 11 Gradient thermique.

V.5.2 Evaluation des actions dues au trafic :

V.5.2.1 Les Surcharges routières :

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.

Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable : 10 m
- Largeur chargeable : 9 m
- BDU : 2.5 m, BDG 0.5 m
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre de voies : 3

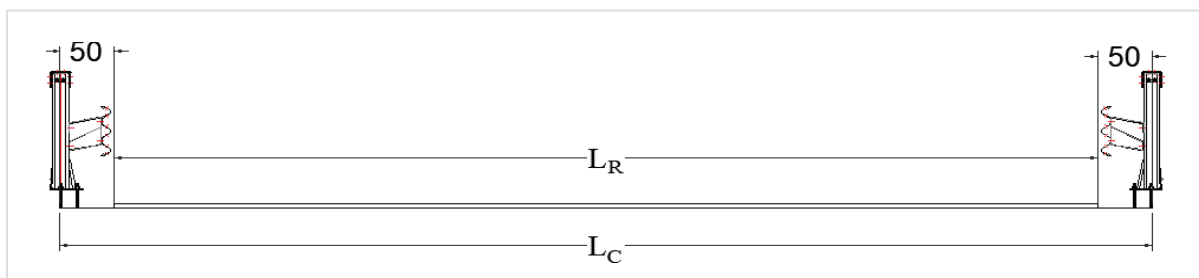


Figure V.2 : La largeur roulable.

Classe du pont	Description
Première classe	$L_r \geq 7$
Deuxième classe	$5,50\text{ m} < L_r < 7\text{ m}$
Troisième classe	$L_r \leq 5,50\text{ m}$

Tableau V. 12 Classe du pont.

Dans notre cas $L_r = 10\text{ m} \geq 7\text{ m} \rightarrow$ Notre pont est de **1ère classe**.

V.5.2.2 Système de charge A :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$$

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002l \end{array} \right.$$

L : Longueur chargée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1.

Nombre de voies		1	2	3	4	5 et plus
Classe de pont	Première classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième classe	1	0.9	/	/	/
	Troisième classe	0.9	0.8	/	/	/

Tableau V. 13 Coefficient a1.

La charge A2 est obtenue par multiplication de A1 par un coefficient a2.

Avec :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

v : la largeur d'une voie

$$v_0 = 3.50 \text{ m}$$

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a1	a2	A(l)xa1xa2	Lv (m)	A(l) (KN/ml)
					(kN/m ²)		
1	36	9.8	1	1.17	11.43	3	34.30
2	30	9.8	1	1.17	11.43	6	68.60
3	30	9.8	0.9	1.17	10.29	9	92.61

Tableau V. 14 valeurs de A(l).

V.5.2.3 Système de charge B :

Il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types.

- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dits essieux tandems.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.

Systeme Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant : 6 t.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.

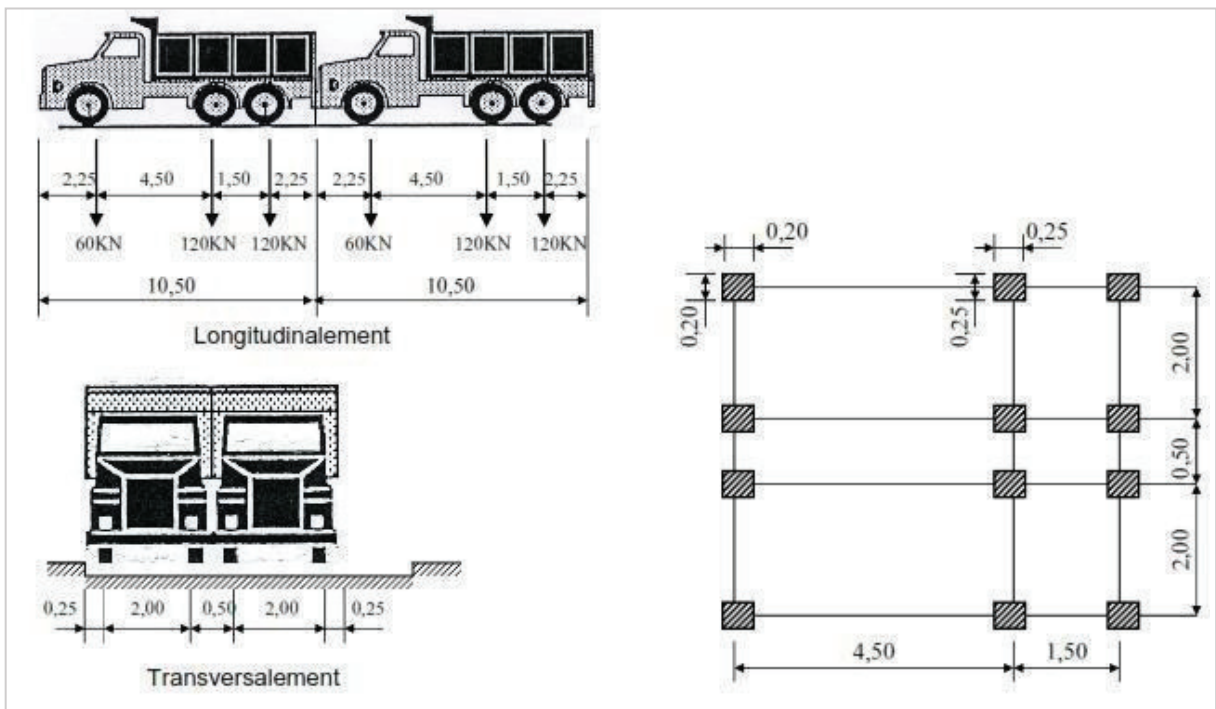


Figure V. 3 Disposition de système de chargement Bc.

En fonction de la classe du pont et nombre des files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient bc qui est donné dans le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5 et plus
Première	1.20	1.10	0.95	0.88	0.70
Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
Troisième	1.00	0.80	/	/	/

Tableau V. 15 Valeur de bc.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

N° des voies	Bc (kN)	bc	Bc x bc (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

Tableau V. 16 Les valeurs de Bc.

Système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux

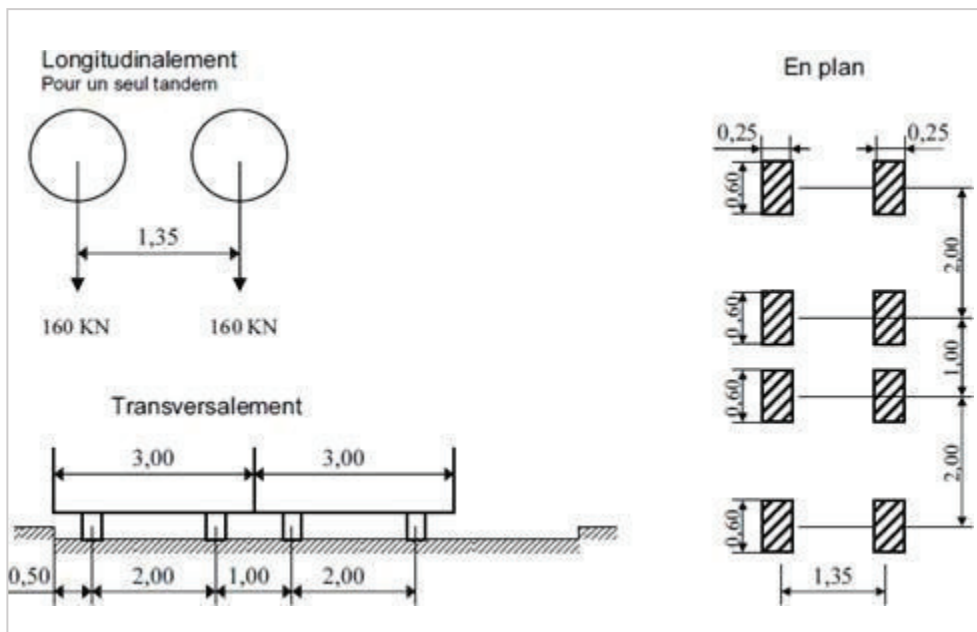


Figure V. 4 Disposition de système de Bt.

En fonction de la classe du pont et nombre des files considérées, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par le coefficient bt qui est donné dans le tableau suivant :

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Tableau V. 17 Valeur de bt.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3	640	1,2	768

Tableau V. 18 Les valeurs de Bt.

Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

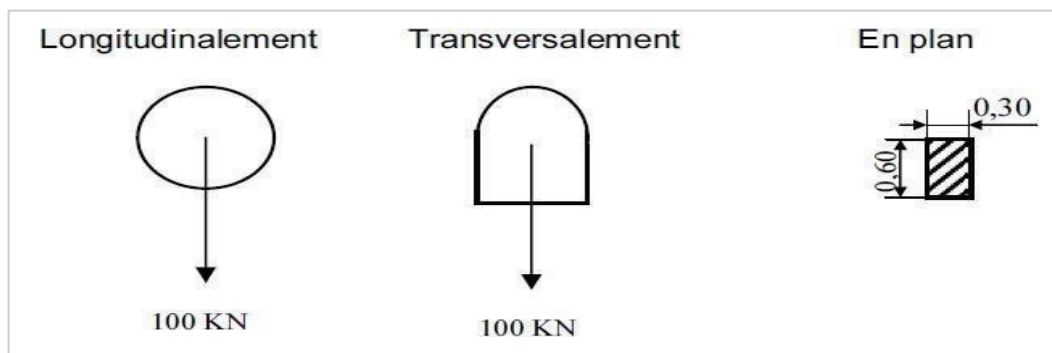


Figure V. 5 Disposition de système de Br.

V.5.2.4 Charge militaire Mc120 :

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles, un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.
- Poids totale : 110t
- Longueur d'une chenille : 6.10m
- Largeur d'une chenille : 1.00m

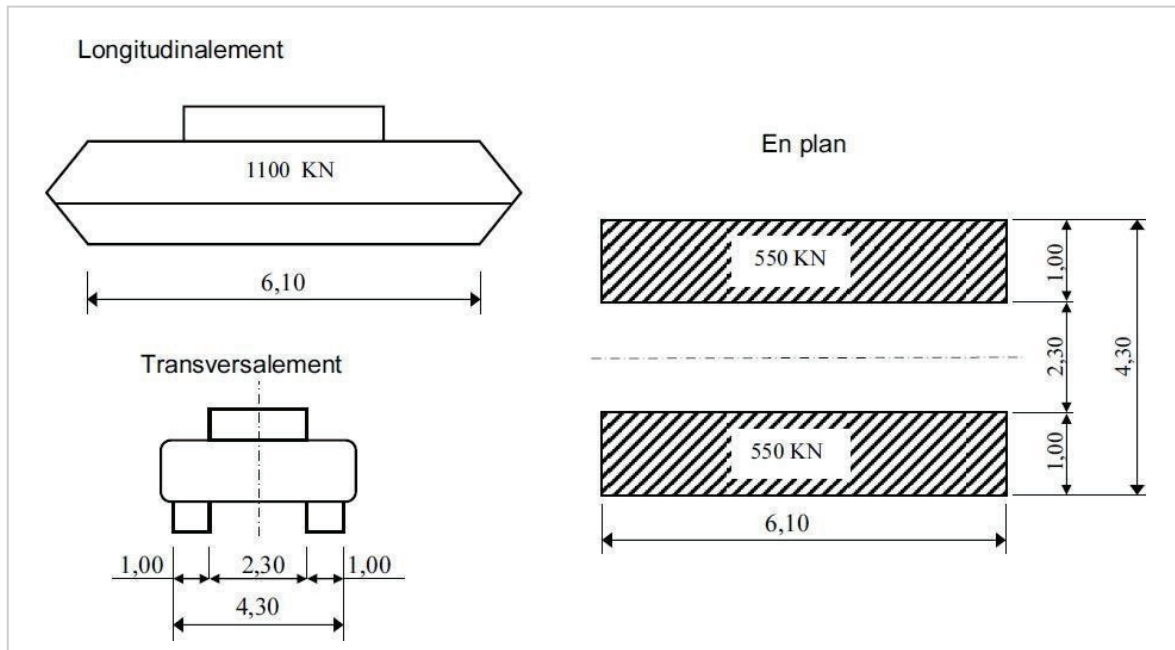


Figure V. 6 Convoi de charge Mc 120.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité mais la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30.50m

V.5.2.5 Charge exceptionnelle D240 :

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t/m.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).

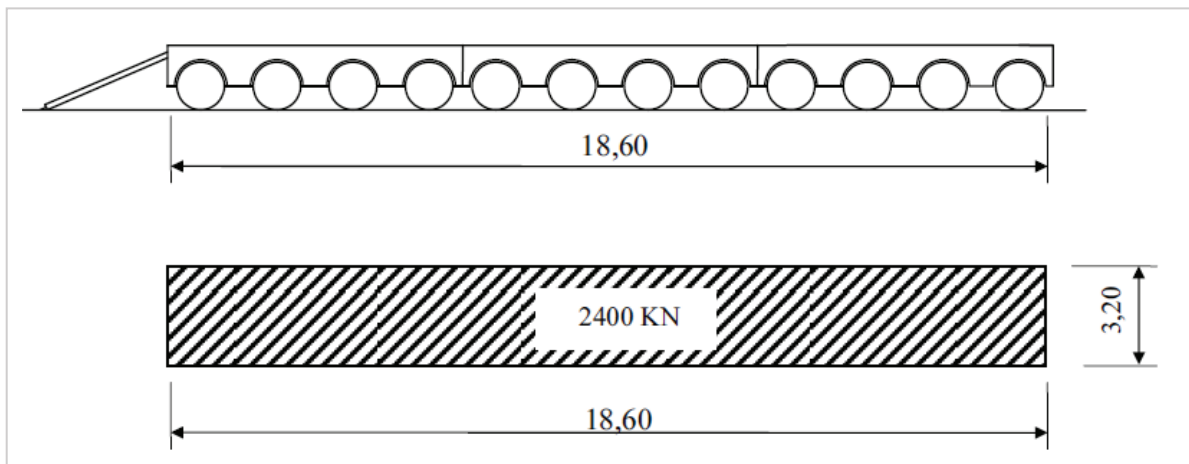


Figure V. 7 Convoi exceptionnel D240.

V.5.3.1 Coefficient de majoration dynamique :

Les Systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Remarque : Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier.

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

Avec :

- L : la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _c	36	9900.6	1710	1,074
B _t			768	1,060
Mc120			1100	1,065

Tableau V. 19 Les valeurs de δ .

V.5.3.2 Efforts de freinage :

Les systèmes de charge A et Bc développent des réactions de freinage, ces réactions s'exercent sur la surface de la chaussée.

❖ Système de charge Bc :

B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

$$F_{BC} = 300 \text{ KN}$$

❖ Système de charge A :

L'effort de freinage correspondant à la charge A

$$F = \frac{A \times S}{20 = 0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

S : est la surface chargée en (m²).

N des voies	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)
1	108,00	11,43	60,59
2	216,00	11,43	118,98
3	324,00	10,32	157,75

Tableau V. 20 L'effort de freinage de système A.

VEREFICATION PAR MODELISATION

ENSTP 2022/2023

VI.6 MODELISATION :

La modélisation est une partie plus importante dans l'étude d'une structure, quelle que soit la complexité du modèle elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec treize (13) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (huit 8) poutres sont modélisées par des éléments barres travail en flexion avec une dalle considéré comme étant un élément panneau maillée à la base d'éléments finis).

Les charges et leurs distributions transversale ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR de façon à obtenir des sollicitations maximales.

La modélisation d'un ouvrage passe par les étapes principaux suivantes :

- La définition des lignes de constructions.
- La définition des différents éléments de l'ouvrage et leurs matériaux.
- La définition des conditions d'appui.
- La définition des cas de charge et les différentes combinaisons.
- Les résultats de calcul.

VI.6.1 MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

VI.6.1.1 Les poutres et l'hourdis

Pour la modélisation de la poutre on a utilisé l'élément « barre », et on a décomposé la barre en trois pour affecter les sections de la poutre (section d'about, section intermédiaire, et la section à mi-travées).

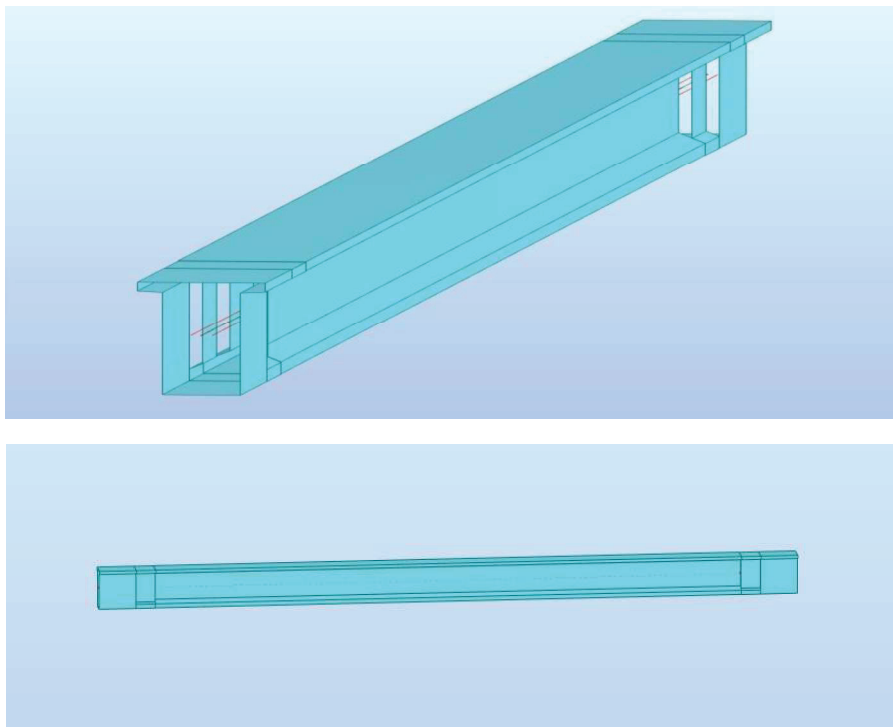


Figure VI.1 Modélisation de la poutre.

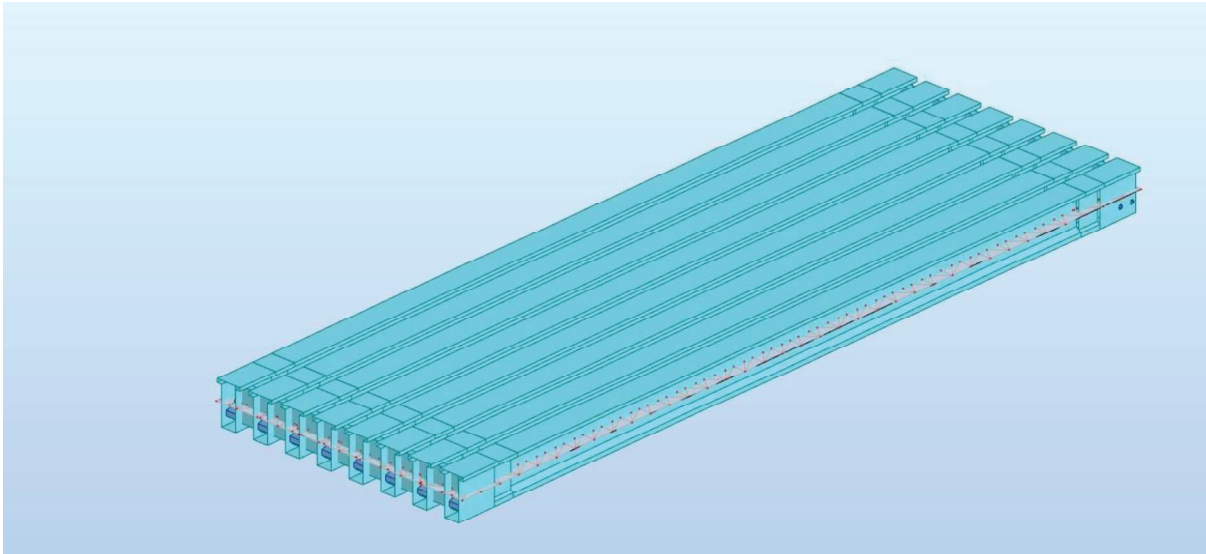


Figure VI.2 Modèle de calcul pont à poutre.

VI.2.2.2. L'hourdis

Pour la modélisation de la dalle on a utilisé l'élément "panneau". Avec le maillage "1m×1m".

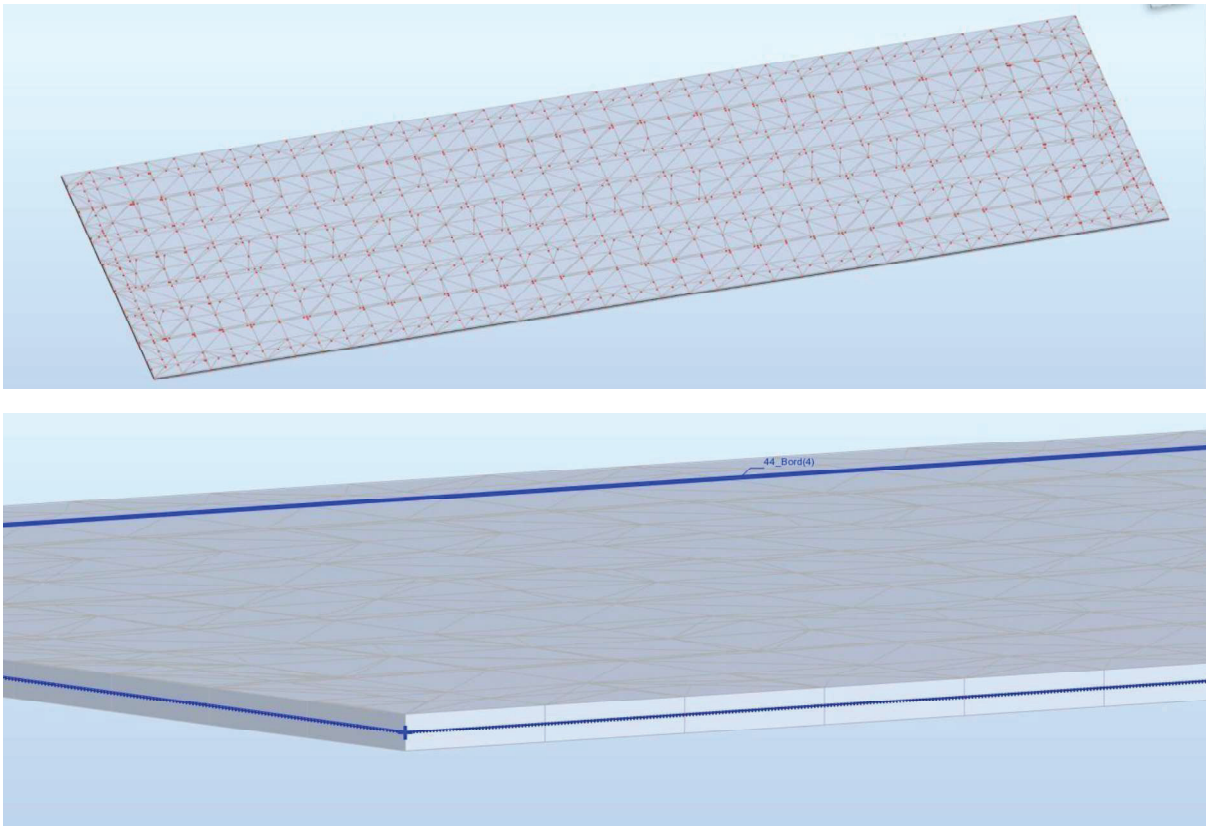


Figure VI.3 Modélisation de l'hourdis.

VI.2.2.3. Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis double.
- Appuis simples.

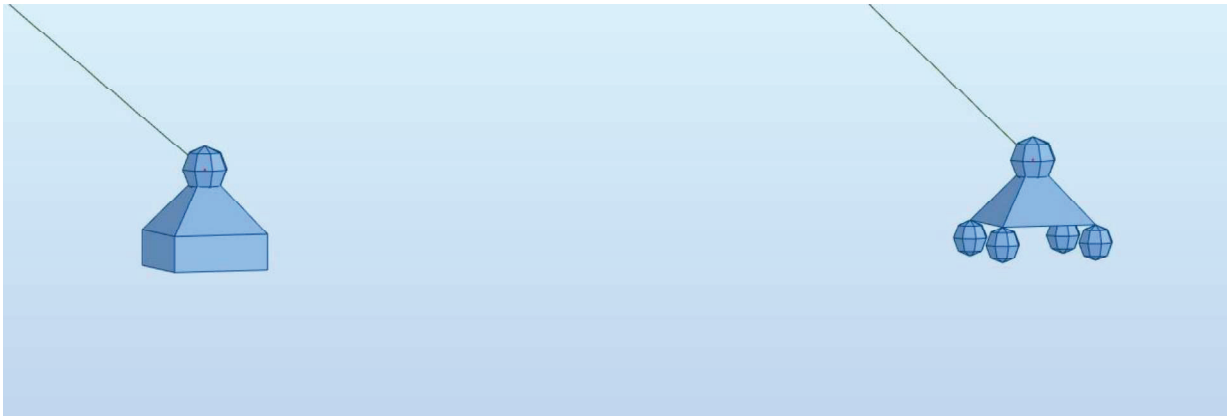


Figure VI.4 Modélisation des appuis.

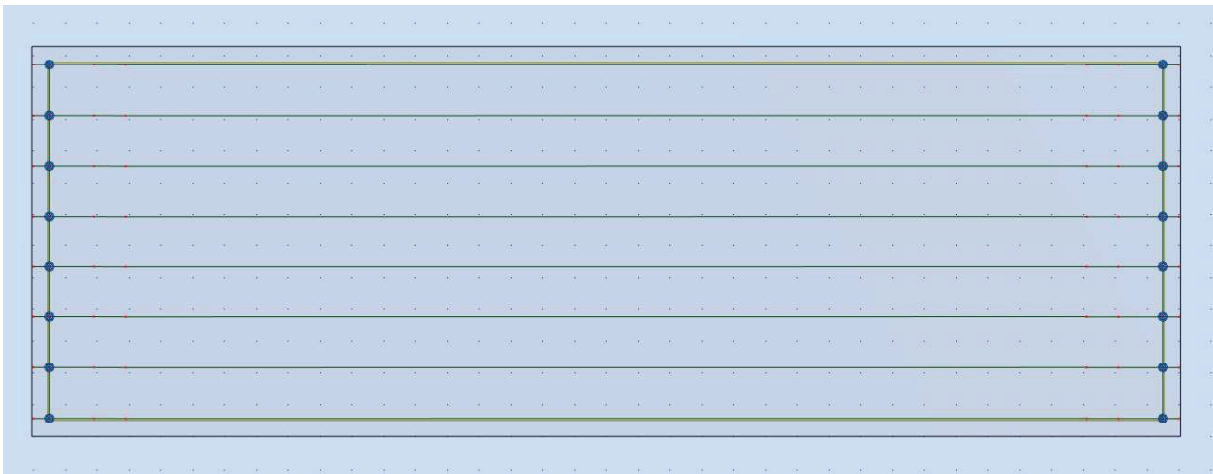


Figure VI.5 Modélisation l'ouvrage.

VI.3. DEFINITION DE CHARGES

Les charges appliquées à l’ouvrage sont définies dans le tableau V.1 :

Nom	Type	Description
PP	Charges permanentes	Poids propre des poutres
Dalle		Poids propre du béton de la dalle
Corniche + Bordures		Poids des corniches et bordures
Revêtement		Poids propre de couche de roulement
Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité
T	Charges températures	La variation de température
$\Delta\theta$		Gradient thermique
A(l)	Charges d’exploitations Statiques	Charge statique du trafic A(l)
B_c	Charges d'exploitations Mobiles	Charge mobile - Camion
B_t		Charge mobile - Tandem
M_{C120}		Charge mobile - militaire
D_{240}		Charge mobile - Exceptionnelle

Tableau VI.1 Définition de charges.

Pour la détermination les sollicitations maximum (M, N, T), on prend en considération les combinaisons d’actions :

Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELU 1	1.35	1.6	/	/	/	/
ELU 2	1.35	/	1.6	/	/	/
ELU 3	1.35	/	/	1.6	/	/
ELU 4	1.35	/	/	/	1.35	/
ELU 5	1.35	/	/	/	/	1.35

Tableau VI. 2 Combinaisons des charges à l’ELU.

Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELS 1	1	1.2	/	/	/	/
ELS 2	1	/	1.2	/	/	/
ELS3	1	/	/	1.2	/	/
ELS 4	1	/	/	/	1	/
ELS 5	1	/	/	/	/	1

Tableau VI. 3 Combinaisons des charges à l’ELU.

VI.4.LES COMBINAISONS DE CHARGES

- A l'état limite de services « combinaison rare »
- A l'état limite ultime « combinaison fondamentale » :

Les combinaisons	<i>ELU (Fondamentale)</i>	<i>ELS (Rare)</i>
<i>G</i>	$1.35(CP + CCP)$	$CP + CCP$
<i>AL1</i>	$1.35 G + 1.6 A(L)1 + 1.6 ST$	$G + 1.2 A(L)1 + ST$
<i>AL2</i>	$1.35 G + 1.6 A(L)2 + 1.6 ST$	$G + 1.2 A(L)2 + ST$
<i>AL3</i>	$1.35 G + 1.6 A(L)3 + 1.6 ST$	$G + 1.2 A(L)3 + ST$
<i>BC1V</i>	$1.35 G + 1.6 BC1 + 1.6 ST$	$G + 1.2 BC1 + ST$
<i>BC2V</i>	$1.35 G + 1.6 BC2 + 1.6 ST$	$G + 1.2 BC2 + ST$
<i>BC3V</i>	$1.35 G + 1.6 BC3 + 1.6 ST$	$G + 1.2 BC3 + ST$
<i>BT1V</i>	$1.35 G + 1.6 BT1 + 1.6 ST$	$G + 1.2 BT1 + ST$
<i>BT2V</i>	$1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST$	$G + 1.2 BT2 + ST$
<i>MC120</i>	$1.35 G + 1.35 Mc120$	$G + Mc120$
<i>D240</i>	$1.35 G + 1.35 D240$	$G + D240$

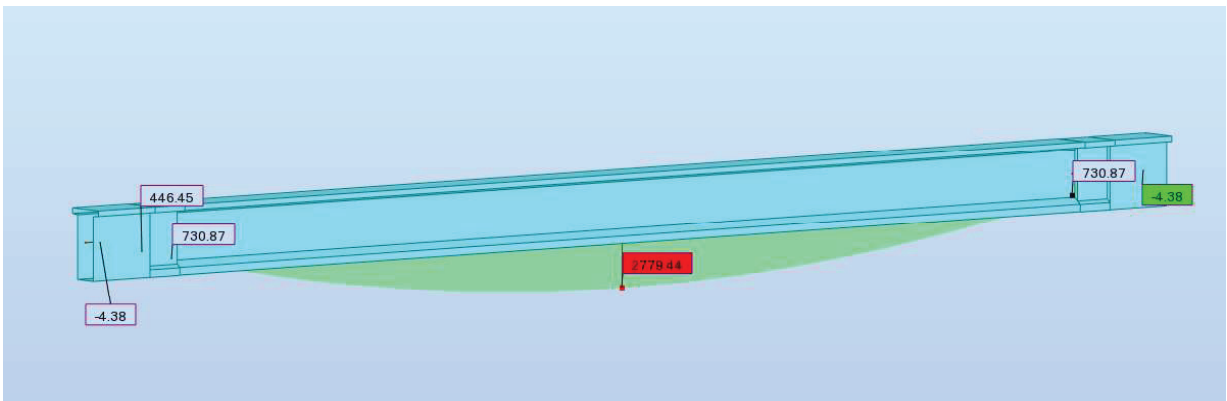
Tableau VI.4 Les combinaisons de charges a E.L.U et E. L.S

VI.6.1 Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Les résultats sont donnés en KN.m pour les moments et en KN pour les forces.

L'étude de ce type d'ouvrage, impose la modélisation de tablier entièrement (13 travées), mais on a étudié qu'une seule travée dans la suite de travail.



Figures VI. 6 Moment de poids propre de la Poutre

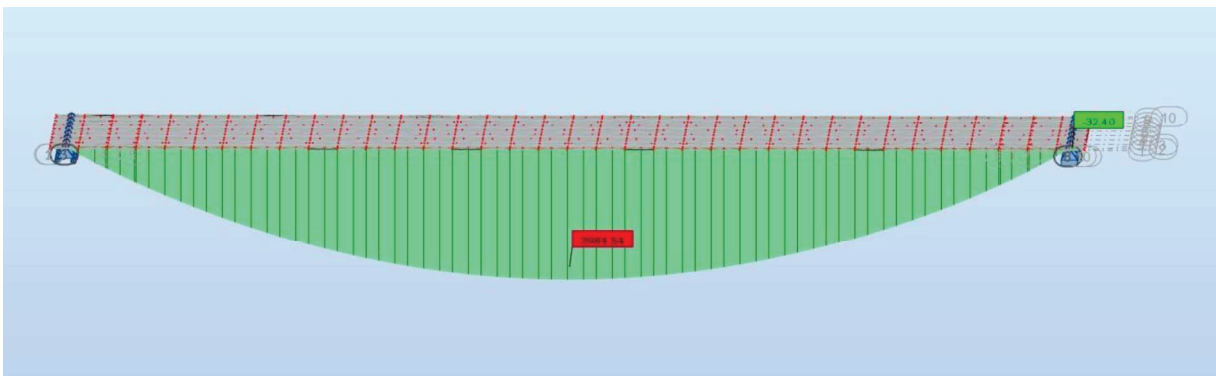


Figure VI.7 Moment de Poutres +dalle.

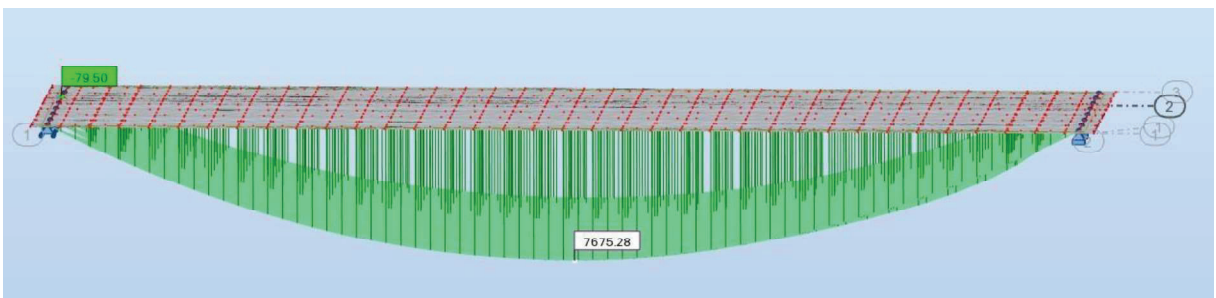


Figure VI.8 Moment de l'E.L.S max.

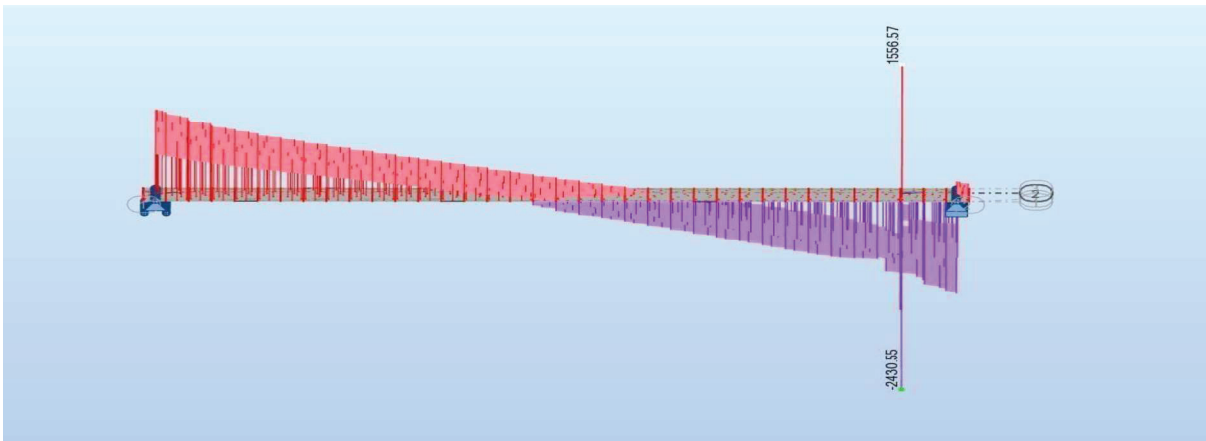


Figure VI. 9 Effort tranchant maximal à l'ELS.

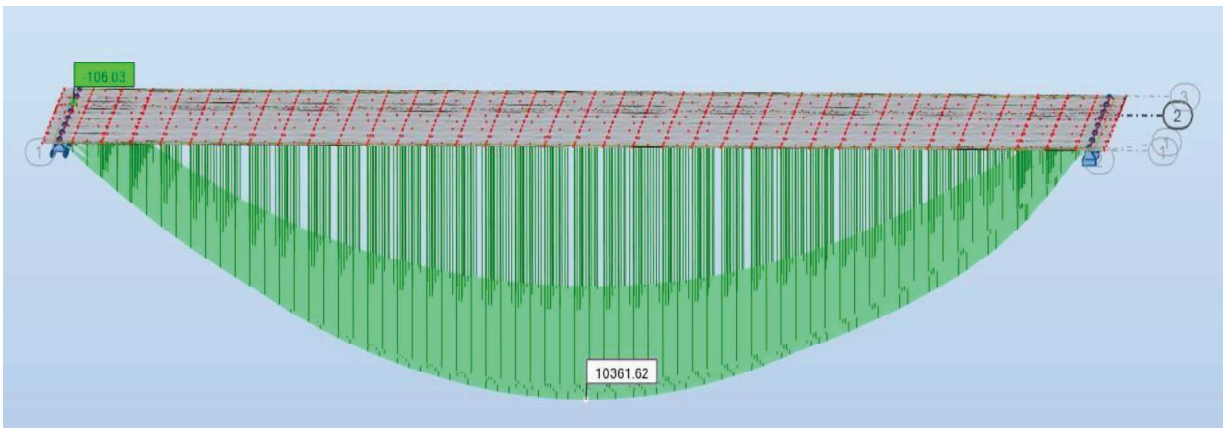


Figure VI. 10 Moment maximal à l'ELU.

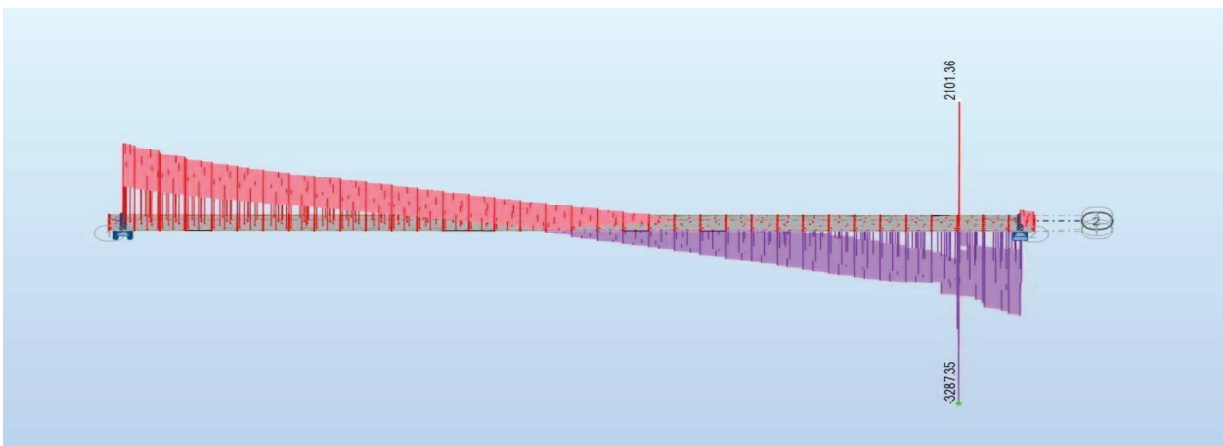


Figure VI. 11 Effort tranchant maximal à l'ELU.

VI.7 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction. En 1928, Eugène Freyssinet a eu une idée géniale qui a révolutionné le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression, Il venait d'inventer le béton précontraint.

Dans ce chapitre nous allons faire une étude approfondie de la précontrainte.

VII.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :

La précontrainte a pour objectif, d'éliminer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. En imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

VII.3. PROCEDES DE PRECONTRAINTES :

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend généralement les éléments suivants :

- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Ancrage passif, situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les accessoires (les gaines, les tubes d'injection...).
- Matériels de mise en tension : vérins, pompe d'injection, pompe d'alimentation...etc.
- L'armature de précontrainte.

Les principaux modes de la précontrainte utilisés sont :

- Par post-tension : La mise en tension du câble n'est effectuée qu'après que le béton ait été coulé et ait suffisamment durci pour pouvoir résister à l'effort P.
- Par pré-tension : consiste à tendre tout d'abord les armatures entre deux culées fixes, on coule ensuite, tout autour d'elles et à leur contact direct, le béton de la pièce. Quand ce béton a suffisamment durci, on relâche la tension dans les armatures.

VII.3.1 Procédé par post tension

Les principales étapes sont les suivantes :

- Coulage de l'élément avec réservation à l'aide des gaines ou tubes.
- Introduction des câbles dans les gaines ou tubes.
- Une fois le béton durci, on réalise la mise en tension des câbles par l'intermédiaire de vérin.
- Une fois la tension voulue est atteinte, on bloque les câbles par un système d'ancrage approprié.

- Injection d'un coulis de ciment dans les gaines (par pression).

VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+dalle	Poutre seule	Poutre+dalle
$B (m^2)$	1,402	1,751	0,719	1,068
$V' (m)$	0,995	1,197	0,991	1,325
$V (m)$	0,905	0,703	0,909	0,575
$I_G (m^4)$	0,449	0,746	0,333	0,579
i^2	0,320	0,426	0,463	0,542
ρ	0,356	0,506	0,514	0,712

Tableau VII.1 : les caractéristiques géométriques des sections nettes.

Avec :

- B : l'aire de la section.
- V' et V : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité ($v' + v = h$).
- I_G : le moment d'inertie.
- ρ : le rendement géométrique. $\rho = I/(B \times v' \times v)$

V.4.1 Valeur minimale de la précontrainte :

Pour une section de classe II est donnée par : $P_{min} = \max (PI ; PII)$ tel que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{V'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{V} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \quad ; \quad P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{V'} \overline{\sigma_{bt2}}}{V' + \rho \times h - d'}$$

Résultats Logiciel			
M_{gp}	Moment du au poids propre d'une poutre seule	2,779	$MN.m$
M_M	Valeur maximale de moment	7,675	$MN.m$
M_m	Valeur minimale de moment	5,412	$MN.m$
V_M	Valeur maximale de l'effort tranchant	1,556	MN
V_m	Valeur minimale de l'effort tranchant	0,945	MN

Tableau VII.2 : Résultats de logiciel

Avec :

- $\sigma_{bt1} = -1.5 \times ft28 = -4,05 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bt2} = -ft28 = -2,7 \text{ MPa}$.
- $d' = 0,1 \times h$ (poutre + dalle) = $0,1 \times 2,12 = 0,212 \text{ m}$.

Application Numérique :

$$P_I = 1.67 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 5.04 \text{ MN}$$

$P_I < P_{II} \rightarrow$ section sur-critique.

$$P_{\min} = \max(1.67; 5.04) = 5,04 \text{ MN}$$

VII.4.2 Détermination nombre de câble :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

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

- ΔP_0 : pertes de tension estimées à 25%.
- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

Tm	D	S	Fpk	M	Fp0.1%	F0	T0
Mpa	mm	mm ²	KN	Kg/m	KN	KN	N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

Tableau VII.3 : Caractéristiques des câbles.

Classe de résistance (MPa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		15.3	15.7	12.5	12.9	15.3	15.7
Nombre de torons	1	196	211	137	148	206	221
	2	392	421	274	295	412	443
	3	589	632	410	443	618	664
	4	785	842	547	590	824	886
	5	981	1053	684	738	1031	1107
	6	1177	1264	821	886	1237	1328
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993
	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657

Tableau VII.4: Caractéristiques des câbles.

$$P_0 = \min ((0.8f_{prg} * A_p) ; 0.9f_{peg} * A_p)$$

Application Numérique :

$$f_{prg} = 1\,770 \text{ MPa} ; f_{peg} = 1\,593 \text{ MPa} ; S = 1\,680 \text{ mm}^2$$

$$\min (2,378; 2,408) = 2,378 \text{ MN.}$$

On prend $P_0 = 2,354 \text{ MN.}$

$$N \geq \frac{5,04}{2,345(1-25\%)} = 2,86$$

→ Donc on opte pour : **n = 3 câbles de 12T15, classe 1 770.**

VII.4.3. Vérification des contraintes :

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1 :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 10 %.
- **Phase 2 :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.
- **Phase 3 :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4 :** en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

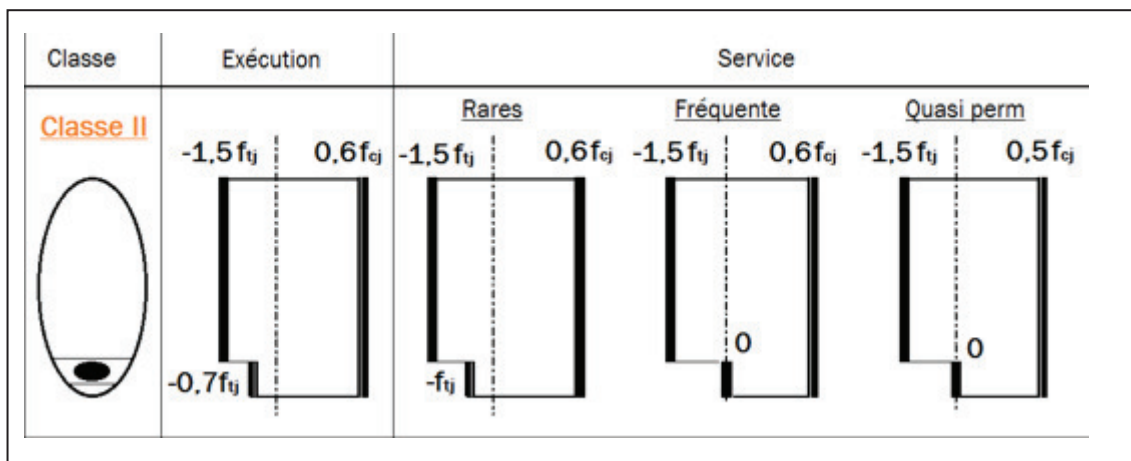


Figure VII.1:Vérification de la contrainte.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
$f_{cj}(MPa)$	23,18	35	35	35
$\sigma_{bc}(MPa)$	13,91	21	21	21
$\sigma_{bt1}(MPa)$	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
$\sigma_{bt2}(MPa)$	-1,39	-1,89	-1,89	-2,7
$\Delta P\%$	5	10	15	25
$B(m^2)$	0,72	0,72	1,07	1,07
$I(m^4)$	0,333	0,333	0,579	0,579
$V(m)$	0,909	0,909	0,575	0,575
$V'(m)$	0,991	0,991	1,325	1,325
$M(KN.m)$	2,78	2,78	3,98	7,68
$e_0 = V' - d'$	0,78	0,78	1,11	1,11
$P(MN)$	3,35	6,36	6	5,3
$\sigma_{sup}(MPa)$	5,12	2,90	2,94	6,75
$\sigma_{inf}(MPa)$	4,18	15,32	11,79	0,89

Tableau VII.5 : Résultats de vérification des contraintes.

Les contraintes sont préalablement bien vérifiées pour les 4 phases.

V.4.5. Position de câble :

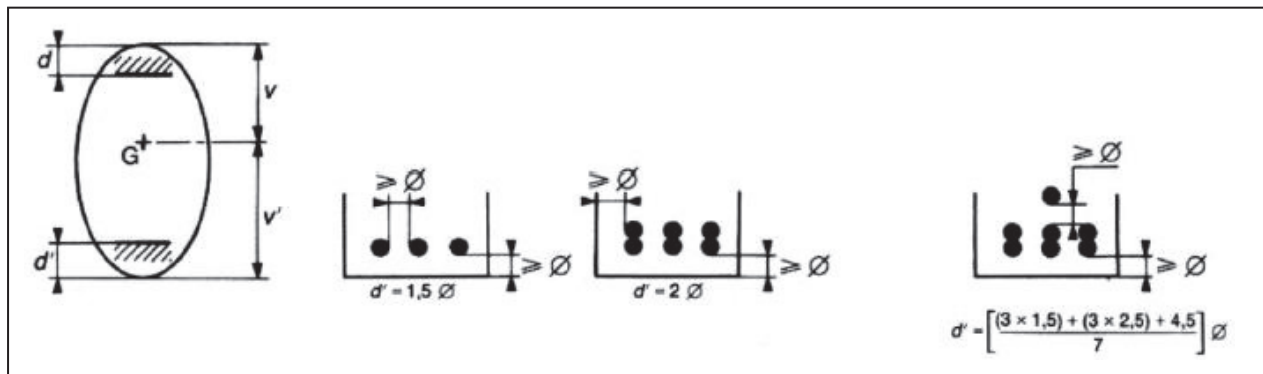


Figure VII.2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- $\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{gaine} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$
- $\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{gaine} + \phi_{gaine} = 2.5 \times \phi_{gaine} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$
- $\phi_3 \geq 3 \times \phi_{gaine} + 1.5 \times \phi_{gaine} = 4.5 \times \phi_{gaine} = 0.36 \text{ m.}$

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par L'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$. Dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow a = 369.50 \text{ mm.}$$

$$X \geq 0.85 \times a \rightarrow X \geq 314.07 \text{ mm} \rightarrow X = 350 \text{ mm.}$$

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le CDG de la section d'about.

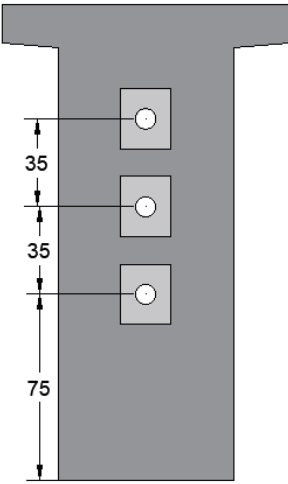
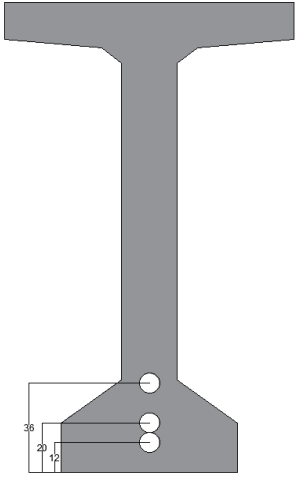
Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	0,74		0,12	
C2	1,09		0,20	
C3	1,44		0,36	

Tableau VII.6 : Position des câbles.

V.4.6. Tracé des câbles :

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

❖ **Angle de relevage α** : un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage. Cet alignement est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

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

Avec :

\bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

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

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{Gaine}$

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times 0.5\Phi$

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

b_n	0,62	m
B_n	1,74	m^2
P	5,30	MN
σ_x	3,05	MPa
$\bar{\tau}$	2,49	MPa
\bar{V}	2,62	MPa

Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

On opte pour :

$$-11,60 \leq \alpha \leq 42,32$$

❖ **Rayon de courbure** : On admet qu'il est égal à : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

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

l : est la longueur de la parabole ($l = 34 \text{ m}$).

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

Résultats :

Câble	$\alpha(^{\circ})$	$Y_i \text{ (m)}$			$f \text{ (m)}$	$R \text{ (m)}$	$\beta \text{ (rad)}$
		$X=0\text{m}$	$X=1\text{m}$	$X=18\text{m}$			
C1	3,52	0,75	0,70	0,12	0,63	229,37	0,074
C2	5,27	1,1	1,02	0,2	0,90	160,56	0,106
C3	7,02	1,45	1,34	0,36	1,09	132,57	0,128

Tableau VII.8 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

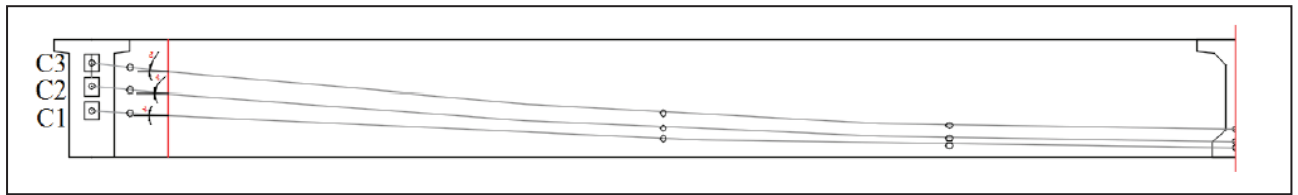


Figure VII.3 Tracé des câbles.

VII.4.6. Evaluation des pertes de la précontrainte :

On désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

- Les pertes instantanées :
 - Pertes dues au frottement.
 - Pertes dues au recul à l'ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes différées :
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues au fluage.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers.

VII.4.6.1. Les pertes de tension instantanées :

VII.4.6.1.1. Pertes par frottements :

$$\Delta\sigma f = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha - \varphi x)})$$

α : L'angle de relevage du câble en rad.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,18/\text{rad}$. (ALGA).

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$. (ALGA).

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

	$\beta(\text{rad})$	$f\beta + \varphi X$	$\Delta\sigma_{\varphi}(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}(l/4)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}(3l/8)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}(l/2)$ (MPa)
C1	0,074	0,049	18,77	43,69	55,99	68,17
C2	0,106	0,055	26,73	51,51	63,74	75,86
C3	0,128	0,059	32,31	56,99	69,17	81,24
Moyenne	X	X	25,94	50,73	62,97	75,09
Pourcentage	X	X	1,83%	3,58%	4,45%	5,30%

Tableau VII. 9 Les résultats de calcul des pertes par frottements.

VII.4.6.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times K(d - x) \quad \text{Avec} \quad k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$$

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

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm

$E_p = 190000$ MPa.

$\sigma_{p0} = 1416$ MPa.

N° câble	$l(m)$	$K(m^{-1})$	$d(m)$	$\Delta\sigma_g(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(l/4)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(3l/8)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(l/2)$ (MPa)
C1	18	0,0027	17,14	133,04	61,19	24,66	0
C2	18	0,0031	16,22	140,54	58,11	17,99	0
C3	18	0,0033	15,66	145,58	55,34	12,94	0
Moyenne	X	X	X	139,72	58,21	18,53	0
Pourcentage	X	X	X	9,80 %	4,11 %	1,31 %	0 %

Tableau VII. 10 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.

VII.4.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

Donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_a = \frac{Ea}{2EI} \sigma_{bj}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

Désignation	Valeur
	X=L/2
$P = n_{cable} \times P_0 (MN) \times (1 - \Delta P\%)$	6,68
$B(m^2)$	0,72
$e = V' - \text{moy}(e_i) (m)$	0,76
$M_p (MN.m)$	2,78
σ_{bi}	14,67
$\Delta\sigma_e$	38,73
$\Delta\sigma_e \%$	2,74%

Tableau VII. 11 Les résultats de calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton.

VII.6.2 Les pertes de tension différées :

VII.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r \approx \varepsilon_r \times E_P$$

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}; E_P = 190\,000 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} = 2.68 \%$$

VII.6.2.2 Perte par fluage :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b(X) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Désignation	Valeur
	X=L/2
$P = n_{cable} \times P_0(MN) \times (1 - \Delta P\%)$	5,30
$B(m^2)$	1,068
$e = V' - \text{moy}(e_i) (m)$	1,10
$M_p(MN.m)$	5,41
σ_{bi}	5,73
$\Delta\sigma_{fl}$	75,62
$\Delta\sigma_{fl} \%$	5,34 %

Tableau VII. 12 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

VII.6.2.3 Perte par relaxation :

$$\Delta\sigma_{rel} = \left(\frac{6}{100}\right) \rho_{1000} \left[\left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}}\right) - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi(x)}$$

μ_0 Coefficient égale à : 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

$\rho_{1000} = 8\%$ pour les aciers RN.

Désignation	Valeur
	X=L/2
$\Delta\sigma_{rel}$	59,71
Pourcentage %	4,22%

Tableau VII. 13 Les résultats de calcul des pertes par relaxation

Pour les pertes totales on prend les résultats au point X=L/2 :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

$$\Delta\sigma_{Diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 75,09 + 0 + 38,73 = 113,82 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 57 + 75,62 + \frac{5}{6} 59,71 = 182,38 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 296,20 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 20,92 \%$$

Le pourcentage des pertes calculés (20.92%) est bien inférieur à celui estimé au préalable (25%). Donc pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 20,92 \%$.

VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS :

	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)	1,90	2,12	1,90	2,12	1,90	2,12	1,90	2,12
B_{nette} (m²)	1,387	1,737	0,704	1,053	0,704	1,053	0,704	1,054
V_n(m)	0,906	0,921	0,897	0,783	0,893	0,780	0,892	0,780
V'_n(m)	0,994	1,199	1,003	1,337	1,007	1,339	1,008	1,341
I_{nG}(m⁴)	0,450	0,731	0,331	0,569	0,326	0,564	0,328	0,562
ρ(%)	36,03	38,14	52,28	51,59	51,53	51,23	51,88	51,06

Tableau VII. 14 Caractéristiques des sections.

Les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 encadrant la valeur probable Pm avec :

$$- P_1 = 1,02P_0 - 0,8\Delta P$$

$$- P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P$$

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
σ_{bc}(MPa)	13,91	21	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt1}(MPa)	-2,99	-4,05	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt2}(MPa)	-1,39	-1,89	Exécution
σ_{bt2}(MPa)	-1,99	-2,7	Q. Rares

Tableau VII. 15 Contraintes admissibles.

VII.7.1 Effort de précontrainte :

	d_1	d_2	d_3	d_{moy}
X=0,5	0,71	1,05	1,39	1,05
X=L/4	0,28	0,42	0,63	0,44
X=3L/8	0,16	0,26	0,43	0,28
X=L/2	0,12	0,20	0,36	0,23

Tableau VII. 16 position de câble moyen.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0.5}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4,02	3,49	3,29	1,05	0,44	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,04	6,75	6,24	1,05	0,44	0,28	0,23
Phase 3	3	100	10,92	6,59	6,00	1,05	0,44	0,28	0,23
Phase 4	3	100	19,58	6,10	5,26	1,05	0,44	0,28	0,23

Tableau VII. 17 Caractéristique de chaque phase de vérification.

VII.7.2 Justification des contraintes normales :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$$

	Phase 1				Phase 2			
	X=0.5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0.5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)	-0,06	0,56	0,72	0,78	-0,06	0,56	0,72	0,78
M_{Els}	0,00	2,05	2,60	2,78	0,00	2,05	2,60	2,78
$P1$ (MN)	3,49	3,49	3,49	3,49	6,75	6,75	6,75	6,75
$P2$ (MN)	3,29	3,29	3,29	3,29	6,24	6,24	6,24	6,24

σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,55	7,12	7,56	0,00	5,55	7,12	7,56
	σ_{inf}	0,00	-6,21	-6,11	-8,58	0,00	-6,21	-8,03	-8,53
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,91	-0,33	-1,95	-2,45	5,63	-0,65	-3,78	-4,74
	σ_{inf}	2,08	10,87	12,74	13,32	4,03	21,04	24,66	25,77
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,74	-0,31	-1,84	-2,31	5,20	-0,60	-3,50	-4,38
	σ_{inf}	1,97	10,26	12,02	12,56	3,73	19,45	22,80	23,83
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,91	5,22	5,17	5,11	5,63	4,91	3,34	2,82
	σ_{inf}	2,08	4,66	6,63	4,79	4,03	14,83	16,63	17,24
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,74	5,24	5,28	5,25	5,20	4,96	3,63	3,18
	σ_{inf}	1,97	4,04	5,91	4,03	3,73	13,24	14,77	15,29

Tableau VII. 18 : Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.

		Phase 3				Phase 4			
		X=0.5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0.5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0,15	0,89	1,06	1,11	0,15	0,89	1,06	1,11
M_{Els}		0,00	2,93	3,71	3,98	0,00	5,845	7,213	7,68
$P1$ (MN)		6,59	6,59	6,59	6,59	6,10	6,10	6,10	6,10
$P2$ (MN)		6,00	6,00	6,00	6,00	5,26	5,26	5,26	5,26
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,03	5,13	5,52	0,00	8,04	9,97	10,65
	σ_{inf}	0,00	-6,89	-6,11	-8,58	0,00	-6,21	-8,03	-8,53
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,56	-1,85	-3,37	-3,92	2,37	-1,71	-3,12	-3,63
	σ_{inf}	5,40	20,09	22,77	23,75	5,00	18,60	21,08	21,98
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,33	0,59	-0,17	-3,57	4,03	1,12	-0,32	-3,13
	σ_{inf}	4,91	18,29	20,73	21,62	4,31	16,05	18,20	18,97

σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,56	2,18	1,76	1,60	2,37	6,33	6,85	7,02
	σ_{inf}	5,40	13,21	13,96	14,25	5,00	4,86	3,96	3,67
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,33	4,62	4,96	1,95	4,03	9,16	9,66	7,52
	σ_{inf}	4,91	11,40	11,92	12,12	4,31	2,31	1,07	0,66

Tableau VII. 19 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.

VII.8 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ Avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \sin \alpha$$

$$S_n = V' \times B_n$$

B_n : la surface de poutre + dalle à X=0.5m

Câble	P	α	Pcos α	Psin α
C1	1,89	3,52	1,89	0,12
C2	1,89	5,27	1,89	0,17
C3	1,89	7,02	1,89	0,23
Somme	x	x	5,65	0,52

Tableau VII. 20 les composantes de P.

Donc on trouve que $\sigma_x = 3,26$ MPa.

Si $\sigma_x < 0,4 f_{cj}$ on a $\bar{\tau}1 < \bar{\tau}2$ donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}1$

$$\bar{\tau}1 = 2,29 \text{ MPa}$$

$$V_{ser} = 1,56 \text{ MPa} ; \quad V_{red} = 1,03 \text{ MPa} ; \quad S_n = 0,62 \text{ m}^3 ; \quad b_n = 0,62 \text{ m} ; \quad I_n = 0,4 \text{ m}^4$$

$$\tau = 1,41 \text{ MPa}$$

1,41 < 2,29 ; condition vérifiée.

VII.9 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU :

- Vérification des bielles comprimées

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

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{avec } \beta \geq 30^\circ$$

σ_x et σ_y : représenter les contraintes normales au niveau de G.

$$\tau_u = V_{u,red} \times \frac{S_n(y)}{I_n \times b_n} \quad \text{la contrainte tangentielle ultime.}$$

$$V_u = 2,96 \text{ MPa} \quad ; \quad V_{u,red} = 2,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\beta_u = 32,01^\circ, \text{ donc on prend : } \beta_u = 32,01^\circ.$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u = 3,33 \leq \frac{f_{t28}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} ; \text{ les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.}$$

-Vérification de la résistance des armatures transversales :

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

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

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad ; \quad b_n = 0,62 \text{ m} \quad ; \quad \beta_u = 32,01^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2,168 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 0,6 \times \frac{0,62 \times 1,15}{500} = 8,556 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Donc on prend } \frac{A_t}{S_t} \geq 8,556 \text{ cm}^2/\text{m}$$

S_t : L'espacement des armatures tel que : $S_t \leq \text{Min} (1\text{m}; 0.8h; 3b_0) \rightarrow S_t \leq 75 \text{ cm.}$

b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

On retient un cadre **HA10** avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi- travée.

VII.11 FERRAILLAGE DE LA POUTRE :

VII.11.1 Les armatures de la zone tendues :

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre Supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif mécaniquement n'est pas nécessaire, mais nous disposerons quand même une section minimale de 0.1% de la section du béton sur le talon :

$$A_s = 7.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 16$$

VII.11.2 Les armatures de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous :

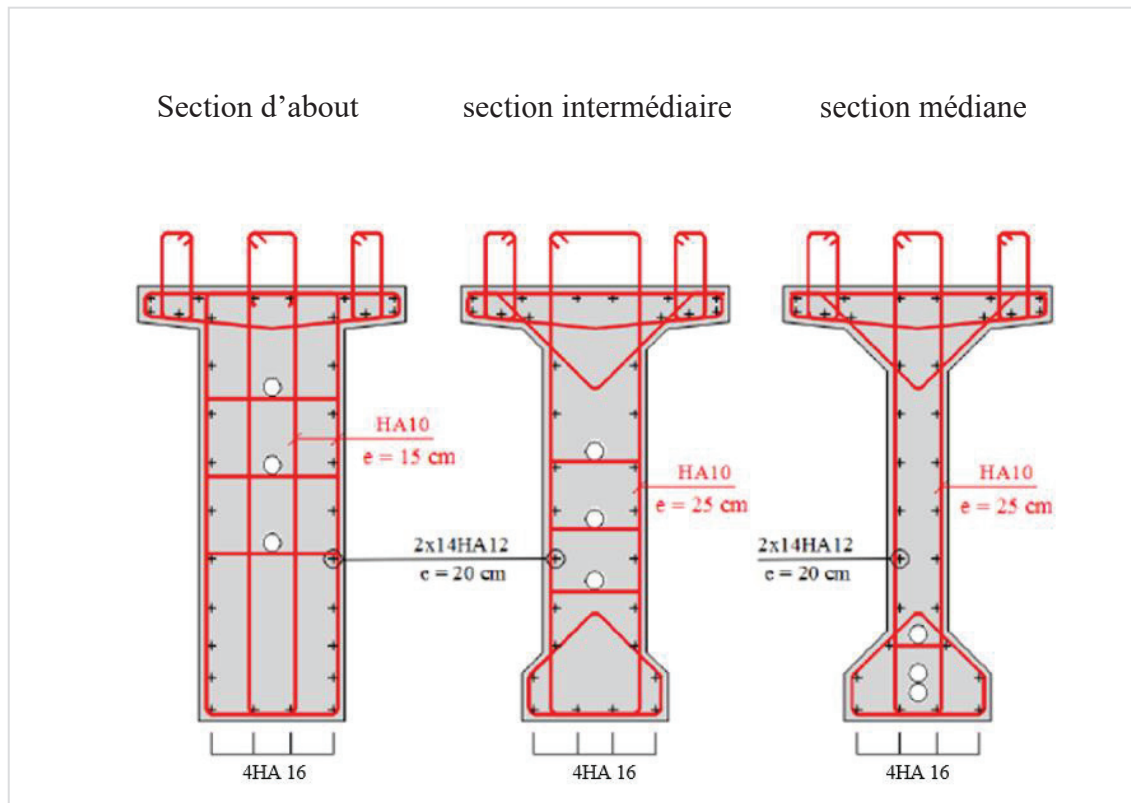


Figure VII.4 Ferrailage de la poutre.

VII.12 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a vu la méthode de dimensionnement de la précontrainte de la poutre ainsi les vérifications nécessaires à faire.

ETUDE DE L'HOURLDIS

VIII.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va faire la vérification de la flèche et l'étude de l'hourdis. Les flèches sont déterminées à partir de modèle de calcul.

VIII.2 Vérification de la flèche :

Une poutre simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations.

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche admissible est de $L/500$, où L 'est la portée de la travée considérée.

Donc : $\frac{L}{500} = \frac{36}{500} = 0.072\text{m}$. la flèche admissible égale à 7.2 cm.

VIII.2.1 Flèche due au poids propre de la poutre :

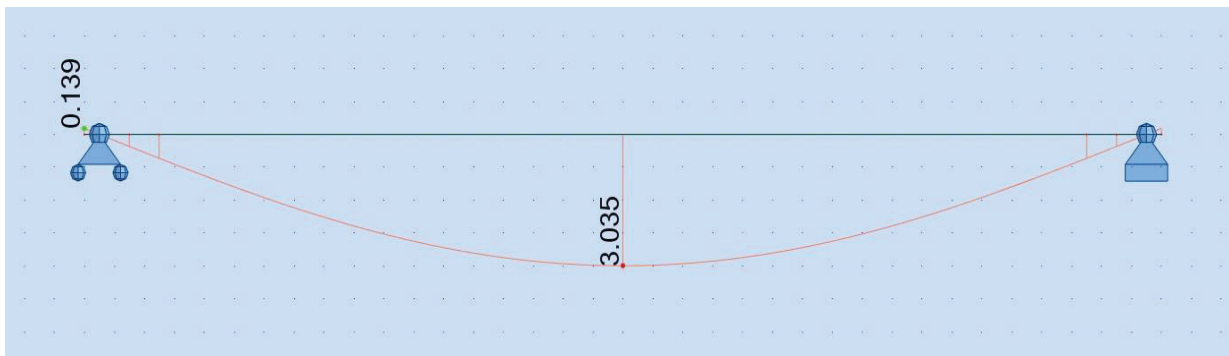


Figure VIII. 1 Flèche due au poids propre.

On constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 3.035 cm.

VIII.2.2 Contre flèche de précontrainte :

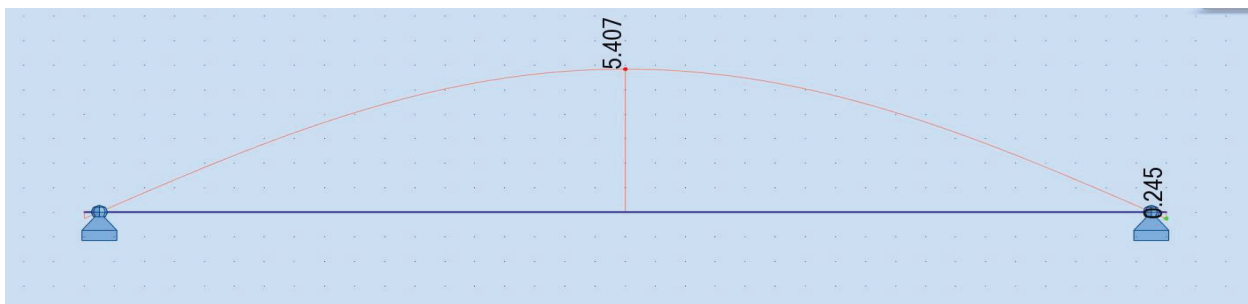


Figure VIII. 2 Contre flèche de précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de Précontraintes est égale à 5.407 cm.

VIII.2.3 Flèche maximale à ELS :

On vérifie la flèche du tablier lorsqu'il est en service :

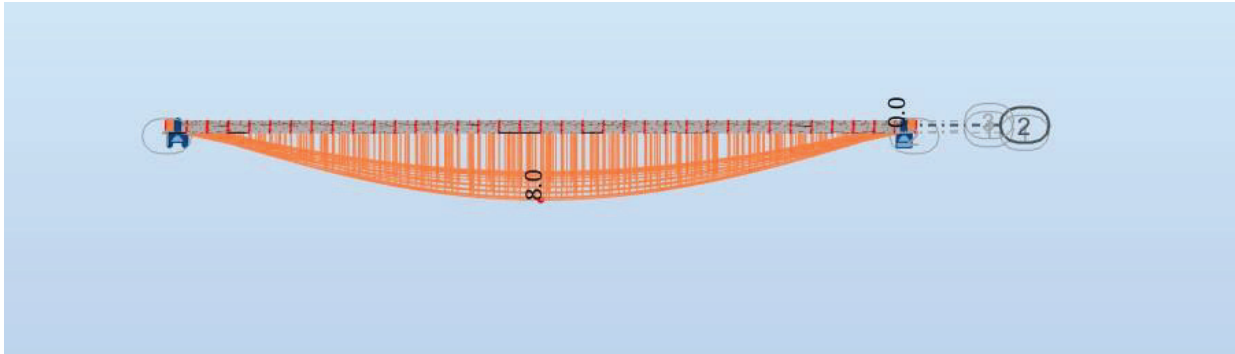


Figure VIII. 3 La flèche maximale du tablier en service.

La flèche maximale à l'ELS égale à 8.0 cm.

VIII.2.4 Flèche totale :

$8 - 5.407 = 2.593 \text{ cm} < 7.2 \text{ cm}$; Condition vérifiée.

VIII.3 ETUDE DE L'HOURLDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, destinée à recevoir le revêtement, les surcharges et à transmettre les charges aux poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

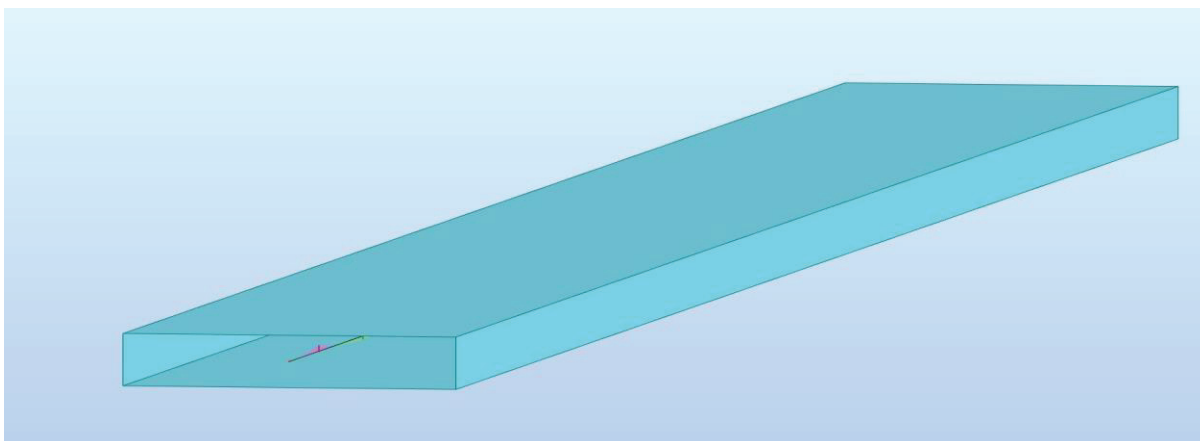
- Une flexion longitudinale : le problème de ferrailage ne se pose pas, la précontrainte des poutres qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale puis on va déterminer les armatures nécessaires pour la dalle.

VIII.3.1 Ferrailage sous la flexion transversale :

VIII.3.1.1 La modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée comme un élément barre de section ($0.22\text{m} \times 12.25\text{m}$) dont la largeur est prise égale à 1m repose sur 8 appuis, Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions déjà définies.



Figures VIII. 4 La modélisation de l'hourdis.

Les résultats combinaisons plus défavorable obtenus à l'ELU et à l'ELS sont donnés ci-dessous :

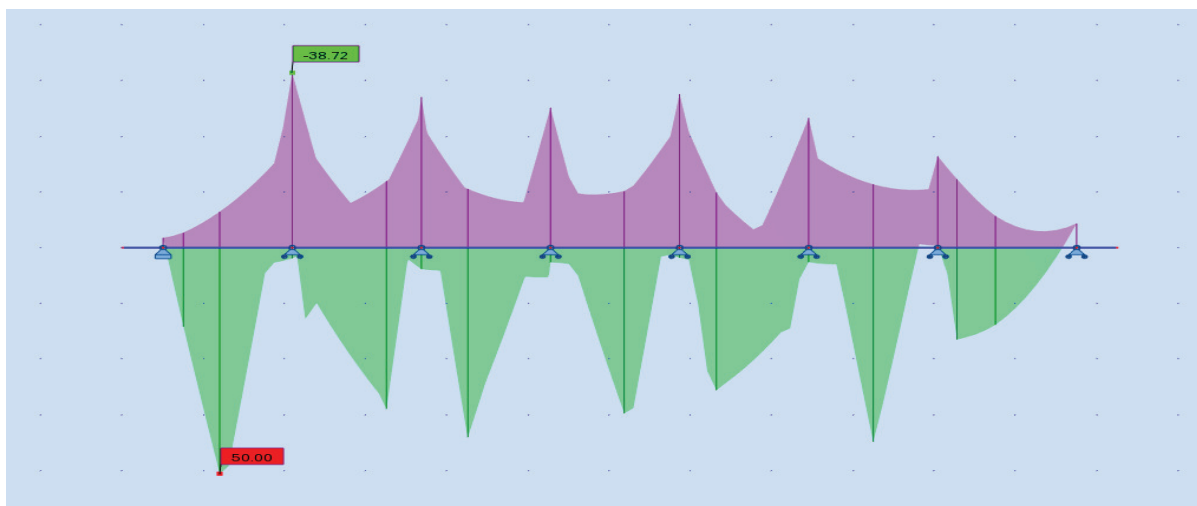


Figure VIII.5 Diagramme des moments max à l'ELU.

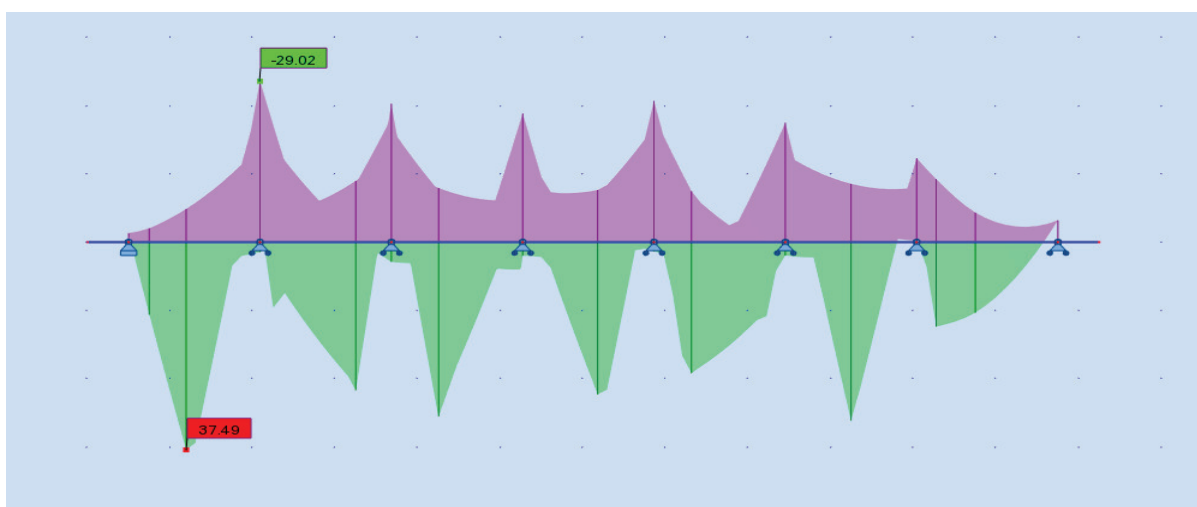


Figure VIII.6 Diagramme des moments max à l'ELS.

VIII.3.1.2 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, elle est ferrillée en flexion simple.

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à L'Annexe. Le ferrailage longitudinal est le tiers de celui de ferrailage transversal, en respectant un ferrailage minimal de 2.43 cm² / ml :

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	8.3	6HA14	20	2.77	4HA10	20
Inférieure	10.9	6HA16	20	3.63	4HA12	20

Tableau VIII.1 Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.

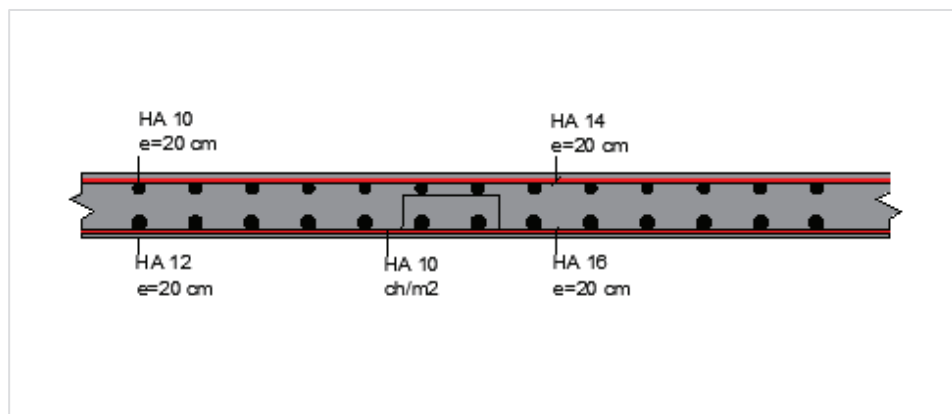


Figure VIII.7 Ferrailage de la dalle (coupe transversale).

VIII.5 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.5.1 Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferrailage des entretoises sera dimensionné. Ces efforts qui dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de ferrailage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (Bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage. Pour cela, et puisque le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

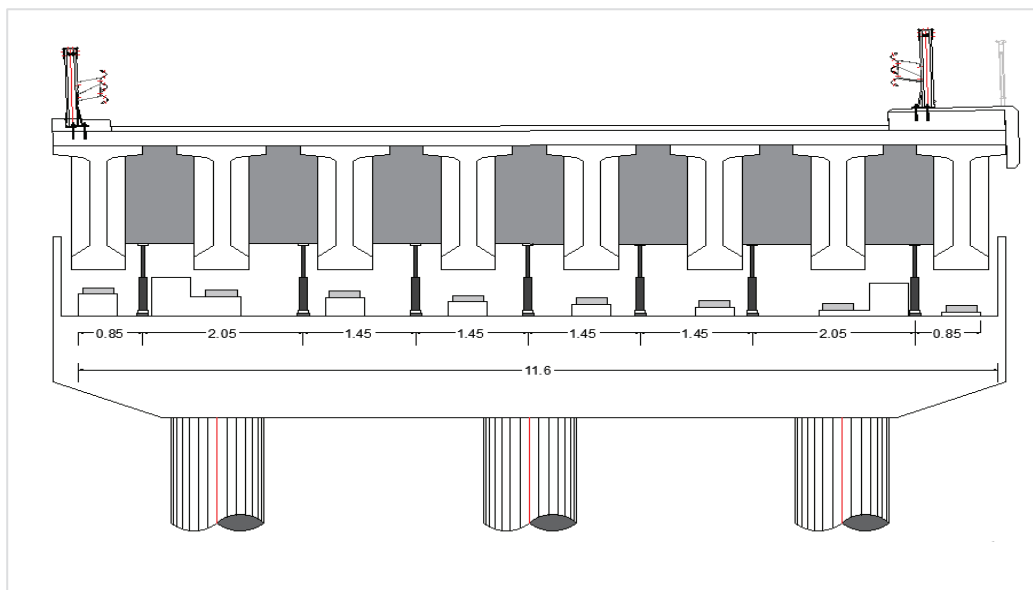


Figure VIII.8 Position des vérins.

VIII.5.2 Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue de 11.6 m de longueur, reposant sur sept appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

$$G = \frac{9900,6}{11,6} = 853,5 \text{ KN/ml.}$$

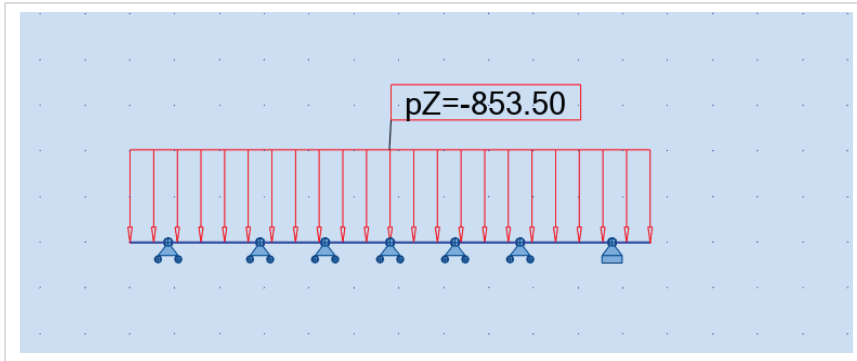


Figure VIII.9 Modèle de calcul.

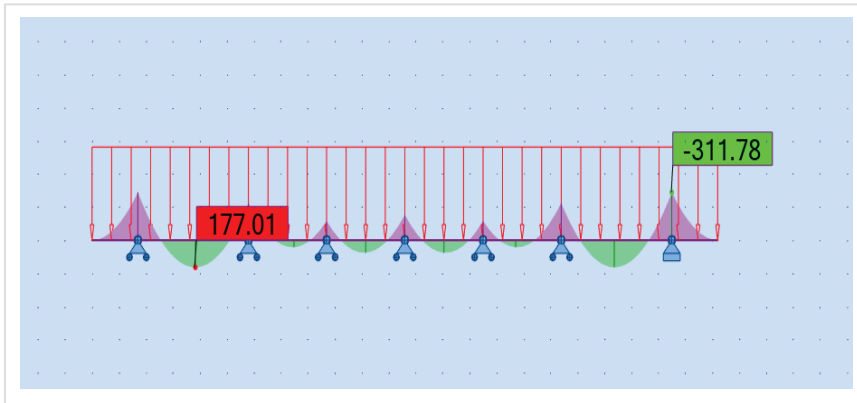


Figure VIII.10 Diagramme des moments sous G à l'ELS.

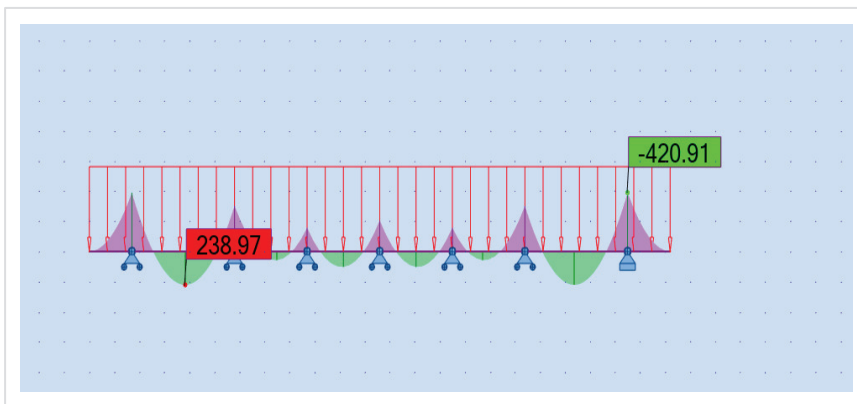


Figure VIII.11 Diagramme des moments sous G à l'ELU.

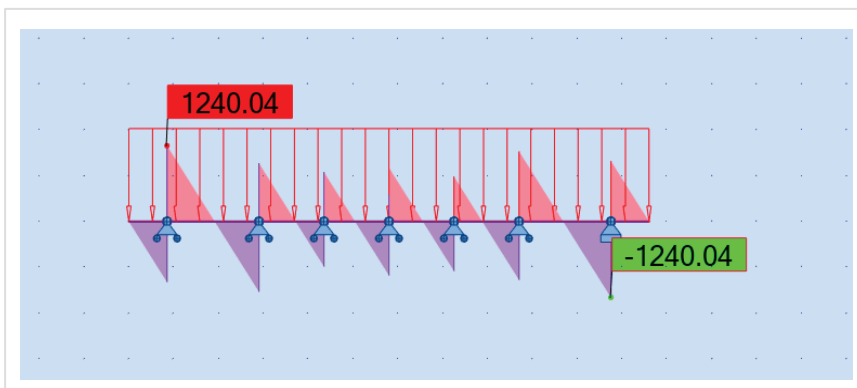


Figure VIII.12 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.

VIII.5.3 Ferrailage de l'entretoise :

Le ferrailage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous et représentés dans la figure ci-contre :

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	12	6 HA 16	10
Longitudinales inférieures	6.6	6 HA 12	10
Armatures transversales	2.26	2 HA 12	11
Armatures de peau	≥ 3 cm ² /ml	HA12	10

Tableau VIII.2 Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise

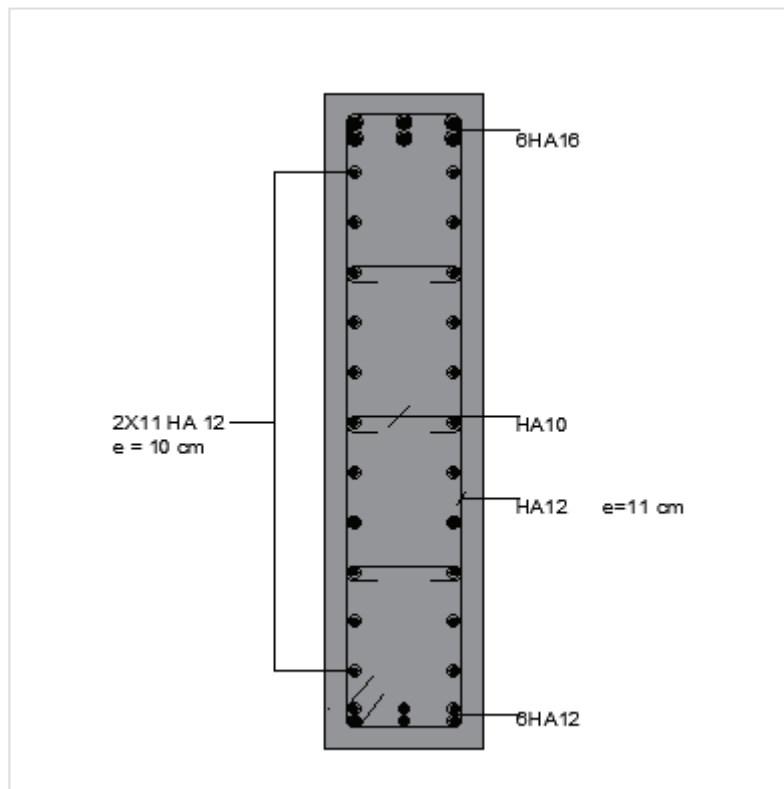


Figure VIII.13 Ferrailage de l'entretoise.

VIII.6 CONCLUSION :

Nous avons vu dans ce chapitre la vérification de la flèche et le ferrailage transversale et Longitudinale de la dalle, en utilisant logiciel ROBOT.

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

ENSTP 2022/2023

IX.1 INTRODUCTION :

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers. Ces équipements permettent un fonctionnement correct de la structure tel que les appareils d'appuis et les joints de chaussées, et rendre la circulation confortable avec la chaussée.

Parmi ces équipements :

- Trottoirs.
- Les bordures et les dispositifs de retenue.
- L'étanchéité.
- Les appareils d'appuis et les joints de chaussée.
- Corniches.

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

IX.2 APPAREIL D'APPUI :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et de permettre des mouvements de rotation ou de translation. Les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Notre choix s'est porté sur appareils d'appuis élastomère fretté Type B : appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé, ils comportent (n+1) frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

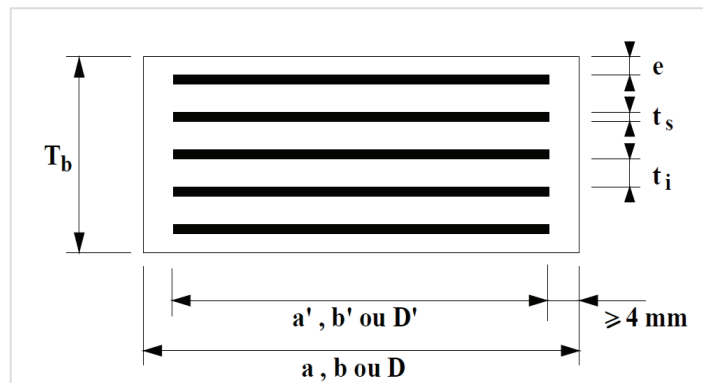


Figure IX.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

Tel que :

- a, b, a', b' : sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- D, D' : sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a, a' : désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.
- T : épaisseur totale de l'élastomère.
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
- e : enrobage.

IX.2.1 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$$

- a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- σ_{max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max} .
- N_{max} : La réaction d'appui à ELU qui est engendrée par $1.35 G + 1.35 D_{240}$.

Application Numérique :

$$N_{max} = 2.96 \text{ MN}$$

$$a \times b \geq 1480 \text{ cm}^2$$

Selon le document SETRA on choisit : $a \times b = 350 \times 450 \text{ mm}^2$

IX.2.2 HAUTEUR NETTE D'ÉLASTOMÈRE

L'épaisseur de l'appareil d'appui T est conditionnée par la condition de non-flambement, avec a est le plus grand coté :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$$

$$45 \text{ mm} \leq T \leq 90 \text{ mm}$$

IX.2.3 DIMENSIONNEMENT DES FRETTE

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{ou} \quad \sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2G(a+b)} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$$

Application numérique :

$G = 0.90MPa$ (selon le guide SETRA).

$\sigma_m = 18.79 MPa$

$\beta = 10.94$

$t = 2.56 mm$

Donc, on prend :

- 4 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10mm$.
- 5 Frettes métalliques de : $t_s = 3mm$.
- Enrobage des chants : 4 mm
- Enrobage extérieur : 2.5 mm
- $T = 4 \times 10 + 2 \times 2.5 = 45mm$ (épaisseur Totale de l'élastomère).
- $Tb = 45 + 5 \times 3 = 60mm$ (Hauteur Totale de l'appareil d'appui).

IX.3 ETUDE SISMIQUE :

RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié, le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une **zone sismique IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **a = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2 (site ferme)**.

Pour l'étude sismique, le règlement R.P.O.A propose deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse mono-modale
- L'analyse spectre de réponse

IX.3.1 Analyse mono-modale spectrale :

Pour l'étude sismique d'un pont, plusieurs méthodes peuvent être analysées, parmi ces méthodes on peut citer la méthode spectrale mono-modale (mode fondamental). Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamentale dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après. Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou d'haubanage), ponts cantilever. Nous allons utiliser cette méthode

pour notre ouvrage, Mais tout d’abord, il faut passer par des conditions a vérifiées pour justifier l’utilisation de cette méthode.

IX.3.1.1 Masse total mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles M_{piles} doit être inférieur à 43 % de la masse du tablier :

$$M_{piles} \leq 0,43 M_{tablier}$$

Tel que : $M_{tablier} = G + \alpha Q$ et $M_{piles} = M_{Chevetre} + M_{fut}$

G : le poids total du tablier.

Q : la charge d’exploitation.

$\alpha = 0 \%$ pour un pont routier Non urbain (R.P.O.A).

$$M_{Chevetre} = S_{chevetre} \times H_{chevetre} \times \gamma_b$$

$$M_{fut} = S_{fut} \times H_{fut} \times \gamma_b$$

Application Numérique :

$$M_{Chevetre} = 25 \times 2,1 \times 1,55 \times 12,25 = 996,84 \text{ KN}$$

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	$M_{fût}$ (KN)	$M_{Chevetre}$ (KN)	M_{piles} (KN)
P1	6,4	1,8	0,52	3	406,944	996,84	18765,72
P2	8,3	1,8	0,52	3	527,7555	996,84	18765,72
P3	9,7	1,8	0,52	3	616,7745	996,84	18765,72
P4	11,6	1,8	0,52	3	737,586	996,84	18765,72
P5	11,6	1,8	0,52	3	737,586	996,84	18765,72
P6	12,7	1,8	0,52	3	807,5295	996,84	18765,72
P7	14,1	1,8	0,52	3	896,5485	996,84	18765,72
P8	12,6	1,8	0,52	3	801,171	996,84	18765,72
P9	6	1,8	0,52	3	381,51	996,84	18765,72
P10	2,6	1,8	0,52	3	165,321	996,84	18765,72
P11	3,6	1,8	0,52	3	228,906	996,84	18765,72
P12	7,8	1,8	0,52	3	495,963	996,84	18765,72

Table IX.1 – Tableau de la masse des piles

$$M_{piles} \leq 0,43 M_{tablier}$$

$$18765,72 \text{ KN} \leq 55486,37 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

IX.3.1.2 Angle de biais :

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

IX.3.1.3 Courbe du pont :

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

IX.3.1.4 Symétries transversales :

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_m - X_R| \leq 5\% L$$

Avec :

X_m : Centre de Masse.

X_R : centre élastique des appuis.

IX.3.1.4.1 Calcule du centre de masse :

Le tablier étant parfaitement symétrique, le centre de masse se situe donc au milieu de tablier :

$$X_m = \frac{469,2}{2} = 234,6 m$$

IX.3.1.4.2 Calcule du centre élastique des appuis :

IX.3.1.4.2.1 Détermination de la raideur longitudinale du système

IX.3.1.4.2.1.1 Raideur de la pile K_{pile}

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide.

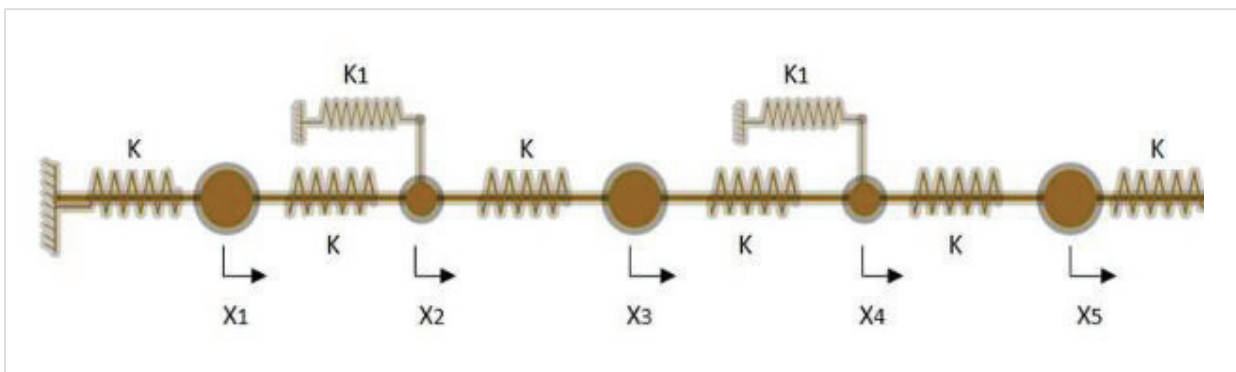


Figure IX. 2 Modèle mathématique du pont dans la direction longitudinale

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{a-appui}}}$$

Raideur des appareils d'appui $K_{a-appui}$:

$$K_{a-appui} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Tel que :

- n : nombre d'appareil d'appui
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 1.2 \text{ MPa}$ en condition sismique.
- a, b : surface en plan de l'appareil d'appui $= 0.35 \times 0.45 \text{ m}$
- e : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui $e = 0.04 \text{ m}$.

Application numérique :

$$K_{a-appui} = \frac{0.001 \times 1.2 \times 350 \times 450}{4} = 4.2 \text{ MN/m}$$

Raideur des futs K_{fut} :

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM par la formule suivante :

$$K_{fût} = \frac{3 \times E \times I}{h^3}$$

Tel que :

- n : nombre des fût composant la pile = 3
- E : module instantané du béton au jour « j ».
- $E_{ij} = 1100 f_{cj}^{1/3}$
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Application numérique :

Exemple de calcul de la pile P1 pour $H = 6,4 \text{ m}$ on a :

$$K_{fût} = \frac{3 \times 33000 \times 0,52}{6,4^3} = 583.52 \text{ MN/m}$$

Raideur des piles

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fût}} + \frac{1}{n \times K_{a-appui}}}$$

$$K_{P1} = \frac{1}{\frac{1}{583.52} + \frac{1}{16 \times 4.2}} = 60,26 \text{ MN/m}$$

Piles	$K_{fût}$ (MN/m)	$K_{ap-appui}$ (MN/m)	$n_{ap-appui}$	K_{pile} (MN/m)
P1	583,52	4,20	16	60,26
P2	267,52	4,20	16	53,71
P3	167,60	4,20	16	47,97
P4	98,00	4,20	16	39,86
P5	98,00	4,20	16	39,86
P6	74,68	4,20	16	35,37
P7	54,57	4,20	16	30,12
P8	76,47	4,20	16	35,77
P9	708,18	4,20	16	61,38
P10	8703,14	4,20	16	66,69
P11	3278,60	4,20	16	65,85
P12	322,34	4,20	16	55,61

Table IX.2 Tableau des raideurs pour chaque pile

IX.3.1.4.2.2 Raideur de la culée :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui. Elle se calcul comme suit :

$$K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{n \times K_{a-appui}}}$$

$$K_{culée} = n \times K_{a-appui}$$

Application numérique :

$$K_{culée} = 8 \times 4.2 = 33,6 \text{ MN/m}$$

Culées	$K_{ap-appui}$	$n_{ap-appui}$	$K_{culée}$
	(MN/m)		(MN/m)
C1	4,20	8	33,60
C2	4,20	8	33,60

Tableau IX.3 des raideurs pour chaque culée

D'où :

$$X_R = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$$

$$= \frac{0 \times 33,60 + 35,5 \times 60,26 + 71,6 \times 53,71 + 107,7 \times 47,97 + 143,8 \times 39,86 + 179,9 \times 35,37 + 216 \times 35,37 + 252,1 \times 30,12 + 288,2 \times 35,77 + 324,3 \times 61,38 + 360,4 \times 66,69 + 396,5 \times 65,85 + 432,6 \times 55,61 + 468,15 \times 33,60}{659,65}$$

$$= 240,47 \text{ m}$$

$$e_0 = |240,47 - 234,6| \leq 0,05 \times 469,2$$

$$e_0 = 5,87 \text{ m} \leq 23,46 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc on utilise la méthode mono-modale (mode fondamental).

IX.3.2 Séisme longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

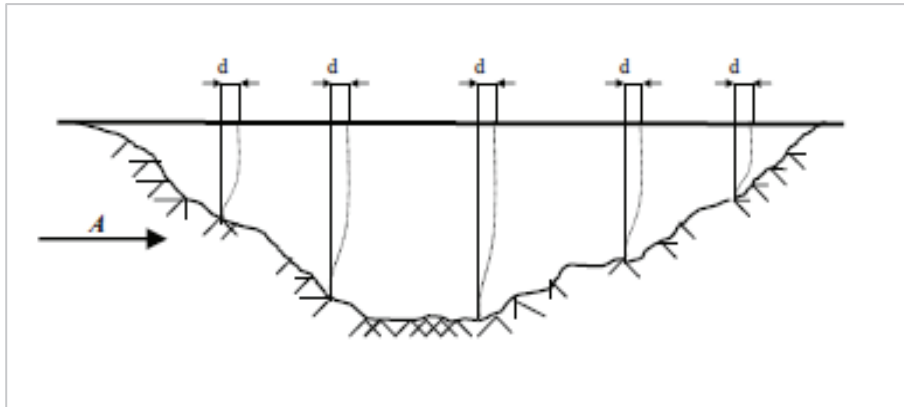


Figure IX.3 – Séisme longitudinal

IX.3.2.1 Détermination de la raideur du système (longitudinale) :

$$K_{\text{système}} = 2K_{\text{Culée}} + \sum_{i=1}^{12} k_{Pi}$$

Application numérique :

$$K_{\text{système}} = 659,65 \text{ MN/m}$$

IX.3.2.2 Période longitudinale du système :

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : Raideur longitudinale du système.

M : Masse totale du tablier.

Application numérique :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{12903808}{659,65 \times 10^6}} = 0,88 \text{ s.}$$

IX.3.2.3 Spectre de réponse élastique :

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 :

$$S_{ae}(T, \xi) \frac{m}{s^2} = \begin{cases} A \times S \times g \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times A \times \eta \times S \times g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times A \times \eta \times S \times g \times 3 \times \frac{T_2}{T^2} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur (g=9.81 m/s²)
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (S2).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Figure IX.4 Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

- T1= 0.15s, T2=0.4s
- S : Coefficient de site. S=1.1.
- η : Facteur de correction de l'amortissement. η =1.

- Taux d'amortissement $\zeta = 5\%$. (Le matériau à considérer est béton armé).
- A : Coefficient d'accélération sismique $A=0.20$.

$$T_2 = 0,4s \leq T = 0,88s \leq 3s$$

$$S_{ae}(T, \xi) \frac{m}{s^2} = 2,5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{T_2}{T}$$

Application numérique :

$$S_{ae}(T, \xi) \frac{m}{s^2} = 2,5 \times 0,2 \times 1 \times 1,1 \times 9,81 \times \frac{0,4}{0,88} = 2,46 \text{ m/s}^2$$

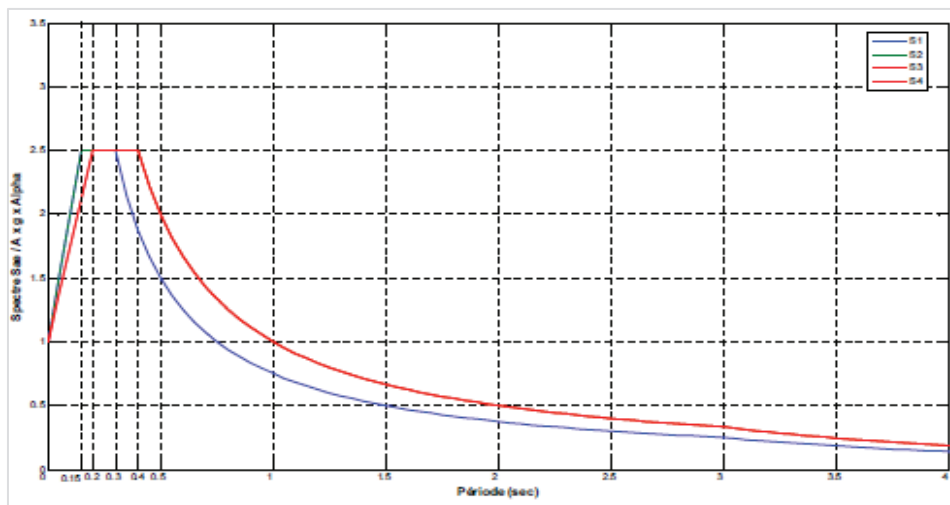


Figure IX.4 spectre de réponse élastique-composante verticale 5% d'amortissement

IX.3.2.4 Effort longitudinale globale :

$$F_{long} = M \times S_{ae}(T)$$

Tel que :

- M : masse de la structure en tonne.
- S_{ae} : spectre de réponse.
-

$$\text{Alors : } F_{long} = 12903,81 \times 2,46 = 31690,39 \text{ KN}$$

IX.3.2.5 Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

$$F_{i,long} = \frac{K_i}{K_{sys}} \times F_{long}$$

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_{sys} (MN/m)	F_{long} (kN)	F_{appui} (kN)
C1	33,60	659,65	31690,4	1614,2
P1	60,26	659,65	31690,4	2895,0
P2	53,71	659,65	31690,4	2580,3
P3	47,97	659,65	31690,4	2304,5
P4	39,86	659,65	31690,4	1914,9
P5	39,86	659,65	31690,4	1914,9
P6	35,37	659,65	31690,4	1699,2
P7	30,12	659,65	31690,4	1447,0
P8	35,77	659,65	31690,4	1718,4
P9	61,38	659,65	31690,4	2948,8
P10	66,69	659,65	31690,4	3203,9
P11	65,85	659,65	31690,4	3163,5
P12	55,61	659,65	31690,4	2671,6
C2	33,60	659,65	31690,4	1614,2

Tableau IX.5 – Tableau récapitulatif des efforts sismiques

IX.3.2.6 Évaluation des déplacements :

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_{ae}(T) = 0,048 \text{ m.}$$

IX.3.3 Séisme transversal :

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approches ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement, on a deux approches :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si : $\frac{L}{B} \leq 5$.

Pour notre cas : $\frac{L}{B} = \frac{469,2}{12,25} = 38,30 > 5$

Donc la méthode la plus adéquate est de considérer le tablier comme flexible.

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

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

Où :

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

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

$f_i = m_i \times g$: agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

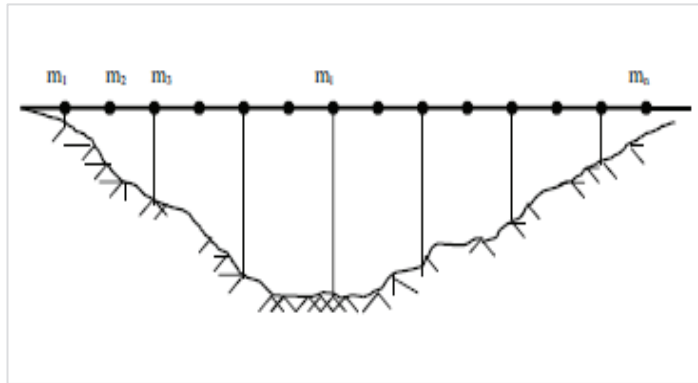


Figure IX.5 – Séisme transversal

Dans de nombreux cas, l'action sismique transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes. Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i -ème pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_n(T_i, \xi)$$

Comme le calcul de la méthode de Rayleigh est long, L'Eurocode 8 partie 2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes i et $i+1$:

$$0,95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05$$

Avec :

M_i : La masse effective attribuée à la pile i , masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile.

$$M_i = M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} M_{\text{fût}} + M_{\text{chevetre}}$$

T_i : La période fondamentale de la i -ème pile $T_i = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

K_i : La rigidité de la i -ème pile en considérant l'appareil d'appui.

IX.3.3.1 Détermination de la raideur transversal du système

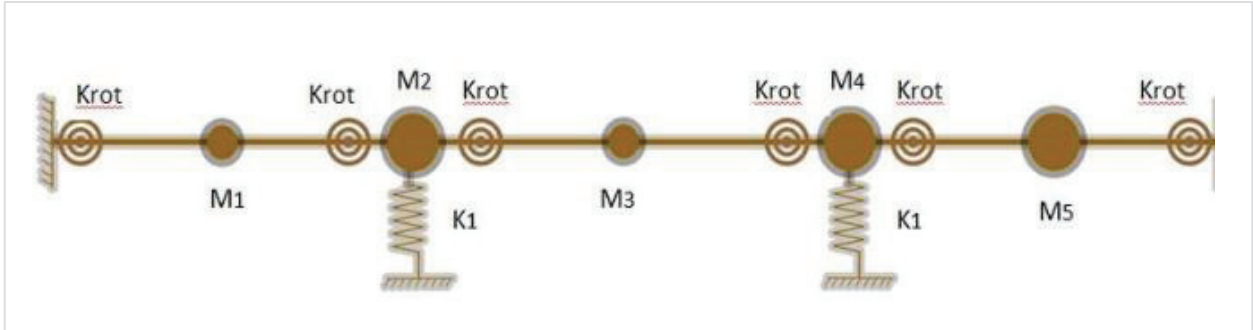


Figure IX.6 Modèle mathématique du pont dans la direction longitudinale

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{a-appuis}}}$$

$$K_{fut} = 3 \times \frac{E \times I}{h^3}$$

$$K_{a-appuis} = n \times \frac{G \times a \times b}{e} = 4,2$$

$$K_{a-appuis} = 16 \times 4,2 = 67,20 \text{ MN/m}$$

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPa.}$$

I_x : Le moment d'inertie de la section transversale du fut.

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	K_{fut} (MN/m)	K (MN/m)	M Kg	T s
P1	6,4	63,89	24128,38	67,01	1 110 092	0,81
P2	8,3	63,89	11062	66,79	1 116 132	0,81
P3	9,7	63,89	6930,31	66,55	1 120 583	0,81
P4	11,6	63,89	4052,23	66,1	1 126 624	0,82
P5	11,6	63,89	4052,23	66,1	1 126 624	0,82
P6	12,7	63,89	3087,86	65,77	1 130 121	0,82
P7	14,1	63,89	2256,37	65,26	1 134 572	0,83
P8	12,6	63,89	3161,96	65,8	1 129 803	0,82
P9	6	63,89	29282,92	67,05	1 108 820	0,81
P10	2,6	63,89	359871,98	67,19	1 098 010	0,8
P11	3,6	63,89	135569,06	67,17	1 101 190	0,8
P12	7,8	63,89	13328,59	66,86	1 114 543	0,81

Table IX.6 – Période Transversale des piles

On remarque que :

$$0,95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05 \quad ; \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IX.3.3.2 Évaluation de la force sismique transversale :

$$F_i = M_i \times S_h(T_i, \xi)$$

On a : $T_2 = 0,4s \leq T \leq 3s$ donc : $S_{ae}(T, \xi)_{\frac{m}{s^2}} = 2,5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{T_2}{T}$

Les calculs son résumé dans les tableaux ci-dessous :

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	s_a m/s^2	F_i KN	U_i cm
P1	67,01	1 110 092	0,81	2,67	2 964,10	4,42
P2	66,79	1 116 132	0,81	2,66	2 967,29	4,44
P3	66,55	1 120 583	0,81	2,65	2 967,86	4,46
P4	66,10	1 126 624	0,82	2,63	2 965,75	4,49
P5	66,10	1 126 624	0,82	2,63	2 965,75	4,49
P6	65,77	1 130 121	0,82	2,62	2 962,81	4,50
P7	65,26	1 134 572	0,83	2,61	2 957,06	4,53
P8	65,80	1 129 803	0,82	2,62	2 963,14	4,50
P9	67,05	1 108 820	0,81	2,67	2 963,12	4,42
P10	67,19	1 098 010	0,80	2,69	2 951,75	4,39
P11	67,17	1 101 190	0,80	2,68	2 955,56	4,40
P12	66,86	1 114 543	0,81	2,66	2 966,70	4,44
C1/C2	33,60	495 030	0,76	2,83	1 401,58	X

Table IX.7 – Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales.

IX.3.3.3 Séisme vertical :

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante (SETRA) :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Tel que :

- a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet. On prend $a = 3.5$
- b : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des tableaux normalisés).

$$b = \begin{cases} b_{culée1,2} = 0,24 \\ b_{pile1,12} = 0,64 \\ b_{pile 2...11} = 0,9 \end{cases}$$

μ : Masse linéique du tablier $\mu = \frac{G_{Tablier}}{L} = \frac{9900,6}{36} = 275,0166 = 27501,7 \text{ Kg/ml}$.

L : Longueur travée (L=36m).

Application numérique :

- $R_{culée} = 3,5 \times 0,24 \times 27501,7 \times 36 = 831651,408 = 831,6514 \text{ KN}$
- $R_{pile1,12} = 3,5 \times 0,64 \times 27501,7 \times 36 = 2217,739 \text{ KN}$
- $R_{pile 2...11} = 3,5 \times 0,9 \times 27501,7 \times 36 = 3118,695 \text{ KN}$

IX.3.3.4 Effort sismique dans chaque direction :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

- $E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- $E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z$
- $E_3 = E_z \pm 0,3E_y \pm 0,3E_x$

Effort Sismique Dans Chaque Direction :

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1614,2	1 401,58	831,6514	2 284,2	2 135,34	1 736,39
P1	2895	2 964,10	2217,739	4 449,6	4 497,92	3 975,47
P2	2580,3	2 967,29	3118,695	4 406,1	4 676,99	4 782,97
P3	2304,5	2 967,86	3118,695	4 130,5	4 594,82	4 700,40
P4	1914,9	2 965,75	3118,695	3 740,2	4 475,83	4 582,89
P5	1914,9	2 965,75	3118,695	3 740,2	4 475,83	4 582,89
P6	1699,2	2 962,81	3118,695	3 523,7	4 408,18	4 517,30
P7	1447	2 957,06	3118,695	3 269,7	4 326,77	4 439,91
P8	1718,4	2 963,14	3118,695	3 543,0	4 414,27	4 523,16
P9	2948,8	2 963,12	3118,695	4 773,3	4 783,37	4 892,27
P10	3203,9	2 951,75	3118,695	5 025,0	4 848,53	4 965,39
P11	3163,5	2 955,56	3118,695	4 985,8	4 840,22	4 954,41
P12	2671,6	2 966,70	2217,739	4 226,9	4 433,50	3 909,23
C2	1614,2	1 401,58	831,6514	2 284,2	2 135,34	1 736,39

Table IX.8 – Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales

IX.3.3.5 Calcul des efforts et déplacements dû à la variation linéaire

- l'effort de Freinage Bc : $F_{BC} = 300 \times 1,2 = 360 \text{ KN}$.
- l'effort de Freinage A(l) : $F_{A(l)} = \frac{10,29 \times 324}{20 + (0,0035 \times 324)} = 157,75 \text{ KN}$.

Déplacement du aux freinages A(l) :

$$\Delta L_{A(l)} = \frac{T \times F_{A(l)}}{n \times G \times a \times b}$$

Avec :

n : nombres d'appareil d'appui par éléments porteur pour notre cas n = 18.

T : épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil T=60 mm

G : module de cisaillement de l'appareil G = 0.9 MPa.

a × b : les dimensions en plan de l'appareil pour notre cas 350 × 450 (mm × mm)

$$\Delta L_{A(l)} = 0,0042 \text{ m.}$$

Déplacement dû aux freinages Bc:

$$\Delta L_{BC} = \frac{T \times F_{BC}}{n \times G \times a \times b}$$

$$\Delta L_{BC} = 0,0095 \text{ m.}$$

Déplacement dû a la température :

$$\Delta L_T = \alpha \times l_0 \times \Delta T = 9,9 \times 10^{-6} \times 17 \times 35$$

$$\Delta L_T = 0,0059 \text{ m.}$$

Déplacement du aux retrait et fluage :

$$\Delta L_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_f) \times L_0$$

$$\Delta L_{r+f} = 5,5 \times 10^{-3} \times 17,5$$

$$\Delta L_{r+f} = 0,0096 \text{ m.}$$

ε_r : coefficient du au retrait $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-3}$

ε_f : coefficient du au fluage $\varepsilon_f = 3,5 \times 10^{-3}$

L_0 : la moitié de la portée.

- l'effort dû au retrait et fluage : $F_{r+f} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta_{r+f}}{T}$

$$F_{r+f} = 242,550 \text{ KN.}$$

- l'effort dû à la température : $F_T = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta_T}{T}$

$$F_T = 222,66 \text{ KN.}$$

IX.4 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 :

IX.4.1 Résistance à la compression :

On doit vérifier :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa.}$$

Application numérique :

$$\sigma_{max} = 18.79 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IX.4.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec

- $\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité.
- P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU (2.96 MN).
- $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h}$: la charge critique de flambement.
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

Application numérique :

$$S = 9,84$$

$$d = 0,013 \text{ m}$$

$$h = 0,060 \text{ m}^2$$

$$B = 0,16 \text{ m}^2$$

$$G = 0,9 \text{ MPa}$$

$$P_c = 11,90 \text{ MN}$$

On remplace dans la formule on trouve :

$$8,88 \text{ MN} \leq 11,90 \text{ MN}$$

(Condition vérifiée)

IX.4.3 Limitation de la distorsion :

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

Pour $P = \frac{P_U}{P_C} \leq 0,25$; $\delta \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P)$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c}, \quad \text{borné par } [0,7 \leq \delta_0 \leq 2]$$

- C : diamètre pour un appui circulaire, rectangulaire
- h_c : épaisseur totale d'élastomère

Pour $P \geq 0,25$: $\delta \leq 1,4(1 - 2P)$

Application numérique :

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{2,96}{11,90} = 0,2487 \leq 0,25$$

$$\delta \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P)$$

- Calcul de diamètre pour un appui rectangulaire

$$\frac{\pi D^2}{4} = a \times b \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times a \times b}{\pi}} = 447,93 \text{ mm}$$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c} = \frac{447,93}{60} = 7,46 > 2 \quad ; \text{ donc on prend } \delta_0 = 2.$$

$$\delta \leq 0,7 + 4(2 - 0,7)(0,25 - 0,187) = 1,0276$$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_d} \quad ; \gamma = 0,09 \rightarrow \delta = \frac{0,09}{60 \times 10^{-3}} = 1,5$$

$$\delta < \delta_c \rightarrow 1,5 > 1,0276 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

On doit faire des dispositifs de non distorsion (taquets d'arrêt).

IX.4.4 Condition de non-glissement :

On doit vérifier : $H < f \times N$ avec : $f = 0,1 + (0,6/\sigma_m)$

- H : l'effort horizontal.
- f : coefficient de frottement.
- N: l'effort de compression verticale.

D'abord on doit calculer les composantes de séisme, de freinage, de température, de fluage et de retrait tel que :

Sur pile :

Calcul de N :

$$N = G_{ap-appui} + R_{\max Ap-appui \text{ siésme}} + 0,2R_{\max surcharge \text{ ap-appui}}$$

- $R_{\max pile \text{ siésme}} = 0,001 \times 4965,39 = 4,96539 \text{ MN.}$
- $R_{\max Ap-appui \text{ siésme}} = 0,001 \times \left(\frac{4965,39}{16}\right) = 0,3103 \text{ MN.}$
- $R_{\max surcharge \text{ sur pile}} = R(Al) + R_{st} = 0,001 \times (2240,46 + 81) = 2,32 \text{ MN.}$
- $R_{\max surcharge \text{ ap-appui}} = \frac{R(Al)+R_{st}}{16} = 0,001 \times \left(\frac{2489,4+81}{16}\right) = 0,145 \text{ MN.}$
- $G_{ap-appui} = 0,001 \times \left(\frac{9900,6}{16}\right) = 0,619 \text{ MN.}$
- $N = 0,619 + 0,3103 + (0,2 \times 0,145) = \mathbf{0,9583 \text{ MN.}}$

Calcul de H :

$$H = H_{Smax_{Ap,appui}} + 0,4F_{temp} + F_{fl+re} + 0,2F_{fr_max}$$

- $H_{Smax_{pile}} = 0,001 \times \max(E_{1i}) = 0,001 \times 5025 = 5,025 \text{ MN.}$
- $H_{Smax_{Ap,appui}} = \frac{H_{Smax_{pile}}}{16} = 0,314 \text{ MN.}$
- $F_{temp} = 0,001 \times \frac{F_T}{16} = 0,001 \times \frac{222,66}{16} = 0,0139 \text{ MN.}$
- $F_{fl+re} = 0,001 \times \frac{F_{r+f}}{16} = 0,001 \times \frac{242,550}{16} = 0,0152 \text{ MN.}$
- $F_{fr_max} = 0,001 \times \frac{\max(F_{bc}; F_{A(l)})}{16} = 0,001 \times \frac{360}{16} = 0,0225 \text{ MN.}$
- $H = 0,314 + 0,4 \times 0,0139 + 0,0152 + 0,2 \times 0,0225 = 0,34 \text{ MN.}$

D'où :

$$f = 0,1 + (0,6/\sigma_m)$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{0,9583}{0,35 \times 0,45} = 6,08 \text{ MPa.}$$

$$f = 0,1 + \left(\frac{0,6}{6,08}\right) = 0,199$$

$$0,34 < 0,199 \times 0,9583 = 0,19 \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

Sur Culée :

Calcul de N :

$$N = G_{ap-appui} + R_{\max Ap-appui \text{ siésme}} + 0,2R_{\max \text{ surcharge } ap-appui}$$

- $R_{\max \text{ culée siésme}} = 0,001 \times 1736,39 = 1,73639 \text{ MN.}$
- $R_{\max Ap \text{ appui siésme}} = \frac{R_{\max \text{ culée siésme}}}{8} = 0,217 \text{ MN.}$
- $R_{\max \text{ surcharge sur culée}} = R(Al) + R_{st} = 0,001 \times (1666,98 + 40,5) = 1,71 \text{ MN.}$
- $R_{\max \text{ surcharge } ap-appui} = \frac{R(Al)+R_{st}}{8} = \left(\frac{1,71}{8}\right) = 0,213 \text{ MN.}$
- $G_{ap-appui} = 0,001 \times \left(\frac{9900,6}{8}\right) = 1,24 \text{ MN.}$
- $N = 1,24 + 0,217 + (0,2 \times 0,213) = 1,4996 \text{ MN.}$

Calcul de H :

$$H = H_{S\max Ap \text{ appui}} + 0,4F_{temp} + F_{fl+re} + 0,2F_{fr_max}$$

- $H_{S\max \text{ culée}} = 0,001 \times \max(E_{1\text{culée}}) = 0,001 \times 2284,2 = 2,284 \text{ MN.}$
- $H_{S\max Ap \text{ appui}} = \frac{H_{S\max \text{ pile}}}{8} = 0,286 \text{ MN.}$
- $F_{temp} = 0,001 \times \frac{F_T}{16} = 0,001 \times \frac{222,66}{16} = 0,0139 \text{ MN.}$
- $F_{fl+re} = 0,001 \times \frac{F_{r+f}}{16} = 0,001 \times \frac{242,550}{16} = 0,0152 \text{ MN.}$
- $F_{fr_max} = 0,001 \times \frac{\max(F_{bc}; F_{A(l)})}{16} = 0,001 \times \frac{360}{16} = 0,0225 \text{ MN.}$
- $H = 0,286 + 0,4 \times 0,0139 + 0,0152 + 0,2 \times 0,0225 = 0,31 \text{ MN.}$

D'où :

$$f = 0,1 + (0,6/\sigma_m) ; \sigma_m = \left(\frac{1,4996}{0,35} \times 0,45 \right) = 9,52 \text{ MPa.}$$

$$f = 0,1 + \left(\frac{0,6}{9,52} \right) = 0,163$$

$$0,31 < 0,163 \times 1,4996 = 0,25 \text{ 19 (Condition non vérifiée)}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on est obligé de faire des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans les plaques d'ancrages sur les 4 coins).

IX.5 Les plaques de fixation

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui. Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



Figure IX.7 : Les plaques de fixation

IX.6 Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis sont soumis à une compression simple.

D'après le guide SETRA, le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à L'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm.

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes : $a \times b = 500 \times 500 \text{ (mm} \times \text{mm)}$ avec une hauteur déterminée par :

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)} , \text{ Donc } H \geq 0,25m ; \text{ On prend } H = 0,30m.$$

IX.6.1 Ferrailage des dés d'appuis :

La section de ferrailage A_s est définie par la relation : $A_s = \frac{R_{Max}}{\sigma_s}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa$$

$$A_s = \frac{1,5}{435} = 3,448 cm^2$$

IX.6.1.1 Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = 0,125 \times \frac{R_{Max}}{\sigma_s} = 0,125 \times 3,448 \times 10^{-3} = 4,31 cm^2. \text{ Soit } \mathbf{6HA10}.$$

IX.6.1.2 Armatures de chaînage :

$$A_c = 0,25 \times \frac{R_{Max}}{\sigma_s} = 0,25 \times 3,448 \times 10^{-3} = 8,62 cm^2. \text{ Soit } \mathbf{6HA14}.$$

IX.6.1.2 Frettes inférieures :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = 0,10 \times \frac{R_{Max}}{\sigma_s} = 0,1 \times 3,448 \times 10^{-3} = 3,448 cm^2. \text{ Soit } \mathbf{5HA10}$$

IX.6.1.3 Frettes supérieures :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures Croisées.

$$A_i = 0,04 \times \frac{R_{Max}}{\sigma_s} = 0,04 \times 3,448 \times 10^{-3} = 1,38 cm^2. \text{ Soit } \mathbf{5HA8}$$

IX.7 Joint de chaussée :

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

IX.7.1 Le souffle :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

Le calcul de souffle est donnée par :

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

- W : souffle total du joint.
 - W_D : souffle des déformations différées (retrait et fluage).
 - W_T : souffle thermique.
 - W_S : souffle sismique.
-
- $W_D = \Delta L_{r+f} = 0,0096 \text{ m.}$ $W_T = \Delta L_T = 0,0059 \text{ m.}$
 - $W_S = d_{long} = 0,048 \text{ m.}$

$$W = 0,0096 + 0,3 \times 0,0059 + \frac{0,048}{3}$$

$$W = 0,02737 \text{ m.}$$

IX.7.2 Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 2.74 cm il faut considérer la famille de joints appelée W_d (souffles moyens), Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Le diagramme ci-dessous fait état de la capacité de souffle des joint W_d en fonction du biais.

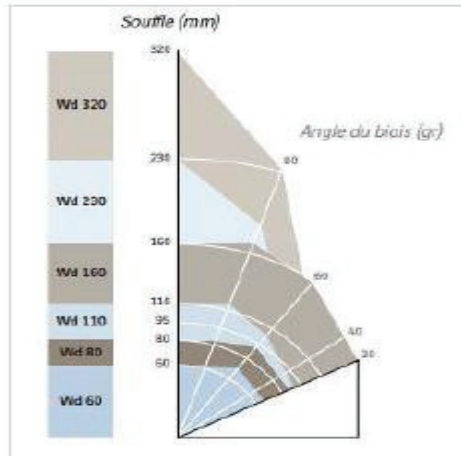


Figure IX. 8 Modèles des joints W_d .

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage est **Wd60**.



Figure IX. 9 Joint du type W_d .

IX.8 AUTRES EQUIPEMENTS

IX.8.1 L'assainissement d'un pont :

L'évacuation des eaux sur les ponts est nécessaire pour la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage, le recueil des eaux est assuré par la pente transversale et longitudinale ensuite évacuées à l'aide des gargouilles.

IX.8.2 Les corniches :

Elles jouent un rôle esthétique, situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées.

IX.8.3 Les glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

IX.8.4 Etanchéité

Ce système est à base d'asphalte coulé, de feuilles préfabriquées. Cette couche aide à améliorer l'adhérence au tablier, la résistance mécanique et la résistance au choc thermique. Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.

IX.8.5 Couche de roulement

Cette couche doit assurer le bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes. Dans notre projet, on prendra 0.08m pour la couche de roulement.

IX.9 CONCLUSION :

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1 INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, qui est défini par l'étude détaillée des éléments supportant le tablier, l'appuis intermédiaires (piles) et l'appui d'extrémité (la culée). Ces derniers ont un rôle de supporter les charges et les actions de tablier et les transmettant vers le bon sol.

X.2 ETUDE DE LA PILLE :

Une pile comporte deux parties distinctes :

- Une superstructure où fût, sur laquelle repose le tablier : le rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- Une fondation : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis.

X.2.1 Conception de la pile :

Pour notre cas on a opté douze (12) piles poteaux avec trois (03) fûts circulaire pleins surmontés par un chevêtre qui supporte et transmette les charges des tabliers aux fondations.

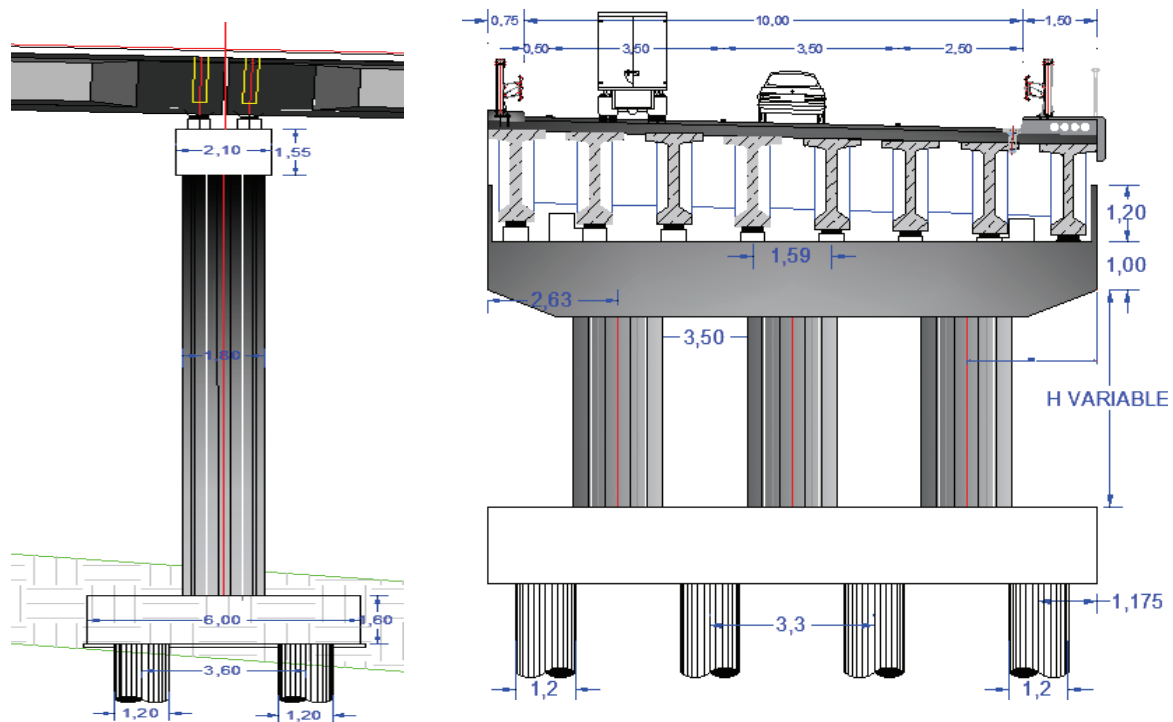


Figure X. 1 Conception de la pile.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Hauteur	6.40	8.30	9.70	11.60	11.60	12.70
Position	42+695	42+731	42+767	42+803	42+839	42+875

Piles	P7	P8	P9	P10	P11	P12
Hauteur	14.10	12.60	6	2.60	3.60	7.80
Position	42+912	42+948	42+984	43+020	43+056	43+092

Tableau X. 1 position et hauteur des piles.

X.2.5 Ferrailage de la pile :

X.2.5.1 Vérification vis-à-vis du flambement :

L'élancement λ doit inférieure à 50 : $\lambda = lf / i \leq 70$

λ : l'élancement géométrique de la pile.

lf : la longueur du flambement : $lf = 0.7 \times 14.10 = 9.87m$

i : rayon de giration $i = \frac{D}{4} = 0.45m$

$\lambda = 21.93 \leq 50$; **Condition vérifiée.**

→ **Pas de risque de flambement**

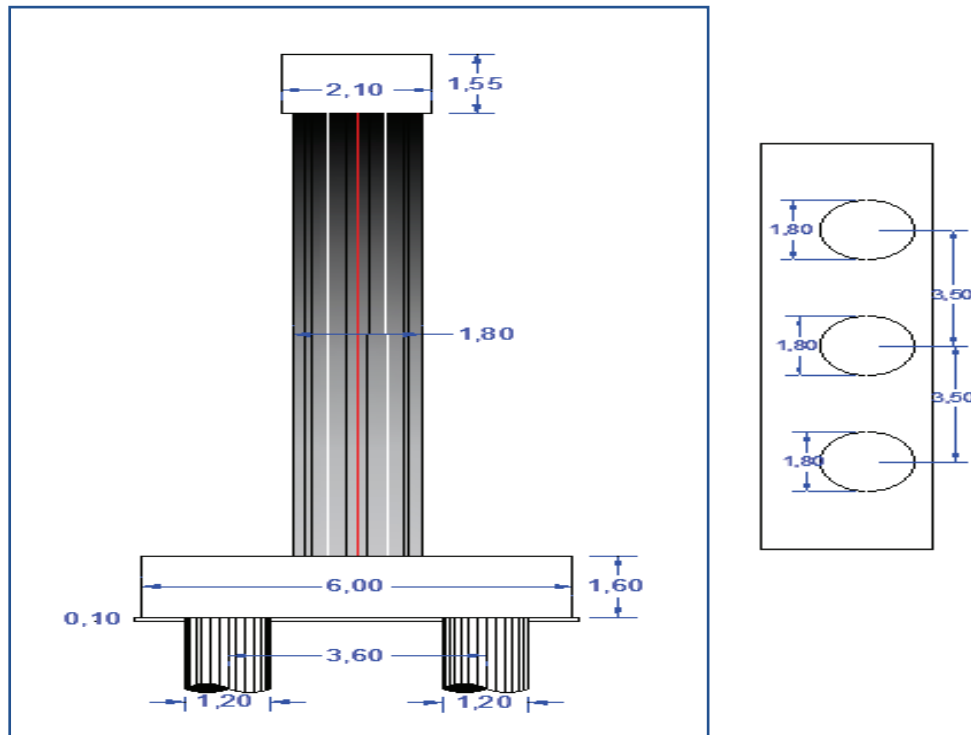


Figure X. 2 Dimensions des piles les plus hautes (pile 7).

X.2.5.2 Section d'acier d'un fût :

Avec Robot expert $A_s = 254.5 \text{ cm}^2$, le ferrailage représenté dans la figure ci-dessous :

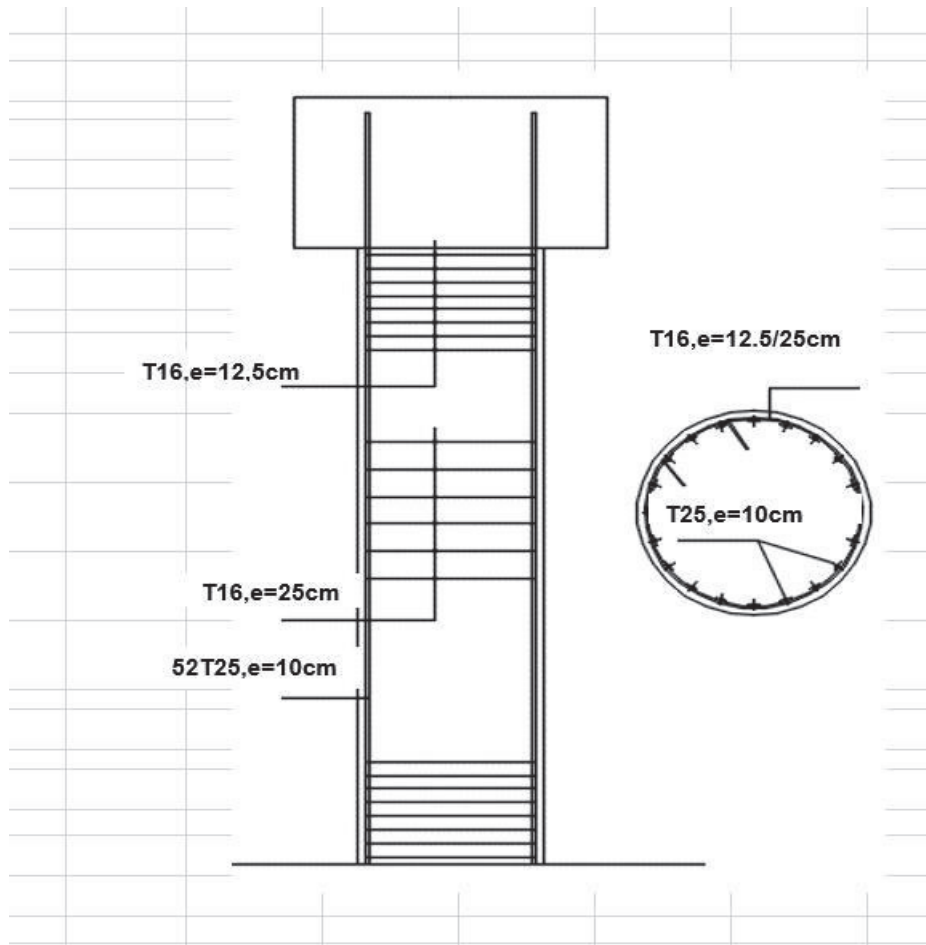


Figure X. 3 Ferrailages des fûts.

X.2.5.3 Ferrailage de chevêtre :

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

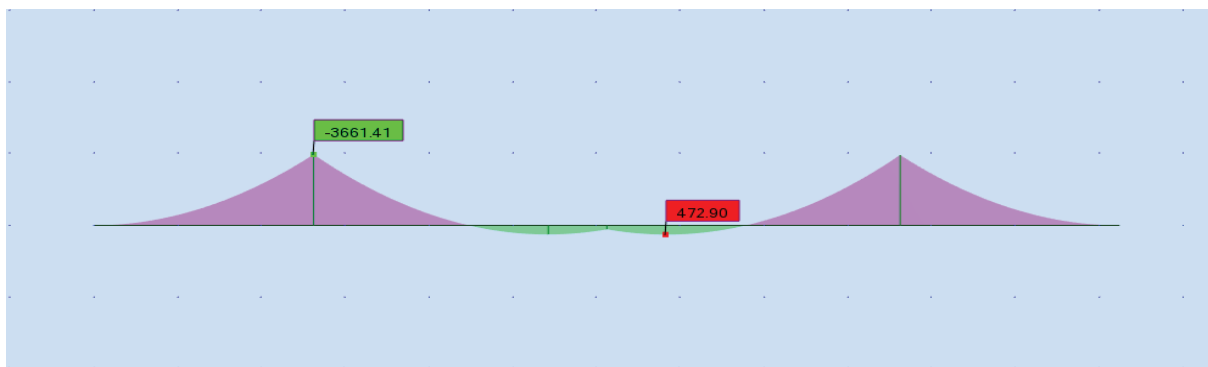


Figure X. 4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2AL+ST.

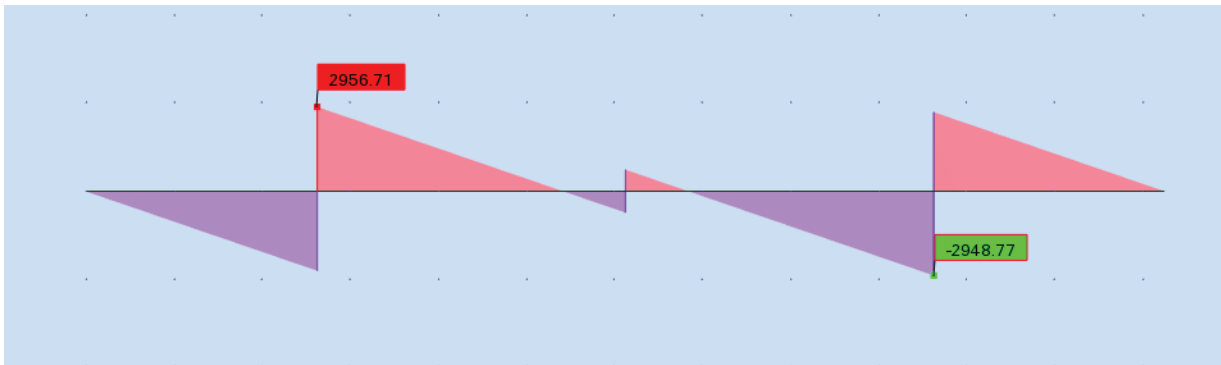


Figure X. 5 Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2AL +ST.

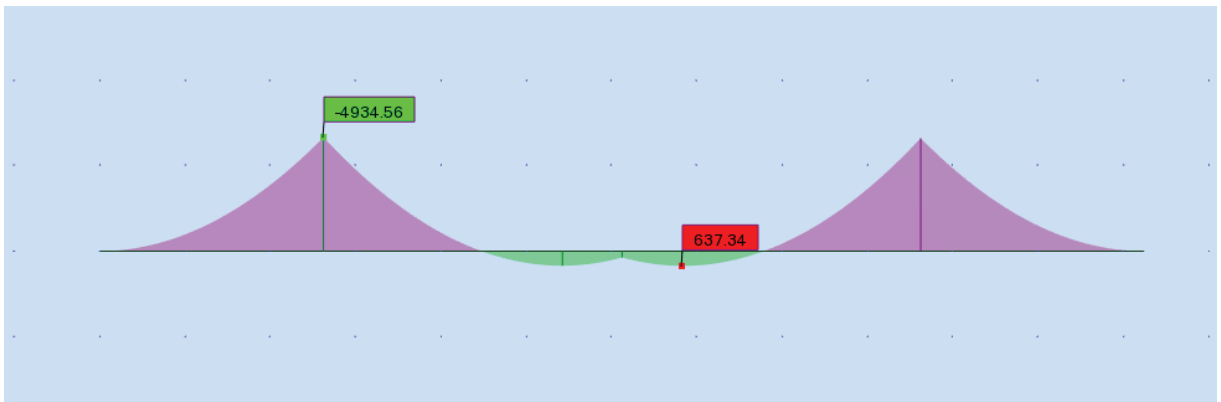


Figure X. 6 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6AL + 1.6 ST.

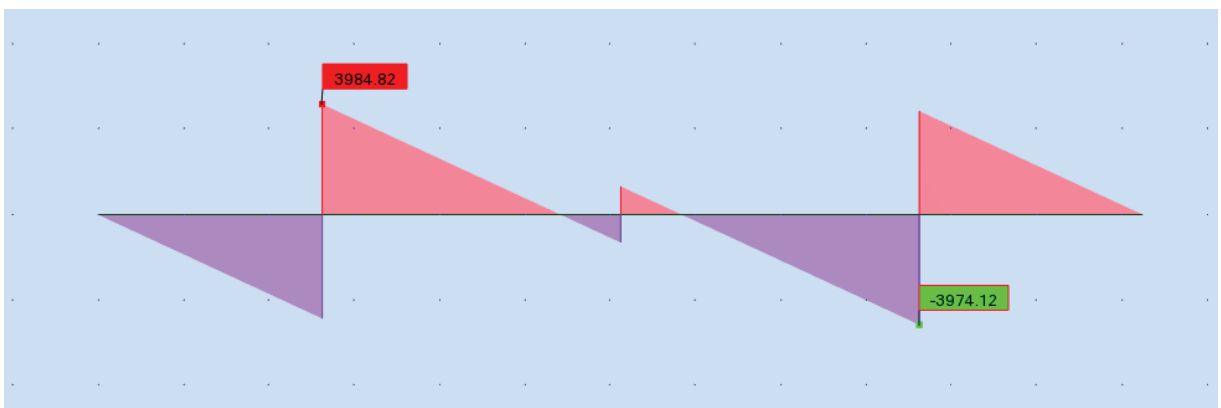


Figure X. 7 Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6AL + 1.6 ST.

Nappe supérieure :

Avec Robot expert $A_s = 107.4 \text{ cm}^2$, soit 16HA32, avec un espacement de 15cm.

Nappe inférieure :

Avec Robot expert $A_s = 31.5 \text{ cm}^2$, soit 16HA16, avec un espacement de 15cm.

X.2.5.4 Dimensionnement a la torsion :

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt

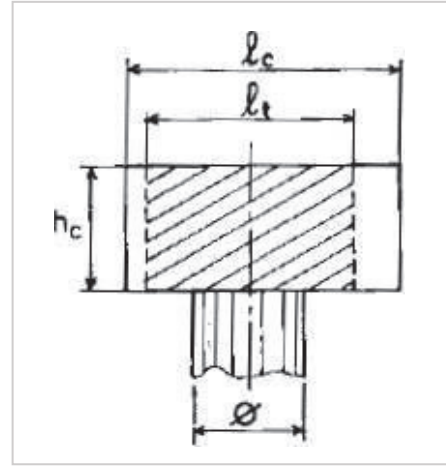
$$\begin{cases} lt = lc & \text{si } lc \leq \phi + hc \\ lt = \phi + hc & \text{si } lc > \phi + hc \end{cases}$$

Avec *lt* est la largeur de torsion

- $Hc = 1.55m$
- $\phi = 1.8m$
- $Lc = 2.1 m$
- $Lt = 2.1m$

Contrainte de torsion :

$$r = \frac{c}{2\gamma bn}$$



Figures X. 8 Dimensionnement a la torsion

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creusé équivalente.

c : moment de torsion ; $c = Pg * e$.

γ : l'aire de la torsion ; $\gamma = (hc - bn) * (lt - bn)$.

Pg : réaction de poids propre de la poutre divisé par la largeur de chevêtre.

e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres. On trouve $c = 130.63 KN. m/ml$

$$As = \frac{1}{\sigma_a} * \frac{c * p}{2\gamma}$$

On trouve $As = 5.59 cm^2$, on prend **HA14** avec un espacement de 15cm. Le croquet de ferrailage est montré dans la figure ci-dessous :

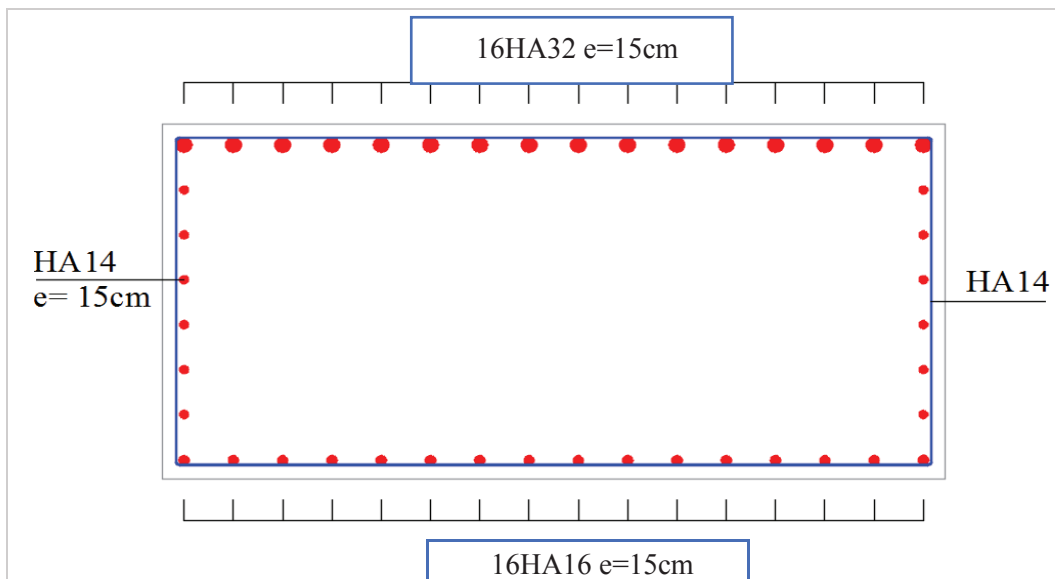


Figure X. 9 Ferrailage de chevêtre.

X.3 ETUDE DE FONDATION DE LA PILE :

X.3.1 Étude de la semelle :

Le rôle de la semelle est de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Longueur	12.25 m
Largeur	6.00 m
Epaisseur	1.60 m

Tableau X. 2 Les dimensions de la semelle sous la pile.

X.3.2 Efforts agissants sur la semelle de la pile :

Les efforts agissant sur la semelle sont les mêmes efforts agissants sur la pile en ajoutant le poids propre de la semelle.

$$G_{semelle} = 3105 \text{ KN.}$$

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0.6HT + Hfly	19596.75	315.03	5434.24
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 HT + Hflv	26426.08	343.979	5245.648

Tableau X. 3 Combinaisons des efforts.

X.3.3 Nombre des pieux :

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante :

$$n = \frac{N}{Q_p}$$

N : l'effort normale maximale à l'ELS.

Q_p : la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique à l'ELS.

n : le nombre des pieux.

Donc :

$$n = \frac{19596.75}{3915.4} = 5$$

Alors on prend huit **(08)** pieux de **10m de profondeur**.

L'entraxe entre pieux est prise égale à $3\phi_{pieu}$, avec $\phi_{pieu} = 1.2m$.

X.3.4 Effort revenant à chaque pieu :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum(y_i)^2} \pm \frac{Mx_i}{\sum(x_i)^2}$$

n : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

Mx, My : moments dans les sens x, y ;

x = y = 1.8m : sont les distances entre le pieu considéré et les axe X et Y respectivement.

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)	Qp (KN)
ELU	3061.14	3545.377	5491.64
ELS	1920.24	2768.67	3618.48

Tableau X. 4 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

Rmax-ELS = 2768.67 KN < 3618.48 KN ;

Rmax-ELU = 3545.377 KN < 5491.64KN ; **Pas de risque de poinçonnement.**

Rmin > 0 ; **Pas de risque de soulèvement.**

X.3.5 Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha > 45^\circ ; \tan \alpha = h/(L/2 - b/4) \\ h \geq \frac{L - b}{2} \quad \text{avec } h = H - d' \end{array} \right.$$

H épaisseur de la semelle = 1.60m.

l : largeur semelle =6.00m.

L : entraxe entre pieux =3.6m.

b : diamètre fut =1.8m.

d' =0.1m.

On trouve : h= 1.50m > 1.30m

$\alpha = 48,08^\circ > 45^\circ$; **conditions vérifiées.**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N1}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Condition normale :

$N_{\max-ELS} : 2.77MN.$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} * f_e = 333.33MPA$$

$$A_s = 74.75 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, tel que sa largeur Légale à : $h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}.$

Armatures transversales inférieures :

$$A_s = 74.75 / 2.7 = 27.68 \text{ cm}^2/ml, \text{ soit } \mathbf{5HA32} \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}.$$

Armatures transversales supérieures :

$$A_s = 27.68/3 = 9.229 \text{ cm}^2/ml, \text{ soit } \mathbf{5HA16} \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}.$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_s = 27.68/2 = 13.84 \text{ cm}^2/ml, \text{ soit } \mathbf{5HA20} \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}.$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_s = 27.68/4 = 6.92 \text{ cm}^2/ml, \text{ soit } \mathbf{5HA14} \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}.$$

Armatures latérales :

$$A_s = 27.68/10 = 2.76 \text{ cm}^2/ml, \text{ soit } \mathbf{5HA12} \text{ avec un espacement de } 17.5\text{cm}.$$

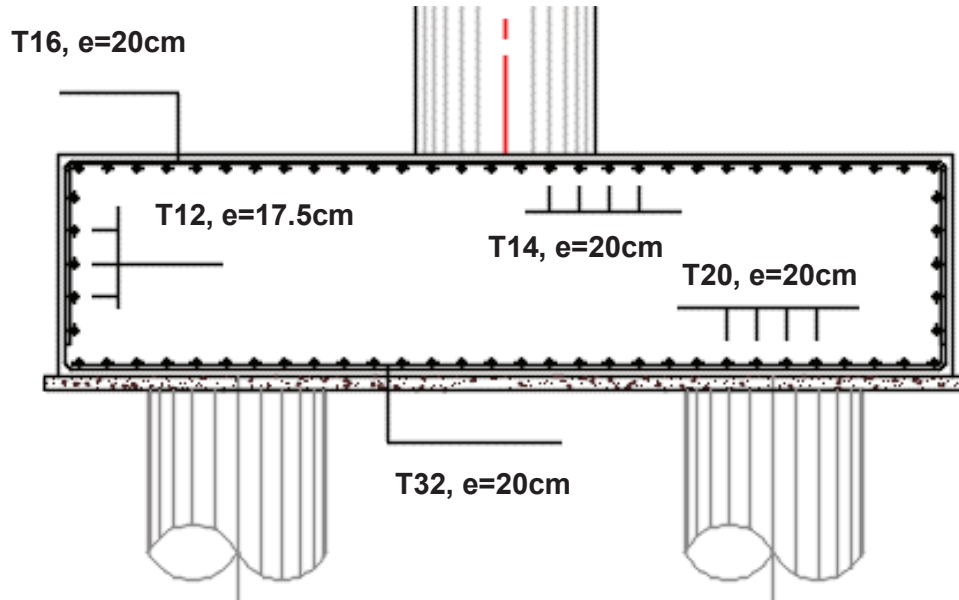


Figure X. 10 Ferrailage de la semelle.

X.3.6 Etude des pieux :
X.3.6.1 Actions sur les pieux :

Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}}$$

Avec : E : Module d'élasticité du béton ; I : Moment d'inertie du pieu ;

b : Longueur du pieu ; $E = 33000MPa$; $Cu = 30MN/m^3$;

$b = 1.2m$; $I = 0.101m^4$.

On trouve : $\lambda = 0.228$; Pour $L = 10m$, $\lambda * L = 2.28$;

A partir de tableau de WARNER on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

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

Tableau X. 5 Tableau de WARNER.

$X_{\theta p} = 1.30$ et $X_{\theta m} = 1.58$

Le moment fléchissant en tête de pieu donnée par la formule suivante :

$$M = \frac{X_{\theta p} H}{X_{\theta m} \lambda} *$$

H : l'effort tranchant en tête de pieu.

Combinaisons	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
ELS	52.41	188.60
ELU	55.27	198.90

Tableau X. 6 Combinaisons plus défavorable agissant sur un pieu.

X.3.6.2 Ferrailage de pieu :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion déviée composée.

- Section d'acier :
Avec Robot expert $A_s = 113 \text{ cm}^2$, on prend **25HA25** avec un espacement de 12.5cm
- Cerces transversales :
Avec Robot expert : **1 cerces HA16**, avec un espacement =10cm dans la zone critique et 20cm dans la zone courante.

Le croquet de ferrailage de pieu présenté dans la photo ci-dessous :

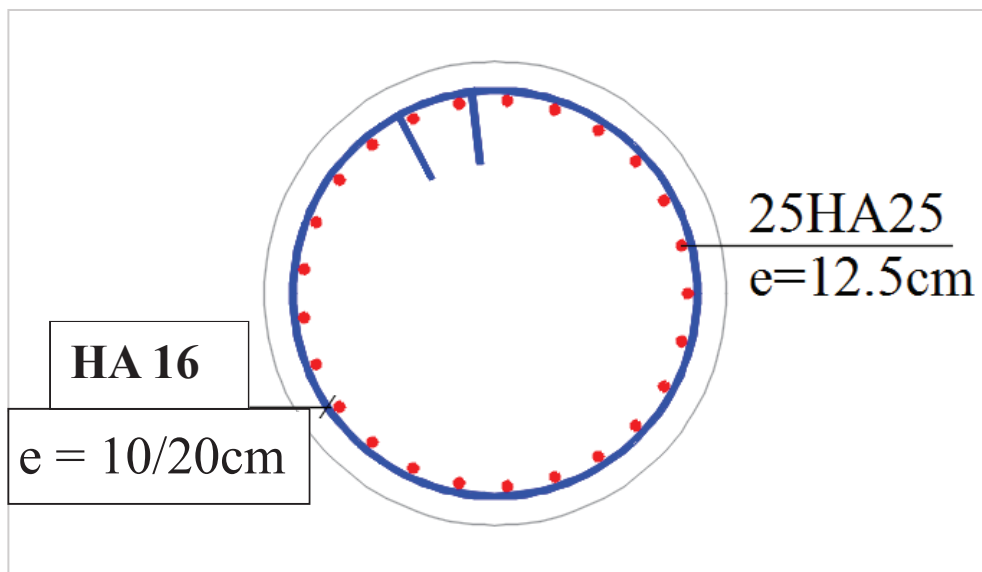


Figure X. 11 Ferrailage du pieu.

X.4 ETUDE DE LA CULEE :

La culée d'un pont est la partie située sur la rive, c'est un élément essentiel qui assure le raccordement de l'ouvrage et la route.

On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage. La culée joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Une culée courante est composée d'un groupe de murs.

X.4.1 Les divers types de la culée :

- ✓ Culées enterrées.
- ✓ Culées remblayées.
- ✓ Culées creuses

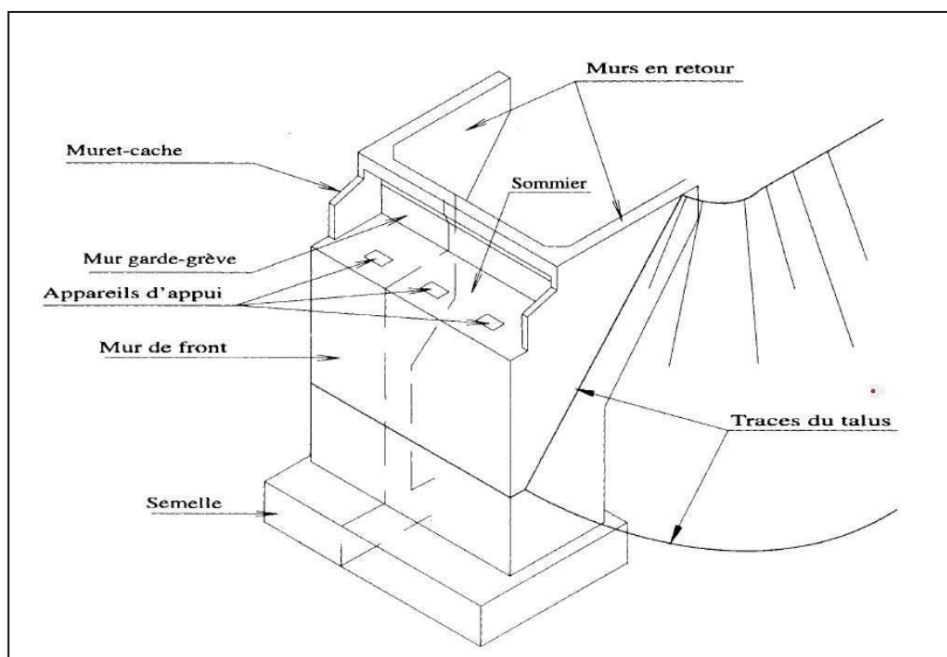


Figure X. 12 Les éléments de la culée.

X.4.2 Pré dimensionnement de la culée :

Eléments de la culée	Le rôle	Dimension
Mur de de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	L = 12.25m H = 2.60m ; e = 0.30m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e = 0.50m
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	L=4,4 m ; e=30 cm.
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	Hca=0.8m hca = 0.4m eca = 0.4m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	L = 12.25m ; e=1.40m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	L = 12.25m ; l = 6m ; e = 1.6m.
Mur en cache	Protection des appareils d'appuis	Ec = 0.10m ; hc = 1.20m ; l = 1.20m

Tableau IX. 7 Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.

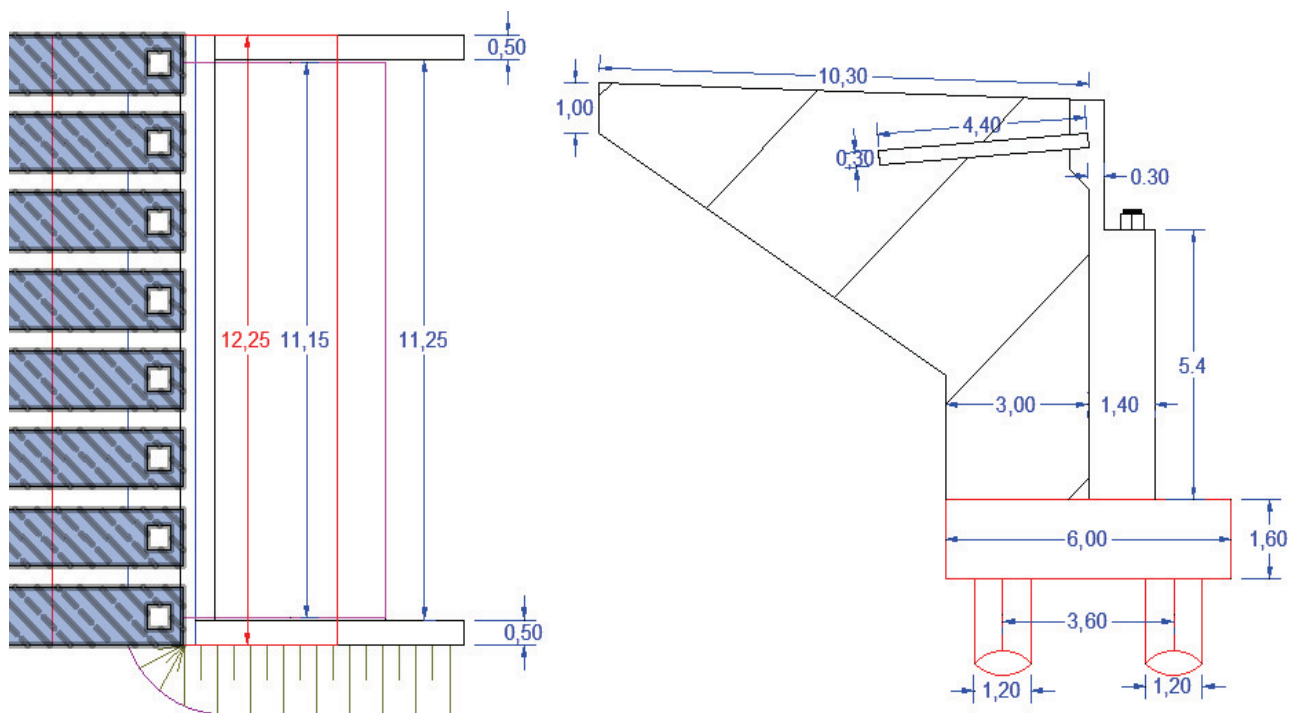


Figure X. 13 Dimension de la culée.

X.4.3 Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales.

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du freinage, poussée des terres.

IX.4.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la culée :

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	M/y	M/x
Semelle	2940	/	0.00	0.8	0.00	/
Mur F	2338.47	/	0.7	4.31	1641.84	/
DDT	183.98	/	-2.20	8.63	-405.55	/
Mur en R	1203.30	/	-3.66	6.75	-4407.57	/
Corbeau	67.44	/	-0.18	8.31	-11.86	/
MGG	315.87	/	0.08	8.32	24.32	/
Poids des Terres	4166.24	/	-1.51	5.03	-6277.27	/
Poids des T sur DDT	814.56	/	-2.40	9.24	-1955.42	/
Poussée des terres	/	3307.92	/	-3.32	/	-10971.27
Poids Sur 10kN/m ²	474.75	/	1.50	/	712.13	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	362.71	/	-4.89	/	-1771.84

Tableau X 8 Évaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	M/y	M/x
R(G)	4950.31	/	9.20	/	45542.85	/
R(AI)	1852.20	/	9.20	/	17040.24	/
R(Bc)	1650.59	/	9.20	/	15185.42	/
R(Mc120)	1086.14	/	9.20	/	9992.52	/
R(D240)	1796.57	/	9.20	/	16528.46	/
Hf+r	/	67.38	/	-7.01	/	-472.30
HT°	/	57.09	/	-7.01	/	-400.22
Freinage AI	/	25	/	-7.01	/	-175.25
Freinage Bc	/	150	/	-7.01	/	-1051.50

Tableau X. 9 Évaluations des efforts dus aux tabliers.

X.4.3.2 Combinaisons des efforts :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS, l'ELU.

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	19243.30	3844.81	-14717.35
ELU	25628.96	6460.84	-18643.97

Tableau X. 10 Combinaisons des efforts maximales.

X.4.3.3 Action sur les pieux :

On prend huit (08) pieux de 10m de profondeur.

L'entraxe entre pieux est prise égale à $3\phi_{\text{pieu}}$, avec $\phi_{\text{pieu}} = 1.2\text{m}$.

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum(y_i)^2} \pm \frac{Mx_i}{\sum(x_i)^2}$$

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)	Qp (KN)
ELU	761.56	7443.34	8594.75
ELS	127.15	5408.47	5706.09

Tableau X. 11 Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

$R_{\text{max-ELS}} = 5408.47 \text{ KN} < 5706.09 \text{ KN}$;

$R_{\text{max-ELU}} = 7443.34 \text{ KN} < 8594.75 \text{ KN}$; **Pas de risque de poinçonnement.**

$R_{\text{min}} > 0$; **Pas de risque de soulèvement.**

X.4.4 Ferrailage des éléments de la culée :

X.4.4.1 Ferrailage de mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Cas	N (KN./ml)	T (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS	0.65	94.59	904.18
ELU	1.21	127.62	1166.89

Tableau X. 12 Combinaisons des moments et efforts tranchants et effort normal pour le mur frontal.

Armatures principales : $A_s = 14 \text{ cm}^2$, soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_{s'} = A_s/3 = 4.67\text{cm}$, soit **5HA14/ml** espacé de 20cm.

Armatures longitudinales : **HA14** espacé de 20cm.

X.4.4.2 Ferrailage de dalle de transition :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, supposée simplement appuyée, elle est soumise à son poids propre, surcharges et le poids de remblais au-dessus.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	18.15	16.5
Revêtement	1.92	4.65	4.22
Remblai	16.38	39.64	36.04
Surcharges	10	24.2	22

Tableau X. 13 Les efforts agissants sur la dalle de transition.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	91.48
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	123.01

Tableau X. 14 Combinaisons des actions agissant sur la dalle de transition.

Armatures principales : $A_s = 16.60 \text{ cm}^2$, soit **6HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 5.53 \text{ cm}^2$, soit **6HA14/ml** espacé de 20cm.

Armatures longitudinales : **HA12** espacé de 20cm.

X.4.4.3 Ferrailage de corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Le ferrailage se fait en compression simple.

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ; q : charges permanente.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 4.4\text{m} \\ q = 25.80 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

On trouve R Remblais = 56.76 kN/ml.

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{surcharges}} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;

q : Surcharges.

$$L = 4.4\text{m}$$

$$q = 10.00 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{surcharges}} = 22.00 \text{ kN/ml}$$

Cas	Combinaison	R (KN/ml)
ELS	RG + 1.2 RQ	83.16
ELU	1.35 RG + 1.6 RQ	111.83

Tableau X. 15 Combinaisons des actions agissant sur le corbeau.

Section d'acier : $A_s = 11.2\text{cm}^2$, soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armature de construction : $A_s' = A_s/3 = 3.73\text{cm}^2$, soit **5HA12/ml** espacé de 20cm.

X.4.4.4 Ferrailage de mur garde grève :

Evaluation des efforts :

o Moment des poussées des terres :

$$M_p = P_x h / 3 \quad \text{Avec} \quad P = 0,5 \times k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec H représente la hauteur de mur garde grève.

On trouve $P = 20.08 \text{ KN/ml}$; $M_p = 17.40 \text{ KN.m/ml}$

$$M_{p\text{-ELU}} = 23.49 \text{ KN.m/ml} ;$$

$$M_{p\text{-ELS}} = 17.40 \text{ KN.m/ml}.$$

o Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times p \times h}{0.25 + 2h}$$

$$\mu = 1.6 \text{ à l'ELU}$$

$$\mu = 1.2 \text{ à l'ELS}$$

$$P = 60 \text{ KN}$$

$$M_{f\text{-ELU}} = 91.60 \text{ KN.m/ml} ; M_{f\text{-ELS}} = 68.70 \text{ KN.m/ml}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx, \text{ avec : } k=k_a *bc*\sigma^* \delta * \gamma$$

Avec γ : coefficient de pondération = 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS.

bc : Coefficient de pondération du system Bc ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

H : hauteur de mur garde grève.

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Tableau X. 16 Les valeurs de Mp/K.

$H = 2.6$, par interpolation linéaire on trouve : $M_p/K = 9.12$ (t.m/ml)

$$K_u = 0.63; K_s = 0.48$$

Alors

$$M_{p-ELU} = 57.77 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{p-ELS} = 43.33 \text{ KN.m/ml.}$$

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	129.43
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	172.86

Tableau X. 17 Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.

Section d'acier :

$A_s = 24 \text{ cm}^2$ on prend **5HA25/ml** côté remblai, espacé de 20cm.

Armatures de construction : $A_s / 3 = 8$; Soit : **5HA14/ml** côté tablier, espacé de 20cm.

Armatures horizontales : $A_t = A_s / 4 = 6$; Soit : **5HA12/ml**, espacé de 20cm.

X.4.4.5 Ferrailage de mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrier sur ses deux côtés.

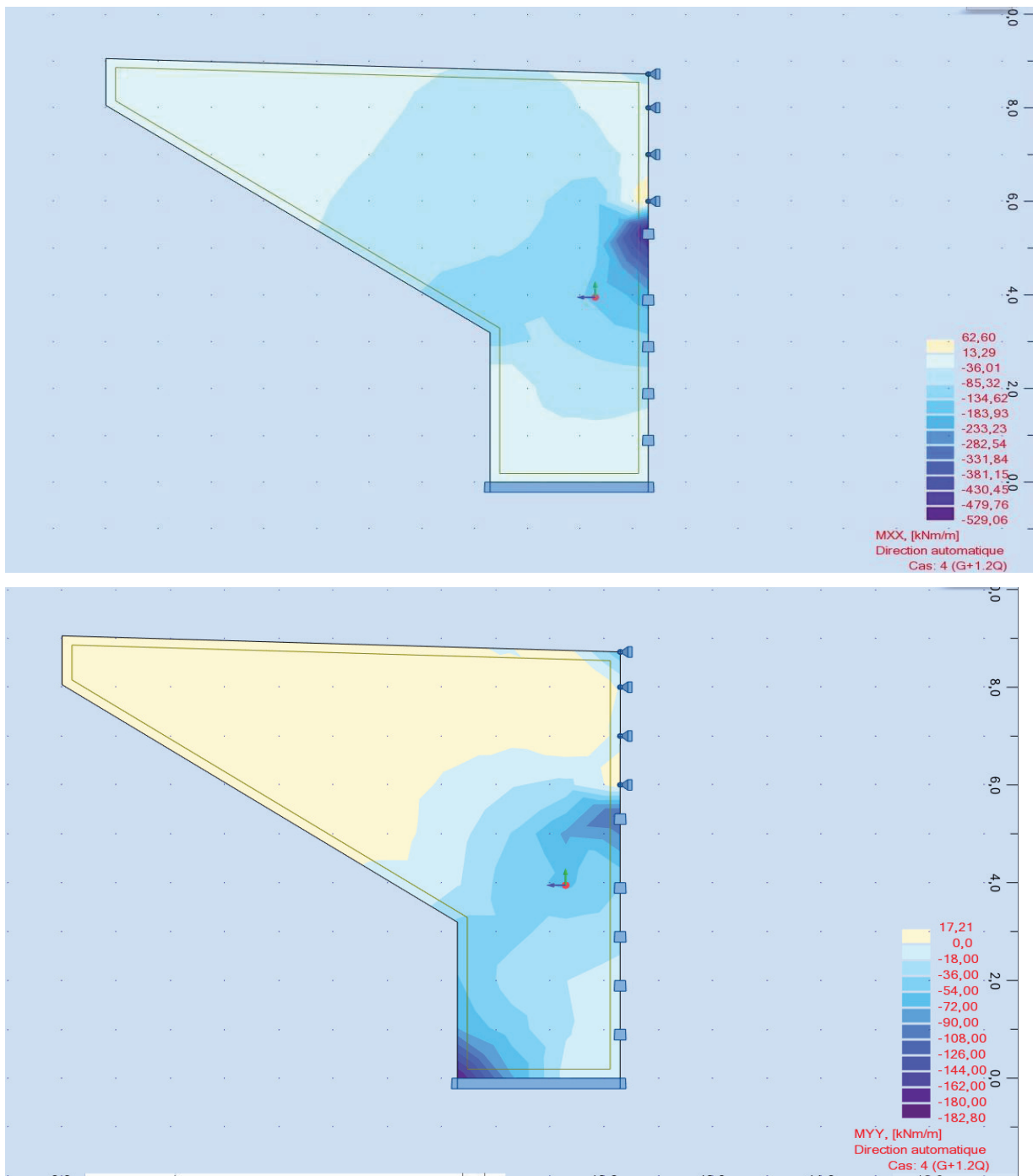


Figure X. 14 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

Côté XX (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 381.15 \text{ KN.m}$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul $A_s = 39.1 \text{ cm}^2$, soit **5HA32/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 13.03 \text{ cm}^2$; Soit **5HA16/ml** espacé de

20cm.

Côté YY (flexion composée) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{yy} = 162 \text{ KN.m}$

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 15.9\text{cm}^2$, soit **5HA25/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 5.9\text{cm}^2$; Soit **5HA14/ml** espacé de 20cm.



Figure X. 15 Ferrailage de la culée.

X.5 CONCLUSION :

Comme on a vu dans ce chapitre la stabilité de la pile était bien vérifiée et le ferrailage de ses éléments lui permettait d'avoir un fonctionnement adéquat, de même pour la culée, la stabilité et le dimensionnement sont bien vérifiés, d'où notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase très importante et expérience enrichissante dans le cycle de notre formation d'ingénieur à l'école nationale supérieure des travaux publics à Alger.

Ce projet de fin d'études, pour objectif de la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé dans la pénétrante reliant la ville de Batna à l'autoroute est-ouest au niveau de Chelghoum laïd.

La démarche de l'étude d'un pont peut être décomposé en deux niveaux, le choix de type d'ouvrage qui représente une étape importante, où nous avons combiné l'aspect technique et l'aspect économique, cette étape est suivie par le dimensionnement de l'ouvrage et tous ses différents éléments structurels et ses équipements.

L'étude d'un pont est une meilleure occasion pour nous de démontrer en évidence notre connaissances théoriques acquises durant la formation de cycle ingénieur et de maîtriser plusieurs domaines incluant dans le cadre de génie civil et travaux publics telle que la résistance des matériaux, le béton armé et le béton précontraint, la mécanique des sols, les réglementations et les normes établies dans le domaine des ouvrages d'art, etc...

Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (Robot Structural, AutoCAD, Robot Expert...), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'ENSTP, et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BELAOURA Mbarek, « Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.

BELAOURA Mbarek, « Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.

BOUCHENAK Djallal, Conception et étude d'un viaduc v.21 en béton précontraint construit par encorbellement successif coule en place au pk40+257 de la pénétrante de Tizi-Ouzou - autoroute est-ouest, Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Encadré par BABAKHOUYA Youcef. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2019.

CALGARO, J.A & Bernard-Gély, A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, « Projet et construction des ponts », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1987.

Catalogue des joints de chaussée, FREYSSINET septembre 2015.

CHAUSSIN. R, « Béton précontraint ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.

Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté.

Document SETRA, Appui des tabliers, PP73, 1.3.2, calculs complémentaires ferrailages types.

Document SETRA, « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), Février 1996.

Document SETRA, « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

Document SETRA, « Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009).

RCPR, Document technique réglementaire, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2009

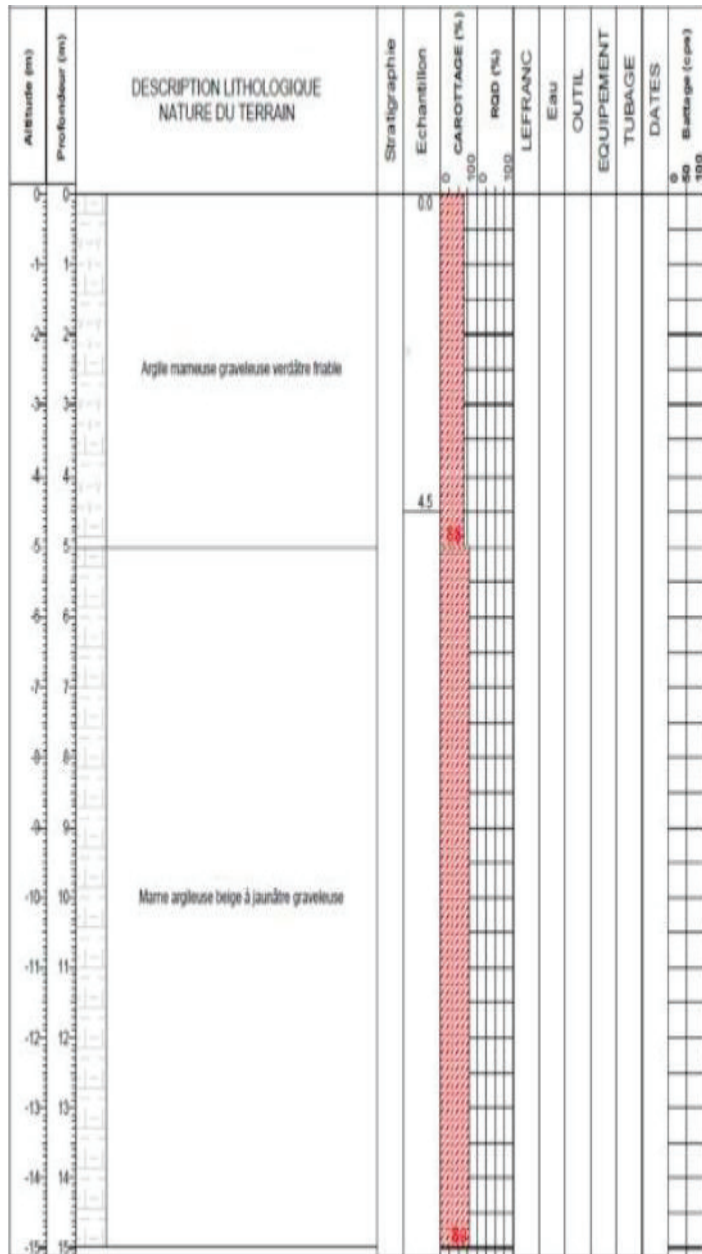
RPOA, Document technique réglementaire, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, 2008.

THONIER. H, « Le béton précontraint aux états limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992.

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté



CAISSE 1 DE 0 A 6M

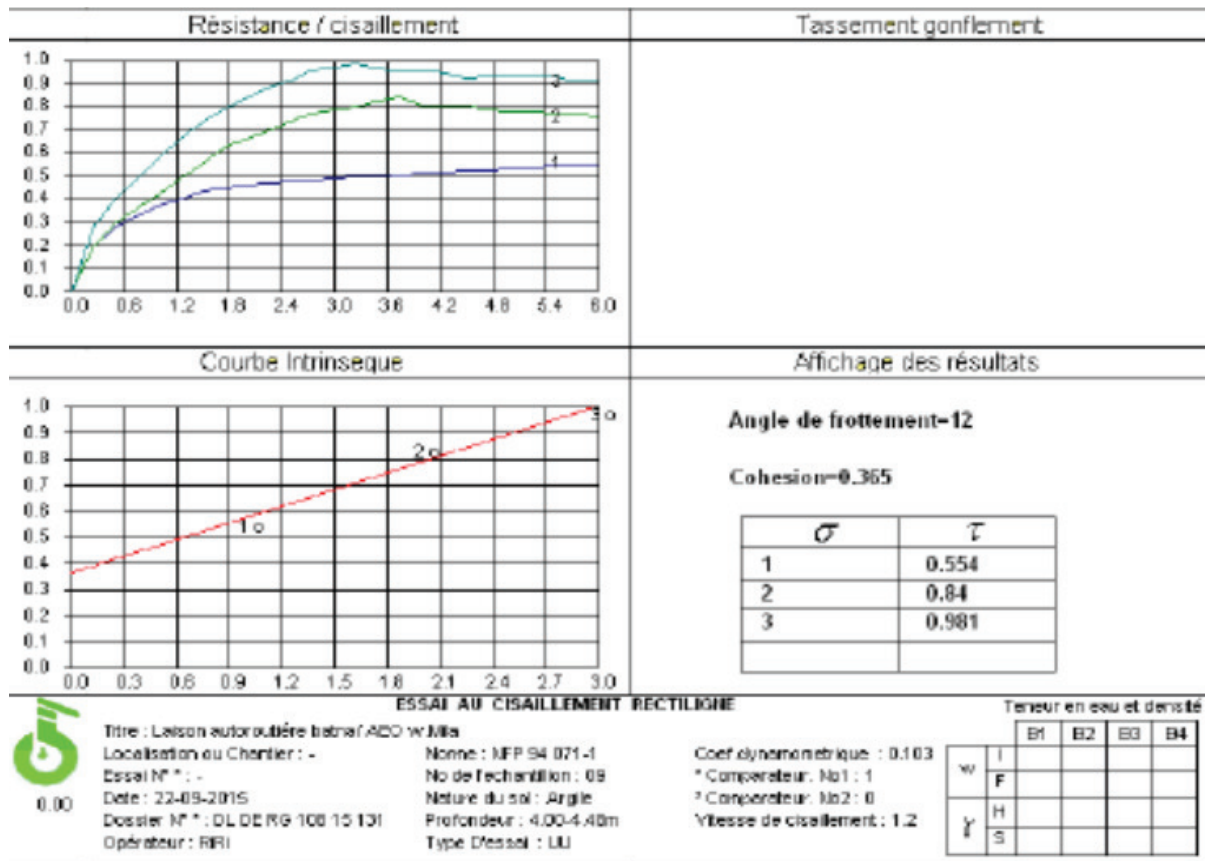


CAISSE 2 DE 6 A 10.5M

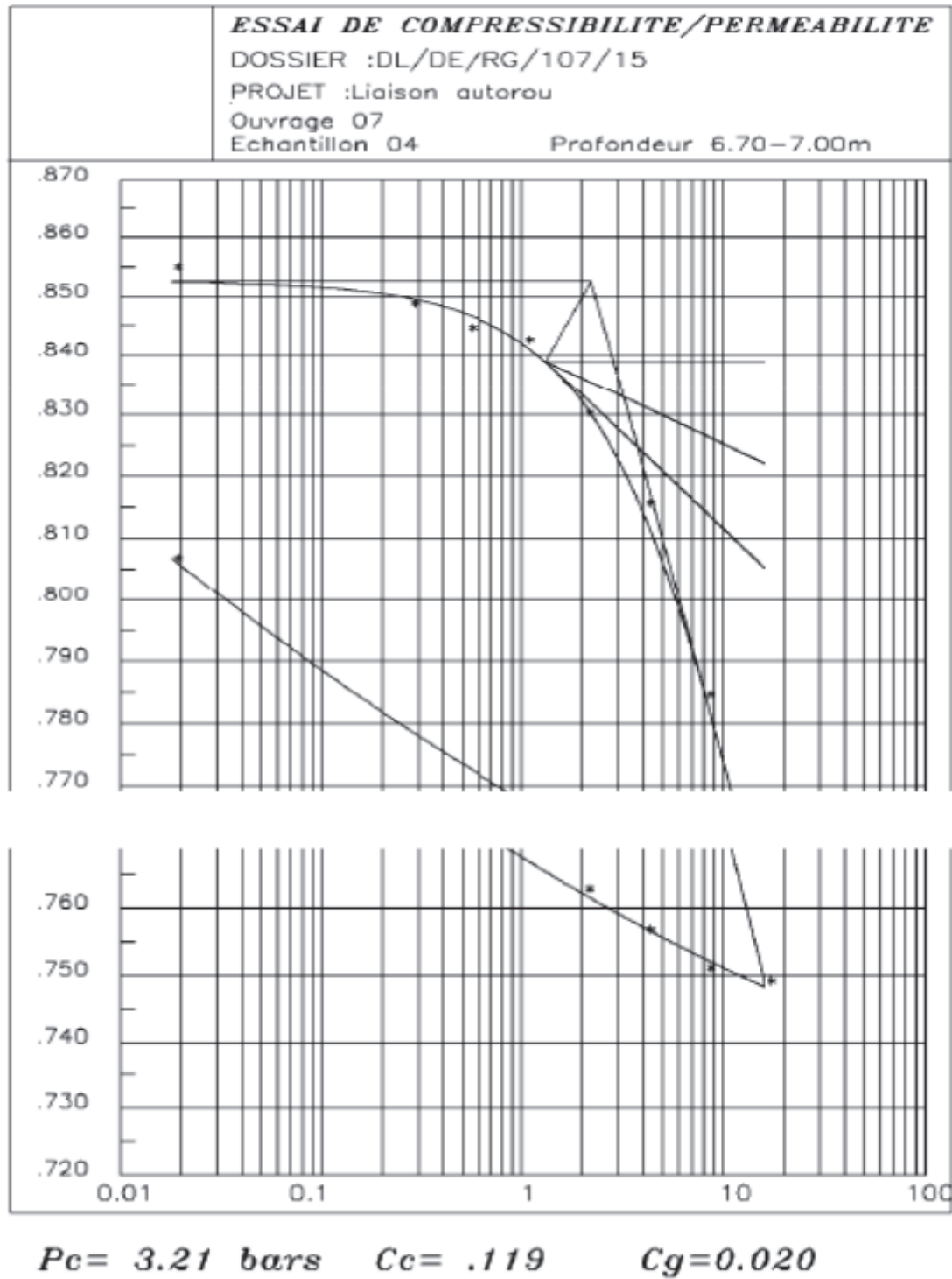


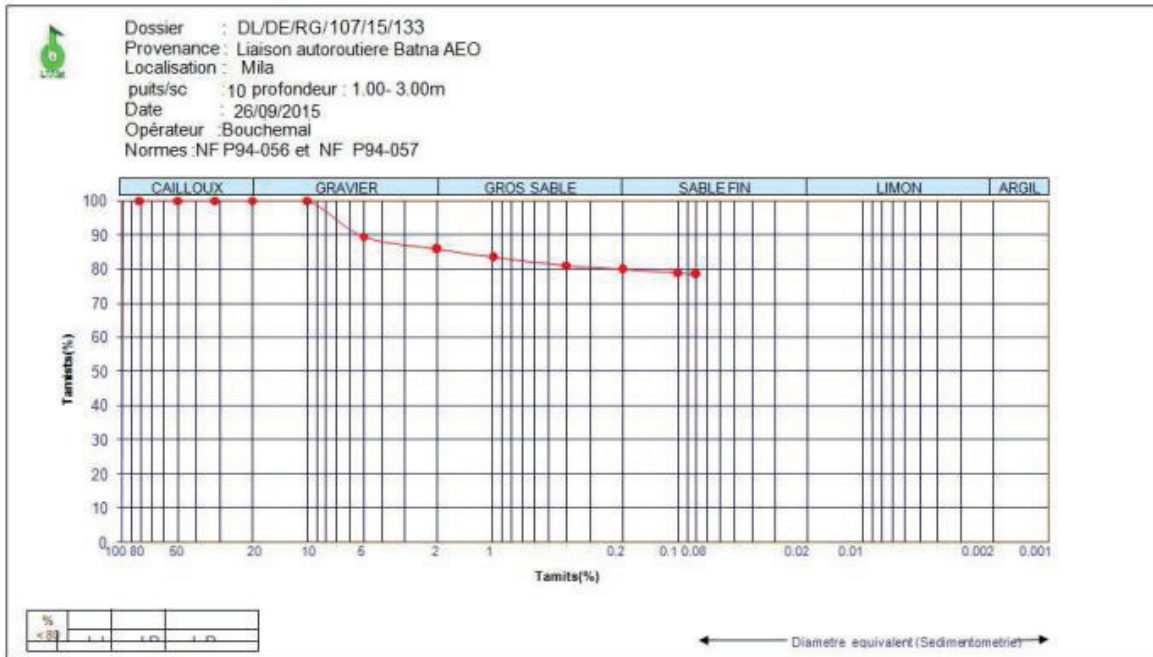
CAISSE 3 DE 10.5 A 15M

exemple d'un essai au cisaillement rectiligne



Exemple d'un essai de compressibilité / perméabilité

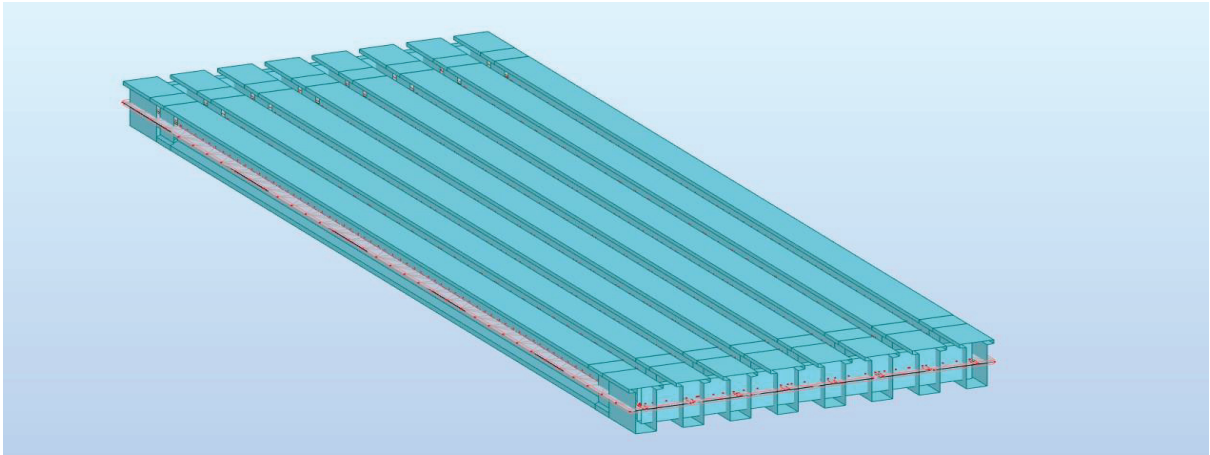




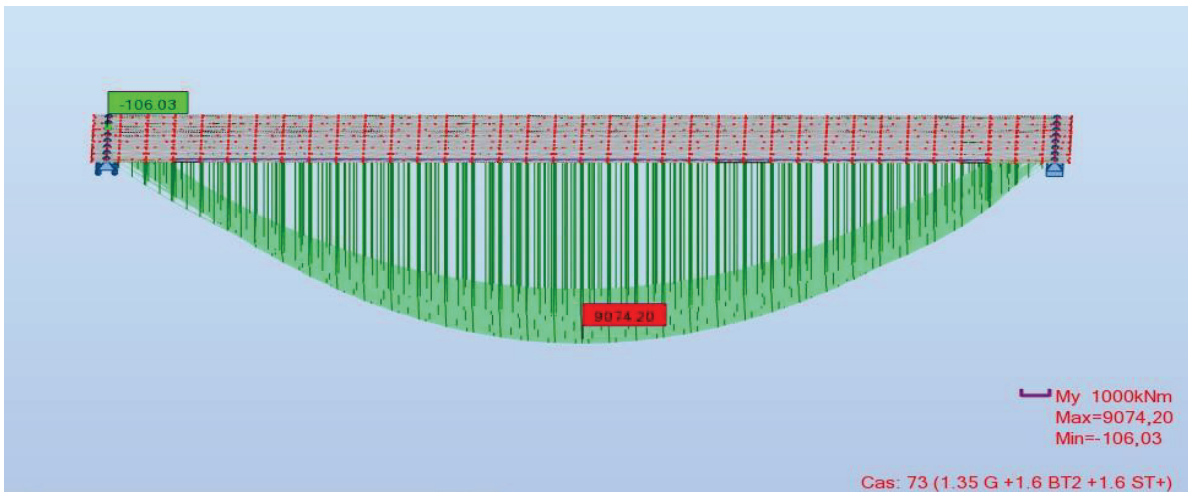
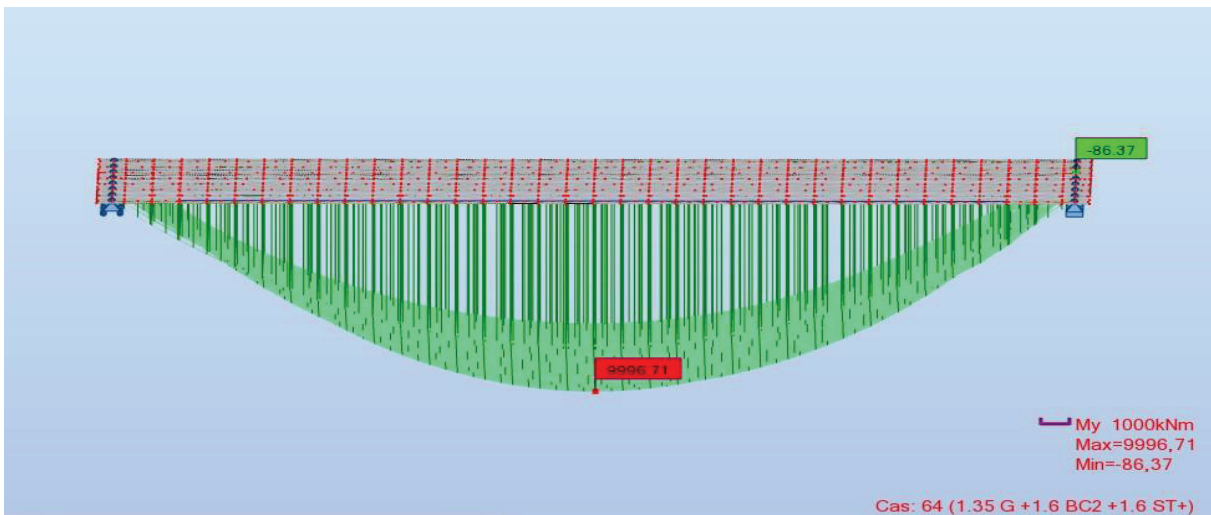
ANNEXE B

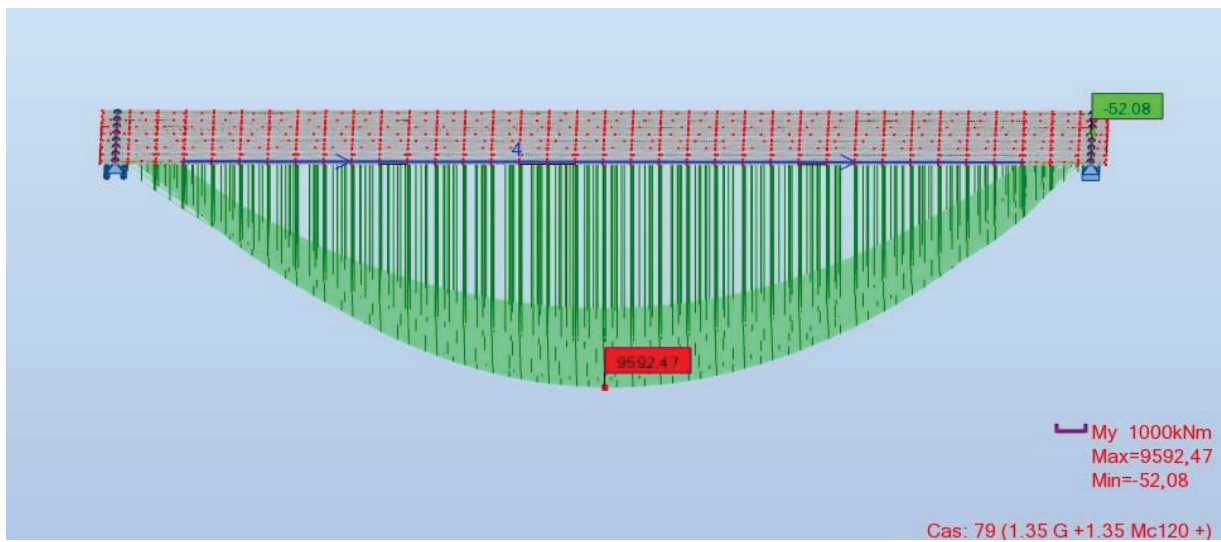
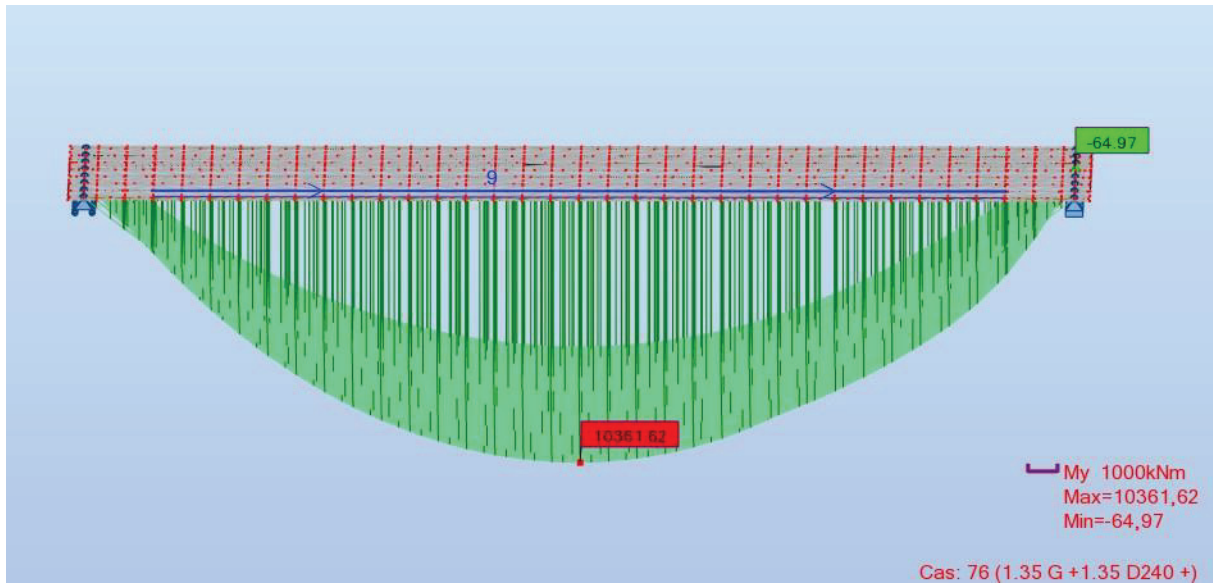
RESULTATS DE CALCUL NUMERUQUE

MODELISATION D'UN SEUL TRAVEE ETUDE TRANSVERSAL

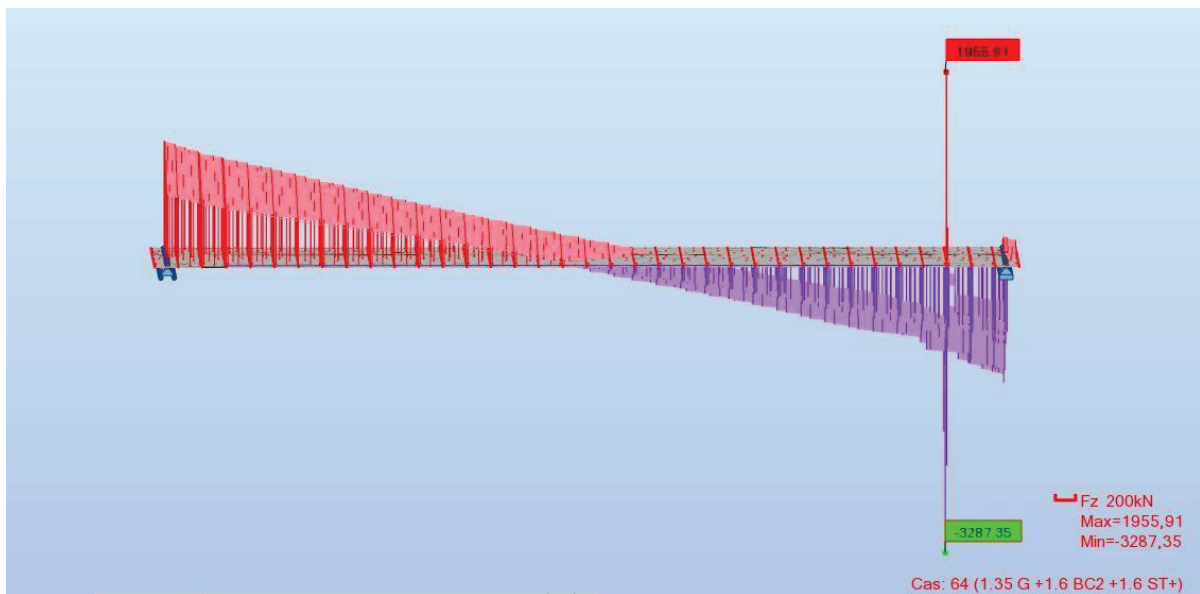


LE MOMENT MAXIMALE DE TABLIER
COMBINAISONS ELU

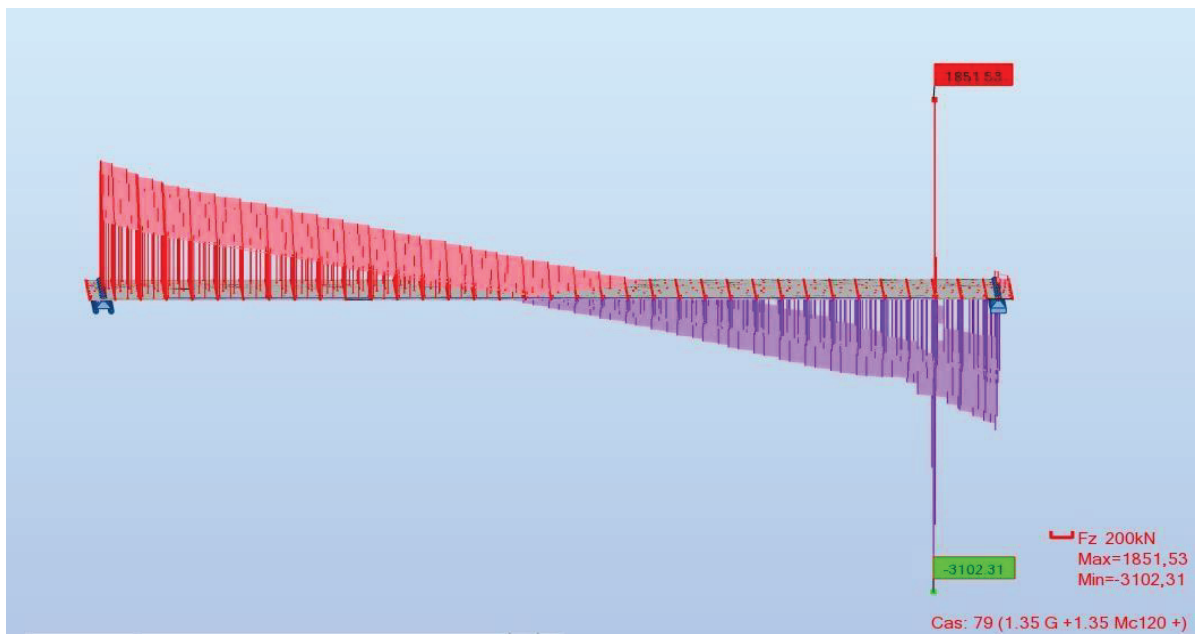
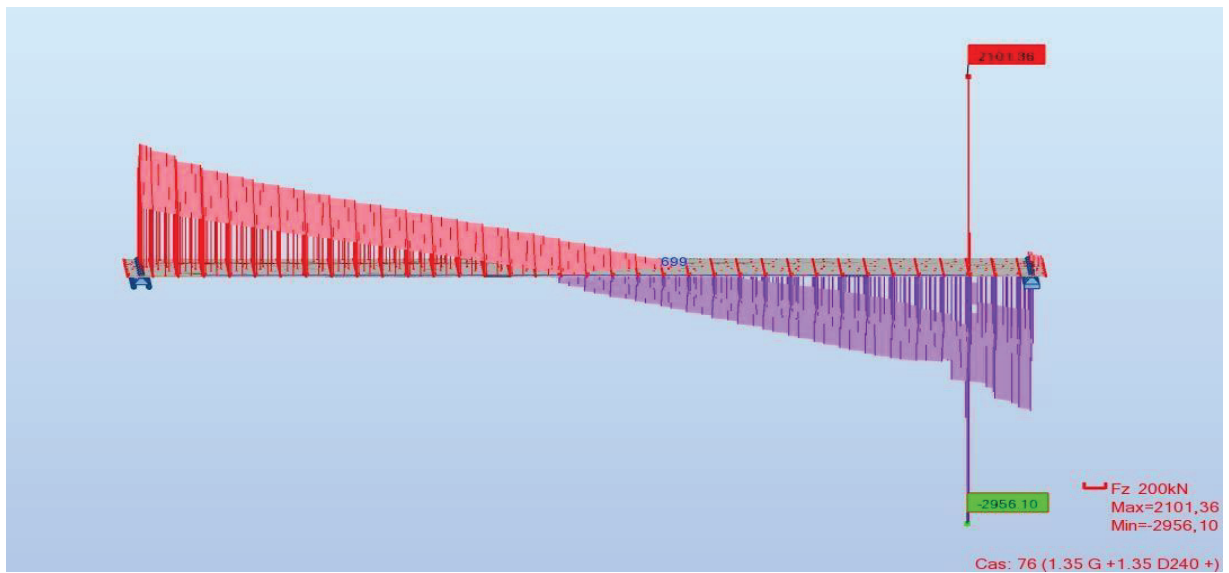
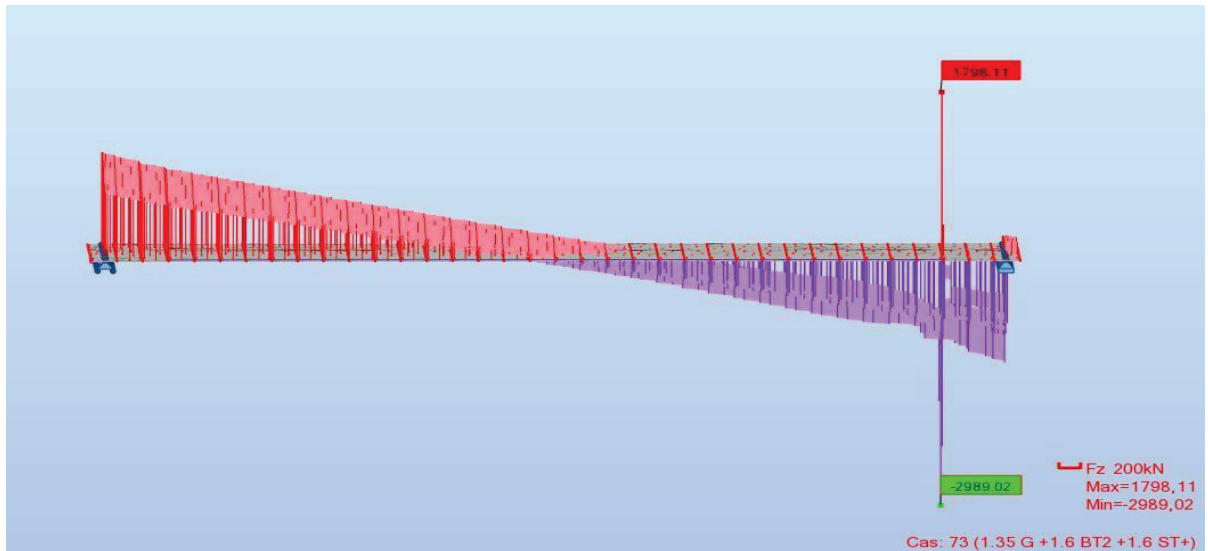




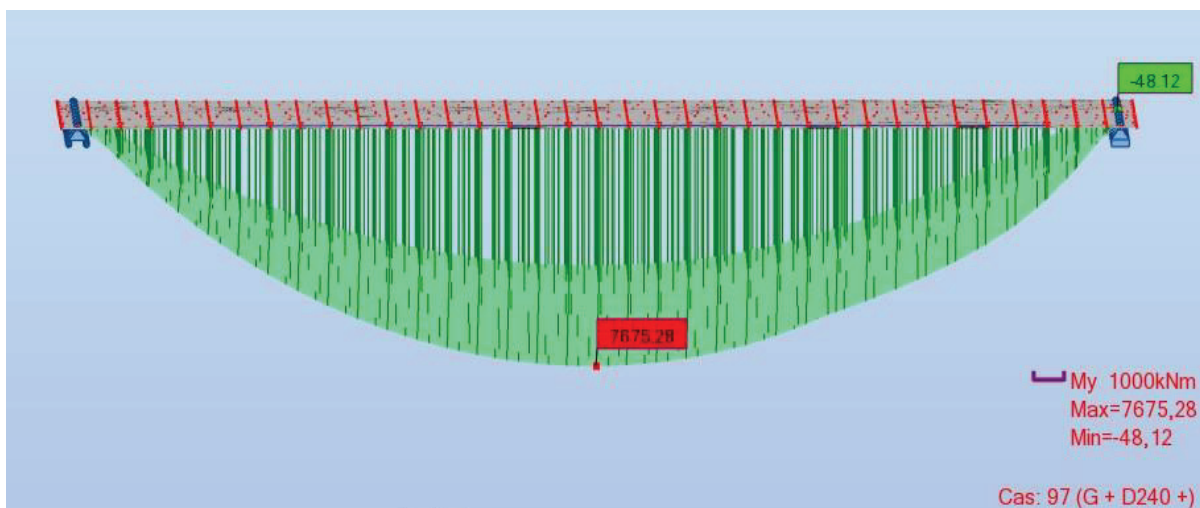
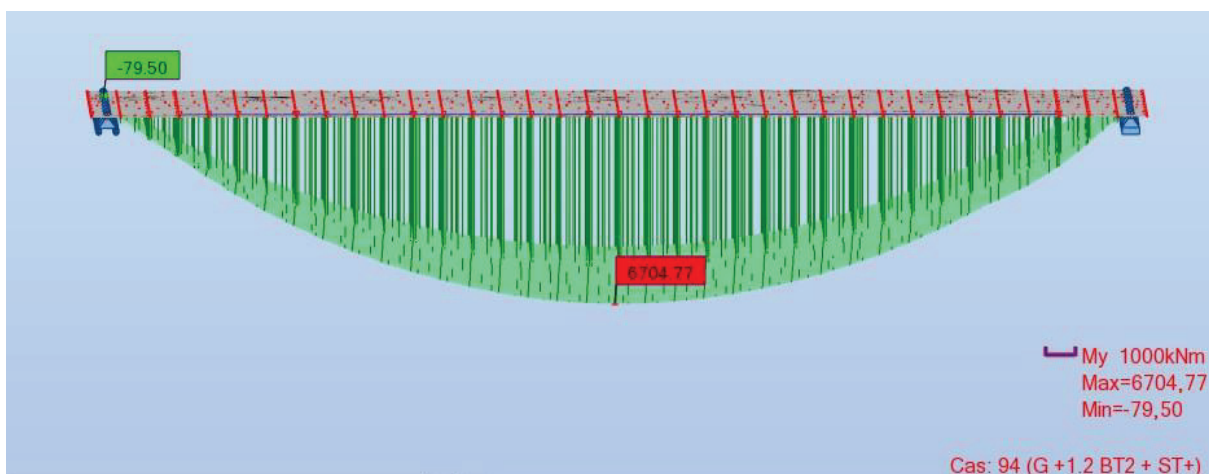
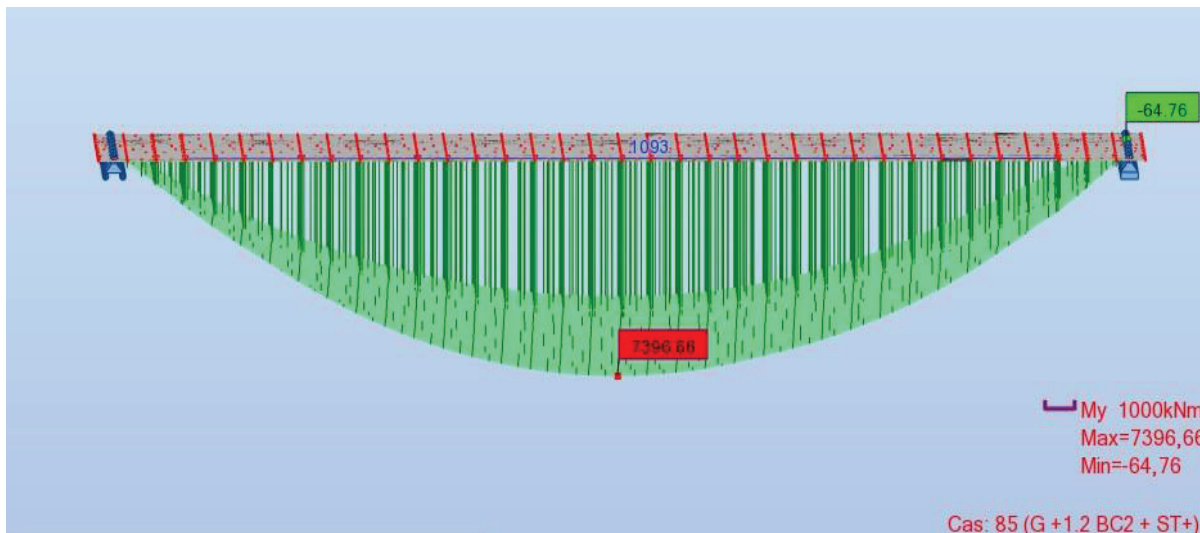
EFFORT TRANCHANT MAXIMALE A ELU

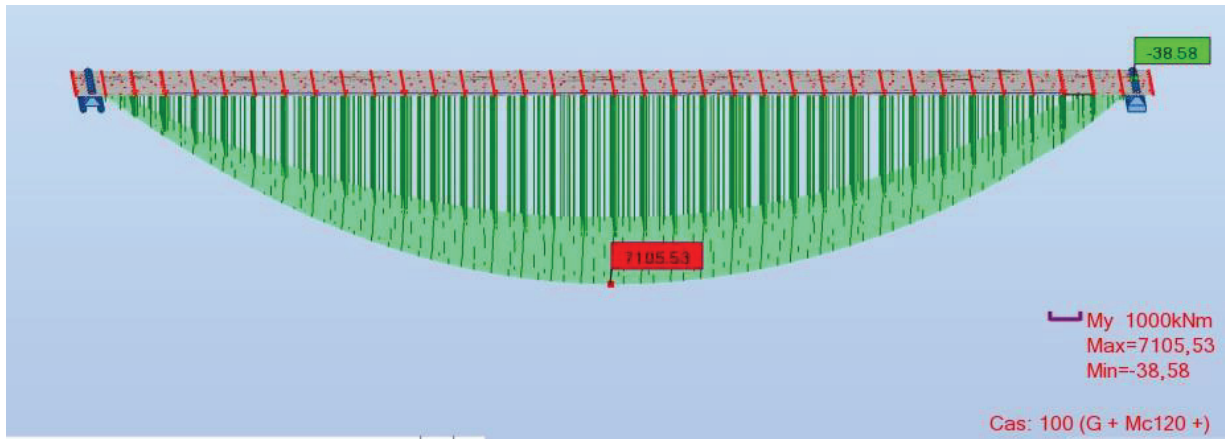


ANNEXE B : RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

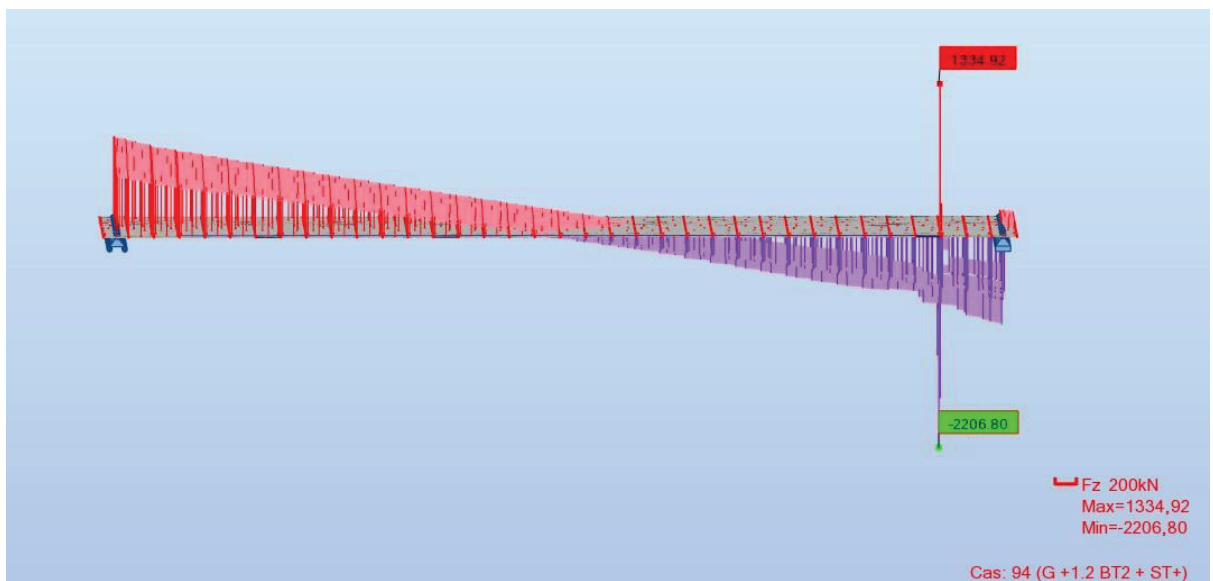
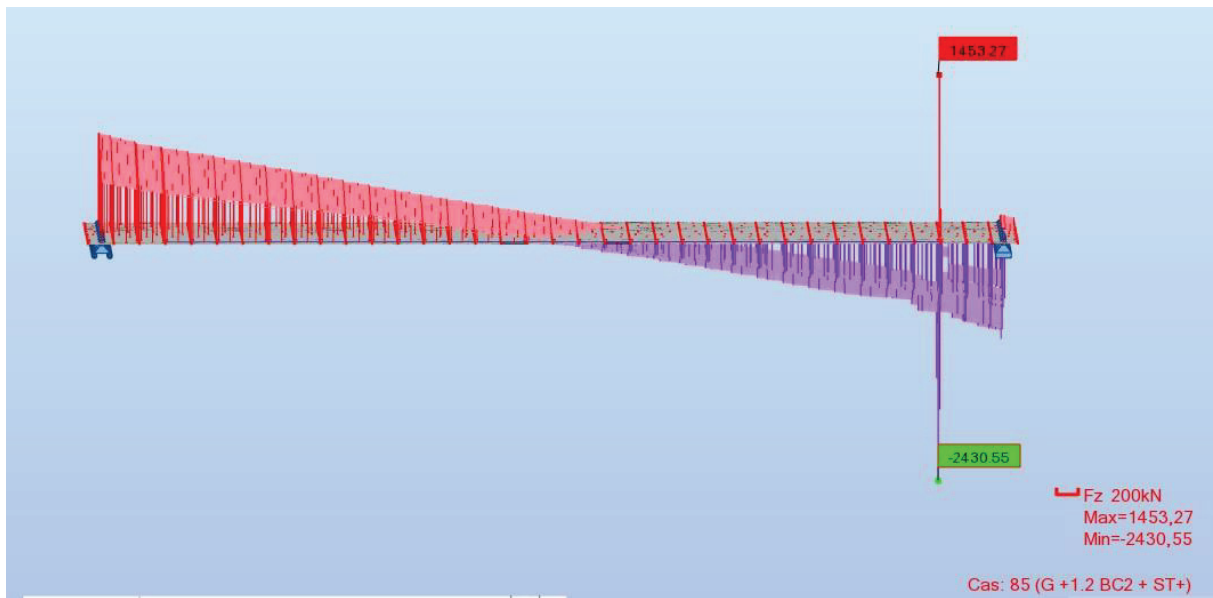


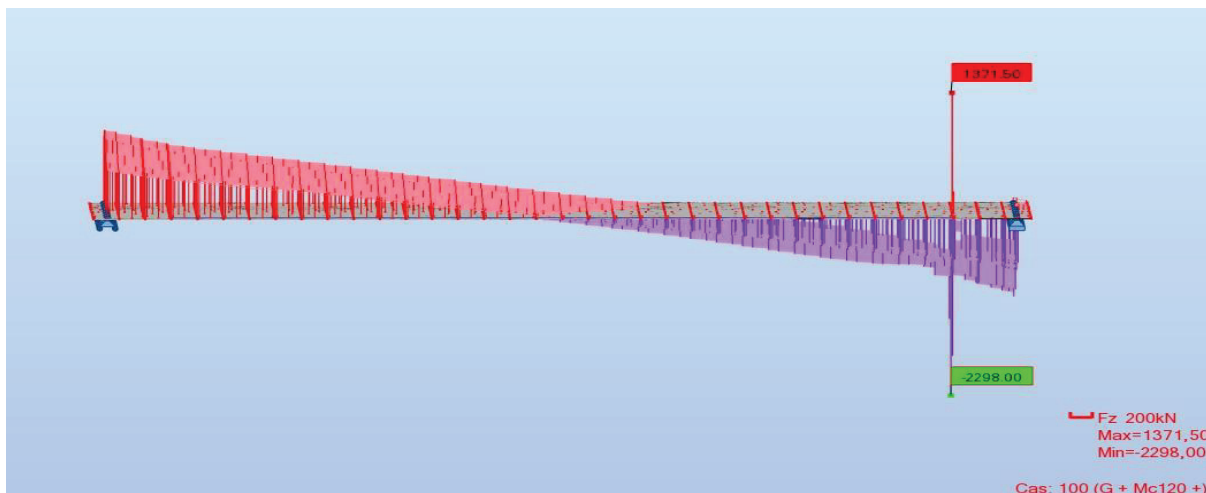
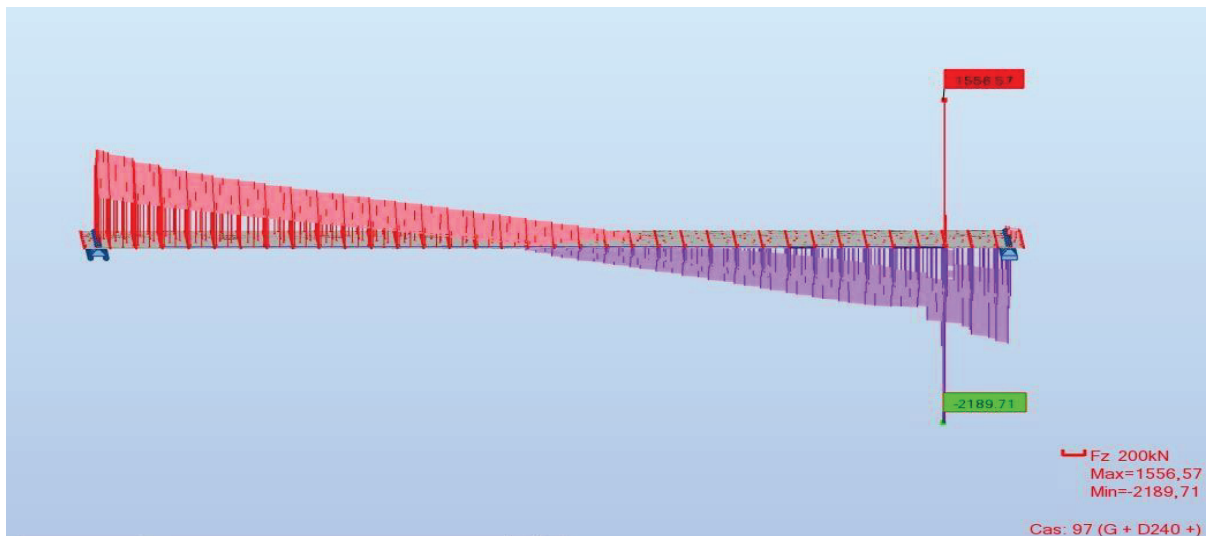
LE MOMENT MAXIMALE DE TABLIER COMBINAISONS ELS



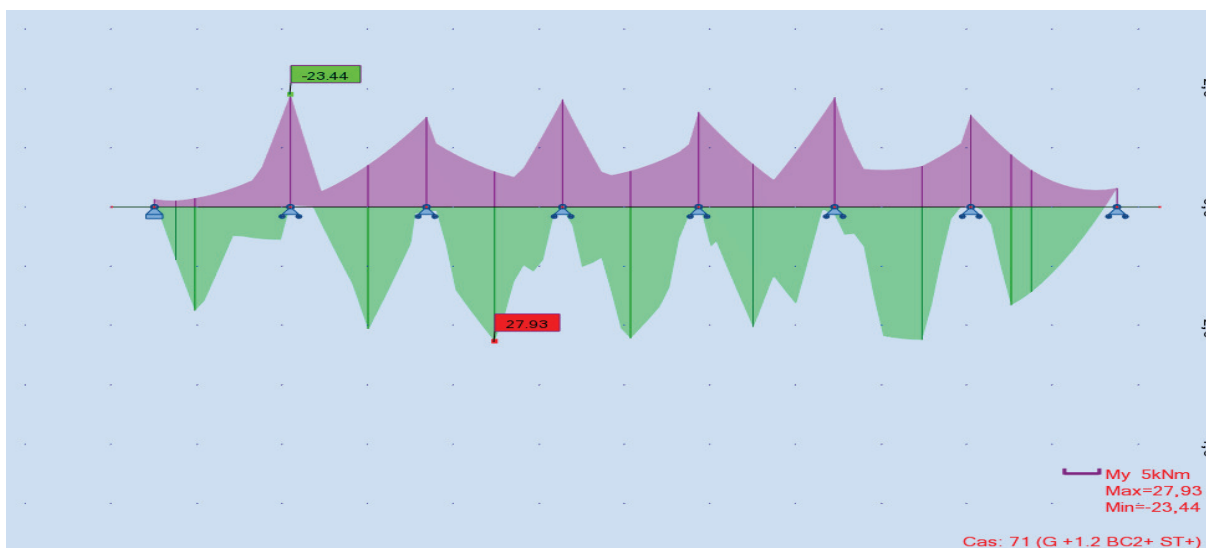


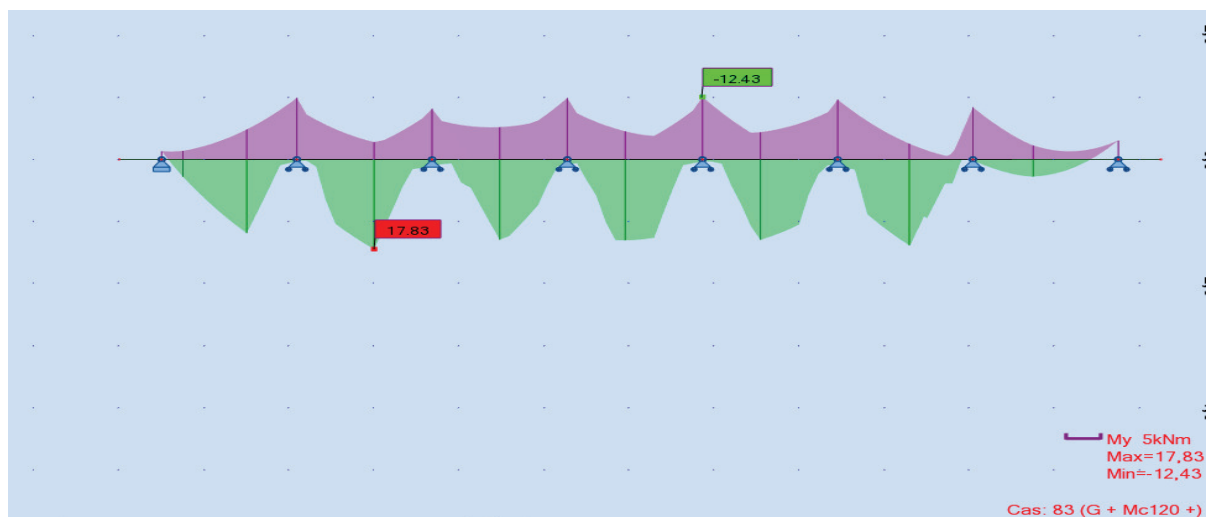
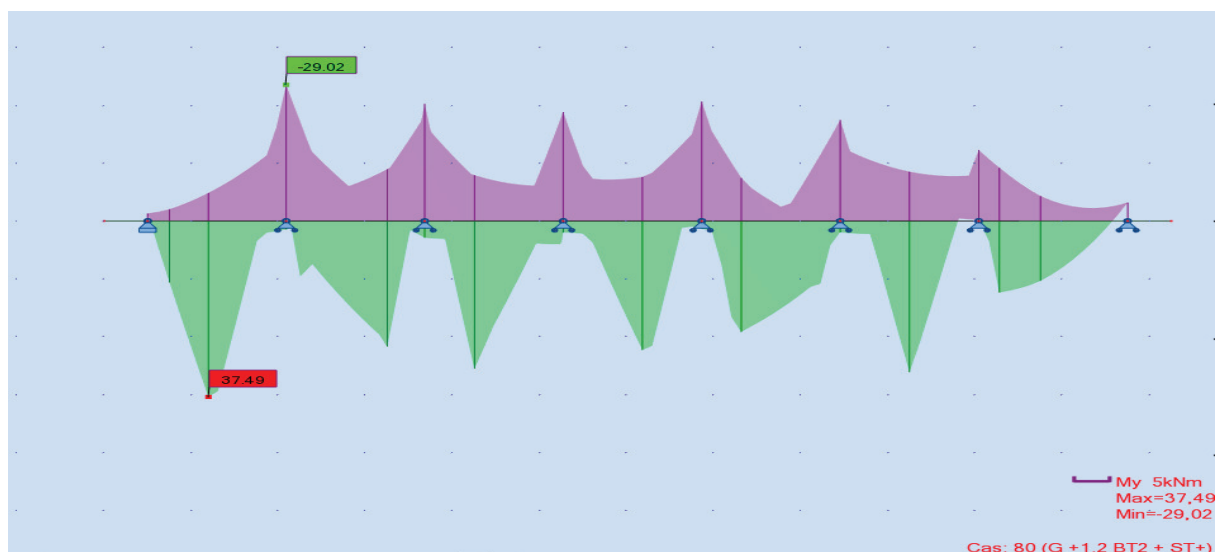
EFFORT TRANCHANT MAXIMALE A ELS



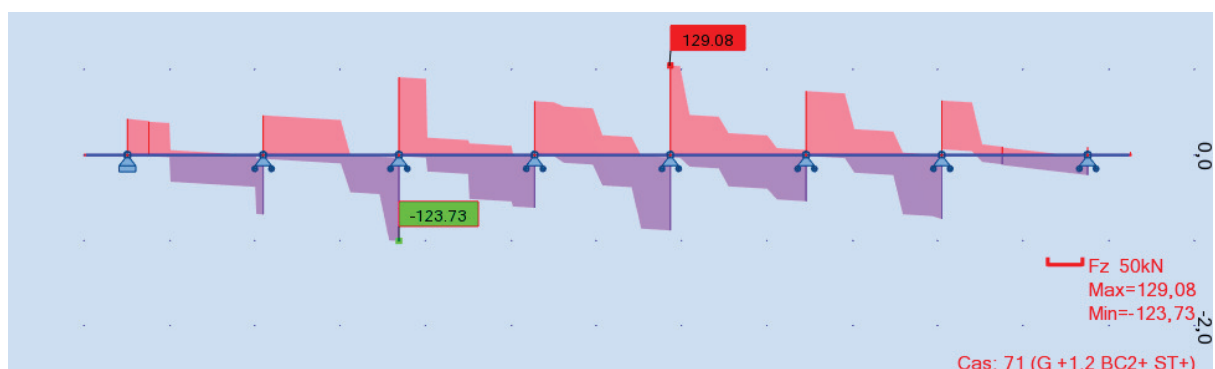


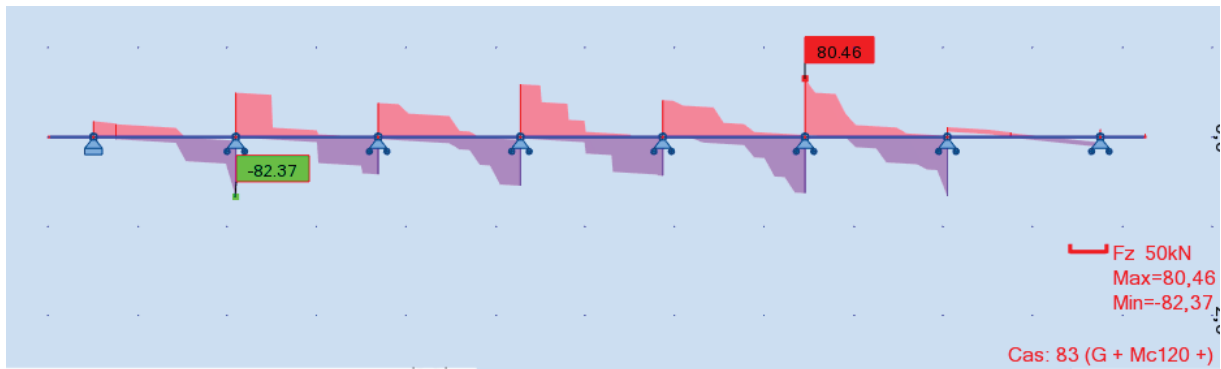
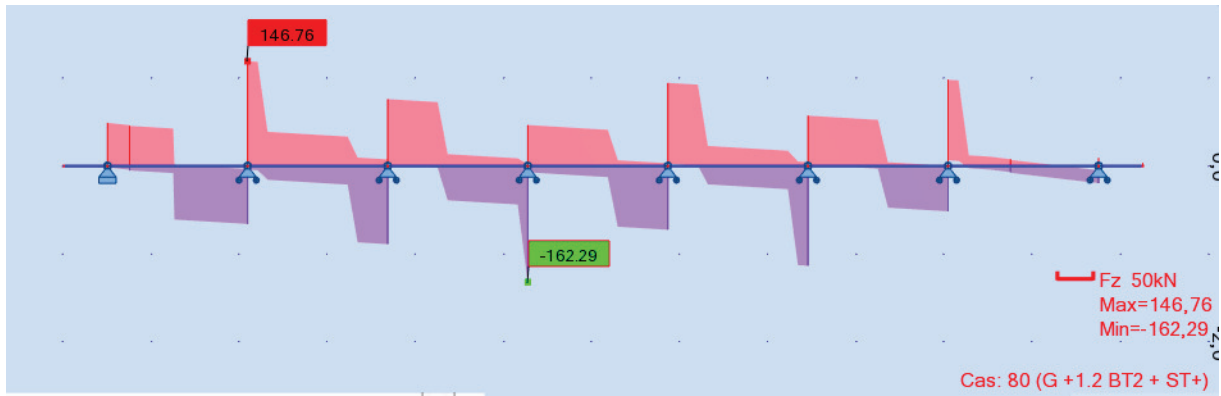
LE MOMENT DE L'OURDIS COMBINAISONS ELS



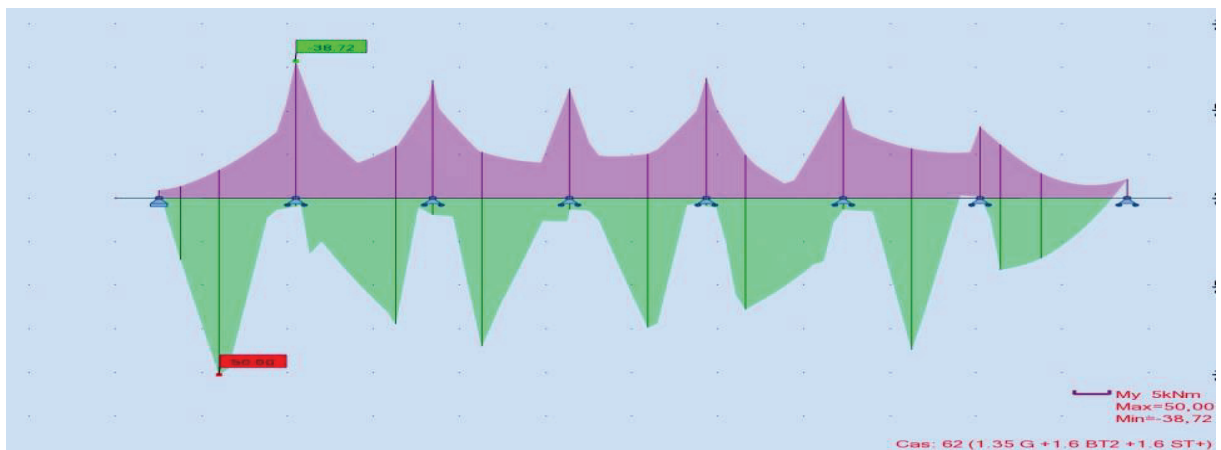
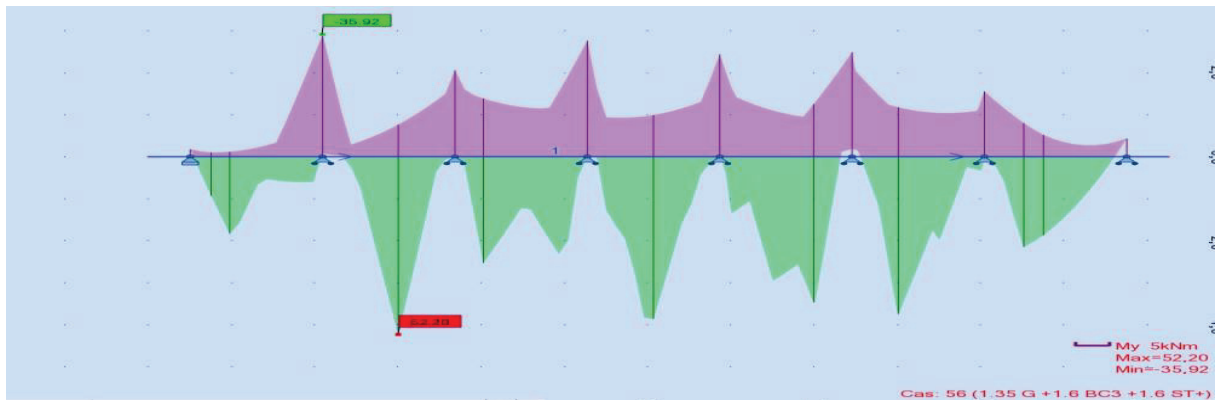


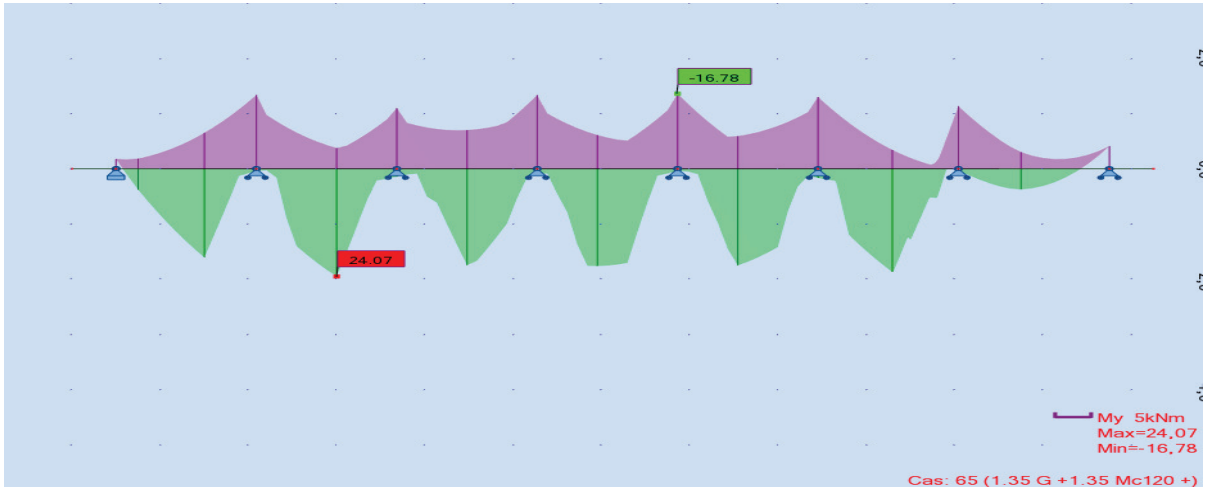
EFFORT TRANCHANT MAXIMALE DE L'OURDIS A ELS



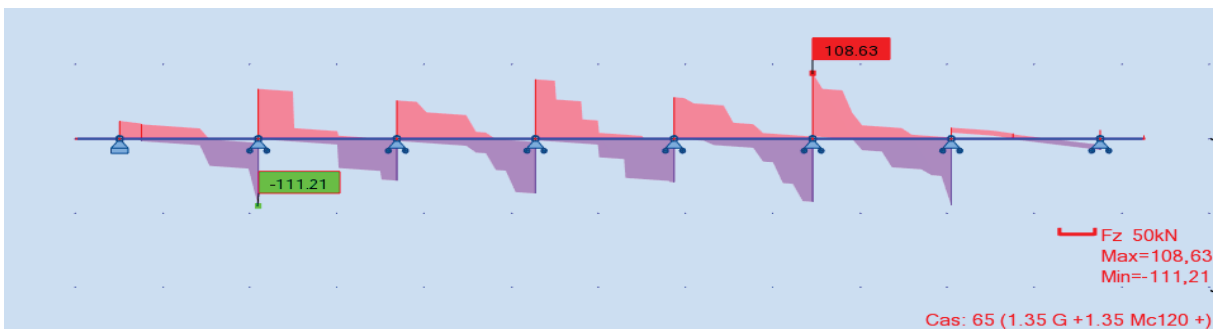
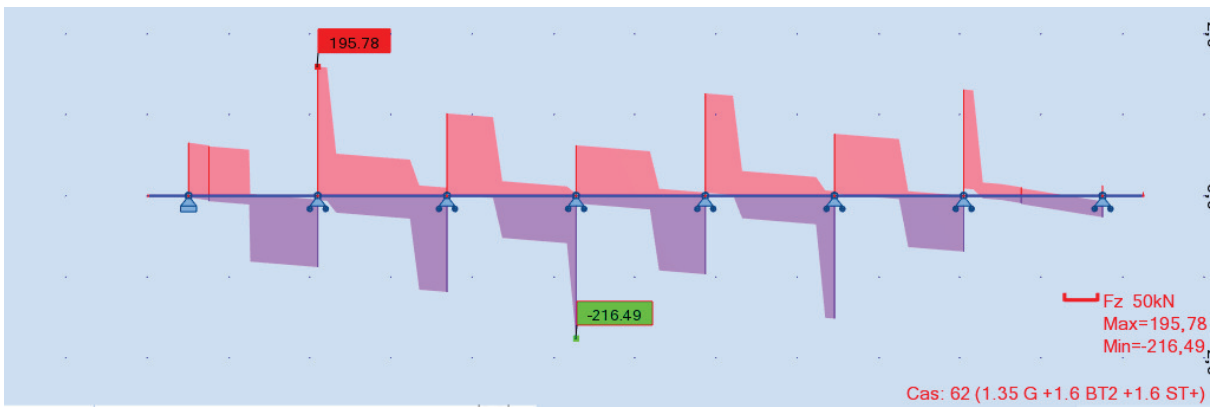
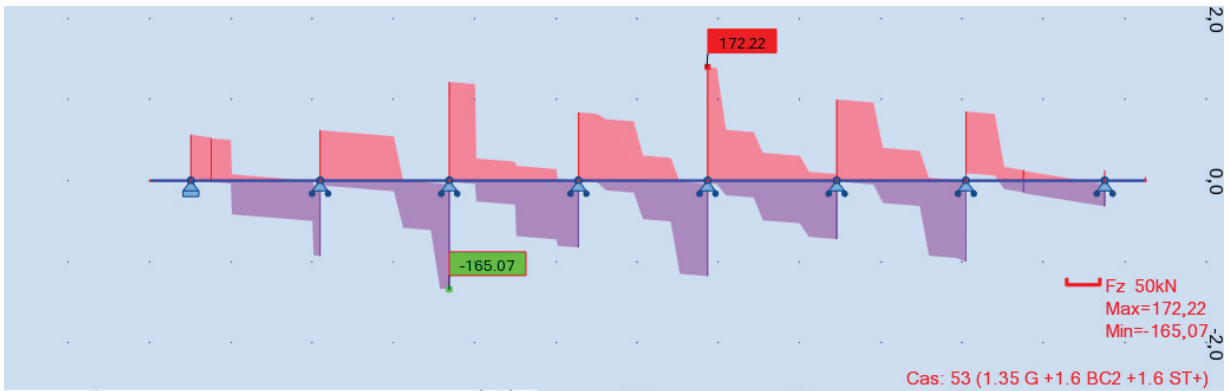


LE MOMENT DE L'HOUDIS COMBINAISONS ELU

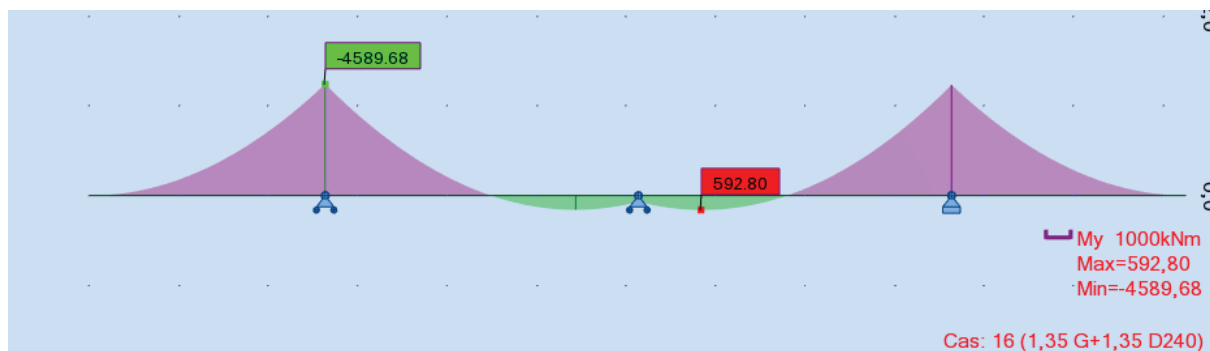
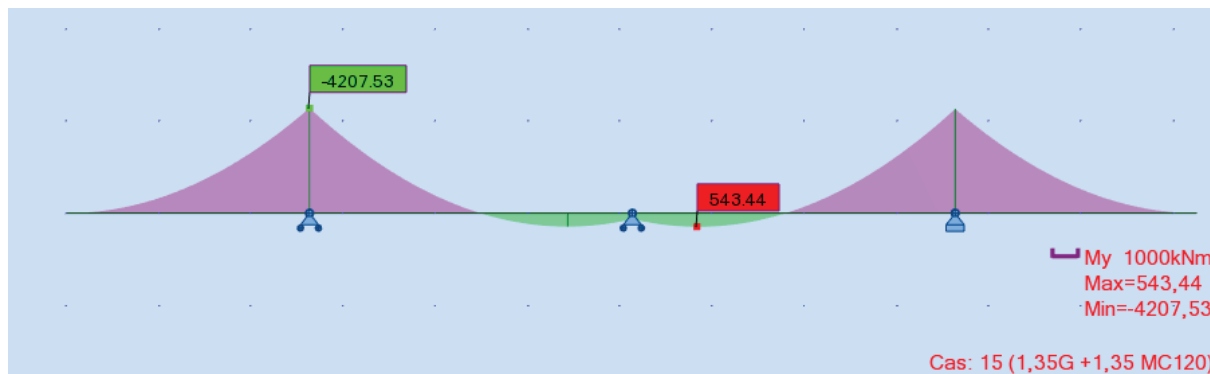
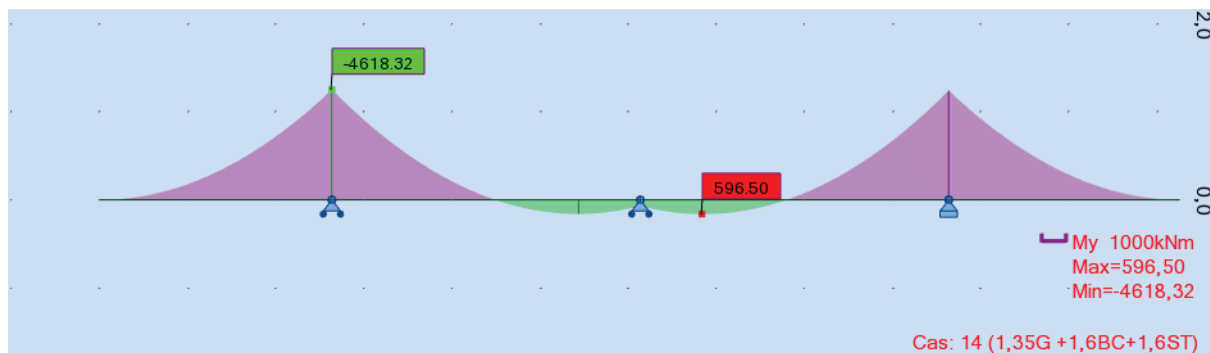
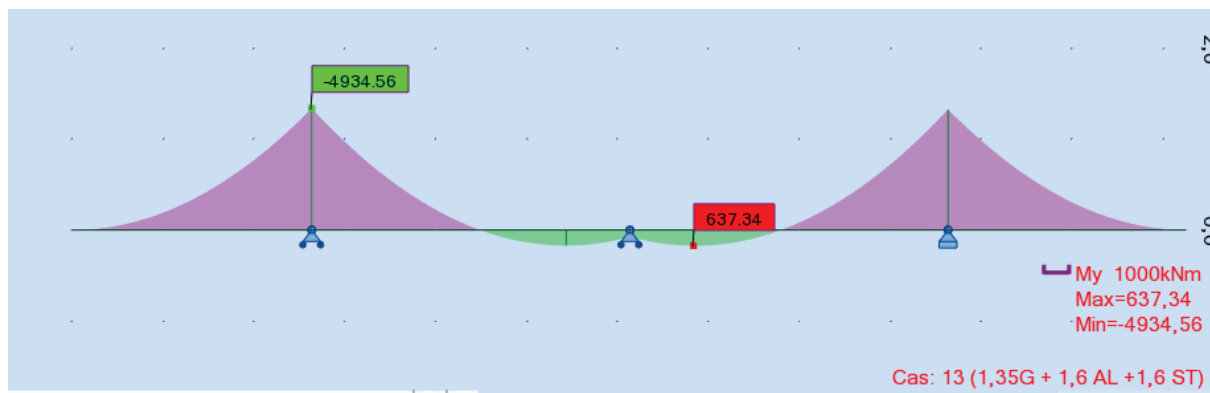




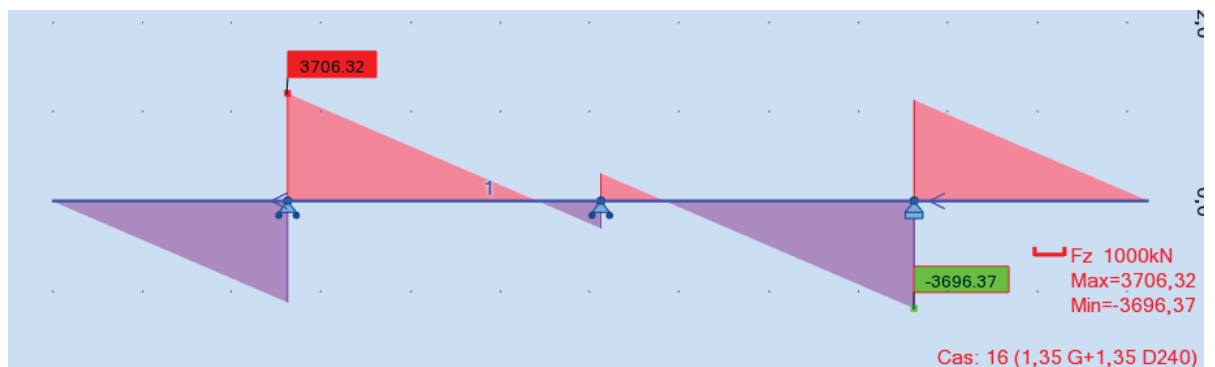
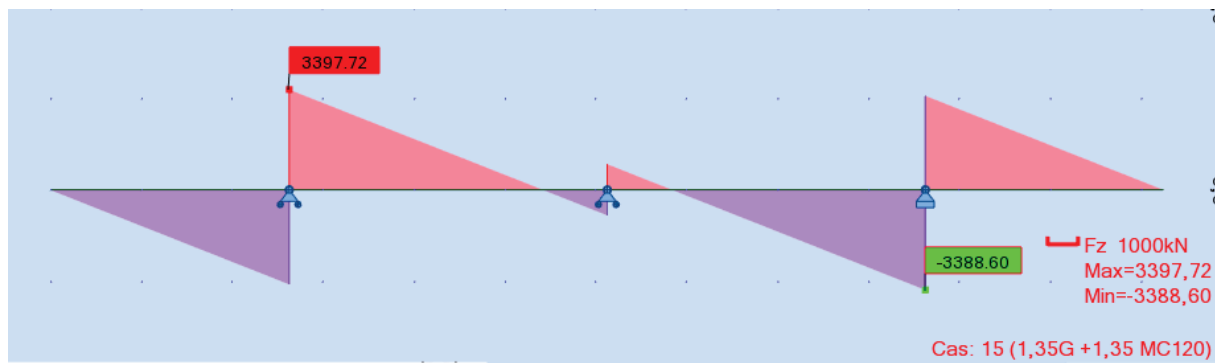
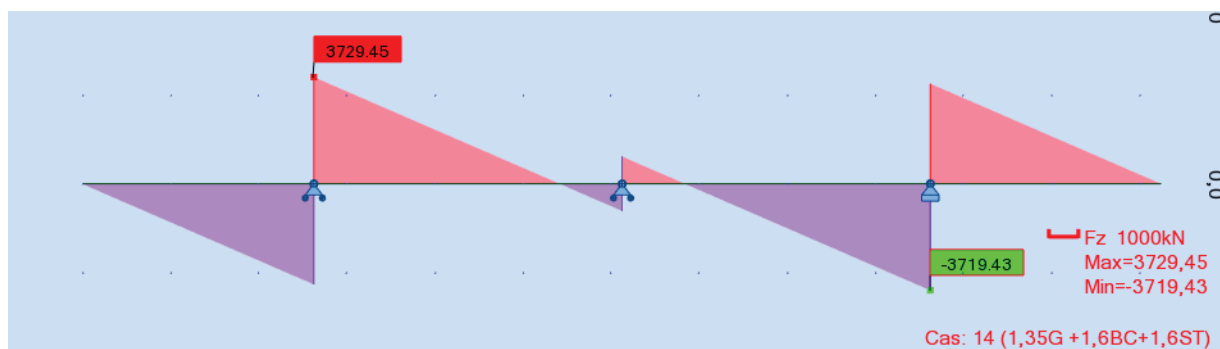
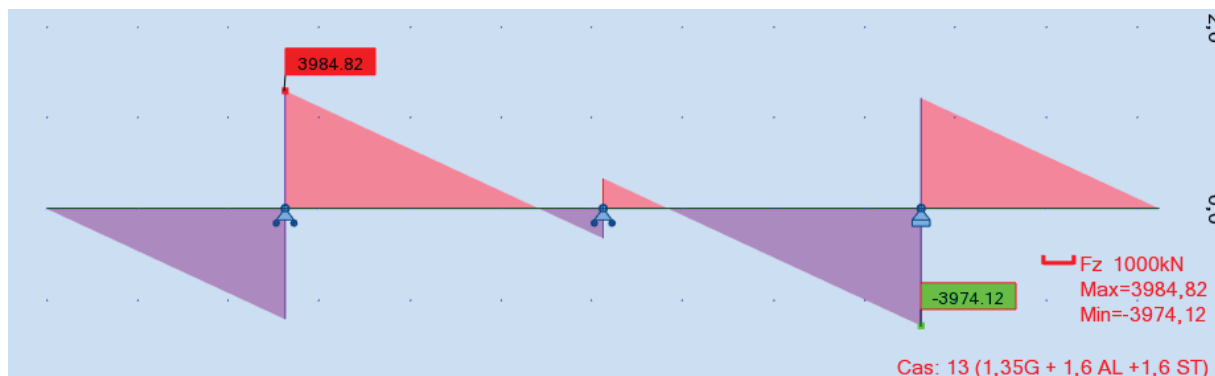
EFFORT TRANCHANT MAXIMALE DE L'HOUDIS A ELS



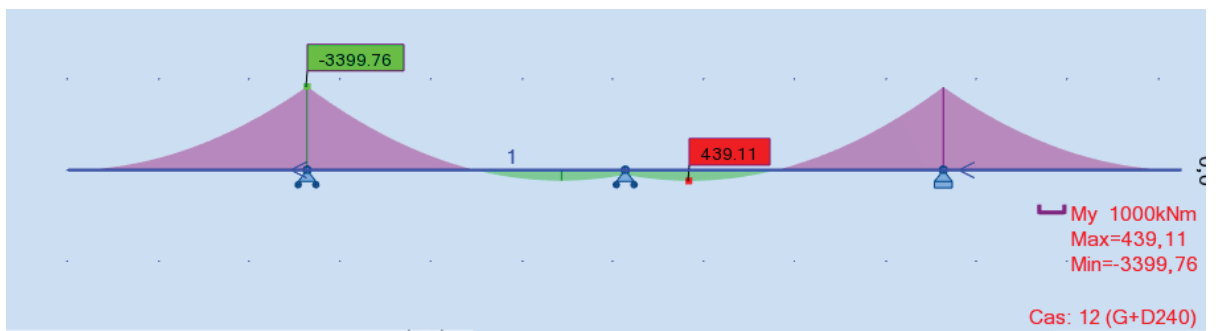
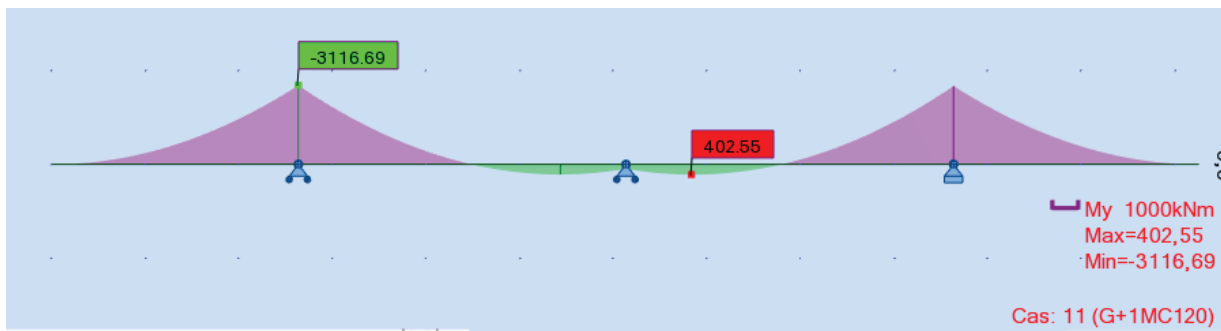
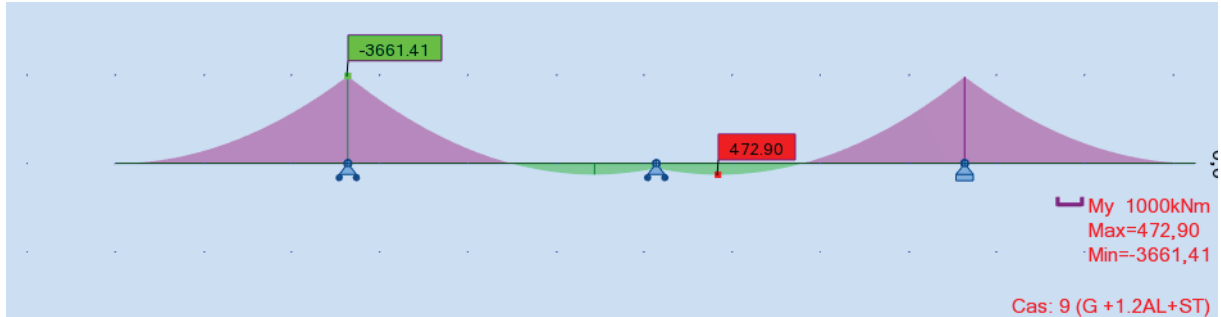
MOMENT DE CHEVETRE COMBINAISONS ELU



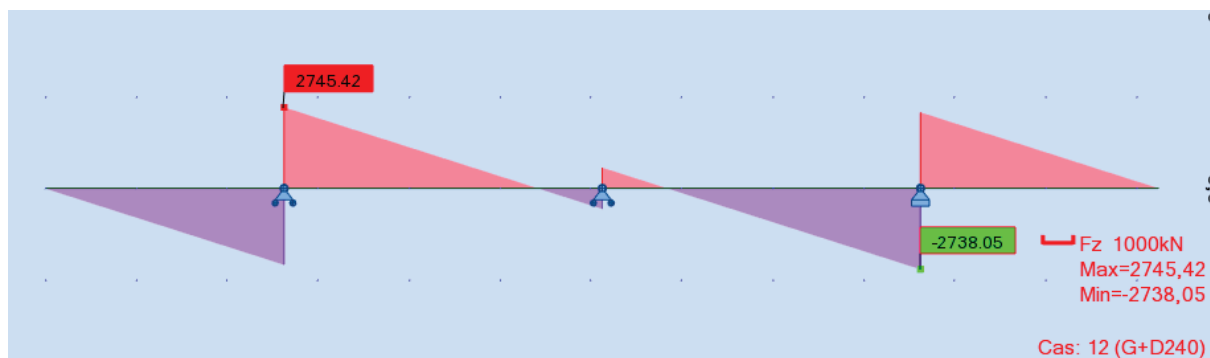
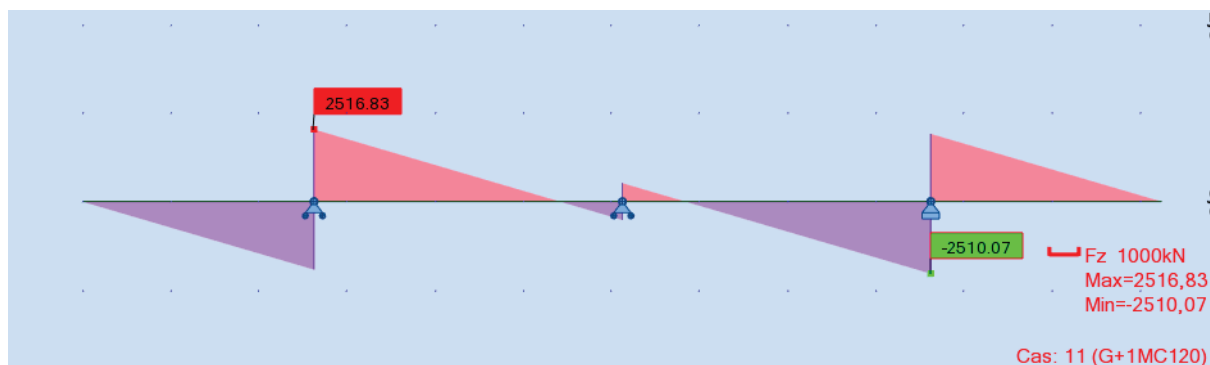
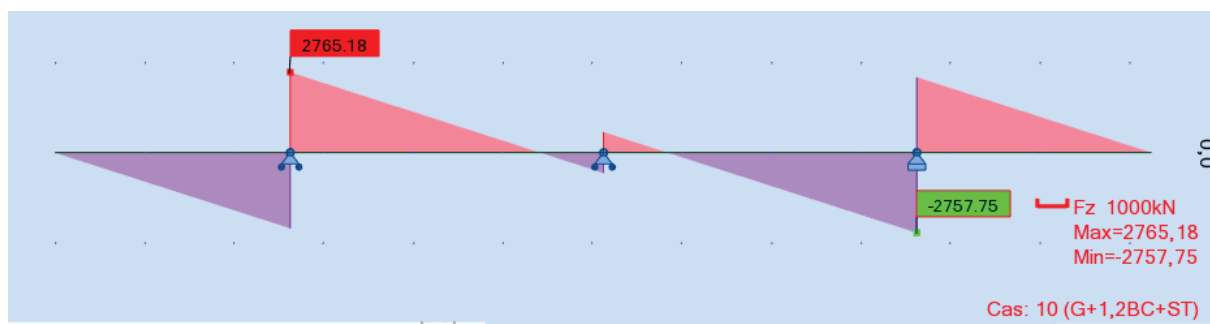
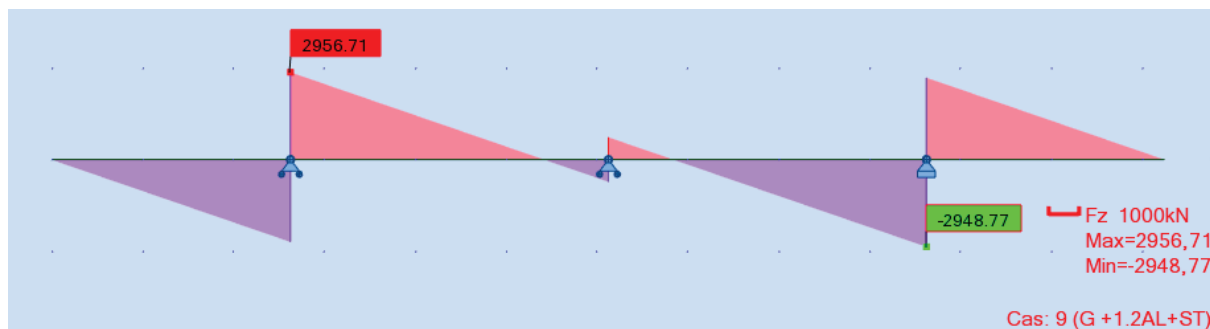
EFFORT TRANCHANT MAXIMALE DE CHEVETRE A ELU



MOMENT DE CHEVETRE COMBINAISONS ELS



EFFORT TRANCHANT MAXIMALE DE CHEVETRE A ELS



ANNEXE C

TABLEAUX DE CALCULS

REACTIONS DUES AUX SURCHARGES

Système de charge

A Une travée chargée

$Q_{A(l)}$	34.30	KN/ml	Pour une voie chargée
$Q_{A(l)}$	68.60	KN/ml	Pour deux voies chargées
$Q_{A(l)}$	92.61	KN/ml	Pour trois voies chargées

Deux travées chargées

$Q_{A(l)}$	23.05	KN/ml	Pour une voie chargée
$Q_{A(l)}$	46.10	KN/ml	Pour deux voies chargées
$Q_{A(l)}$	62.24	KN/ml	Pour trois voies chargées

Réactions

Culée	$R_{A(l)}$	1852.20	KN
Pile	$R_{A(l)}$	2489.40	KN

Système de charge Bc

Culée	R	479.14	KN	/
	R_{Bc}	609.18	KN	Pour une voie chargée
	R_{Bc}	1125.94	KN	Pour deux voies chargées
	R_{Bc}	1466.08	KN	Pour trois voies chargées
Pile	R	519.43	KN	/
	R_{Bc}	660.398	KN	Pour une voie chargée
	R_{Bc}	1220.60	KN	Pour deux voies chargées
	R_{Bc}	1589.35	KN	Pour trois voies chargées

Réactions

Culée	R_{Bc}	1406.39	KN
Pile	R_{Bc}	1560.16	KN

Charge militaire MC120

Q_{MC120}	1100	KN
Q_{MC120}	180.33	KN/ml

Réactions

Culée	R	1019.86	KN
	R_{MC120}	1086.14	KN
Pile	R	2400	KN
	R_{MC120}	129.03	KN

Convoi exceptionnel : D240

Q_{D240}	2400	KN
Q_{D240}	129.03	KN/ml

Réactions

Culée	R_{D240}	1796.57	KN
Pile	R_{D240}	2141.49	KN

Surcharges sur trottoir

ST	1.5	KN
----	-----	----

Réactions

Culée	ST	40.50	KN
Pile	ST	81	KN

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Première phase : Après 7 jours

f_{c7}	23.18	MPa
f_{t7}	1.99	MPa
σ_{bt1}	-1.39	MPa
σ_{bt2}	-2.99	MPa
σ_{bc}	13.91	MPa
ΔP	5	%
n_{cable}	3	

Deuxième phase : Après 28 jours

f_{c7}	35.00	MPa
f_{t7}	2.70	MPa
σ_{bt1}	-1.89	MPa
σ_{bt2}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
ΔP	10	%
n_{cable}	3	

phase : Apres coulage de la dalle

f_{c7}	35.00	MPa
f_{t7}	2.70	MPa
σ_{bt1}	-1.89	MPa
σ_{bt2}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
ΔP	15	%
n_{cable}	3	

Quatrième phase : En service

f_{c7}	35.00	MPa
f_{t7}	2.70	MPa
σ_{bt1}	-2.70	MPa
σ_{bt2}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
ΔP	25	%
n_{cable}	3	

INFRASTRUCTURE

Etude statique

Évaluation des efforts agissants sur pile

Désignation	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M _x	M _y
Fûts	2691.01	/	0.00	7.05	0.00	/
Chevêtre	996.84	/	0.00	14.88	0.00	/
G Tablier	9900.62	/	0.00	15.65	0.00	/
Hf+r	/	134.75	/	15.65	/	2108.84
HT°	/	114.19	/	15.65	/	1787.00
(Al)	2489.40	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1789.37	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1138.86	/	0.00	/	0.00	/
D240	2141.49	/	0.00	/	0.00	/
ST	81.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	93.14	/	15.65	/	1457.63
Bc	/	180.00	/	15.65	/	2817.00

Combinaison à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	13588.47	203.26	3895.83	0.00	3895.83
G+1.2Al+ST	16656.75	315.03	5644.99	0.00	5644.99
G+1.2Bc+ST	15816.72	419.26	9025.39	0.00	9025.39
G+Mc120	14727.33	203.26	3895.83	0.00	3895.83
G+D240	15729.96	203.26	3895.83	0.00	3895.83

Combinaison à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	18344.44	154.15	2412.45	0.00	2412.45
1.35G+1.6Al+1.6ST	22457.08	303.17	4744.65	0.00	4744.65
1.35G+1.6Bc+1.6ST	21337.03	442.15	6919.65	0.00	6919.65
1.36G+1.35Mc120	21235.44	154.15	2412.45	0.00	2412.45
1.35G+1.35D240	1845.79	154.15	2412.45	0.00	2412.45

Calcul des Pieux

Désignation	N (KN)	H (KN)	X(m)	Y(m)	Mx	My
Semelle	2940.00	/	0.00	0.80	0.00	/
Fûts	2691.01	/	0.00	8.65	0.00	/
Chevêtre	996.84	/	0.00	16.48	0.00	/
G Tablier	9900.62	/	0.00	17.25	0.00	/
Hf+r	/	134.75	/	17.25	/	2324.44
HT°	/	114.19	/	17.25	/	1969.69
Somme	16528.47	203.26	/	/	0.00	3506.25

Al	2489.40	/	0.00	/	0.00	/
Bc	1789.37	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1138.86	/	0.00	/	0.00	/
D240	2141.49	/	0.00	/	0.00	/
ST	81.00	/	0.00	/	0.00	/
Freinage Al	/	93.14	/	17.25	/	1606.65
Freinage Bc	/	180.00	/	17.25	/	3105.00

Combinaison à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R1	2ème file R2
G	16528.47	203.26	3506.25	0.00	3506.25	1903.73	2228.386
G+1.2Al+ST	19596.75	315.03	5434.24	0.00	5434.24	2198.01	2701.179
G+1.2Bc+ST	18756.72	419.26	9160.24	0.00	9160.24	1920.50	2768.674
G+Mc120	17667.33	203.26	3506.25	0.00	3506.25	2046.09	2370.743
G+D240	18669.96	203.26	3506.25	0.00	3506.25	2171.42	2496.071

Combinaison à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	1ème file R1	2ème file R2
1,35G	22313.44	154.15	2659.08	0.00	2659.08	2666.07	2912.286
1.35G+1.6Al+1.6ST	26426.08	303.17	5229.73	0.00	5229.73	3061.14	3545.377
1.35G+1.6Bc+1.6ST	25306.03	442.15	7627.08	0.00	7627.08	2810.15	3516.359
1.36G+1.35Mc120	25204.44	154.15	2659.08	0.00	2659.08	3027.45	3273.661
1.35G+1.35D240	22422.79	154.15	2659.08	0.00	2659.08	2679.74	2925.954

Évaluation des efforts agissants sur la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.60	12.25	6.00
Mur F	5.41	12.35	1.40
DDT	4.4	11.15	0.3
Mur en R	/	/	0.5
Corbeau	/	11.25	/
MGG	2.60	12.25	0.30

(+) : moment stabilisant ; (-) : moment renversant.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	Mx	My
Semelle	2940.00	/	0.00	0.8	0.00	/
Mur F	2338.47	/	0.70	4.31	1641.84	/
DDT	183.98	/	-2.2	8.63	-405.55	/
Mur en R	1203.30	/	-3.66	6.75	-4407.57	/
Corbeau	67.44	/	-0.18	8.31	-11.86	/
MGG	315.87	/	0.08	8.32	24.32	/
Poids des Terres verticale	4166.24	/	-1.51	5.03	-6277.27	/
Poids des T sur DDT	814.56	/	-2.40	9.24	-1955.42	/
Poussée de terre	/	3307.92	/	-3.32	/	-10971.27
Poids Sur 10kN/m ²	474.75	/	1.50	/	712.13	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	362.71	/	-4.89	/	-1771.84

Effort dus au tablier

RG	4950.31	/	9.20	/	45542.85	/
RAI	1852.20	/	9.20	/	17040.24	/
RBc	1650.59	/	9.20	/	15185.42	/
RMc120	1086.14	/	9.20	/	9992.52	/
RD240	1796.57	/	9.20	/	16528.46	/
RST	40.50	/	9.20	/	372.60	
Hf+r	/	67.38	/	-7.01	/	-472.30
HT°	/	57.09	/	-7.01	/	-400.22
Freinage Al	/	172.20	/	-7.01	/	1207.13
Freinage Bc	/	180.00	/	-7.01	/	1261.80

Combinaison à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	16980,16	3409,55	-13455,55	34151,35	20695,80
G+0.6T+1.2Q	12599,55	3844,81	-13809,91	-10536,96	-24346,87
G+0.6T+1.2A(l)+ST	19243,30	3616,19	-14904,11	55046,75	40142,65
G+0.6T+1.2Bc+ST	19001,37	3625,552	-14969,71	52820,97	37851,26
G+0.6T+Mc120	18066,30	3409,55	-13455,55	44143,87	30688,32
G+0.6T+D240	18776,73	3409,55	-13455,55	50679,80	37224,26

Combinaison à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	22923,21	4608,03	-15809,02	46104,32	30295,30
1.35G++0.9T+1.6Q	23682,81	5188,37	-18643,97	47243,72	28599,75
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	25951,53	4883,56	-17740,43	73964,86	56224,43
1.35G+0.9T+1.6(Bc+st)	25628,96	6508,84	-17827,90	70997,15	53169,25
1.35G+0.9T+1.35Mc120	24389,51	4608,03	-15809,02	75730,73	59921,71
1.35G+0.9T+1.35D240	25348,59	4608,03	-15809,02	68417,74	52608,72

Calcul des Pieux

Combinaisons à l'ELS

	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T	3559,73	685,31
G+0.6T+1.2Q	-115,81	3265,70
G+0.6T+1.2A(l)+ST	5193,10	-382,27
G+0.6T+1.2Bc+ST	5003,73	-253,39
G+0.6T+Mc120	4389,42	127,15
G+0.6T+D240	4932,11	-237,93

Combinaisons à l'ELU

	1ère file	2ème file
	R1(KN)	R2(KN)
1.35G+0.9T	4969,24	761,56
1.35G++0.9T+1.6Q	4946,45	974,26
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	7148,42	-660,53
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	6895,93	-488,69
1.35G+0.9T+1.35Mc120	7209,92	-1112,54
1.35G+0.9T+1.35D240	6821,96	-484,81

Etude des éléments de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	2338,47	/	0,00	2,70	0	/
DDT	183,975	/	-0,90	7,03	-165,5775	/
Corbeau	67,44375	/	-0,88	6,71	-59,188635	/
MGG	315,87	/	-0,62	6,72	-197,32165	/
Poids des T sur DDT	814,56	/	-0,90	7,03	-733,10063	/
Poussée Des terres	/	709,20	/	-2,67	/	- 1895,941
Poussée Sur 10kN/m ²	/	297,7425	/	-4,01	/	-1193,947

Efforts dus au tablier

RG	4950,31	/	0,22	/	1089,07	/
RAI	1852,20	/	0,22	/	407,48	/
RBc	1650,59	/	0,22	/	363,13	/
RMc120	1086,14	/	0,22	/	238,95	/
RD240	1796,57	/	0,22	/	395,25	/
RST	40,50	/	0,22	/	8,91	/
Hf+r	/	67,38	/	5,41	/	364,50
HT°	/	57,09	/	5,41	/	308,87
Freinage Al	/	172,20	/	5,41	/	931,61
Freinage Bc	/	180,00	/	5,41	/	973,80

Combinaisons à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	9145,37	810,84	-1346,12	-66,12	-1412,24
G+0.6T+1.2Q	9715,07	1168,13	-2778,86	788,43	-1990,43
G+0.6T+1.2A(l)+ST	11408,51	1017,48	-228,19	433,55	205,37
G+0.6T+1.2Bc+ST	11166,58	1026,835	-177,56	380,33	202,77
G+0.6T+Mc120	10231,52	810,84	-1346,12	172,83	-1173,29
G+0.6T+D240	10941,95	810,84	-1346,12	329,13	-1016,99

Combinaisons à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	11705,34	1099,77	-1789,46	-89,26	-1878,73
1.35G+0.9T+1.6Q	12464,94	1576,15	-3699,78	1050,14	-2649,64
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	14733,66	1375,29	-298,89	576,97	278,08
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	14411,08	1387,77	-231,38	506,00	274,62
1.35G+0.9T+1.35Mc120	13171,64	1099,77	-1789,46	233,32	-1556,14
1.35G+0.9T+1.35D240	14130,71	1099,77	-1789,46	444,32	-1345,14

ANNEXE D

FERRAILLAGE

HOURDIS :

Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

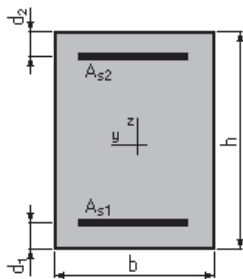
1. Hypothèses:

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:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 22,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	38,72	0,00
Etat Limite de Service	29,02	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 2,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,45$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,17$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 38,72$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,38		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 16,2$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,40$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS $M_{max} = 29,02$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Nappe Supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

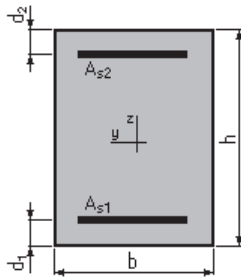
1. Hypothèses:

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:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 22,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	50,00	0,00
Etat Limite de Service	37,49	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s,min} = 2,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,59$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,17$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 50,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 15,9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,91$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 37,49$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 5,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 15,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

CHEVETRE :

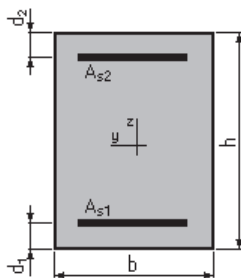
Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 210,0$ (cm)
 $h = 155,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	637,34	0,00

Etat Limite de Service	472,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 31,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 637,34$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3,18	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,3$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 147,9$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,37$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 472,90$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,37
Position de l'axe neutre:	$y = 23,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 142,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 7,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

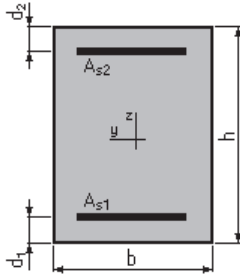
Nappe Supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 210,0$ (cm)
 $h = 155,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4934,56	0,00
Etat Limite de Service	3661,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 107,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 31,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,34$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 4934,56$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 18,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 142,7$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,38$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 3661,41$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 40,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 136,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Armature transversale ZONE CRITIQUE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

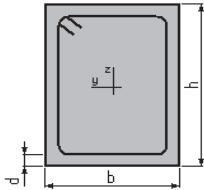
1. Hypothèses :

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



$$b = 210,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 155,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3984,82	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,3$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 6$

Espacement : $S_t = 0,7$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 37,5$ (cm)

Armature transversale ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

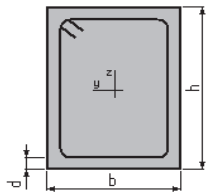
1. Hypothèses :

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



$b = 210,0$ (cm)

$h = 155,0$ (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	3984,82	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,3$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 6$

Espacement : $S_t = 1,2$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

FUT DE LA PILE :

Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion Composée

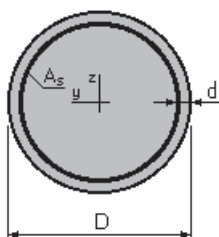
1. Hypothèses:

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:



$D = 180,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	7112,34	2306,55	0,00
2.	ELS	5272,24	3008,46	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 50,9$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 1272,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 50,9$ (cm ²)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU **N = 7112,34 (kN)** **M_y = 2306,55 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	3,22	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 131,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 114,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 1,16$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 231,9$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 434,8$ (MPa)	

Cas N° 2: Type ELS **N = 5272,24 (kN)** **M_y = 3008,46 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,71
 Position de l'axe neutre: $y = 92,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 136,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 126,1$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 133,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

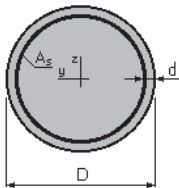
Armatures transversales ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



$D = 180,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	147,38	7112,34

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)
 Cadres: $2 \text{ } \varnothing 6$
 Espacement : $S_t = 40,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $20 + 3*40$ (cm)

Armatures transversales ZONE CRITIQUE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

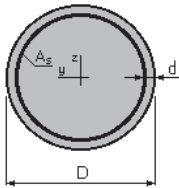
1. Hypothèses :

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



$D = 180,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	147,38	7112,34

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)

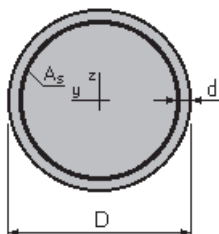
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 6$

Espacement : $S_t = 3,9$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

PIEUX PILE :**Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion 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: $D = 180,0$ (cm) $d = 10,0$ (cm)**3. Efforts appliqués:**

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	55,27	198,90	0,00
2.	ELS	52,41	198,90	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_s = 50,9$ (cm²)Section minimum $A_{s_{min}} = 50,9$ (cm²)théorique $\rho = 0,20$ (%)minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)Section maximum $A_{s_{max}} = 1272,3$ (cm²)maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)**Analyse par Cas:****Cas N^o 1: Type ELU** **N = 55,27 (kN)** **M_y = 198,90 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 10,77 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 24,1$ (cm)Bras de levier: $Z = 158,0$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,66$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)comprimée: $\sigma'_s = 188,3$ (MPa)**Cas N^o 2: Type ELS** **N = 52,41 (kN)** **M_y = 198,90 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,26

Position de l'axe neutre: $y = 37,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 153,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 4,1$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 4,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Cerces des pieux

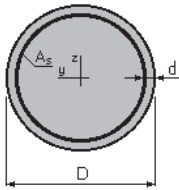
Armatures transversales ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



$D = 180,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	147,38	7112,34

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)
 Cadres: $2 \varnothing 6$

Espacement : $S_t = 40,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $20 + 3 \cdot 40$ (cm)

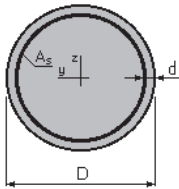
Armatures transversales ZONE CRITIQUE : Calcul de Section à l'effort Tranchant

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



$D = 180,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	147,38	7112,34

4. Résultats :

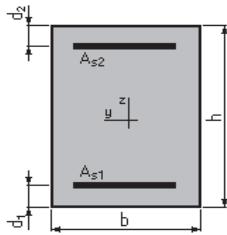
Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 0,6$ (cm²)
 Cadres: $2 \text{ } \varnothing 6$
 Espacement : $S_t = 3,9$ (cm)
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

MUR FRONTAL :**Calcul de Section en Flexion 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 en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0,65	904,18
2.	ELU	1,21	1166,89

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 28,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 28,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 28,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 700,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,41$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:**Cas N^o 1: Type ELS N = 0,65 (kN) M = 904,18 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 27,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 126,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 51,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 1,21$ (kN) $M = 1166,89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,40 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 8,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 131,5$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,69$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 59,5$ (MPa)

DALLE DE TRANSITION :

Calcul de Section en Flexion Simple

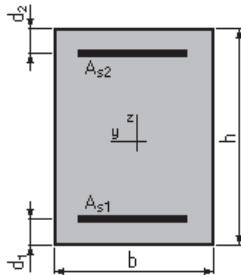
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	123,01	0,00
Etat Limite de Service	91,48	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,66$ (%)		

minimum $\rho_{\min} = 0,12 (\%)$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 123,01$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,09$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 91,48$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 8,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

CORBEAU :

Calcul d'une Section Comprimée

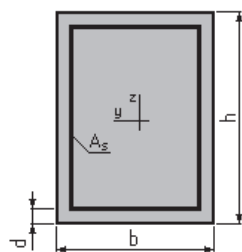
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

N (kN)

Etat Limite Ultime (fondamental)	111,83
Etat Limite de Service	83,16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333,3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,77$		N_u (béton seul)	$= 5702,38$	(kN)

Béton:

$$\sigma (ELS) = 0,2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 11,2$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 11,2$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 200,0$	(cm ²)
théorique	$\rho = 0,42$	(%)
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$	(%)
maximum	$\rho_{\max} = 5,00$	(%)

MUR GARDE GREVE :

Calcul de Section en Flexion Simple

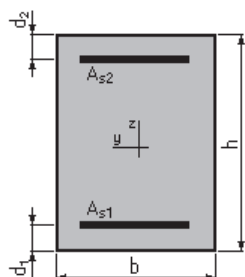
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	172,86	0,00
Etat Limite de Service	129,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,96$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 172,86$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 8,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,76$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 129,43$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 10,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

MUR EN RETOURE :

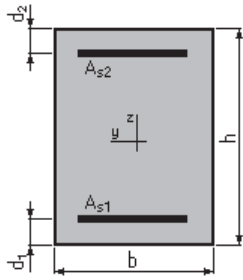
Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	172,86	0,00
Etat Limite de Service	381,15	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 39,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,87$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 172,86$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 3,87 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 13,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,86$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 381,15$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 17,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

MUR EN RETOURE :

Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple

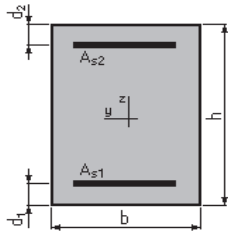
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0,00	162,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 12,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 250,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,63$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,24$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 0,00 (kN) M = 162,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 11,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 41,2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 47,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de l'Entretoise

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

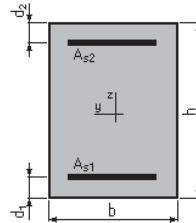
Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

2. Section:

$b = 30,0$ (cm)
 $h = 130,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	238,97	0,00
Etat Limite de Service	177,01	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 4,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,18$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 238,97$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,48		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 122,6$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,51$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS	$M_{max} = 177,01$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 25,7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 116,4$	(cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2,0$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 26,5$	(MPa)		
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s_{lim}} = 228,6$	(MPa)		

Ferrailage de l'Entretoise

Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

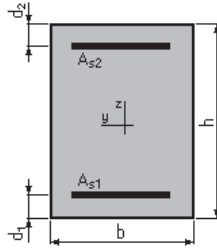
Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

2. Section:

$b = 30,0$ (cm)
 $h = 130,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	420,91	0,00
Etat Limite de Service	311,78	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 12,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 4,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,32$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{max} = 420,91$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,49		Pivot: A	
Position de l'axe neutre :	$y = 10,9$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 120,6$	(cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0,96$	(‰)		
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		
Cas ELS	$M_{max} = 311,78$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 33,2$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 113,9$	(cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,5$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 228,6$	(MPa)		
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 228,6$	(MPa)		

Ferrailage de l'Entretoise

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

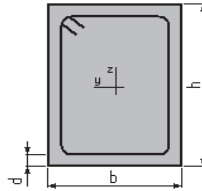
- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

$b = 30,0$ (cm)

$h = 130,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1240,04	0,00
2.	ELA	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 3,3$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 2,0$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 11,8$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $6 + 8 \cdot 11$ (cm)