

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude d'un viaduc du (PK 217+900 au PK (218+109.5) sur la ligne minière ferroviaire Bechar - Tindouf -Ghar Gbilat tronçon du (PK 203+000 au PK 332+000) .

Présenté par :

- ❖ MELOUD Zakaria
- ❖ BOUKEZZATA Anis

Encadré par :

- ❖ M. GUERFI Moussa
- ❖ M. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2025 / 2026

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui nous a accordé la santé, la force et la détermination nécessaires pour mener à bien ce projet.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur, **M. GUERFI Moussa**, pour sa patience, sa disponibilité constante et son accompagnement précieux tout au long de cette période. Sa bienveillance et ses précieux conseils ont été pour nous un soutien majeur.

Nos sincères remerciements vont également à **M. FEDGHOUCHE Farhat**, notre co-encadreur, pour sa confiance et son soutien généreux durant la réalisation de ce projet. Son implication constante a été déterminante pour la réussite de notre travail.

Nous n'oublions pas d'adresser toute notre gratitude à **l'équipe de Cosider Ouvrages d'Art (Pôle A32 Béjaïa)** qui nous a encadrés lors de notre stage de fin d'études. Nous la remercions chaleureusement pour son accueil, sa disponibilité et les moyens matériels et techniques qu'elle a mis à notre disposition afin d'assurer le bon déroulement de ce stage.

Un Grand Remerciant à **Mme MAKOUDI Imane** et **Mme BOUREBIA Mahdia** et **Mme LOUNAS Sabrina** pour leur encouragement et soutiens le long de notre formation au sein de l'école.

Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail. Leur bienveillance et leurs encouragements nous ont été d'une valeur précieuse.

Dédicace

Je dédie ce travail

À mes très chers parents, aucun mot ne saurait exprimer pleinement ma profonde gratitude pour tout ce que vous avez fait pour moi. Votre amour inconditionnel, vos sacrifices, votre patience, vos conseils et votre soutien constant ont été ma plus grande source de motivation. Ce travail est le fruit de vos efforts, de vos prières et de la confiance que vous m'avez toujours accordée. Puisse Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mea chère sœur, et mes frères pour leur affection et leur présence à mes côtés, pour le bonheur et la joie qu'elles m'ont apporté.

À toute ma famille, à mes cousins, mes oncles et mes tentes, pour leurs soutiens et leurs confiances.

À mon binôme, **MELOUD Zakaria**, pour sa collaboration, son soutien, sa patience et les efforts fournis tout au long de ce travail. Que ce projet soit le reflet des sacrifices et de la persévérance partagés durant cette expérience. Ainsi qu'à ses parents, avec mes sincères respects.

À mes amis proches, en particulier **MANSOUR Mohamed Reda, KHEDIM Raouf, FERDJ Mohamed, SEDDIKI Islam, SAHRAOUI Mouad, KHELIFA Abdelkader, MECHEMACHE Bessam** et **BELLI Salaheddine**, pour les moments partagés et l'entraide tout au long de ces années d'études.

À tous mes amis de l'ENSTP.

BOUKEZZATA Anis

Dédicace

Je dédie ce travail

À mes très chers parents, aucun mot ne saurait exprimer pleinement ma profonde gratitude pour tout ce que vous avez fait pour moi. Votre amour inconditionnel, vos sacrifices, votre patience, vos conseils et votre soutien constant ont été ma plus grande source de motivation. Ce travail est le fruit de vos efforts, de vos prières et de la confiance que vous m'avez toujours accordée. Puisse Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mes chères sœurs et mon frère Abdelmalek, pour leur affection et leur présence à mes côtés, pour le bonheur et la joie qu'ils m'ont apporté.

À toute ma famille, à mes cousins, mes oncles et mes tentes, pour leurs soutiens et leurs confiances.

À mon binôme, **BOUKEZZATA Anis**, pour sa collaboration, son soutien, sa patience et les efforts fournis tout au long de ce travail. Que ce projet soit le reflet des sacrifices et de la persévérance partagés durant cette expérience. Ainsi qu'à ses parents, avec mes sincères respects.

À mes amis proches, en particulier **DJEDID Farouk , MAMOUNI Mahdi , ADHIMEN Abdellatif, MANSOUR Mohamed Reda, FERDJ Mohamed, SEDDIKI Islam, MECHEMACHE Bessam et BELLI Salaheddine**, pour les moments partagés et l'entraide tout au long de ces années d'études.

À tous mes amis de l'ENSTP.

MELOUD Zakaria

ملخص

الهدف من هذا العمل هو إعداد التصميم والدراسة الهيكلية لجسر سكة حديدية (جسر علوي) ذو خط مزدوج، يقع على خط السكة الحديدية المنجمي الجديد الرابط بين بشار – تندوف – غار جيبيلات، عند النقطة الكيلومترية (PK 217+900). ومن بين ثلاث خيارات تم تحليلها باستخدام أسلوب التحليل متعدد المعايير (جسر ذو عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد VIPP، جسر مختلط ذو عارضتين، وجسر صندوقي)، تم اختيار الحل الأكثر فائدة، وهو الجسر ذو الروافد الخرسانية مسبقة الإجهاد (VIPP) بعد ذلك، قمنا بدراسة الجزء العلوي والجزء السفلي للمنشأة، بما في ذلك حساب الإجهاد المسبق، التحليل الزلزالي، بالإضافة إلى أبعاد مختلف العناصر الهيكلية، وفقاً لمتطلبات اللوائح التنظيمية المعمول بها. أجريت هذه الدراسة بالاعتماد على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج Robot Structural Analysis، ومع الاستناد إلى القوانين المطبقة في الجزائر، لا سيما BAEL 91 و BPEL 91 و RPOA بالإضافة إلى القواعد الأوروبية (Eurocodes).

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديدية، جسر علوي، خرسانة مسبقة الإجهاد، شد لاحق، الجزء العلوي للمنشأة، الجزء السفلي للمنشأة، الإجهاد المسبق، تسليح، تحديد الأبعاد.

Résumé

Le but de ce travail est d'élaborer la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie situé sur la nouvelle ligne ferroviaire minière Béchar – Tindouf – Gara Djebilet, au PK 217+900. Parmi trois variantes analysées à l'aide d'une approche multicritère (pont à poutres VIPP, pont mixte bipoutres et pont-caisson), nous avons retenu la solution la plus avantageuse, à savoir le pont à poutres VIPP. Nous avons ensuite étudié la superstructure et l'infrastructure de l'ouvrage, en incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique ainsi que le dimensionnement des différents éléments structuraux, conformément aux exigences réglementaires en vigueur.

Cette étude a été réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis, tout en se basant sur les règlements appliqués en Algérie, notamment le BAEL 91, le BPEL 91, le RPOA et les Eurocodes.

Mots-clés : Viaduc ferroviaire, pont-rail, béton précontraint, post-tension, superstructure, infrastructure, précontrainte, armatures, dimensionnement.

Abstract

The purpose of this work is to develop the design and structural analysis of a double-track railway viaduct located on the new Béchar – Tindouf – Gara Djebilet mining railway line, at PK 217+900. Among three alternatives evaluated using a multi-criteria analysis (pre-tensioned concrete beam bridge - VIPP, composite twin-girder bridge, and box-girder bridge), the most advantageous solution was selected, namely the VIPP pre-stressed concrete girder bridge. Subsequently, the superstructure and infrastructure of the bridge were analyzed, including the prestressing design, seismic analysis, and dimensioning of the various structural elements, in compliance with current regulatory requirements. This study was carried out using the finite element method with Robot Structural Analysis software, based on the regulations applied in Algeria, notably BAEL 91, BPEL 91, RPOA, and the Eurocodes.

Keywords: Railway viaduct, rail bridge, prestressed concrete, post-tensioning, superstructure, infrastructure, prestressing, reinforcement, dimensioning.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTAION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION	4
I.2. PRESENTATION DU PROJET	4
I.3. LES DONNEES DE PROJET	5
I.3.1. LES DONNEES FONCTIONNELLES	5
I.3.1.1. Trace en plane.....	5
I.3.1.2. Profile en long	6
I.3.1.3. Profil en travers	6
I.4. LES DONNEES NATURELLES	8
I.4.1. TOPOGRAPHIE	8
I.4.2. GEOTECHNIQUE	8
I.5. SISMICITÉ DE LA ZONE D'ETUDE.....	11

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

II.1. INTRODUCTION	14
II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION	14
II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	15
II.3.1. VARIANTE 1 : « PONT MIXTE A BI -POUTRES »	15
II.3.1.1. Domian d'emploi	15
II.3.1.2. CONCEPTION DE LA VARIANTE	16
a.CONCEPTION LONGITUDINAL	16
b.CONCEPTION TRANSVERSALE	16
c.CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES	17
d.CONCEPTION DES ENTRETOISES	18
e.CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER.....	18
f.CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (PILE/CULEE).....	18
II.3.2. VARIANTE 2 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINT POST TENSION »	21
II.3.2.1. Les avantages et inconvénients du procédé.....	21
II.3.2.2. Domian d'emploi	22
II.3.2.3. CONCEPTION DE LA VARIANTE	22
a.CONCEPTION LONGITUDINAL	22
b.CONCEPTION TRANSVERSALE	23
c.CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)	24
II.3.3. VARIANTE 3 : « PONT VOUSOIRS EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS».....	27
II.3.3.1. Les avantages et inconvénients du procédé.....	27
II.3.3.2. Domian d'emploi	28
II.3.3.3. CONCEPTION DE LA VARIANTE	28

a. CONCEPTION LONGITUDINALE.....	28
b. CONCEPTION TRANSVERSALE	28
c. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée).....	30
II.4. ANALYSE MULTICRITERE	32
II.4.1. L'EXECUTION : (/6 POINTS).....	32
II.4.2. L'ENTRETIEN : (/4 POINTS).....	32
II.4.3. L'ESTHETIQUES : (/5 POINTS).....	33
II.4.4. L'ECONOMIE : (/5POINTS)	33
II.5. CONCLUSION	33

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION.....	38
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	38
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES	38
III.3.1. BETON	38
III.3.1.1. CARACTERISTIQUES MECANIQUES	39
III.3.1.1.1. Résistance à la compression	39
III.3.1.1.2. Résistance à la traction	39
III.3.1.1.3. Module de la déformation élastique	40
III.3.1.2. LIMITATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION	41
III.3.1.2.1. ETATS LIMITES ULTIMES.....	41
III.3.1.2.2. ETATS LIMITES DE SERVICE	41
III.3.2. ACIER.....	42
III.3.2.1. ACIERS PASSIFS	42
III.3.2.2. ACIERS ACTIVES (PRECONTRAINTE)	43

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC	45
IV.1.1. ACTIONS PERMANENTES	45
IV.1.2. POIDS TOTAL DE CCP	49
IV.2. ACTION DE VENT	49
IV.3. ACTION THERMIQUE.....	50
IV.3.1. VARIATIONS UNIFORMES	50
IV.3.2. GRADIENT THERMIQUE.....	50
IV.3.3. SIMULTANÉITÉ DE LA COMPOSANTE UNIFORME ET DU GRADIENT THERMIQUE.....	50
IV.4. ACTION SISMIQUE	51
IV.5. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFFIC	51
IV.5.1. CHARGES FERROVIAIRES	51
a. Schéma de charge UIC 71.....	51
b. Schéma des charges SW/0 et SW/2 :	52
IV.6. FORCES HORIZONTALES	52
IV.7. ACTION ACCIDENTELLE - DERAILLEMENT -	57
IV.7.1. SITUATION DE CALCUL I :	57
IV.7.2. SITUATION DE CALCUL II	57

IV.8. COMBINAISONS DE CHARGE	58
IV.8.1. ÉTAT LIMITE ULTIME (ELU).....	59
IV.8.2. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS).....	59

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION	62
V.2. MODELISATION DU TABLIER	62
V.3. MODELISATION DES ELEMENTS DU TABLIER	62
V.3.1. LES ETAPES DE MODEMISATION	63
V.4. ANALYSE DES RESULTATS	66
V.4.1. MOMENT FLECHISSEMENT ET EFFORTS TRANCHANT	66
V.4.1.1. Dû aux les charges G.....	66
V.4.1.2. Dû aux Les combinaisons de charges.....	66
V.5. CONCLUSION.....	67

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

VI.1. INTRODUCTION	69
VI.2. PROCEDE DE PRECONTRAINTÉ UTILISEE.....	69
VI.3. CARACTERISTIQUES DE LA PRECONTRAINTÉ	69
VI.4. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS	69
VI.5. SOLLICITATION	70
VI.6. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTÉ.....	71
VI.6.1. TENSION A L'ORIGINE	71
VI.6.2 VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTÉ.....	71
VI.6.3. SECTION SOUS-CRITIQUE	72
VI.6.4. SECTION SUR-CRITIQUE	72
VI.6.5. NOMBRE DE CABLES.....	72
VI.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	73
VI.8. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES.....	75
VI.8.1. POSITIONNEMENT DES CABLES	75
VI.8.2. ANGLE DE RELEVAGE.....	77
VI.9. CALCUL DES PERTES	79
VI.9.1. TENSION A L'ORIGINE	79
VI.9.2. PERTES INSTANTANÉES	79
VI.9.2.1. Pertes par frottement.....	79
VI.9.2.2 Pertes dues au recul d'ancrage	80
VI.9.2.3. Perte de tension par déformation instantanée du béton	80
VI.9.3. PERTES DIFFÉREES	81
VI.9.3.1. Pertes dues au retrait de béton	81
VI.9.3.2. Pertes dues au fluage du béton	81
VI.9.3.3. Pertes dues à la relaxation des aciers.....	82
VI.9.3.4. Pertes différées totales	82
VI.10. JUSTIFICATION DES POUTRES.....	83

VI.10.1. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS NETTES	84
VI.10.2. VALEURS CARACTERISTIQUES	85
VI.11. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	87
VI.12. ARMATURES PASSIVES DE LA POUTRE.....	88
VI.12.1. LES ARMATURES LONGITUDINALES DANS LA ZONE TENDU.....	88
VI.12.2. ARMATURES DE PEAU	88
VI.12.3. MINIMUM D'ARMATURE TRANSVERSALE	89
VI.13. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES EN ZONE D'APPUI.....	90
VI.14. VERIFICATION DES BIELLES DE BETON	91
VI.15. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT	92
VI.15.1. EFFET DE SURFACE.....	92
VI.15.2. ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE	92
VI.15.3. EFFET D'ECLATEMENT	93
VII.15.4. CARACTERISTIQUES DES ARMATURES TRANSVERSALES — FRETTEES CROISEES (FEE 235).....	94

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION.....	97
VII.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE.....	97
VII.2.1. FLECHE DUE AU POIDS PROPRE.....	97
VII.2.2. CONTRE-FLECHE DE PRECONTRAINTE	97
VII.2.3. FLECHE DUE A LA CONSTRUCTION	97
VII.2.4. FLECHE MAXIMALE A L'ELS.....	98
VII.2.5. FLECHE TOTALE	98
VII.3. CALCUL DES ROTATIONS	98
VII.3.1. ROTATION DUE AU POIDS PROPRE.....	98
VII.3.2. ROTATION DUE AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION	99
VII.3.3. ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTE	99
VII.3.4. ROTATION TOTALE	99
VII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS.....	100
VII.4.1. DEPLACEMENT DE LA ROTATION D'APPUI	100
VII.4.2. DEPLACEMENT DU AU RETRAIT	100
VII.4.3. DEPLACEMENT DU AU FLUAGE DU BETON.....	101
VII.4.4. DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE TEMPERATURE	101
VII.4.5. DEPLACEMENT MAXIMAL TOTAL	101
VII.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE	102
VII.5.1. PRINCIPE DE FERRAILLAGE	102
VII.5.2. Evaluation des efforts	102
VII.5.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	103
VII.5.3. FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.....	104
VII.5.3.1. Ferrailage longitudinal de l'entretoise.....	104
VII.5.3.2. Ferrailage transversal de l'entretoise.....	106
VII.6. ETUDE DE L'HOUDIS	109
VII.6.1. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA DALLE A L'ELS — FLEXION SIMPLE.....	109
VII.6.2. EVALUATION DES EFFORTS.....	110
a.Données de calcul	111

b.Contraintes admissibles	111
c.Position de l'axe neutre et bras de levier.....	111
d.Moment résistant de la section sans armatures comprimées.....	112
e.Ferraillage dans le sens transversal.....	112
f.Ferraillage dans le sens longitudinal	113
g.Tableau récapitulatif	114
h.Choix des armatures	114

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT

VIII.1. INTRODUCTION.....	116
VIII.2. APPAREIL D'APPUI	116
VIII.2.1. CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI	116
VIII.2.2. CARACTERISTIQUES DE L'ELASTOMERE.....	117
VIII.2.3. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI.....	117
VIII.2.4. COMPORTEMENT DES APPAREILS D'APPUI	119
VIII.2.4.1. Comportement sous effort normal	119
VIII.2.4.2. Comportement sous effort horizontal.....	121
VIII.2.4.3. Comportement sous une rotation d'axe horizontal	121
VIII.2.5. VERIFICATIONS DU DIMENSIONNEMENT	122
VIII.2.5.1. Limitation de la distorsion	123
VIII.2.5.2. Vérification à la traction dans les frettes.....	123
VIII.2.5.3. Condition limite en rotation	123
VIII.2.5.4. Stabilité au flambement	124
VIII.2.5.5. Condition de non-glissement	125
VIII.2.6. CONDITIONS D'APPUI	125
VIII.3. ETUDE SISMIQUE	126
VIII.3.1. CARACTERISTIQUES DU SITE	126
VIII.3.2. CRITERES D'APPLICATION DE LA METHODE	127
a.Masse modale	127
b.Angle du biais.....	127
c.Courbure	127
d.Symétrie transversale.....	128
VIII.3.3. Séisme longitudinal.....	128
d.Période fondamentale	130
e.Spectre de réponse élastique	130
f.Force horizontale.....	132
g.Déplacement du tablier.....	132
VIII.3.4. SEISME TRANSVERSAL	133
VIII.3.5. MODELE DE LA PILE INDEPENDANTE	133
VIII.3.6. Séisme vertical.....	135
VIII.3.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	136
VIII.4. Combinaison des réponses modale.....	139
VIII.5. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008	139
VIII.6. DES D'APPUI	142
VIII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis	142
VIII.6.2. FERRAILLAGE DES DES D'APPUI	143
VIII.8. LE JOINT GARDE BALLAST.....	145
VIII.9. EVACUATION DES EAUX	145

VIII.10. CONCLUSION	146
---------------------------	-----

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

IX.1. INTRODUCTION	148
IX.2. ÉTUDE DE LA PILE.....	148
IX.2.1. ÉVALUATION DES CHARGES AGISSANT SUR LA PILE.....	148
IX.2.2. COMBINAISONS DES EFFORTS	150
IX.2.2.1. États limites ultimes (ELU) et États limites de service (ELS).....	150
IX.2.2.2. États limites accidentelles (ELA)	150
IX.2.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE.....	152
IX.2.3.1. Ferrailage de voile	152
IX.3. FERRAILLAGE DU CHEVETRE.....	154
IX.3.1. Dimensionnement à la flexion.....	154
IX.3.2. DIMENSIONNEMENT A LA TORSION	155
IX.3.3. FERRAILLAGE TRANSVERSAL	157
IX.4. ÉTUDE LA SEMELLE	158
IX.4.1. JUSTIFICATION DE LA SEMELLE	158
IX.4.2. Ferrailage de la semelle.....	161
IX.5. LA CULEE	164
IX.5.1. CHOIX DU TYPE DE LA CULEE.....	164
IX.6. SOLLICITATIONS A LA BASE DE LA SEMELLE SOUS ACTIONS STATIQUES	164
IX.7. COMBINAISONS DES ACTIONS STATIQUES A LA BASE DE LA SEMELLE	166
IX.7.1. COMBINAISONS A L'ELS	166
IX.7.2. COMBINAISONS A L'ELU	166
IX.8. SOLLICITATIONS A LA BASE DU MUR DE FRONT SOUS ACTIONS STATIQUES	167
IX.8.1. COMBINAISONS D'ACTIONS A LA BASE DU MUR DE FRONT	168
IX.9. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	168
IX.9.1. MUR DE FRONT	168
IX.9.2. MUR GARDE GREVE	170
IX.9.3. MUR EN RETOUR.....	172

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTAION DE PROJET

FIGURE I.1. LA NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE BECHAR/TINDOUF SUR 950KM	4
FIGURE I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU VIADUC OBJET D'ETUDE	5
FIGURE I.3. POSITIONS DES SONDAGES SUR PHOTOS SATELLITAIRES	9
FIGURE I.4. CARTE DES ZONES SISMIQUES DE L'ALGERIE ET LE ZONAGE GLOBAL DES DIFFERENTES WILAYAS.	12

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

FIGURE II.1. PONT MIXTE A BI-POUTRE (VIADUC DE LA HAUTE-COLME EN FRANCE).....	15
FIGURE II.2. COUPE TRANSVERSAL CONNECTEURS DE TYPE GOUJONS.....	16
FIGURE II.3. CONCEPTION TRANSVERSALE	17
FIGURE II.4. SCHEMA HABITUEL D'UN PONT A POUTRE.	21
FIGURE II.5. COUPES TRANSVERSALE DE LA POUTRE.....	24
FIGURE II.6. COUPES LONGITUDINAL DE LA POUTRE.....	24
FIGURE II.7. SCHEMA HABITUEL D'UN PONT CONSTRUIT PAR L'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.	27
FIGURE II.8. CONCEPTION TRANSVERSALE.....	29

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

FIGURE IV.1. PRESENTATION DE LA POUTRE	45
FIGURE IV.2. MODELE DE CHARGES 71 ET VALEURS CARACTERISTIQUES POUR LES CHARGES VERTICALES	51
FIGURE IV.3. MODELES DE CHARGES SW/0 ET SW/2	52
FIGURE IV.4. EXTRAIT DU FIGURE 6.9 EN1991-2	54
FIGURE IV.5. EXTRAIT DU FIGURE 6.10 EN1991-2. LIMITES DE LA FREQUENCE PROPRE DU PONT EN FONCTION DE L	55
FIGURE IV.6. SITUATION DE CALCUL I – CHARGE EQUIVALENTE <i>QA1d et qA1d</i>	57
FIGURE IV.7. SITUATION DE CALCUL II – CHARGE EQUIVALENTE	58
FIGURE IV.8. EXTRAIT DU TABLEAU 4, UIC 776-1, EVALUATION DES GROUPES DE CHARGES POUR LE TRAFIC FERROVIAIRE.....	59

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

FIGURE V.1. LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2026.	62
FIGURE V.2. MODELISATION DU TABLIER A L'AIDE DU LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.....	63
FIGURE V.3. UNITES ET SYSTEMES METRIQUES UTILISES.....	63
FIGURE V.4. LES TROIS SECTION DE LA POUTRE	63
FIGURE V.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	63
FIGURE V.6. DEFINIR LES LIGNES DE CONSTRUCTION	64
FIGURE V.7. INTRODUCTION DU SYSTEME DE CHARGE UIC 71 ET SW /2.....	64
FIGURE V.8. MOMENT MAXIMAL FLECHISSEMENT ET EFFORTS TRANCHANT DU AUX LES CHARGES G	66
FIGURE V.9. MOMENT MAXIMAL FLECHISSEMENT ET EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU	66
FIGURE V.10. MOMENT MAXIMAL FLECHISSEMENT ET EFFORTS TRANCHANTS A L'ELS	66

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

FIGURE VI.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES (SCHEMA)	75
FIGURE VI.2. DISPOSITION DES PLAQUES D'ANCRAGES	75
FIGURE VI.3. CONDITIONS DE LA DISPOSITION DES CADRES D'ANCRAGES	76
FIGURE VI.4. DISPOSITION DES CABLES DE PRECONTRAINTES DANS LA SECTION D'ABOUT	76
FIGURE VI.5. CONDITIONS DE LA DISPOSITION DES CABLES DE LA PRECONTRAINTÉ	76
FIGURE VI.7. TRACE DES CABLES	78
FIGURE VI.9. LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P	84
FIGURE VI.10. LES SECTIONS NETTES CONSIDEREES DE POUTRE SEULE	84
FIGURE VI.11. LES SECTIONS NETTES CONSIDEREES DE POUTRE SEULE + DALLE	85
FIGURE VI.12. DIAGRAMME DES CONTRAINTES DANS LA SECTION MEDIANE	88
FIGURE VI.13. <i>ZONE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES</i>	92
FIGURE VI.14. COUPE TRANSVERSAL DANS LA ZONE D'ABOUT ET LES DISTANCES DJ	93
FIGURE VI.15. LE FERRAILLAGE FRETTEES CROISEES OU CADRES EQUIVALENTS	94

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

FIGUREVII.1. FLECHE DU TABLIER SOUS G.....	97
FIGUREVII.2. CONTRE FLECHE MAX DU TABLIER DUE A LA MISE EN TENSION A 100 % DES CABLES.	97
FIGURE VII.3. FLECHE MAX DE LA POUTRE A L'ELS	98
FIGURE VII.5. MOMENT MAX ELS DE L'ENTRETOISE A LE POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE.	103
FIGURE VII.6. MOMENT MAX ELU DE L'ENTRETOISE A LE POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE.	103
FIGURE VII.7. EFFORT TRANCHANT MAX DE L'ENTRETOISE A LE POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE	103
FIGURE VII.8. FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.	108
FIGURE VII.9. MOMENT MAX DE LA DALLE A L'ELU	110

FIGURE VII.10. MOMENT MAX DE LA DALLE A L'ELS	110
FIGURE VII.11. FERRAILLAGE DE LA DALLE.	114

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT

FIGURE VIII.1. DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI	116
FIGURE VIII.2. DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI (VUE EN FACE)	119
FIGURE VIII.3. DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS EFFORT NORMAL	120
FIGURE VIII.5. DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN MOMENT D'AXE HORIZONTAL ..	122
FIGURE VIII.6. CONDITION D'APPUIS	122
FIGURE VIII.7. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE	131
FIGURE VIII.9. LES APPUIS DES CULEES ELASTIQUE AVEC LA RAIDEUR DE CULEE CORRESPOND	137
FIGURE VIII.10. LES LIAISONS ELASTIQUE ET RIGIDE DANS LES PILES.	138
FIGURE VIII.11. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE HORIZONTALE [ROBOT].	139
FIGURE VIII.12. SCHEMATISATION DU DE D'APPUI.	143
FIGURE VIII.13. FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS	144
FIGURE VIII.14. JOINT GARDE BALLAST.....	145

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

FIGURE IX.1. LES ACTIONS SISMQUES MAXIMALE A LA BASE DE VOILE	150
FIGURE IX.2. LE MODEL DE CHEVETRE AVEC LE VOILE ET UN ENCASTREMENT LINEAIRE DE CE DERNIER.	154
FIGURE IX.3. LES MOMENTS MAX A L'ELS	154
FIGURE IX.4. LES MOMENTS MAX A L'ELU.	155
FIGURE IX.5. DIMENSION DE LA SECTION EQUIVALENTE DE CHEVETRE.	155
FIGURE IX.6. CROQUIS DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE.....	157
FIGURE IX.7. SOLLICITATION DE LA SEMELLE.....	161
FIGURE IX.8. ELEMENTS DE LA CULEE	165
FIGURE IX.9. ÉLEMENTS CONTRIBUANT AUX SOLLICITATIONS A LA BASE DU MUR DE FRONT	167
FIGURE IX.10. CARTOGRAPHIES DES MOMENTS DANS LE MUR EN RETOUR SOUS LA COMBINAISON ($G + Q$)	173

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTAION DE PROJET

TABLEAU I.1. COORDONNEES ET SITUATION DES SONDAGES (ZONE 30R) .	8
TABLEAU I.2. CLASSIFICATION DE TERRAIN SELON DTR. BE 1.2.....	9
TABLEAU I.3. RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE D'IDENTIFICATION PHYSIQUE ET MECANIQUES	11
TABLEAU I.4. RESULTATS D'ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE DU SOL	11

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

TABLEAU II.1. IMPLANTATION DES APPUIS.	16
TABLEAU II.2. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES.....	17
TABLEAU II.3. CONCEPTION DES ENTRETOISES HEB600	18
TABLEAU II.4. CHOIX ET DIMENSIONS DE LA PILE RETENUE	19
TABLEAU II.5. CHOIX ET DIMENSIONS DE LA CULEE RETENUE	20
TABLEAU II.6. IMPLANTATION DES APPUIS.	22
TABLEAU II.7. CONCEPTION TRANSVERSALE	23
TABLEAU II.8. CHOIX ET DIMENSIONS DE LA PILE RETENUE.	25
TABLEAU II.9. TABLEAU RECAPITULATIFS DE PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES	26
TABLEAUX II.10. IMPLANTATION DES APPUIS.....	28
TABLEAUX II.11. DECOUPAGE DU VOUSOIR.....	28
TABLEAUX II.12. LE PREDIMENSIONNEMENT DE VOUSOIR.....	29
TABLEAU II.13. CHOIX ET DIMENSIONS DE LA PILE RETENUE.	30
TABLEAU II.14. CHOIX ET DIMENSIONS DE LA CULEE RETENUE.....	31

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

TABLEAU III.1. TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DU BETON UTILISE	39
TABLEAU III.2. TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES DU BETON UTILISE	40
TABLEAU III.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES	41

TABLEAU IV.1. POIDS PROPRE DE LA POUTRE	46
TABLEAU IV.2. POIDS PROPRE DES ELEMENTS PORTEURS	47
TABLEAU IV.3. POIDS DES EQUIPEMENTS DE PONT (CCP)	49
TABLEAU IV.4. VALEURS CARACTERISTIQUES DES CHARGES VERTICALES POUR LES MODELES DE CHARGES SW/0 ET SW/2.	52

TABLEAU IV.5. LIMITES DE LA FLECHE SOUS POIDS PERMANENT	55
---	----

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

TABLEAU V.1.DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES	65
TABLEAU V.2. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS.....	67

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

TABLEAU VI.1. CARACTERISTIQUES DES ARMATURES DE LA PRECONTRAINTÉ	69
TABLEAU VI.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE	70
TABLEAU VI.3. EFFORTS INTERNES NECESSAIRES POUR LE CALCUL DE LA PRECONTRAINTÉ .	70
TABLEAU VI.4. PARAMETRES DU CALCUL	71
TABLEAU VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES	74
TABLEAU VI.6. ORDONNEES DES CABLES .	75
TABLEAU VI.7. RESULTATS DE CALCUL DES ANGLES DE RELEVAGE .	78
TABLEAU VI.8. RESULTATS DE CALCUL DE α, f, R, β	78
TABLEAU VI.9. RECAPITULATIF DES PERTES PAR FROTTEMENT ($x = L/2$)	79
TABLEAU VI.10. RECAPITULATIF DES PERTES DUES A LA RENTREE D'ANCRAGE	80
TABLEAU VI.11. RECAPITULATIF DES PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON ($x = L/2$)	81
TABLEAU VI.12. RECAPITULATIF DES PERTES PAR FLUAGE ($x = L/2$)	82
TABLEAU VI.13. RECAPITULATIF DES PERTES DIFFEREES TOTALES ($x = L/2$)	83
TABLEAU VI.14. RECAPITULATIF DE CALCUL DES PERTES ($x = L/2$)	83
TABLEAU VI.15. LES CONTRAINTES ADMISSIBLE EN MPA SELON LA CLASSE I	84
TABLEAU VI.16. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES .	85
TABLEAU VI.17. RESULTATS DU CALCUL DE $P1$ ET $P2$ AUX QUATRE PHASES .	85
TABLEAU VI.18. RECAPITULATIF DE VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR PHASE 1 ET 2	86
TABLEAU VI.19. RECAPITULATIF DE VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR PHASE 3 ET 4	86
TABLEAU VI.20. RECAPITULATIF DE VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	87
TABLEAU VI.21. EFFORT TRANCHANT ULTIME REDUIT	90
TABLEAU VI.22. LA VALEUR DE τ_{red}	90
TABLEAU VI.23. LES RESULTATS DU CALCUL DE L'ANGLE DES BIELLES	91
TABLEAU VI.24. LA VALEUR DE τ_u	91
TABLEAU VI.25. JUSTIFICATION LES ARMATURES TRANSVERSALES	91
TABLEAU VI.26. TABLEAU DES DIMENSIONS DE FERRAILLAGE	94

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

TABLEAU VII.1. LES VALEURS DES FLECHES CALCULEES.	98
TABLEAU VII.2. LES VALEURS DES ROTATIONS CALCULEES.....	100
TABLEAU VII.3. LES RESULTATS DE CALCUL DE DEPLACEMENT.	102
TABLEAU VII.4. MOMENT ET L'EFFORT TRANCHANT MAX DE L'ENTRETOISE A L'ELU ET L'ELS	104
TABLEAU VII.5. RESULTATS DE CALCUL DE FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.....	107
TABLEAU VII.6. MOMENT MAX DE L'HOUDIS A L'ELU ET L'ELS	110
TABLEAU VII.7. LES DONNEES DE CALCULS	111
TABLEAU VII.8. RESULTATS DE CALCUL.	114
TABLEAU VII.9. RESULTATS DE CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA DALLE	114

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT

TABLEAU VIII.1. DIMENSIONNEMENT EN PLAN DES APPAREILS D'APPUI	118
TABLEAU VIII.2. TABLEAUX RECAPITULATIF DES VERIFICATIONS	125
TABLEAU VIII.3. CARACTERISTIQUES SISMOLOGIQUES DU SITE.....	126
TABLEAU VIII.4. LA RAIDEUR DE VOILE EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE CHAQUE PILE.....	129
TABLEAU VIII.5. LA RAIDEUR TOTALE DE SYSTEME.....	130
TABLEAU VIII.6. VALEURS DE T_1 , T_2 ET S SELON LA CATEGORIE DU SITE	131
TABLEAU VIII.7. RECAPITULATIF DU CALCUL DE LA FORCE HORIZONTALE APPLIQUEE SUR CHAQUE APPUI.....	132
TABLEAU VIII.8. RECAPITULATIF DU CALCUL DES MASSES	134
TABLEAU VIII.9. RECAPITULATIF DU CALCUL DE LA FORCE STATIQUE EQUIVALENTE	135
TABLEAU VIII.10. COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	136
TABLEAU VIII.11. LES EFFORTS DUS AU VARIATION LINEAIRE	137
TABLEAU VIII.12. MODES PROPRES.	138
TABLEAU VIII.13. VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SELON RPOA 2008....	140
TABLEAU VIII.14. VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT SELON RPOA 2008.....	140
TABLEAU VIII.15. VERIFICATION DE LA DISTORSION SELON RPOA 2008.....	141
TABLEAU VIII.16. VERIFICATION DE NON GLISSEMENT SELON RPOA 2008.	142
TABLEAU VIII.17. DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUI.	143
TABLEAU VIII.18. FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS.....	144
TABLEAU VIII.19. DETERMINATION DU SOUFFLE.....	145

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

TABLEAU IX.1. LES DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE	149
TABLEAU IX.2. SOLLICITATIONS PERMANENTES A LA BASE DE VOILE	149
TABLEAU IX.3. SOLLICITATIONS DUE AUX CHARGES FERROVIAIRES A LA BASE DE VOILE	150

TABLEAU IX.4. COMBINAISON DES EFFORTS A LA BASE DE VOILE	150
TABLEAU IX.5. EFFORTS SISMIQUES EXTRAITS DU MODELE ROBOT.....	151
TABLEAU IX.6. EFFORT PROVENANT DE VOILE.....	151
TABLEAU IX.7. EFFORT PROVENANT DE TABLIER.....	151
TABLEAU IX.8. COMBINAISONS DES DIRECTIONS.....	151
TABLEAU IX.9. COMBINAISON DES EFFORTS.....	151
TABLEAU IX.10. LES EFFORTS UTILISES POUR LE DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES	152
TABLEAU IX.11. RESULTATS D'ARMATEURS LONGITUDINALES	153
TABLEAU IX.12. DONNES DE CALCUL.....	153
TABLEAU IX.13. RESUME DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	154
TABLEAU IX.14. FERRAILLAGE LONGITUDINALE DE LA FLEXION	155
TABLEAU IX.15. DIMENSION DE LA SECTION EQUIVALENTE	156
TABLEAU IX.16. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS	156
TABLEAU IX.17. FERRAILLAGE DE TORSION.....	157
TABLEAU IX.18. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE CHEVETRE	157
TABLEAU IX.19. SOLlicitATIONS PERMANENTES A LA BASE DE LA SEMELLE.....	158
TABLEAU IX.20. SOLlicitATIONS DUE AUX CHARGES FERROVIAIRES A LA BASE DE LA SEMELLE	158
TABLEAU IX.21. COMBINAISON DES EFFORTS A LA BASE DE LA SEMELLE	158
TABLEAU IX.22. RESULTATS DE VERIFICATION DE PORTANCE	159
TABLEAU IX.23. DONNEES POUR LA VERIFICATION DE GLISSEMENT	160
TABLEAU IX.24. RESULTATS DE LA VERIFICATION DE GLISSEMENT	160
TABLEAU IX.25. CONDITION SELON EUROCODE 07 ET DTR ALGERIEN	160
TABLEAU IX.26. RESULTATS DE LA VERIFICATION DE RENVERSEMENT	161
TABLEAU IX.27. CALCUL DE MOMENT D'ENCASTREMENT	162
TABLEAU IX.28. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	162
TABLEAU IX.29. RECAPITULATIF DES ROLES ET DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE ..	164
TABLEAU IX.30. SOLlicitATIONS A LA BASE DE LA SEMELLE – CULEE	165
TABLEAU IX.31. SOLlicitATIONS RESULTANT DES COMBINAISONS A L'ELS (BASE DE LA SEMELLE - CULEE)	166
TABLEAU IX.32. SOLlicitATIONS RESULTANT DES COMBINAISONS A L'ELU (BASE DE LA SEMELLE - CULEE)	167
TABLEAU IX.33. SOLlicitATIONS A LA BASE DU MUR DE FRONT	167
TABLEAU IX.34. SOLlicitATIONS RESULTANT DES COMBINAISONS A L'ELS (BASE DU MUR DE FRONT).....	168
TABLEAU IX.35. SOLlicitATIONS RESULTANT DES COMBINAISONS A L'ELU (BASE DU MUR DE FRONT)	168
TABLEAU IX.36. MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX A LA BASE DU MUR DE FRONT A L'ELS	169

TABLEAU IX.37. MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX A LA BASE DU MUR DE FRONT A L'ELU	169
TABLEAU IX.38. FERRAILLAGE DU MUR DE FRONT	169
TABLEAU IX.39. RECAPITULATIF DU CALCUL DU MOMENT DU A LA POUSSEE DES TERRES	170
TABLEAU IX.40. RECAPITULATIF DU CALCUL DU MOMENT DU A LA FORCE DE FREINAGE	170
TABLEAU IX.41. RECAPITULATIF DU CALCUL DU MOMENT DU A LA SURCHARGE LOCALISEE	171
TABLEAU IX.42. FERRAILLAGE DU MUR GARDE-GREVE	172
TABLEAU IX.43. FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR	173
 ORGANIGRAMME VII.1. DIMENSIONNEMENT D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELS VIS-A-VIS DE LA DURABILITE FLEXION SIMPLE.....	109

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (post-tension)

AAEF : Appareil d'Appui en Élastomère Fretté

AAP : Appareil d'Appui à Pot

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

NF : Norme Française

G : charge permanente.

PP : poids propre.

CCP : compléments charge permanente.

ELA : Etat Limite Accidentelle.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

E_s : Module d'Elasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.

f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

St : Espacement des armatures Transversales.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

ΔT : Variation uniforme de la température.

$\Delta \theta$: Gradient thermique.

A_p : section d'armature de précontrainte.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente l'aboutissement de notre parcours de formation en ingénierie. Il constitue une occasion concrète de mettre en pratique l'ensemble des connaissances et compétences acquises au cours de ces cinq années d'études. Le choix du sujet se doit d'être cohérent avec notre spécialité professionnelle, tout en nous initiant aux principes fondamentaux de la conception et du dimensionnement des ouvrages.

Dans ce cadre, nous avons choisi de concevoir et d'étudier un pont situé dans la wilaya de Tindouf .

De manière générale, les ponts sont des structures en élévation conçues pour franchir des obstacles naturels (des cours d'eau) ou artificiels (comme des routes ou des voies ferrées). Ils assurent un rôle essentiel dans le réseau d'infrastructures en garantissant la continuité des circulations. Leur réalisation relève ainsi des ouvrages d'art, domaine central du génie civil. Le concepteur doit viser une solution techniquement réalisable, économiquement optimisée et conforme aux normes en vigueur. Cela implique de s'appuyer sur des règlements, des recommandations techniques, des références bibliographiques et bien entendu sur l'expérience professionnelle.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de conception et d'étude d'un viaduc situé au la nouvelle ligne ferroviaire Bechar/Tindouf sur 950 Km (section 02 du PK 200+00 au PK 400+00). Situé à partir du PK 217+900 au PK 218+109.50 sur un linéaire entre les axes des culées de 209.50 m.

Le site du projet est situé sur oued dite Oued Aicha (région de Hammaguir) au voisinage de la route nationale N°50 (RN50) à environ du PK 91 de cette dernière.

Le travail est structuré en plusieurs parties principales :

- La première partie présente l'ouvrage étudié et sa conception générale.
- La deuxième partie est consacrée à l'évaluation des charges permanentes et variables agissant sur la structure.
- La troisième partie aborde l'étude détaillée de la superstructure.
- La quatrième partie traite la conception de l'infrastructure.
- Enfin, une conclusion générale vient synthétiser les résultats obtenus et les enseignements tirés de ce projet.

CHAPITRE I : PRESENTAION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art en élévation, construit in situ, permettant à une infrastructure de transport (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'un fleuve, une vallée, une route, une voie ferrée ou un canal. Cette voie peut être dédiée aux véhicules (pont routier), aux piétons (passerelle) ou aux trains (pont ferroviaire), entre autres.

L'étude des différentes typologies de ponts ne peut commencer qu'après une analyse approfondie des contraintes du site de franchissement. cela permet au concepteur d'opter pour la solution technique la plus appropriée. ce chapitre présente ainsi les principales caractéristiques de l'ouvrage étudié.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

L'ouvrage rentre dans le cadre d'étude d'exécution de la nouvelle ligne ferroviaire Bechar/Tindouf sur 950 Km (section 02 du PK 200+00 au PK 400+00).

Situé à partir du **PK 217+900** au **PK 218+109.50** sur un linéaire entre les axes des culées de **209.50 m**.

Le projet est réparti en trois phases :

- **Tronçon 1 : Béchar → limites Béni Abbès — 200 km (gares à Abadla et Hammaguir)**
- **Tronçon 2 : Tindouf → Oum Laâssel — 175 km (gare à Oum Laâssel + 2 gares à Tindouf)**
- **Tronçon 3 : Hammaguir → Oum Laâssel (440 km) + Tindouf → Gara Djebilet (135 km) — 575 km**

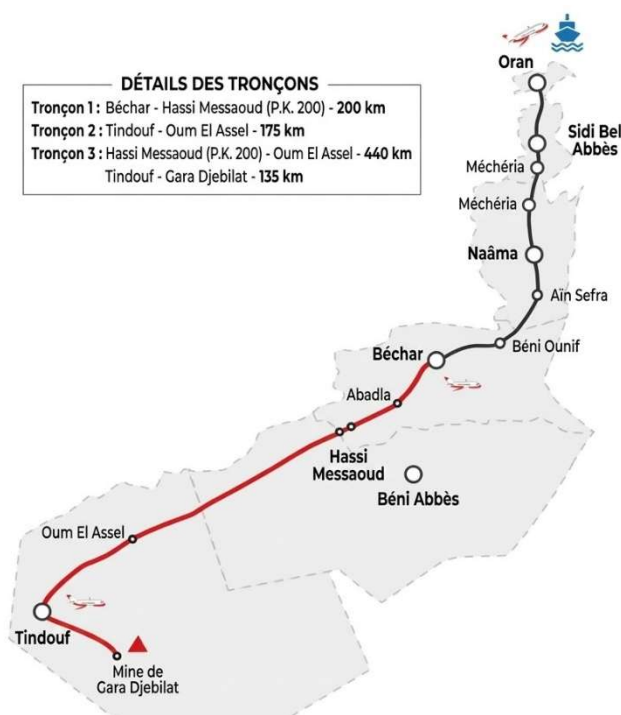


Figure I.1. La Nouvelle Ligne Ferroviaire Bechar/Tindouf sur 950km .



Figure I.2. Situation géographique du viaduc objet d'étude .

I.2.1. Objectif du projet

- Franchir un obstacle naturel (oued, vallée, dépression) sans altérer la continuité de la voie ferrée
- Assurer la stabilité de la plateforme ferroviaire en terrain saharien à comportement géotechnique variable
- Permettre le passage des trains minéraliers chargés de minerai de fer (charges lourdes)
- Garantir le libre écoulement hydraulique lors des crues saisonnières (caractéristique essentielle en zone saharienne)

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles se constituent de l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relatives à l'obstacle franchi. (Les gabarits à respecter et les ouvertures).

I.3.1.1. Trace en plan

Le tracé en plan d'un pont est une représentation graphique de la disposition horizontale de la structure du pont par rapport à son environnement. Il montre la position et la forme des éléments principaux du pont, tels que les tabliers, les piles, les culées, les piles intermédiaires et les appuis.

Le tracé en plan est essentiel pour déterminer l'alignement du pont par rapport aux contraintes topographiques et environnementales existantes pour garantir la stabilité et la sécurité du pont.

Notre ouvrage, en plan, est droit de longueur totale de **209.5m** et de **12.80m** de largeur.

- **Début de l'ouvrage** : PK 217+900
- **Fin de l'ouvrage** : PK 218+109.5

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long d'un pont est une représentation graphique de l'élévation de la surface du sol le long de l'axe du pont. Il montre comment la hauteur du sol change par rapport à la longueur du pont. Le profil en long est essentiel pour concevoir et construire un pont, car il aide à déterminer les hauteurs nécessaires des piles et des tabliers pour assurer un passage sûr au-dessus de tout obstacle, un oued pour notre cas.

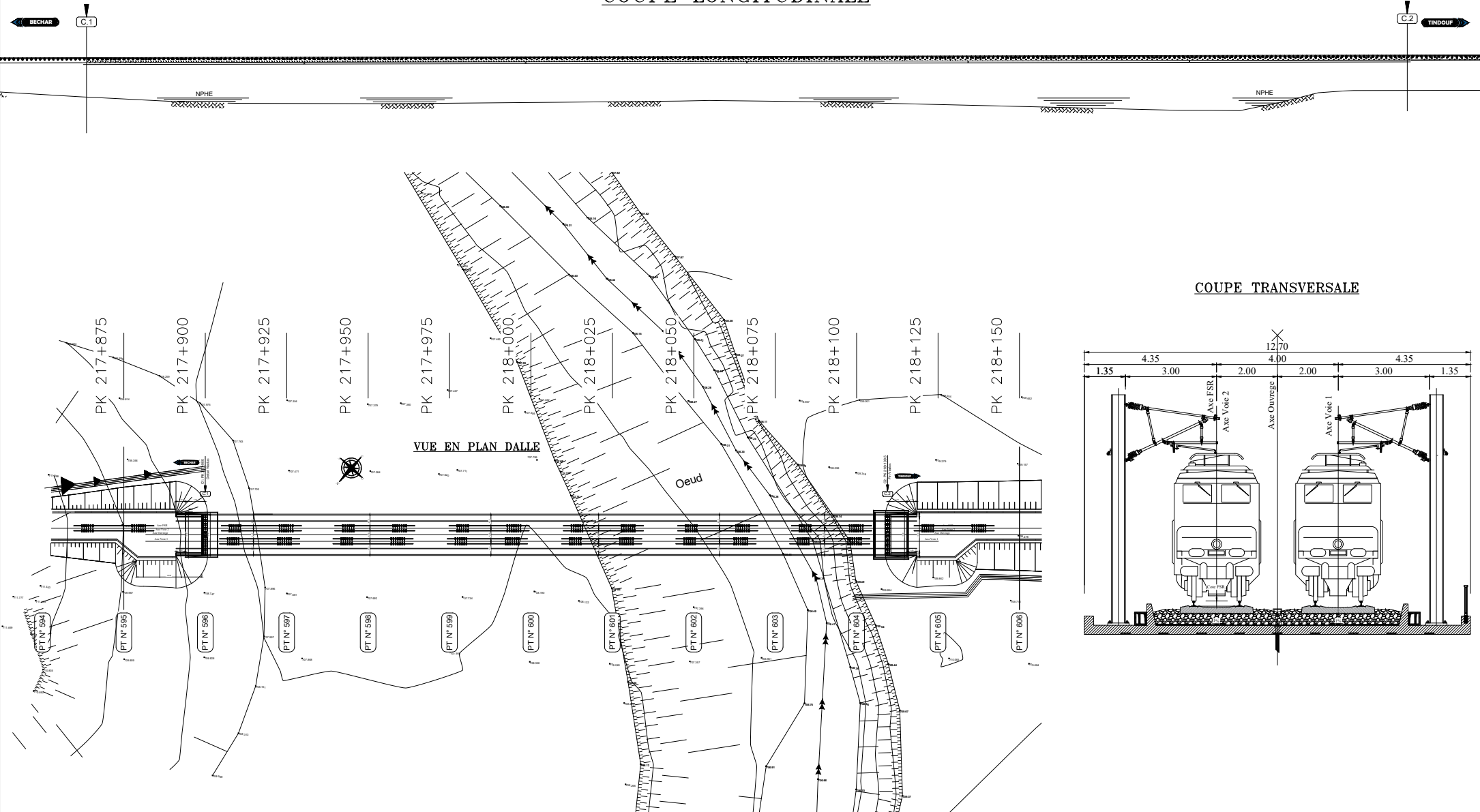
I.3.1.3. Profil en travers

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

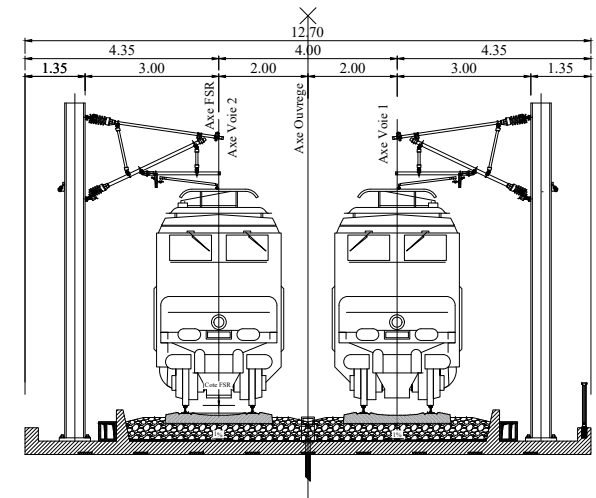
Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 12.7 m.
- Nombre de voies : 2
- Écartement des rails : 1.5 m.
- Entraxe des deux voies : 4 m.
- Pente transversale en toit : 1%.

COUPE LONGITUDINALE



COUPE TRANSVERSALE



I.4. LES DONNEES NATURELLES

I.4.1. TOPOGRAPHIE

Le relief se définit principalement par une **Hamada** (le plateau du Guir), une vaste étendue tabulaire rocheuse s'élevant à une altitude moyenne de **750 mètres**.

- **Morphologie** : Un plateau horizontal quasiment parfait, constitué de "reg" (pierres et graviers), offrant une stabilité géotechnique remarquable.
- **Hydrographie** : La zone est entaillée par le réseau de l'**Oued Aïcha** (affluent de l'Oued Guir). Ce sont des vallées sèches à écoulement sporadique (crues brutales) qui rompent la monotonie du plateau par de légers encaissements.

I.4.2. GEOTECHNIQUE

- Organisation de la reconnaissance

Pour la reconnaissance géotechnique le laboratoire a procédé selon le programme établi par les services techniques du COSIDER OA à l'exécution de :

- **Sept (07)** sondages carottés dotés d'**essais pressiométriques** ;
- **Quatre (04)** sondages **carottés**

Coordonnées des points de sondages		
Sondage	Abscisse	Coordonnées
SP1	449901.6766	3364656.9747
SP2	449873.1410	3364637.1453
SP3	449849.6740	3364610.7157
SP4	449820.6884	3364590.4860
SP5	449797.2158	3364564.0517
SP6	449768.2394	3364543.8299
SP7	449745.2181	3364517.7971
SC1	449896.1601	3364663.1761
SC2	449844.1575	3364616.9172
SC3	449791.7066	3364570.2595
SC4	449739.6042	3364524.1127

Tableau I.1. Coordonnées et situation des sondages (zone 30R).

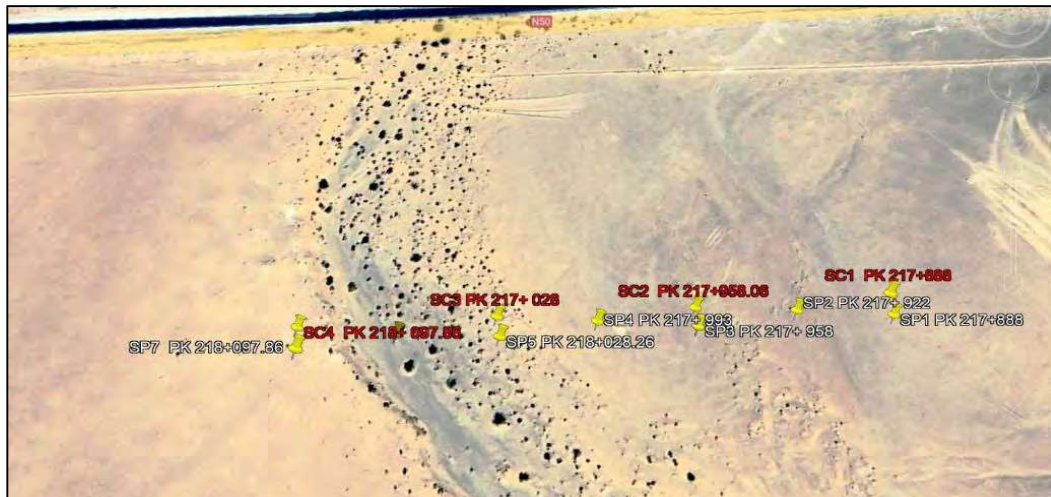


Figure I.3. Positions des sondages sur photos satellitaires .

- Interprétation des essais in situ

Coupe géologique généralisée

L'examen de la coupe géologique relevée des sondages réalisés a mis en évidence une formation géologique traduite par une succession de couches essentiellement tantôt d'encroustement grésocalcaire à passées dur par endroits tantôt de sable brunâtre à passées dure par endroits. Ces deux premières couchent surmontent une formation de calcaire beige blanchâtre dur .

- Description des sondages

Les descriptions des sondages réalisés sont comme suite :

Il est a noté que Les sondages pressiométriques des sondages destructifs.

- Classification de terrain selon dtr. Be 1.2

La classification **DTR. BE 1.2** et suivant la formation relevée uniquement des sondages peut être mentionnées dans le tableau 3 suivant :

Nota Annexe

Les descriptions des sondages réalisés et résultats d'essais pressiométriques sont dans l'**ANNEXE A (RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES)**

Profondeur (m)	Désignation	Caractéristiques
De 0, 30 à environ 3,50m	Terrain moyennement compact	Pelle mécanique (selon volume à terrasser)
D'environ 3.50m à 20m (fin de sondages)	Roches tendres parfois Roche dure	Attaquables au marteau pneumatique

Tableau I.2. Classification de terrain selon DTR. BE 1.2.

a. Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique régi par la norme (NF 94 – 110) est un essai de chargement statique du sol, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans le trou du forage. Cette sonde est constituée par un cylindre métallique fondu contenant en son centre une cellule dilatable radialement par injection d'eau dont la variation de volume est mesurée au volume être. L'application d'une pression croissante exerce donc sur les parois du trou de forage un champ de contrainte cylindrique et uniforme.

L'essai pressiométrique permet d'établir la courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la pression appliquée, faisant ressortir les paramètres caractéristiques :

- Le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo élastique du sol,
- La pression limite P_L qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.
- Le rapport E/PI permet d'estimer l'état de consolidation du sol considéré.

b. Essais au laboratoire

Essais d'identification physique	Essais mécanique
Les essais d'identification ont comporté l'analyse granulométrique (squelette du sol), Equivalent de sable et mesure de $caco_3$, déterminations de la masse volumique des grains solide. Les résultats des essais d'identification ont mis en évidence dans l'ensemble une formation sableuse à sablo-graveleuse avec des taux de sable fin varie entre 02% et 12%.	L'état des échantillons récupérés n'a pas permis la réalisation des essais de compressibilité à l'œdomètre ni les essais de cisaillement. Seul l'essai de résistance à la compression qui a pu être réalisé.

SONDAGE N°	Profondeur	Essais physiques					Essais mécaniques	
							Résistance à la compression	
	(m)	γ_s (g/cm ³)	E.S %	Caco3	Granu à 2 mm	Sedi < 80U m	RC bars	γ_d t/m ³
SC°1	5.00/5.20	-	-	-	64.40	6	110.0	2.45
	7.30/7.80	-	-	-	-	-	131.0	2.47
SC°2	0.00/2.00	2.70	22.3	23	66.90	8.5		
	9.80/10.00	-	-	-	-	-	98.8	2.53
	1.50/3.00	2.68	35.6	30	42.40	1.70		

SC°3	9.80/10.00	-	-	-	-	-	48.34	2.20
	12.00/12.20	-	-	-	-	-	183.3	2.07
SC°4	0.00/1.00	2.50	19.4	49	60.50	9.30	-	-
	4.00/4.20	-	-	-	-	-	169.9	2.49
	7.20/7.60	-	-	-	-	-	69.73	2.30

Tableau I.3. Résultats des essais en laboratoire d'identification physique et mécaniques .

Résultats d'analyse chimique sommaire :

L'analyse chimique a pour but de détecté l'agressivité du sol vis à vis au béton armé.

Les résultats de l'analyse chimique sont regroupés dans les tableaux 5 suivant :

Désignation		% M.O	% carbonates	% sulfate (mg/kg)	% chlorure
SC1	0,0 à 2m	/	45,45	15023.40	0,0142
SC2	0,0 à 2m	1,19	22,73	2023.70	0,0213
SC3	1,5 à 3m	/	22,73	Nul	0,071
SC4	0,0 à 1m	0,54	40,91	1920.80	0,0355

Tableau I.4. Résultats d'analyse chimique sommaire du sol .

Selon la norme NA 16002 (2021), L'échantillon de sol analysé SC.01 analysé présente un taux de sulfate (SO4 2- > 12000 et < 24000 mg/kg).

Caractérise un sol de classe d'exposition XA3 correspond à un environnement à forte agressivité chimique vis-à-vis du béton.

I.5. SISMICITÉ DE LA ZONE D'ETUDE

Contexte sismique en Algérie

L'Algérie est située dans une région d'activité sismique élevée, principalement en raison de la convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne. Cette activité tectonique entraîne des séismes fréquents, particulièrement dans la région nord du pays, où se trouvent les principales failles actives.

Classification des zones sismiques

Le zonage sismique en Algérie est défini par les Règles Parasismiques applicables aux Ouvrages d'Art (RPOA), qui répartissent le territoire en quatre zones selon l'intensité et la fréquence des séismes.

Zone 0 (risque négligeable) :

- Aucune activité sismique significative.
- Correspond au sud du pays (Sahara), où l'activité sismique est quasi inexistante.

Zone I (faible sismicité) :

- Séismes rares et de faible intensité.
- Concerne certaines régions des Hauts Plateaux.

Zone II (moyenne sismicité) :

- Séismes modérés nécessitant des mesures parasismiques adaptées.
- Englobe plusieurs villes du centre et de l'ouest comme Tlemcen et Sétif.

Zone III (forte sismicité) :

- Séismes fréquents et potentiellement destructeurs.
- Nécessite des normes de construction renforcées.
- Couvre toute la bande nord de l'Algérie, incluant Alger, Boumerdès, Béjaïa, Oran, etc

SITUATION DE SITE

Le site est situé dans la région de Hammaguir à environ 150kms au Sud de la ville de Béchar (zone 0) :

Sismicité négligeable

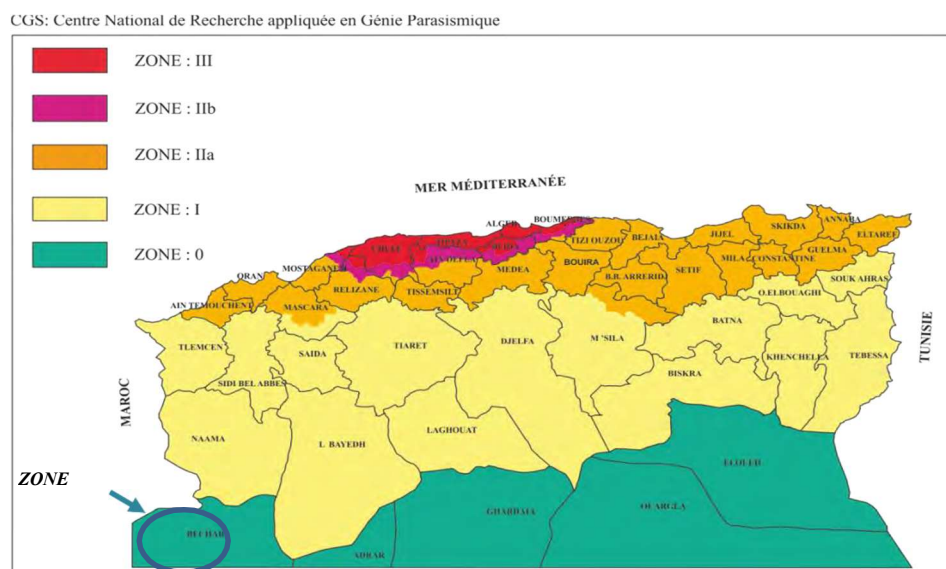


Figure I.4. Carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont repose sur une approche optimisée qui allie performance technique et rentabilité économique, tout en prenant en compte les diverses contraintes environnementales, fonctionnelles et structurelles. L'ingénieur chargé de la conception doit ainsi proposer une solution à la fois innovante, fiable et conforme aux normes en vigueur, tout en assurant une bonne intégration dans son environnement.

L'élaboration d'un tel ouvrage nécessite une analyse approfondie et méthodique des différentes contraintes, afin d'identifier la configuration la plus adaptée. Plusieurs alternatives peuvent être envisagées, et le choix du type de pont repose sur plusieurs paramètres, notamment

- La nature et l'ampleur de l'obstacle à franchir.
- Les propriétés géotechniques du terrain.
- L'usage prévu de l'ouvrage (route, rail, passage piéton^{1/4}).
- La disposition et l'emplacement des appuis.
- La géométrie du tracé (rectiligne, en biais, courbe).
- L'esthétique et l'intégration visuelle du pont dans son cadre environnant.

Ce chapitre a pour objectif de détailler les principes fondamentaux de la conception des ponts ainsi que les différentes étapes menant au choix d'une solution adaptée.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION

Un pont est une structure composée de plusieurs éléments essentiels qui assurent sa stabilité et sa fonctionnalité. Voici les principaux composants du pont :

Le tablier : Élément porteur qui supporte la voie de circulation et assure le transfert des charges vers les appuis.

Les appuis : Comprenant les piles (appuis intermédiaires) et les culées (appuis d'extrémité), ils garantissent la transmission des efforts au sol à travers les fondations. Le tablier repose sur ces appuis à l'aide d'appareils d'appui, conçus pour absorber et transmettre les charges verticales (poids propre, charges d'exploitation) ainsi que les actions horizontales (dilatations thermiques, efforts de freinage et d'accélération, forces centrifuges, etc.).

Les fondations : Elles assurent l'ancrage des appuis dans le sol et garantissent la stabilité de l'ouvrage en fonction des caractéristiques géotechniques du site.

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

Le tablier peut être rectiligne, incliné (biais) ou courbe, selon l'alignement des appuis par rapport à l'axe du pont. L'angle de biais (θ) représente l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; pour un pont droit, cet angle est de 90° ou 100 gradians .

II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. VARIANTE 1 : « PONT MIXTE A BI -POUTRES »

Un pont mixte à bipoutres est un ouvrage combinant l'acier et le béton, où le tablier repose sur deux poutres métalliques longitudinales. Cette conception permet d'allier la résistance et la flexibilité de l'acier avec la rigidité du béton, offrant ainsi une structure légère, performante et économique.

Le modèle "**bipoutre**" se caractérise par une ossature composée de deux poutres métalliques longitudinales en profilé "I" (reconstitué soudé - PRS), reliées entre elles par une dalle supérieure en béton armé.

Les poutres en acier assurent le rôle porteur principal, tandis que le tablier en béton garantit une bonne répartition des charges.

Cette dalle ne se contente pas de supporter la couche de roulement ; elle est connectée mécaniquement aux poutres en acier pour participer activement à la résistance globale du tablier. C'est ce qu'on appelle la **connexion mécanique par goujons**.

Ce type de pont est couramment utilisé pour les infrastructures routières et ferroviaires, notamment pour les viaducs et les ponts de moyenne portée, grâce à sa rapidité d'exécution et sa durabilité face aux sollicitations du trafic.



Figure II.1. Pont mixte a Bi-poutre (Viaduc de la Haute-Colme en France)

II.3.1.1. Domain d'emploi

Les ponts mixtes sont conçus pour couvrir des portées de **30 allant jusqu'à 130 mètres** pour les **structures à travées continues**, et de **40 à 90 mètres** pour les **travées indépendantes**.

Les portées maximales, pour les travées continues, dépassent rarement 130 mètres , mais le record mondial est de 150m

Au- delà de ces dimensions, d'autres solutions deviennent souvent plus avantageuses sur le plan économique.

II.3.1.2. CONCEPTION DE LA VARIANTE

a. CONCEPTION LONGITUDINAL

On propose pour cette variante un pont mixte bipoutre a travées continues à hauteur constante, de **3 travées équidistantes** d'une **longueur de 50 m**, et deux travée de rive d'une **longueur de 30,4 m** donnant ainsi un pont d'une longueur totale de **210,8 m**.

Un ratio classique est de fixer les travées de rive à environ **(0,6 a 0,75) fois** la portée de la travée centrale pour éviter le soulèvement sur culées.

Nota : Les guides SETRA utilisés pour la conception sont initialement prévus pour les routes.

Il est donc nécessaire de majorer les paramètres pour assurer une adaptation adéquate aux spécificités du projet ferroviaire.

Tableau II.1. Implantation des appuis.

Pile / Culée	PK	Pile	PK
C 01	217+900	P 02	217+979.95
C 02	218+109.5	P 03	218+029.95
P 01	217+929.95	P 04	218+079.95

b. CONCEPTION TRANSVERSALE

Le tablier est de largeur égale à 12.7m qui est assez large ($L > 12m$). Dans ce cas CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm.

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons de diamètre **$d=20mm$** ($16 \leq d \leq 22mm$), et la hauteur **$h=220mm$** ($h > 4d$).

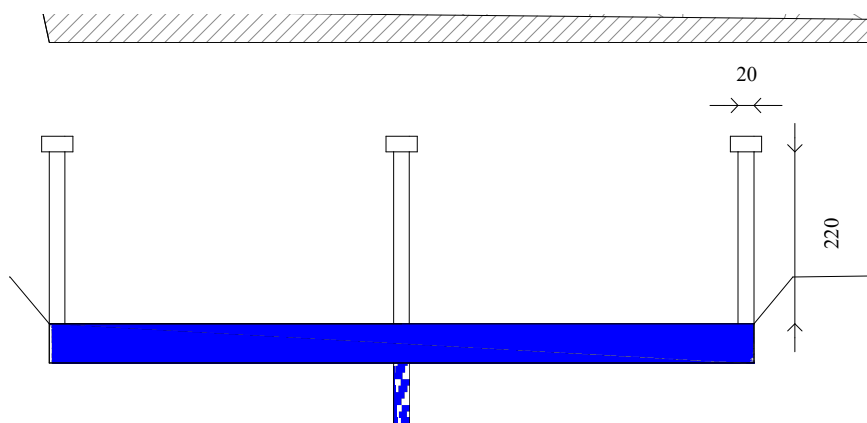


Figure II.2. Coupe transversal connecteurs de type goujons.

On opte pour la largeur d'encorbellement **$b = (0,4 \text{ a } 0,5) * a = 2,8 \text{ a } 3,5m$** , on choisit **$b = 3m$** , d'où l'entraxe des poutres **$a = 7m$** (**$a = 0.55LT$**).



Figure II.3. Conception transversale du tablier.

c. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES

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

Elément	Formule	Valeur retenue (mm)
Épaisseur de la dalle en Béton armée au droit des poutres	$0.13 + \left(\frac{LT - L}{25}\right)$ $L = 7m \text{ et } Lt = 12,8m$	360
Épaisseur de la dalle en Béton armée au centre du tablier	$0.12 + \left(\frac{L}{50}\right)$	260
Hauteur sur pile	$L/19 \leq H \leq L/16$ $L : \text{Portée des poutres}$	3120
Épaisseur de l'âme	$tw \geq 0.005 \times H$	20
Épaisseur semelle supérieure	$20 < ti < 150$	50
Largeur semelle inférieure	$500mm < bi < 1200$	1000
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} < bs < 1000 \text{ mm}$	900
Épaisseur de la semelle inf	$20 < ts < 150$	50

Tableau II.2. Conception des poutres principales

d. CONCEPTION DES ENTRETOISES

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

Tableau II.3. Conception des entretoises HEB600

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise hpp	600
Largeur de la semelle bpp	300
Épaisseur de la semelle tpp	30
Épaisseur de l'âme tw-pp	15,5

e. CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER

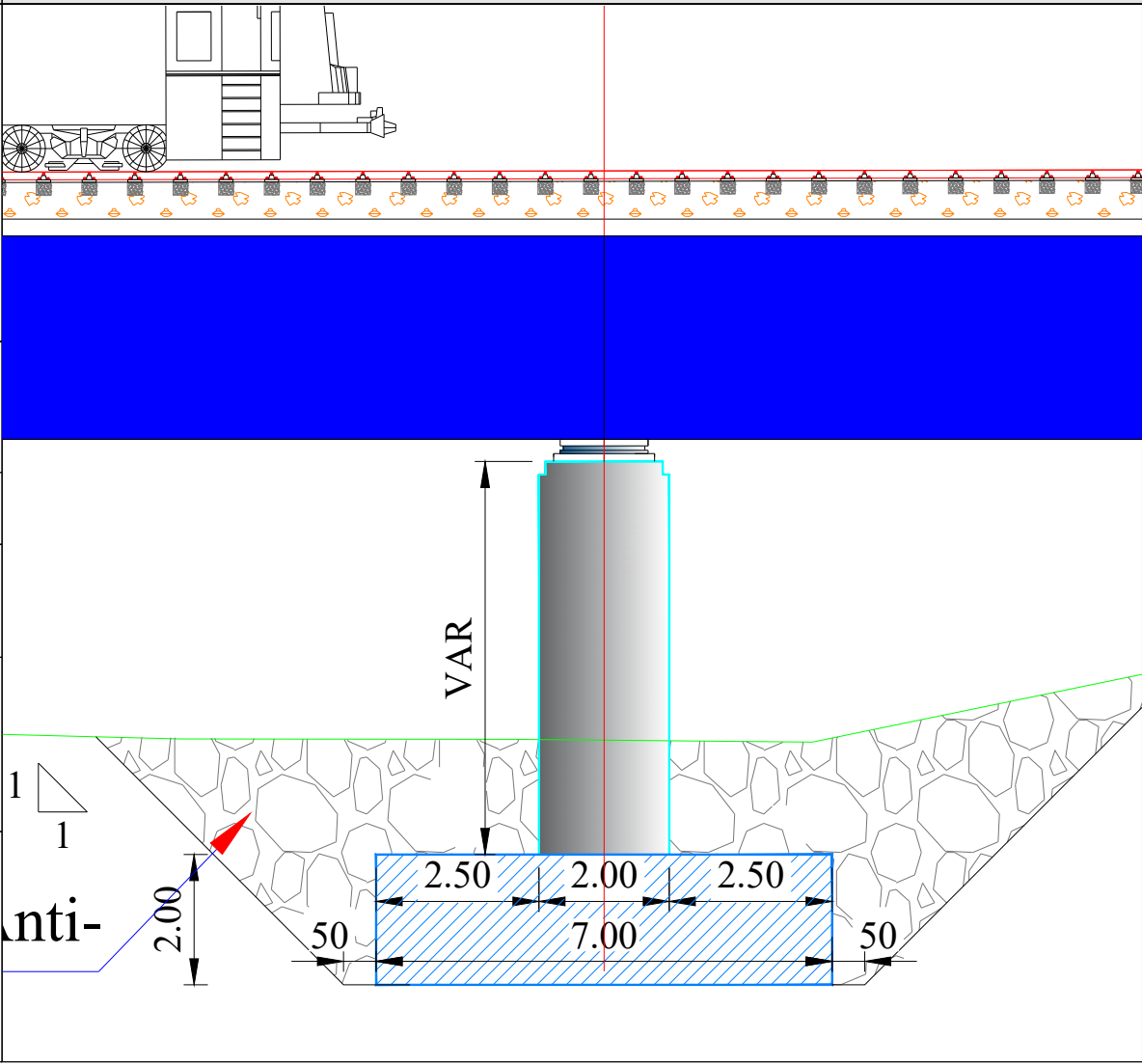
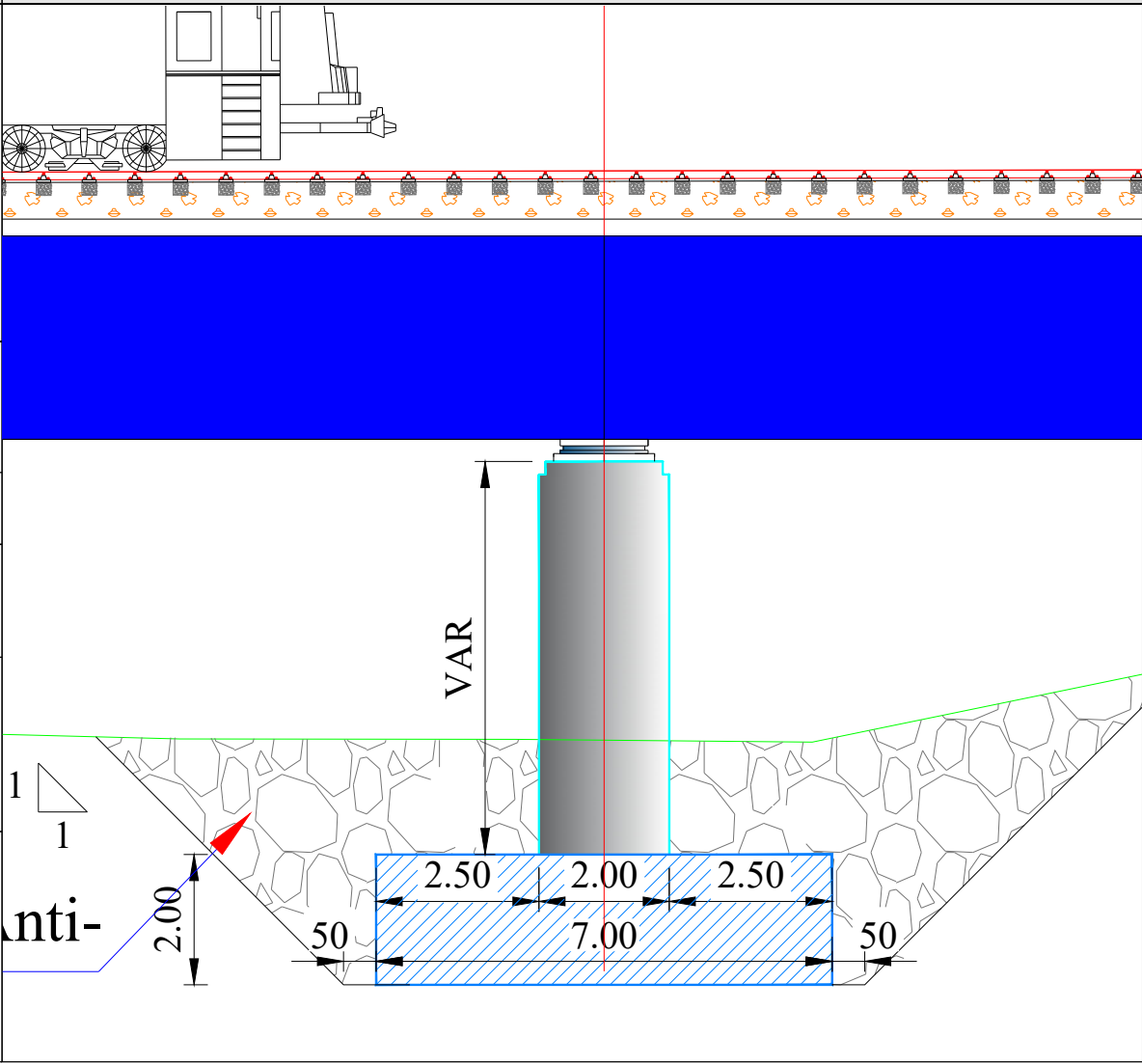
Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

f. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (PILE/CULEE)

Le Pré dimensionnement de l'infrastructures (la pile et la culée) de la 1er variante Pont Mixte a Bi-Poutres, ce pré dimensionnement fait selon le guide de SETRA.

Toutes les valeurs retenues sont dans le deux tableaux ci-après

- **Choix et dimensions de la pile retenue.**
- **Choix et dimensions de la culée retenue.**

Elément		Valeur /Description (m)	Figure
Hauteur (m)		H1 = 6 H2 = 5 H3 = 4,8 H4 = 5,1	
Largeur		2	
Longueur		10.9	
Forme		Voile plein	
Fondation	Type	Superficiel	
	Dimensions semelle	13.8×7×2	

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	HD = 3 HG = 3.6	
	Longueur	12.50	
	Épaisseur	2.25	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.72	
	Épaisseur	0.3	
Semelles	Largeur	9.8	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2	

Tableau II.5. Choix et dimensions de la Culee retenue.

II.3.2. VARIANTE 2 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINTE POST TENSION »

Il existe deux catégories de ponts : ceux à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) et ceux à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD). Dans notre projet, nous avons opté pour les poutres VIPP, car elles sont couramment utilisées, étant donné la fréquence de ce type de structure, ainsi que leurs nombreux avantages techniques et économiques.

Ce procédé de construction consiste à réaliser le tablier d'un pont au moyen de poutres préfabriquées, mises en place sur leurs appuis définitifs avec des dispositifs de manutention et de pose appropriés et reliées entre elles, dans le sens transversal, par un hourdis sous chaussée et des entretoises.

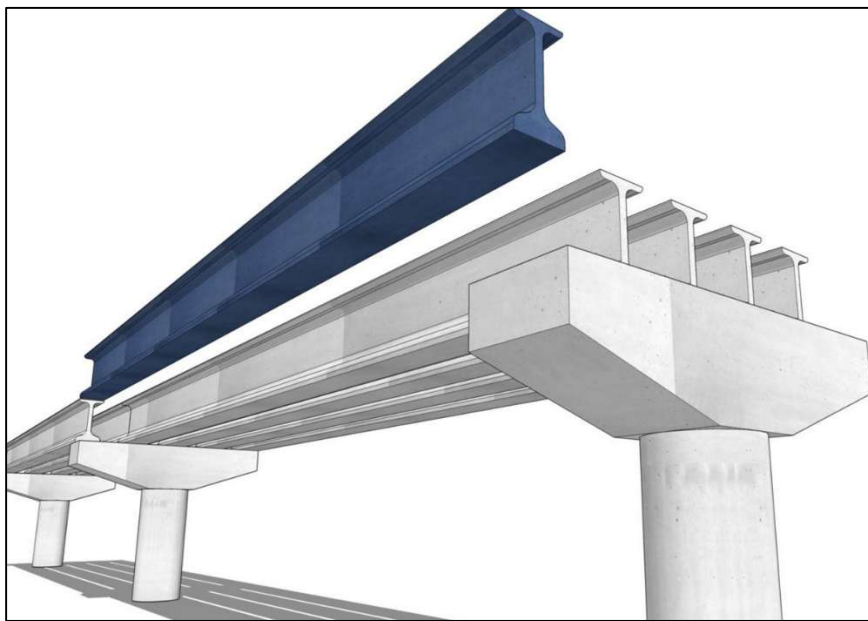


Figure II.4. Schéma habituel d'un pont à poutre.

II.3.2.1. Les avantages et inconvénients du procédé**Avantages**

- Suppression des cintres (pas besoin de structures provisoires)
- Rapidité d'exécution
- Répétitivité des éléments (poutres identiques)
- Favorise l'industrialisation
- Meilleure qualité des ouvrages
- Réduction du coût de la main-d'œuvre

Inconvénients

- Multiplicité des joints de dilatation
- Incertitude des déformations différées (fluage du béton, relaxation des armatures)
- Déformations dans le temps entraînant une modification du profil de la chaussée
- Risques pour la sécurité et le confort des usagers

II.3.2.2. Domain d'emploi

Le domaine d'emploi des ponts à poutres préfabriquées lancées s'étend **généralement pour des portées comprises entre 25 m et 50 m**. La portée économique se situe le plus souvent **entre 30 m et 40 m**, notamment lorsque les fondations sont faciles à réaliser et que les piles sont de faible hauteur.

Au-delà de 50 m, l'augmentation importante du poids des poutres (supérieur à 120 tonnes) nécessite des moyens de manutention et de mise en place exceptionnels, ce qui rend cette solution plus coûteuse. Cependant, elle peut être utilisée dans certains cas particuliers, comme les viaducs d'accès ou les grands ouvrages nécessitant de grandes portées.

En dessous de 25 m, d'autres types de structures, comme les dalles ou les dalles nervurées réalisées sur cintre, sont généralement plus économiques. À partir d'environ 20 m, on entre dans le domaine des poutres précontraintes, bien que leur développement puisse être limité dans certains contextes en raison de contraintes de standardisation et de transport.

OUVRAGES A POUTRES PREFABRIQUEES

TYPE D'OUVRAGE	GAMME DE PORTEE			ELANCEMENT poutre+hourdis	OBSERVATIONS	α
	Min	domaine privilégié	Max			
PRAD Pré-tension	10 m	15 à 25 m	30 m	1/18 à 1/20 1/23 à 1/25	Travées isostatiques Travées continues	portées égales si possible
VIPP Post-tension	30 m	35 à 45 m	50 m	1/16 à 1/18-1/20		portées égales si possible

II.3.2.3. CONCEPTION DE LA VARIANTE

a. CONCEPTION LONGITUDINAL

Le domaine d'emploi des ponts à poutres préfabriquées lancées s'étend **généralement pour des portées comprises entre 25 m et 50 m**.

Donc on propose une variante **de 6 travées équidistantes de 35.1 m de longueur (longueur totale de 210 mètres linéaires)**. D'où une poutre de 35 m de longueur.

Tableau II.6. implantation des appuis.

Pile / Culée	PK	Pile	PK
C 01	217+900	P 03	218+004.75
C 02	218+109.5	P 04	218+039.85
P 01	217+934.5	P 05	218+074.95
P 02	217+969.65		

b. CONCEPTION TRANSVERSALE

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

Tableau II.7. Conception transversale

Elément	Ratio usuel	Valeur retenu
L'entraxe entre les poutres	$0.9\text{ m} \leq d \leq 1.6\text{ m}$	1.59 m
Nombre des poutres	$N = \left(\frac{La}{d}\right) + 1$ $N = \left(\frac{11.13}{1.59}\right) + 1$	$N = 8\text{ poutres}$
La hauteur de la poutre	$L/20 \leq H_p \leq L/16$	$H_p = 2.2\text{ m}$
La largeur de la table	<i>Pour éviter le risque de déversement ($b \geq 1.05$)</i> $b \geq 0,6 \times H_p$	$b = 1.32\text{ m}$
L'épaisseur de la table	$12\text{ cm} \leq E_t \leq 15\text{ cm}$	$E_t = 12\text{ cm}$
La largeur de talon	$0.6\text{ m} \leq b_{\text{talon}} \leq 0.9\text{ m}$	$b_{\text{talon}} = 0.7\text{ m}$
L'épaisseur de l'âme	Mi- travée : $E_a \geq 14+\phi$ (cm) avec : $\phi = 8\text{ cm}$	$E_a = 30\text{ cm}$
Épaisseur de lame en zone d'about	/	$E = 45\text{ cm}$
L'épaisseur de talon	$10\text{ cm} \leq e_{\text{talon}} \leq 20\text{ cm}$	0.2
Epaisseur de l'hourdis	$20\text{ cm} \leq e_{\text{hourdis}} \leq 30\text{ cm}$	0.3 m
Inclinaison gousset de talon	$45^\circ \leq \alpha \leq 56^\circ$	45°
Inclinaison de gousset supérieure	45°	45°

DETAILE POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE L = 35.00M

Travée de pont est 35.10 m ou 34.0 m (entre axes d'appareils d'appui) et la longueur des poutres préfabriquées est 35.0 m

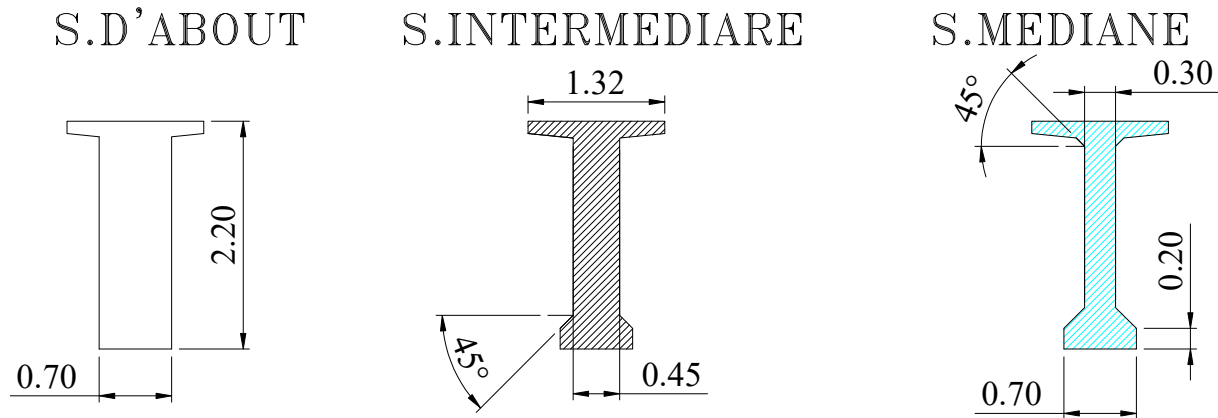


Figure II.5. Coupes transversale de la poutre

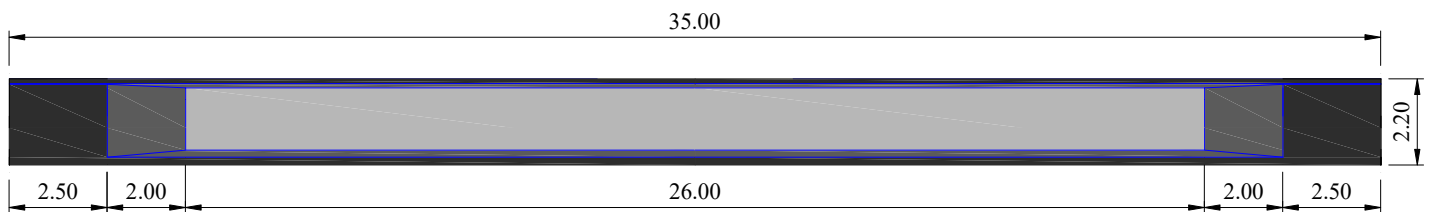


Figure II.6. Coupes Longitudinal de la poutre

c. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)

Le Pré dimensionnement de l'infrastructures (la pile et la culée) de la 2eme variante Pont a poutres précontraintes post tension, ce pré dimensionnement fait selon le guide de SETRA.

Toutes les valeurs retenues sont dans le deux tableaux ci-après

- Choix et dimensions de la pile retenue.
- Choix et dimensions de la culée retenue.

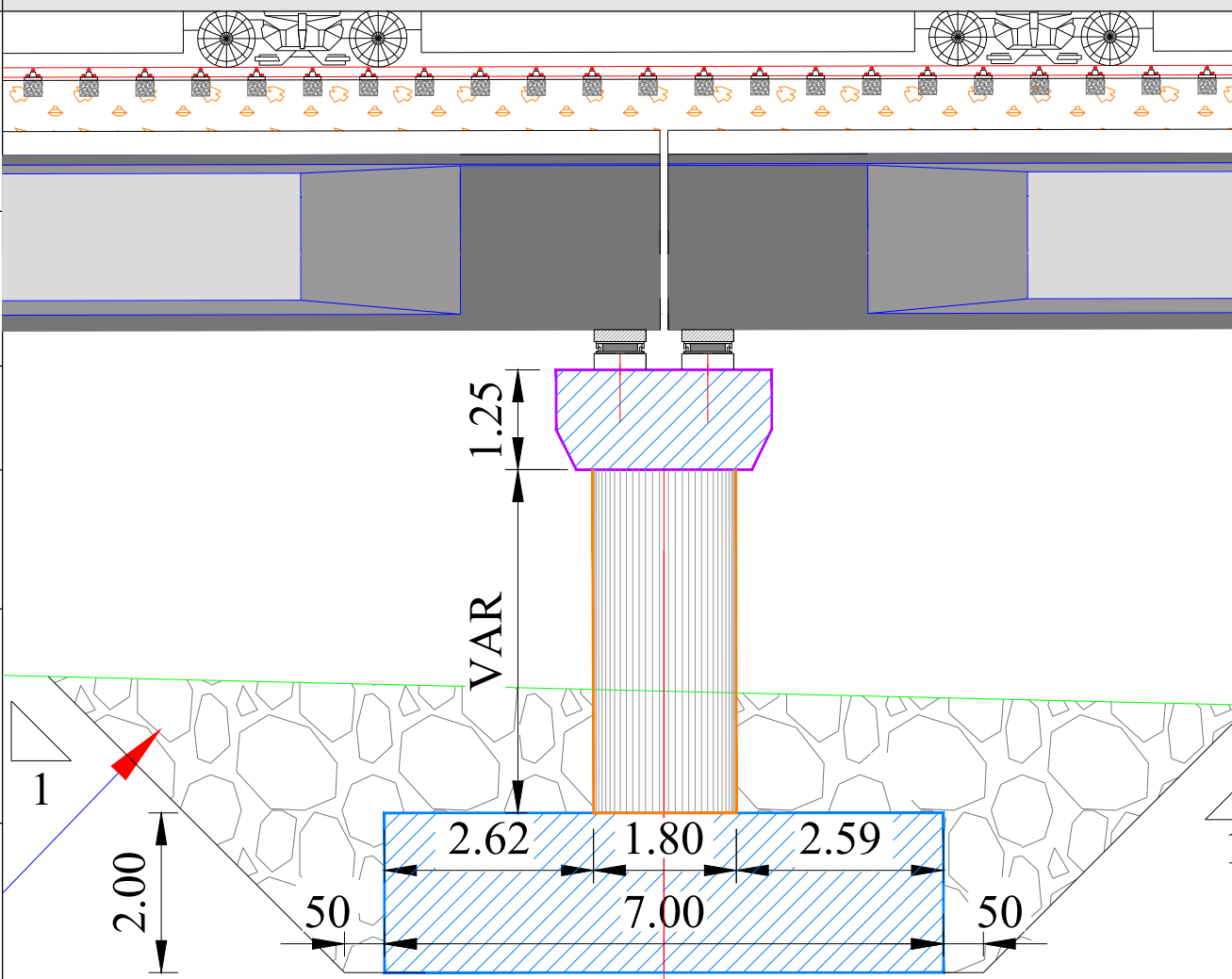
Elément		Valeur / Description (m)	Figure
Hauteur		H1 =3.8 H2 =4.3 H3 =5.3	
Chevêtre		2.7 x 12.8 x 1.25	
Section		Voile Pleine Epaisseur de 1.2, et longueur de 12.5	
Fondation	Type	Fondation Superficielle	
	Dimensions semelle	13.8×7×2	

Tableau II.8. Choix et dimensions de la pile retenue.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H d = 3.3 H g = 3.8	
	Longueur	12.5	
	Épaisseur	1.75	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.70	
	Épaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	9.80	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2	

Tableau II.9. Choix et dimensions de la Culee retenue.

II.3.3. VARIANTE 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

La construction des ponts à voussoirs consiste à réaliser le tablier d'un pont sans utilisation de cintres ni d'échafaudages au sol, en progressant par tronçons successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Une fois un voussoir achevé, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont tendus, ce qui les plaque contre les voussoirs précédents et forme une console autoportée, permettant ainsi de supporter la suite des opérations.

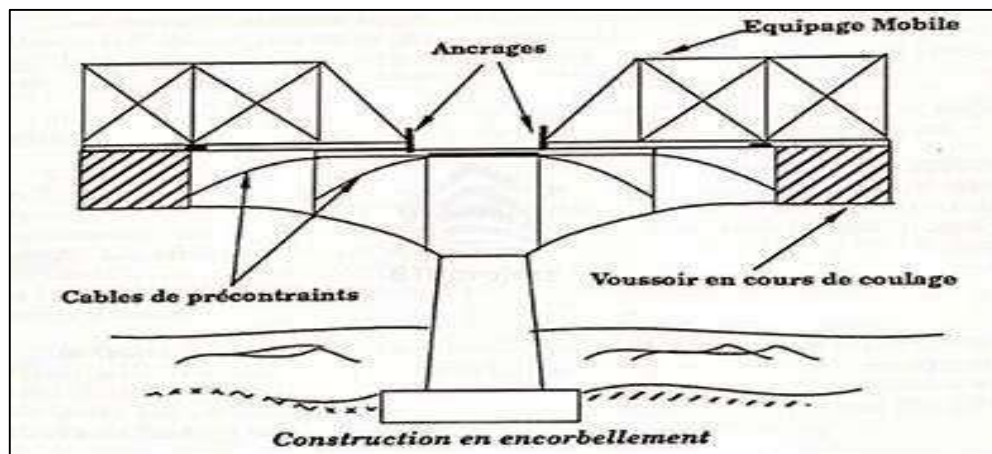


Figure II.7. Schéma habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif.

II.3.3.1. Les avantages et inconvénients du procédé

Les avantages

- La construction des tabliers se fait principalement sans contact avec le sol, ce qui permet de réaliser des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou de vallées très accidentées et profondes
- Cette méthode permet de réaliser des ouvrages avec des géométries très variées, offrant une grande flexibilité de conception.
- Les ponts en encorbellement présentent des options esthétiques attrayantes. Ils permettent des designs élégants et simples qui s'intègrent bien dans différents environnements.

Les inconvénients

- Le poids est très important.
- La construction de ponts en voussoirs précontraints par encorbellement peut nécessiter des équipements spécifiques et des techniques de construction avancées, entraînant des coûts initiaux plus élevés par rapport à d'autres méthodes.
- Complexité de la maintenance.

II.3.3.2. Domian d'emploi

Les ponts en béton précontraint à encorbellements successifs sont adaptés aux portées moyennes à grandes (60 à 200 m), notamment lorsque l'utilisation de cintres est difficile, avec un tablier à hauteur constante pour des portées < 60 m et à hauteur variable pour des portées > 60 m. Ils sont privilégiés pour le franchissement d'obstacles importants à une construction sans appuis provisoires au sol.

II.3.3.3. CONCEPTION DE LA VARIANTE

a. CONCEPTION LONGITUDINALE

Nous proposons pour cette variante de projeter un pont voussoirs de hauteur constante avec trois travées principales de 48 m et deux travées de rive de 33 m, donc la longueur totale du pont sera égale à 210 m.

Tableaux II.10. Implantation des appuis

PILE / CULEE	PK	PILE / CULEE	PK
C1	217+900	P3	218+029
P1	217+933	P4	218+077
P2	217+981	C2	218+110

Découpage du voussoir

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoirs :

Tableaux II.11. Découpage du voussoir

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	/	6	4
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	Travée principale : 2	5
		Travée de rive : 1.5	
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	4	40
Partie coulée sur cintre	/	3	6

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 55$

b. CONCEPTION TRANSVERSALE

Notre ouvrage constitue d'un tablier de largeur de 12.7 m inférieur à 20 m. Donc on peut choisir les caissons à section ferme c'est la solution idéale la plus économique et esthétique.

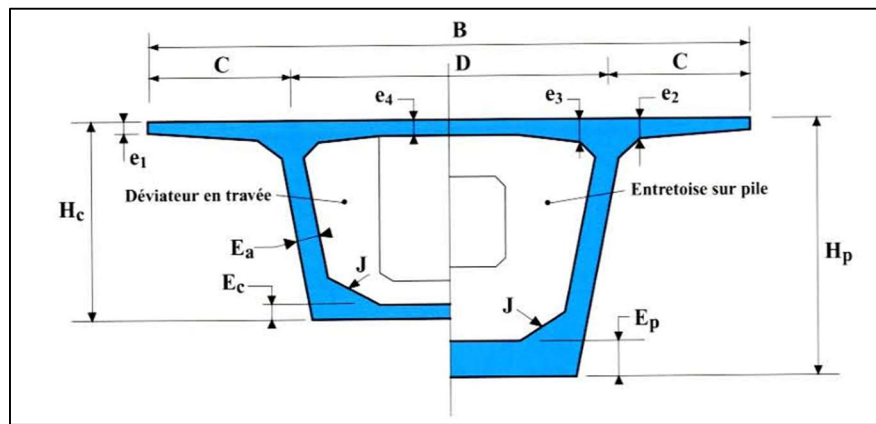


Figure II.8. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception

SETRA: Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003.

Tableaux II.12. Le prédimensionnement de voussoir

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir $h_p = h_c$		$\frac{L}{17} \leq h \leq \frac{L}{16}$	3 m
Largeur du voussoir		B	12.8 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.175 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2C$	6.35 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e \geq 16 \text{ à } 18$	20 cm
	e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	45 cm
	e3	$e3 \geq e2 - 10$ $e3 \geq 1,5 e4$	40 cm
	e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	25 cm
Epaisseur de l'âme		$Ea_{\min} L/275 + 1,25 \times B/L$ $Ea \geq 26 + L/500$	50 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10%
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	40°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	40°
L'hourdis inférieur	Sur pile	$35 \leq Ep \leq 80$	50 cm
	Sur clef	$Ec \geq 18 \text{ à } 22$	25 m

Elément		Valeur /Description	Figure
Hauteur (m)		$H_1 = 4.55\text{m}$ $H_2 = 4.4 \text{ m}$ $H_3 = 4,75\text{m}$ $H_4 = 5.95\text{m}$	
Largeur		2 m	
Longueur		6.3 m	
Forme		Voile plein	
Fondation	Type	Superficiel	
	Dimensions semelle	$13.8 \times 7 \times 2$ (m×m×m)	

Tableau II.13. Choix et dimensions de la pile retenue.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	HD = 2.8 HG = 3.3	
	Longueur	12.50	
	Épaisseur	2.25	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.5	
	Épaisseur	0.3	
Semelles	Largeur	9.8	
	Longueur	13.20	
	Hauteur	2	

Tableau II.14. Choix et dimensions de la culee retenue.

II.4. ANALYSE MULTICRITERE

L'analyse multicritères constitue un outil essentiel dans le processus décisionnel, permettant d'évaluer et de comparer différentes variantes sur la base de critères préalablement définis. Dans ce cadre, les trois variantes proposées feront l'objet d'une analyse comparative intégrant plusieurs aspects, notamment les considérations esthétiques, économiques, les exigences d'entretien, les contraintes techniques d'exécution ainsi que les délais de réalisation.

II.4.1. L'exécution : (/6 points)

- **PONT MIXTE (Bi poutres)** : Dans notre projet on a utilisé bi poutre donc une facilité dans la pose des poutres par ailleurs, il faut un contrôles et précision de fabrication en usine et sur site.
- **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT (post-tension)** : La construction d'un pont à poutres ne demande pas de grands moyens sauf pour la Préfabrication des poutres dans des moules spéciaux aussi leurs transports et leur posent.
- **PONT EN BETON PRECONTRAIT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS** : La construction d'un pont en béton précontraint encorbellements successifs demande des grands moyens l'équipage mobile pour coule surplace les voussoirs et surtout pour assurer la stabilité de fléau.

II.4.2. L'entretien : (/4 points)

L'entretien des ouvrages constitue un critère déterminant influençant la durabilité du pont :

- **PONT MIXTE (Bi poutres)** : Le pont mixte demande un suivi régulier pour éviter les problèmes de corrosion atmosphérique, souvent résolus par l'application de revêtements protecteurs.
- **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT (post-tension)** : Le pont à poutres en béton précontraint requiert peu d'interventions, sauf pour l'entretien des équipements tels que les appareils d'appui et les dispositifs de dilatation.
- **PONT EN BETON PRECONTRAIT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS** : il nécessite un entretien limité aux équipements annexes, rendant cette solution peu contraignante sur le long terme .

II.4.3. L'esthétiques : (/5 points)

- **PONT MIXTE (bipoutres) :** Présente une esthétique structurée avec des lignes apparentes, traduisant une certaine légèreté visuelle. Cependant, son aspect peut paraître technique et moins harmonieux dans des environnements sensibles.
- **PONT À POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT (post-tension) :** Se caractérise par une apparence sobre et massive, avec une faible expressivité architecturale. Il s'intègre facilement dans des sites ordinaires mais reste peu valorisant sur le plan esthétique.
- **PONT EN BÉTON PRÉCONTRAIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :** Offre une esthétique élancée et moderne grâce à ses lignes continues et équilibrées. Il s'intègre particulièrement bien dans des paysages à forte valeur visuelle.

II.4.4. L'économie : (/5points)

Selon les moyens du maître d'ouvrage, l'aspect économique est parfois un critère essentiel pour le choix de la variante à exécuter. Dans notre projet la première et la troisième variante sont plus coûteuses que la deuxième variante.

CRITERE		VARIANTE1	VARIANTE 2	VARIANTE 3
Exécution		5/6	6/6	3/6
Esthétique		4/5	1/5	4/5
Entretien		1/4	3/4	4/4
Economie		4/5	5/5	3/5
COUT	S (m ²)	2677.16	2673.35	2667
	PU(DA/m ²)	420 000	350 000	450 000
	Prix Total	1 124 407 200	935 672 500	1 200 150 000
Note totale		14/20	15/20	14/20

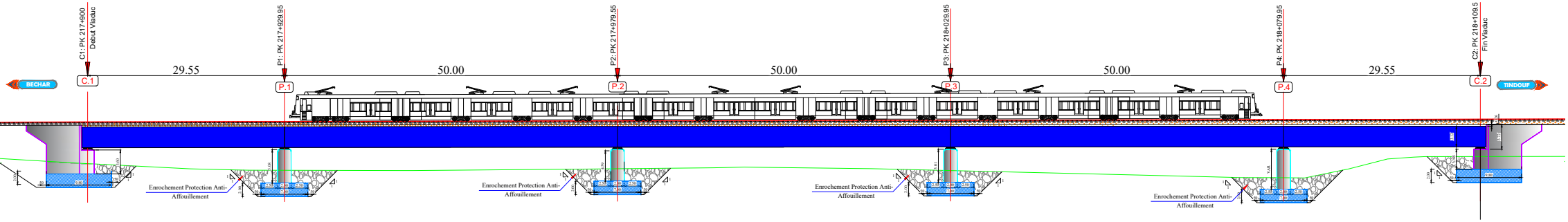
Tableau II.15. Tableau récapitulatif et le cout selon la surface .

Nota : L'estimation du coût d'un ouvrage basée sur sa surface en plan n'est pas précise, car le nombre et l'élancement des piles peuvent changer le coût global de l'ouvrage.

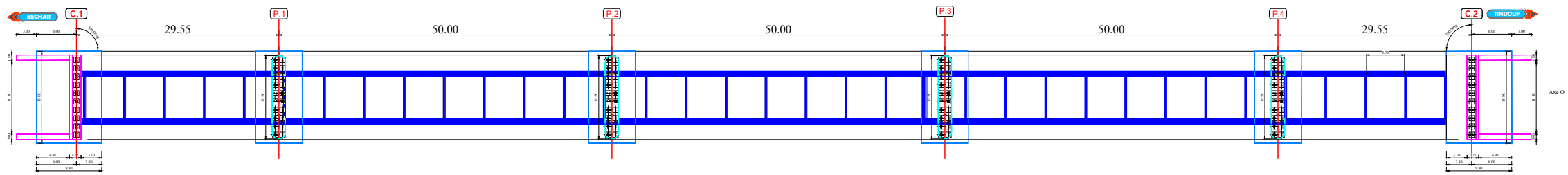
II.5. Conclusion

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

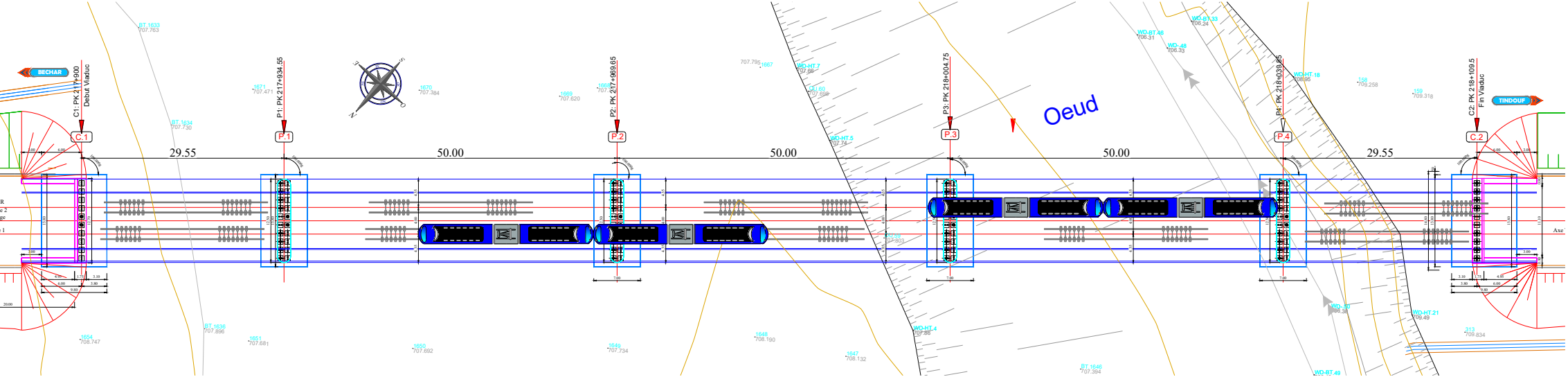
COUPE LONGITUDINALE ECH-1/800



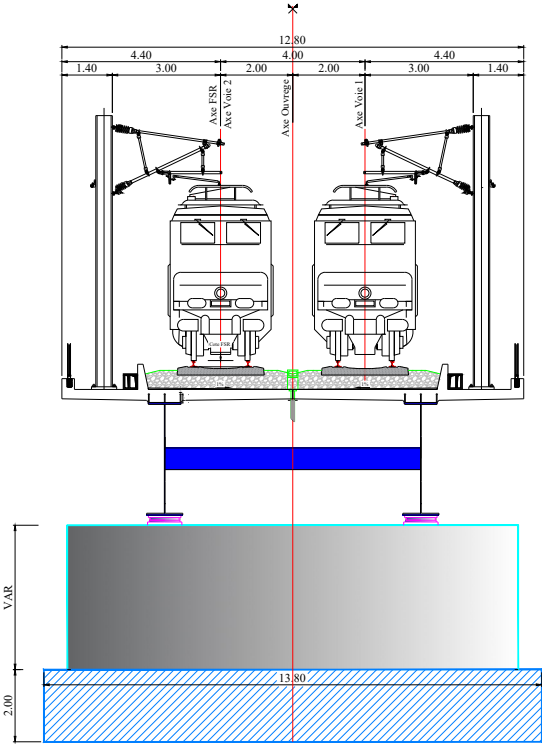
VUE EN PLAN SOUS DALLE ECH-1/800



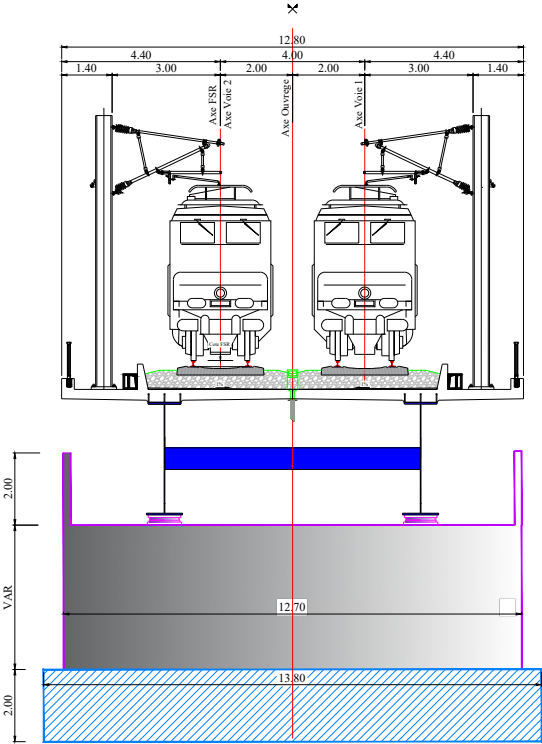
VUE EN PLAN DALLE ECH-1/800



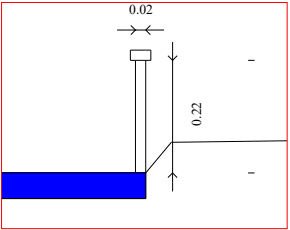
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH-1/210



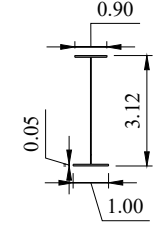
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH-1/210



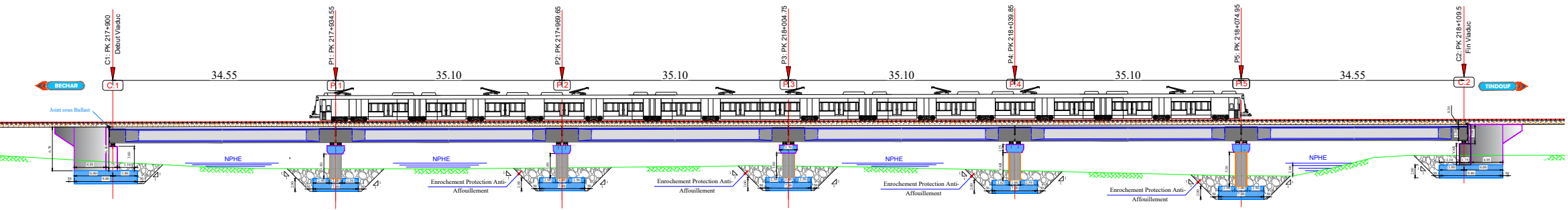
DETAIL LES GOUJONS



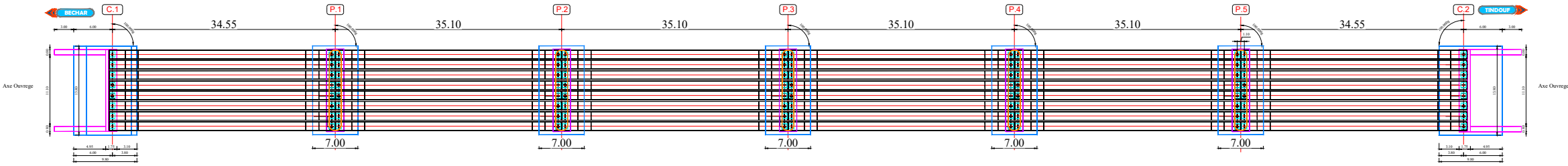
SECTION SUR APPUIS ET MI-TRAVÉE



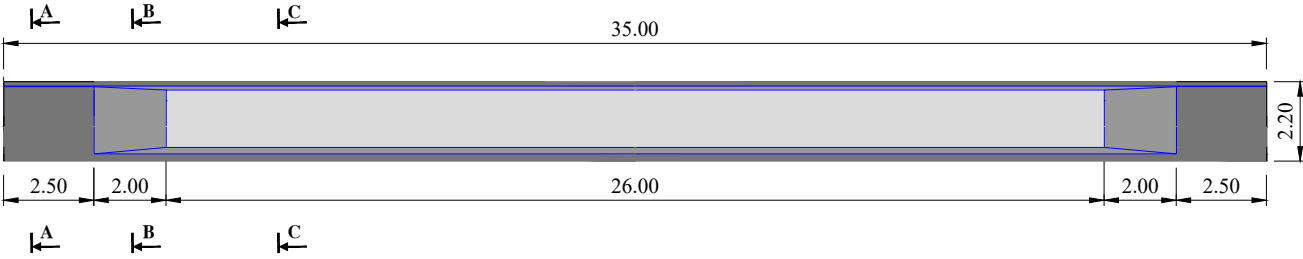
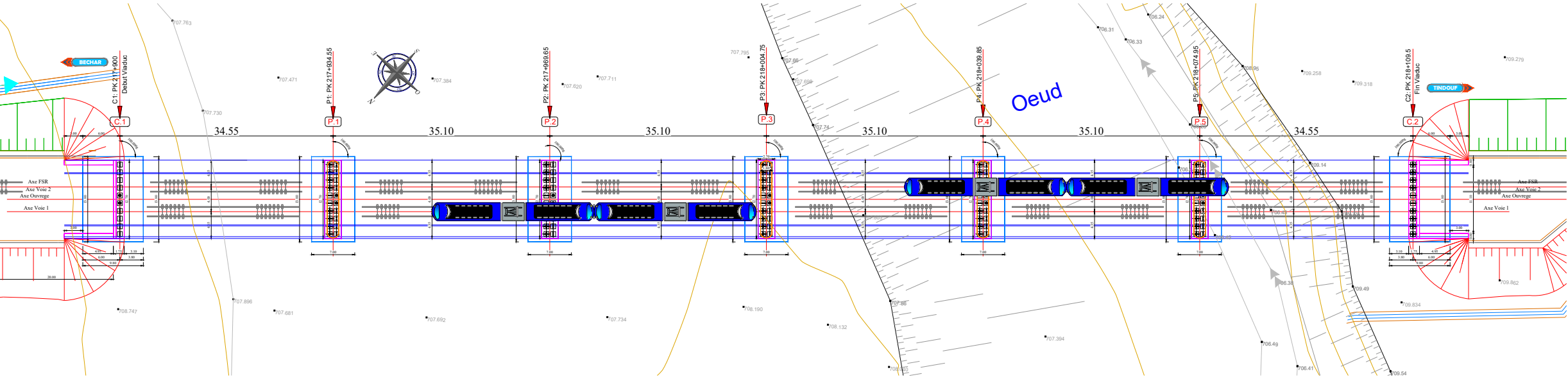
COUPE LONGITUDINALE ECH-1/800



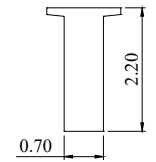
VUE EN PLAN SOUS DALLE ECH-1/800



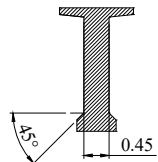
VUE EN PLAN DALLE ECH-1/800



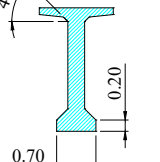
COUPE A-A



COUPE B-B

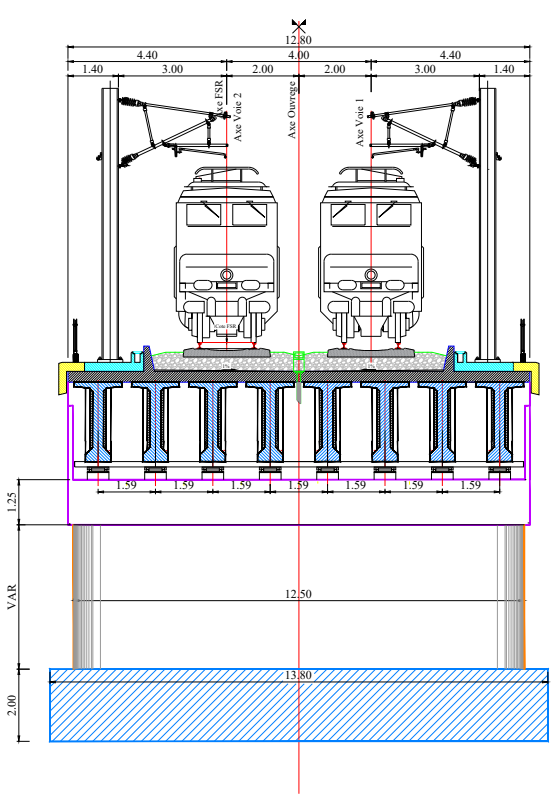


COUPE C-C

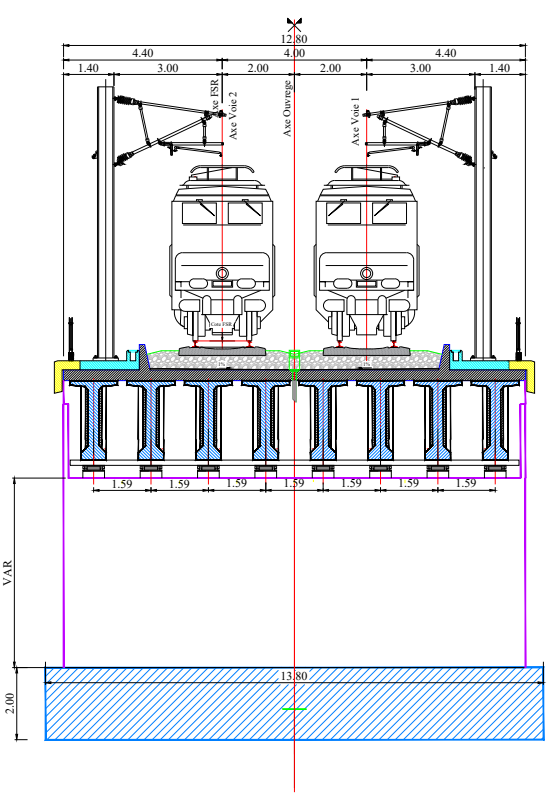


ECH 1/140

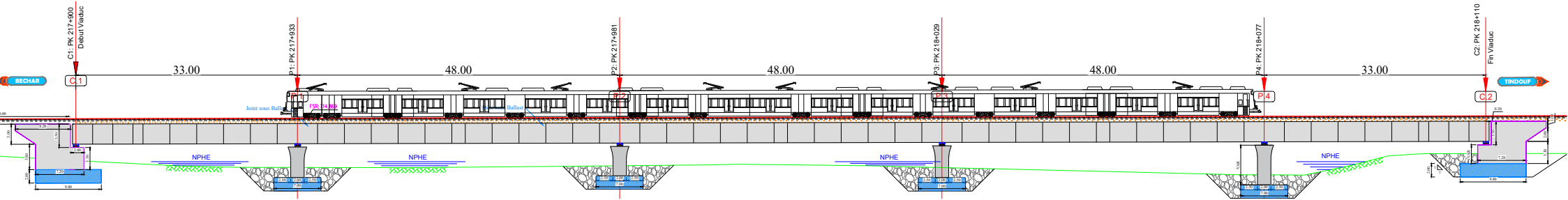
COUPE TRANSVERSALE SUR PILES 01-02-03 ECH-1/210



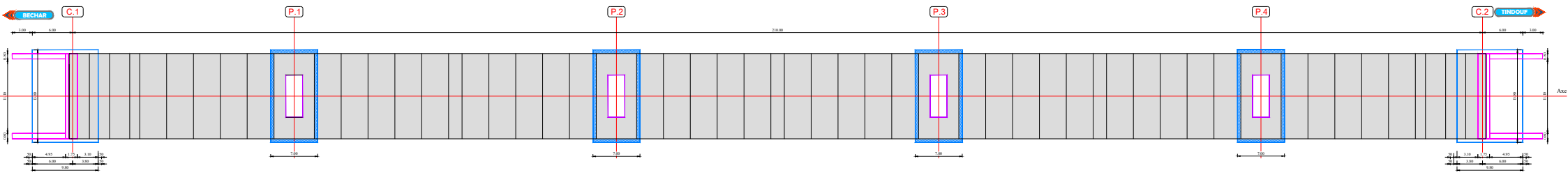
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE 01 ECH-1/210



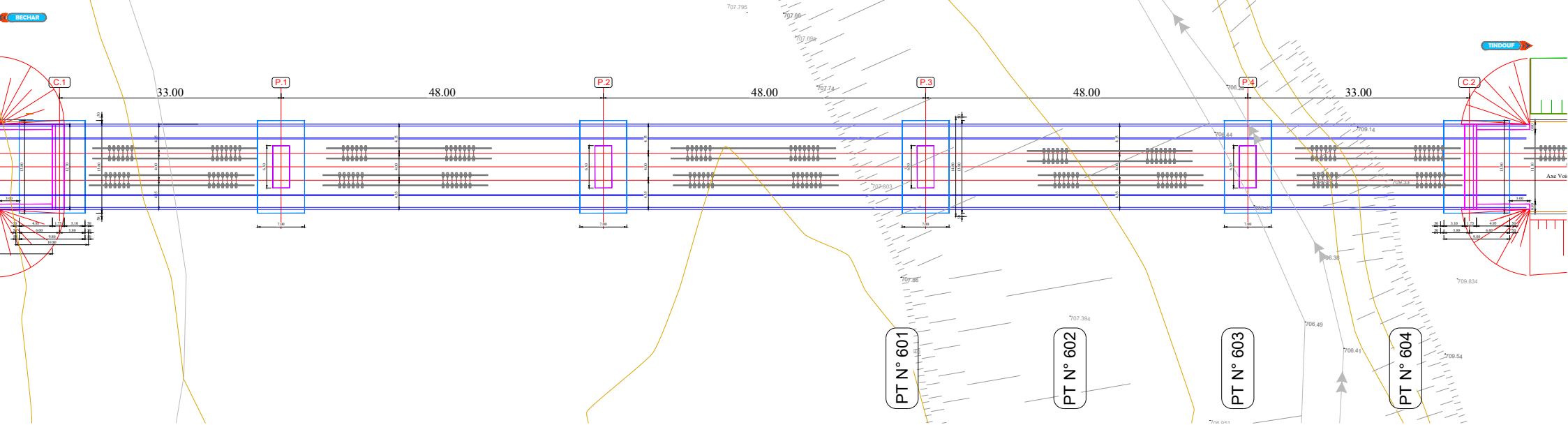
COUPE LONGITUDINALE ECH-1/800



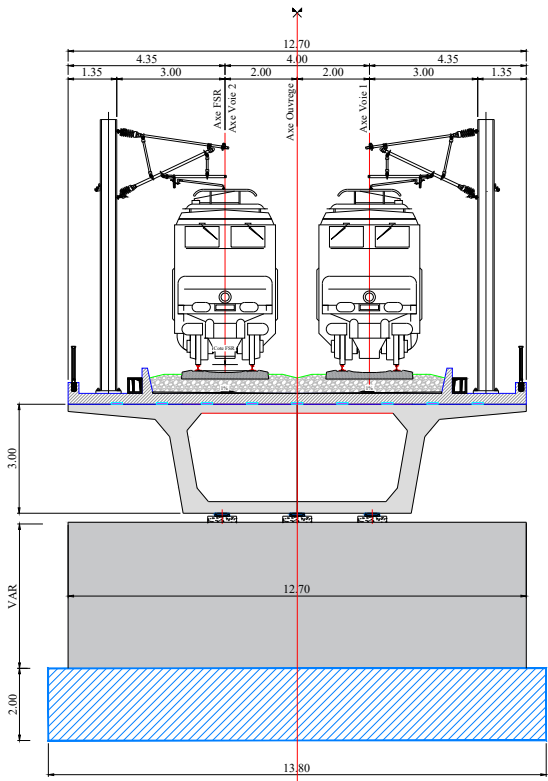
VUE EN PLAN SOUS DALLE ECH-1/800



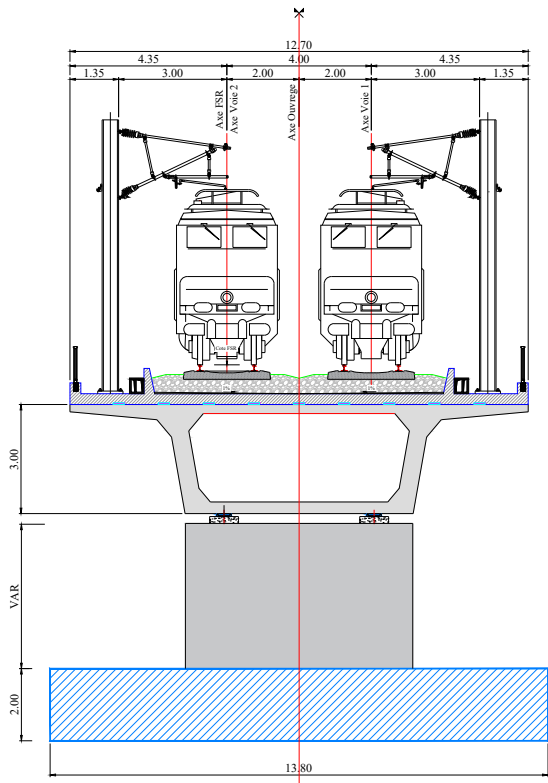
VUE EN PLAN DALLE ECH-1/800



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH-1/210



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH-1/210



CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

En génie civil, la durabilité et la stabilité d'un ouvrage reposent en grande partie sur le choix judicieux des matériaux. Cette décision, qui intervient très en amont du processus de conception, conditionne à la fois les dimensions de la structure et sa capacité à répondre efficacement aux sollicitations mécaniques.

Avant toute modélisation, il est donc crucial d'analyser les propriétés mécaniques et physiques des matériaux envisagés. Cette étape permet d'assurer que l'ouvrage pourra résister aux contraintes auxquelles il sera soumis tout au long de sa durée de vie.

Parmi les matériaux couramment utilisés, on retrouve :

- Le béton, matériau de base pour les structures massives
- L'acier de précontrainte (actif), utilisé pour améliorer les performances mécaniques
- L'acier d'armature (passif), destiné à renforcer la résistance à la traction

Les ponts ferroviaires, en particulier, sont soumis à des surcharges répétées et parfois brutales, dues au passage fréquent des trains. Ces sollicitations dynamiques accentuent les effets de fatigue et peuvent révéler une certaine fragilité des matériaux si ceux-ci ne sont pas rigoureusement sélectionnés. Ainsi, la prise en compte de ces phénomènes devient indispensable lors de l'étude de conception.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- b. **BAEL 91 révisé 99** : règles techniques pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé.
- c. **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- d. **Eurocode 0** : Bases de calcul des structures
- e. **Eurocode 1- Partie 2** : actions sur les ponts, dues au trafic
- f. **Eurocode 2 -Part 2** : Pont en béton-calcul et dispositions constructives.
- g. Documents et guides SETRA.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

III.3.1. Béton

Le béton constitue un matériau de choix dans la construction de ponts, notamment pour les éléments porteurs tels que les tabliers et les piles. Lorsqu'il est combiné à des armatures métalliques, on parle de béton armé, une solution qui permet d'allier la résistance à la compression du béton à la capacité de traction de l'acier. Ce type de matériau permet de réaliser des ouvrages solides, durables, et adaptables à diverses configurations, qu'ils soient coulés en place ou préfabriqués.

III.3.1.1. CARACTERISTIQUES MECANQUES

Le tableau ci-après résume les caractéristiques du béton utilisé pour le calcul de l'ouvrage :

Elément		Classe de résistance	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
Superstructure	Dalles et entretoises	C45/55	45	3.3
	Poutres	C45/55	45	3.3
Infrastructure	Fondations	C30/37	30	2.4
	Piles et culées	C30/37	30	2.4

Tableau III.1. Tableau récapitulatif des caractéristiques du béton utilisé.

La résistance caractéristique à la compression et à la traction au jour « j » :

Béton	Résistance caractéristique du béton (MPa)	Résistance caractéristique à la compression (MPa)	Résistance caractéristique à la traction (MPa)
	f_{c28}/f_{t28}	$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

III.3.1.1.1. Résistance à la compression :

La résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

$f_{c28}=45$ Mpa pour la superstructure

$f_{c28}=30$ Mpa pour l'infrastructure

III.3.1.1.2. Résistance à la traction :

Le béton est principalement apprécié pour sa forte résistance à la compression, tandis que sa capacité à résister à la traction reste limitée et est souvent écartée lors de la conception des structures en béton. En effet, la résistance en traction du béton ne représente généralement que 10 à 15 % de sa résistance en compression. Toutefois, cette valeur n'est pas fixe : elle peut fluctuer en fonction de plusieurs paramètres, notamment la composition du mélange, le temps de maturation du matériau, ainsi que son taux d'humidité.

La résistance à traction du béton est déterminée à l'aide de la formule suivante :

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

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

- Pour le béton de la superstructure (C45/50) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 45 = 3.3 \text{ MPa}$$

Tableau III.2. Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé .

	Type de ciment	Dosage en ciment (Kg/m ³)	Ft28 (MPa)	Fc28 (MPa)
Infrastructure	CPA 42.5	350	2.4	30
Superstructure	CPA 42.5	450	3.3	45

III.3.1.1.3. Module de la déformation élastique

Béton	Résistance caractéristique (MPa) $G=0.4E_b$ (Mpa)	Module de déformation instantané du béton $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)	Module de déformation différé du béton $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)
-------	--	--	--

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charge de train UIC71), le module de déformation instantané du béton est :

Il est calculé selon la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{C28}}$$

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$E_{i_{28}} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = \mathbf{34179.5 \text{ MPa}}$$

- Pour le béton de la superstructure (C45/55) :

$$E_{i_{28}} = 11000 \times \sqrt[3]{45} = \mathbf{39125.83 \text{ MPa}}$$

Pour les charges de longue durée (tel que PP, superstructure, précontrainte...), et en tenant compte

des effets du fluage, le module de déformation élastique du béton est :

Il est calculé selon la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{C28}}$$

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$E_{v_{28}} = 3700 \times \sqrt[3]{30} = \mathbf{11496.75 \text{ MPa}}$$

- Pour le béton de la superstructure (C45/55) :

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{45} = 13160.51 \text{ MPa}$$

III.3.1.2. LIMITATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION

III.3.1.2.1. ETATS LIMITES ULTIMES

Pour les justifications à l'E.L.U, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{(\theta \times \gamma_b)}$$

Il est à noter que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\begin{aligned} \theta &= 1 \text{ si } t > 24h \\ \theta &= 0.9 \text{ si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta &= 0.85 \text{ si } t < 1h \end{aligned}$$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1.5 \text{ combinaison fondamentales} \\ \gamma_b &= 1.15 \text{ combinaison accidentelles} \end{aligned}$$

III.3.1.2.2. ETATS LIMITES DE SERVICE

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

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

Tableau III.3. Contraintes admissibles .

Etat	Contraintes limites		Superstructure	Infrastructure
ELU	F_{bu} (MPa)	1.5	25.50	17
		1.15	33.26	22.17
ELS	σ_{bc} (MPa)		27	18

III.3.2. ACIER

III.3.2.1. ACIERS PASSIFS :

➤ Caractéristiques mécaniques

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

- Limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module de déformation plastique : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho_s = 78.5 \text{ KN/m}^3$

➤ Limitation des contraintes

a. Etats Limites Ultimes

$$F_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \gamma_s = 1.15 & \rightarrow f_{ed} = 435 \text{ MPa} & \text{combinaison fondamentales} \\ \gamma_s = 1.00 & \rightarrow f_{ed} = 500 \text{ MPa} & \text{combinaison accidentelles} \end{aligned}$$

b. Etats Limites de Service

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut :

Type de fissuration	La contrainte limite	En situation d'exploitation	
		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation	/	/
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}, \eta = 1.6 \text{ pour HA}$	250 MPa	250 MPa
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}, \eta = 1.6 \text{ pour HA}$	200 MPa	200 MPa

III.3.2.2. ACIERS ACTIVES (PRECONTRAINTE) :

➤ Caractéristiques mécaniques

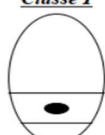
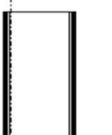
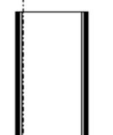
On adopte le câble à très basse relaxation (TBR) qui est conforme à la norme française XP A35-045. Le procédé utilisé est le procédé <<FREYSSINET >>, la précontrainte est réalisée par **post-tension**, les câbles utilisés sont de type **T15S**. Les caractéristiques sont indiquées dans le tableau suivant :

On utilise des torons	T15s		
Contraintes limite élastique	$f_{peg} =$	1 660.00	MPa
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} =$	1 860.00	MPa
Module d'élasticité	$E =$	195 000.00	MPa
Section 15T15s	12	2 250.0	mm ²
Force maximum 15T15s	12	3 348.00	KN
Contrainte maximum à l'origine	$\sigma_0 =$	1 488.00	MPa
Force maximum à l'origine	$P_0 =$	223.20	KN
Diamètre intérieur de la gaine	$\Phi_i =$	80.0	mm
Diamètre extérieur de la gaine	$\Phi_e =$	85.0	mm
Recul d'ancrage au relâchement du vérin (encrage Freyssinet)	$g =$	6	mm
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	$f =$	0.19	rad ⁻¹
Coefficient de frottement (Gaine-câble)	$\varphi =$	2	mm ⁻¹
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} =$	2.5	%
Coefficient (Armature TBR)	$\mu_0 =$	0.43	

Classe I :

En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section.

En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à $0,7 f_{tj}$.

Exécution	Service		
	c. Rares	c. Fréquente	c. Quasi perm.
Classe I 			

CHAPITRE IV :

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

IV.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

IV.1.1. Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent toutes les charges à faibles variation tel que :

- Poids propre des éléments porteurs
- Poids des équipements de pont (CCP)

➤ Poids propre des éléments porteurs

On calcule le poids propre du tablier d'une longueur égale à 35 m.

a. La poutre

Le poids d'une poutre est calculé par la formule suivante :

$$P_{poutre} = \gamma_b \sum_{i=1}^n A_i \cdot L_i$$

Où :

- A_i : Aire de la section i
- L_i : Longueur de la section i
- n : Nombre de sections

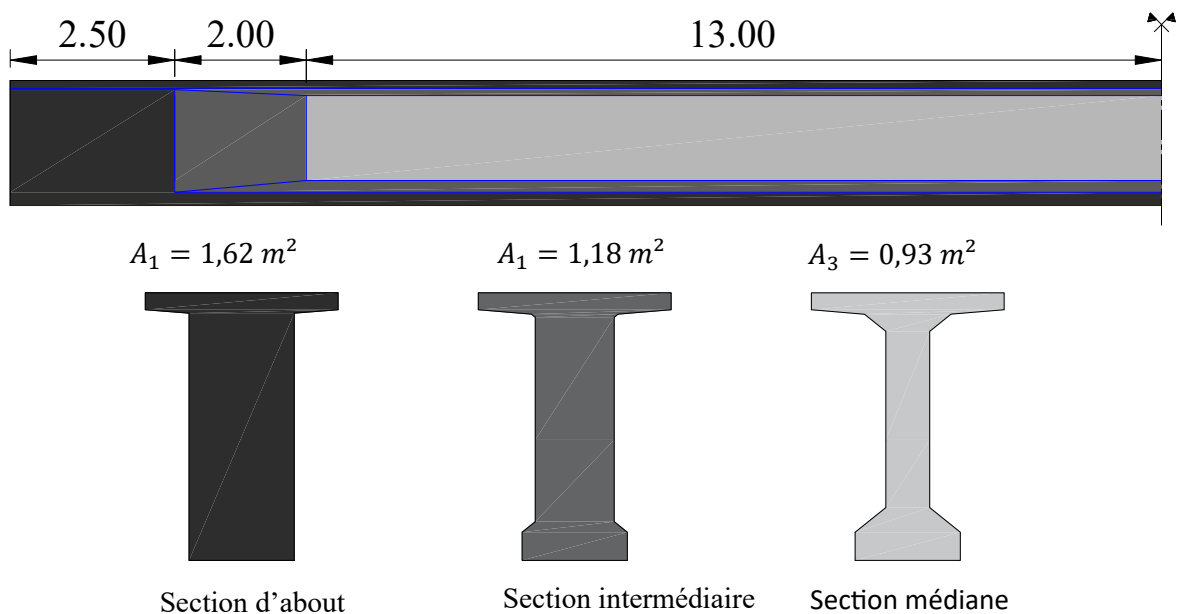


Figure IV.1. Présentation de la poutre .

Tableau IV.1. Poids propre de la poutre .

Section S_i	S_1	S_2	S_3
Aire $A_i (m^2)$	1.6240	1.1790	0.9342
Longueur $L_i (m)$	5	4	26
Poids propre de la poutre		$P_{poutre} = 928.13 \text{ kN}$	

b. La dalle

L'épaisseur de la dalle est de 30 cm, le poids propre de la dalle est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$P_{dalle} = \gamma_b \cdot e_d \cdot l_d \cdot L_d$$

Où :

- e_d : Epaisseur de la dalle
- l_d : Largeur de la dalle
- L_d : Longueur de la dalle

$$P_{dalle} = 25 \times 0,3 \times 12.7 \times 35 = 3333.75 \text{ kN}$$

c. L'entretoise

$$P_{entretoise} = \gamma_b \cdot A_e \cdot L_e$$

Où :

- A_e : Aire de l'entretoise
- L_e : Longueur de l'entretoise

$$P_{entretoise} = 25 \times 2 \times 0.9 = 45 \text{ kN}$$

Poids total des éléments porteurs

$$P_{CP} = n_{poutres} \cdot P_{poutre} + P_{dalle} + n_{entretoises} \cdot P_{entretoise}$$

Où :

$n_{poutres}$: Nombre de poutres

$n_{entretoises}$: Nombre d'entretoises

Tableau IV.2. Poids propre des éléments porteurs .

Elément(s)	Nombre	Poids unitaire (kN)	Poids total (kN)
Poutres	8	928.13	7425.04
Dalle	1	3333.75	3333.75
Entretoises	14	45	630
Poids total CP			11388.79

➤ Complément des charges permanentes

Le CCP représente les charges des équipements posés sur les éléments porteurs pour le fonctionnement de l'ouvrage.

On calcule le poids des équipements de pont (CCP) d'une longueur égale à 35 m.

a. Rail UIC 60

Le rail UIC 60 est un profilé standard international de 1.2 kN/ml conçu pour supporter les charges lourdes et les contraintes des lignes ferroviaires à grande vitesse.

$$P_{rail} = 1.2 \text{ kN/ml} \rightarrow P_{rail} = 42 \text{ kN}$$

b. Traverse

Les traverses utilisées sont en béton monoblocs, d'une longueur de 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg ; les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre.

Avant de calculer le poids, on détermine le nombre de traverse. On a :

$$1000 \text{ m} \rightarrow 1666 \text{ traverses}$$

$$210 \text{ m} \rightarrow N \text{ traverses}$$

$$\text{donc } N = 350 \text{ traverses}$$

Le nombre de traverse est de 350 chacune d'entre elle pèse environ 290 kg, donc le poids linéaire se déduit comme suit :

$$P = 350 \times 2.9/210 = 4.8 \text{ kN/ml}$$

Donc on trouve

$$p_{traverse} = 4.8 \times 35 = 168 \text{ kN}$$

c. Ballast basaltique

Il est appliqué sur une largeur de 8.2 m pour une épaisseur de 0.6m

$$P_{ballast} = \gamma_b \cdot A_{ball} \cdot L_d$$

Où

A_{ball} : représente l'aire de ballast

L_d : la longueur de la dalle

$$P_{ballast} = 20 \times 4.92 \times 35 = 3444 \text{ kN}$$

d. Étanchéité

Elle est appliquée sur une largeur de 8.2 m pour une épaisseur de 0.04 m

$$P_{étanchéité} = \gamma_b \cdot A_{ét} \cdot L_d$$

Où

A_{cr} représente l'aire de la corniche.

L_d la longueur de la dalle

$$P_{étanchéité} = 25 \times 0.328 \times 35 = 287 \text{ kN}$$

e. Garde-corps

$$P_{GC} = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow P_{GC} = 35 \text{ kN}$$

f. Mur garde ballast

$$P_{GB} = \gamma_b \cdot A_{GB} \cdot L_d$$

Où

A_{GB} représente l'aire de mur garde ballast.

$$P_{trottoir} = 25 \times 0.1575 \times 35 = 137.813 \text{ kN}$$

g. Trottoir

$$P_{trottoir} = \gamma_b \cdot A_{tr} \cdot L_d$$

Où

A_{tr} représente l'aire du trottoir.

$$P_{trottoir} = 25 \times 0.32 \times 35 = 280 \text{ kN}$$

h. Catenaire

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de 2.4 kN/ml.

$$P_{rail} = 2.4 \text{ kN/ml} \rightarrow P_{rail} = 84 \text{ kN}$$

i. Corniche

$$P_{corniche} = \gamma_b \cdot A_{cr} \cdot L_d$$

Où A_{cr} représente l'aire de la corniche.

$$P_{corniche} = 25 \times 0.31 \times 35 = 271.25 \text{ kN}$$

IV.1.2. Poids total de CCP*Tableau IV.3. Poids des équipements de pont (CCP) .*

Elément (s)	Nombre	Poids unitaire (KN)	Poids total (KN)
Rail UIC 60	2	42	84
Traverse	2	168	336
Ballast basaltique	1	3444	3444
Étanchéité	1	287	287
Garde-corps	2	35	70
Mur garde ballast	2	137.813	275.63
Trottoir	2	280	560
Catenaire	2	84	168
Corniche	2	271.25	542.5
Poids total CCP	5767.13		

Poids total de tablier

Le poids total du tablier (une seule travée) est égal à la somme des charges permanentes des éléments porteurs et du complément des charges permanentes :

$$P_{tot} = P_{CP} + P_{CCP} = 11388.79 + 5767.13 = 17155.92 \text{ kN}$$

IV.2. ACTION DE VENT

Selon l'article 3.2.1 de RCPR ce sont Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

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

IV.3. ACTION THERMIQUE

IV.3.1. Variations uniformes

Conformément au RCPR 2009, la wilaya de Bechar est dans l'extrême sud de l'Algérie où la variation uniforme des températures est :

- Température d'origine de la structure (moyenne) : $T_0 = +25\text{ °C}$
- Linéaire réchauffement : $\Delta T_{max} = +50\text{ °C}$
- Linéaire refroidissement : $\Delta T_{min} = -30\text{ °C}$

Selon la norme NF EN 1991-1-5 on fait une correction de cette variation uniforme

On a un tablier en béton de type 03 donc selon l'abaque de l'article 6.1.3 :

$$T_{e,max} = \Delta T_{max} + 2$$

$$T_{e,min} = \Delta T_{min} + 8$$

Les variations de température à considérer pour le calcul sont :

$$T_{e,max} = 50 + 2 = 52\text{ °C}$$

$$T_{e,min} = -30 + 8 = 22\text{ °C}$$

IV.3.2 Gradient thermique

Le gradient thermique désigne la variation de température le long d'une direction donnée, généralement verticale dans les structures. Dans ce contexte, il est considéré comme constant sur toute la longueur de l'ouvrage, avec une variation linéaire de la température le long de la hauteur de la section. Il y a deux cas selon RCPR ; tableau 3.2 :

- En phase de construction $\Delta\theta = 12 \mp \text{ °C}$
- En service $\Delta\theta = \mp 07\text{ °C}$

IV.3.3. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique

D'après la norme NF EN 1991-1-5, lorsque la composante uniforme et le gradient thermique sont considérés simultanément, il est conseillé d'appliquer la formule suivante :

$$\omega_m \Delta\theta + \Delta t$$

$$\omega_n \Delta t + \Delta\theta$$

$$\omega_m = 0.75$$

$$\omega_n = 0.35$$

Donc on obtient 8 combinaisons :

$$0.35 dt^+ + d\theta^+$$

$$0.35 dt^+ + d\theta^-$$

$$0.35 dt^- + d\theta^+$$

$$0.35 dt^- + d\theta^-$$

$$dt^+ + 0.75 d\theta^+$$

$$dt^+ + 0.75 d\theta^-$$

$$dt^- + 0.75 d\theta^+$$

$$dt^- + 0.75 d\theta^-$$

IV.4. ACTION SISMIQUE

Les actions sismiques ne sont pas prises dans les calculs car la zone est classée en zone 0 (négligeable).

IV.5. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFFIC

IV.5.1. Charges ferroviaires

Les actions de trafic variables sont définies conformément à la norme NF EN 1991-2. Les charges appliquées, correspondant au matériel roulant prévu pour le projet, sont les suivant :

- Modèle de charge 71 (et modèle SW/0 pour les ponts continus) afin de représenter le trafic ferroviaire normal sur les voies principales.
- Modèle de charge SW/2, utilisé pour simuler les charges lourdes

a. Schéma de charge UIC 71

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard, la disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être comme suit :

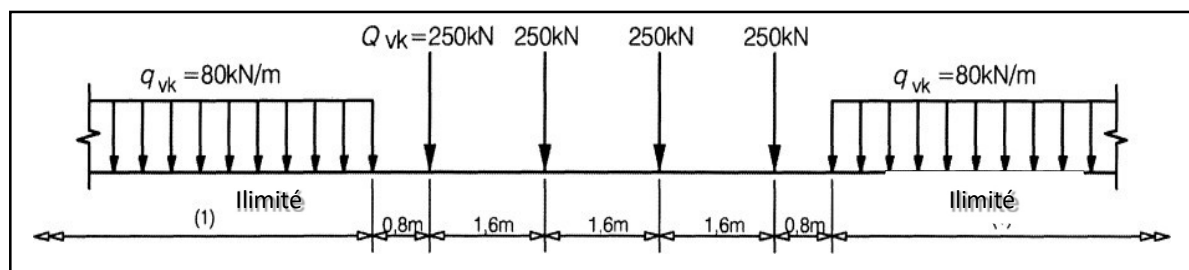


Figure IV.2. Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales .

Nota : Les valeurs caractéristiques indiquées en **Figure IV.2** sont multipliées par un coefficient α , ce coefficient prend l'une des valeurs suivantes : 0.75 – 0.83 – 0.91 – 1.00 – 1.10 – 1.21 – 1.33 – 1.46.

Nous sommes dans une ligne minière ou le trafic ferroviaire est très lourd par rapport au trafic ferroviaire normale (conçu pour un poids maximal par essieu de 32,5 tonnes), alors les charges de la figure précédente doivent être multipliées par le coefficient $\alpha = 1.33$, les charges sont appelées « charges verticales classifiées ».

b. Schéma des charges SW/0 et SW/2 :

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical induit par le trafic ferroviaire normal sur les poutres continues, tandis que le modèle SW/2 traduit l'effet statique généré par un trafic ferroviaire exceptionnellement lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la Figure IV.3, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau IV.4.

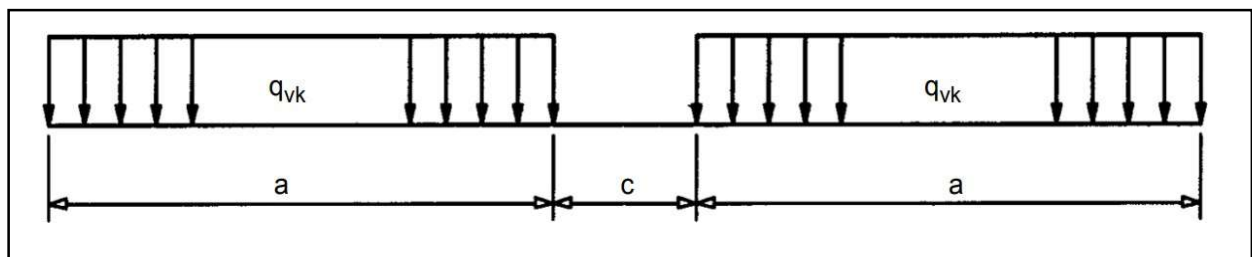


Figure IV.3. Modèles de charges SW/0 et SW/2 .

Nota : Les valeurs caractéristiques du charges SW/0 indiquées en **Tableau IV.3** sont aussi multipliées par le coefficient α .

Le modèle de charge SW/0 ne doit être pris en compte que pour les ponts à travées continues.

Tableau IV.4. Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2.

Modèle de charges	q_{vk} [kN/m]	a [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

IV.6. FORCES HORIZONTALES

➤ Actions dues à l'accélération et au freinage

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structural considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte du (des) sens de déplacement autorisé(s) sur chaque voie.

- **Force d'accélération :**

$$Q_{lak} = 33 [kn/m] \cdot L_{a,b} [m] \leq 1000 [kn]$$

comme $L_{a,b} = 34m$ donc $Q_{lak} = 33 \times 34 = 1122 > 1000$ (ne vérifier pas)

Donc on prend $Q_{lak} = 1000 kn$

- **Force de freinage :**

Pour les schémas de charge UIC 71 et SW/0 :

$$Q_{lbk} = 20 [kn/m] \cdot L_{a,b} [m] \leq 6000 [kn]$$

comme $L_{a,b} = 34 m$ donc

$$Q_{lbk} = 20 \times 34 = 680 \leq 6000 [kn]$$

On doit majorer cette force par le coefficient α , tel que : $\alpha = 1.33$

$$Q_{lbk,UIC71} = 904.5 kN$$

Pour le schéma de charge SW/2 :

$$Q_{lbk} = 20 [kn/m] \cdot L_{a,b} [m]$$

Comme $L_{a,b} = 34 m$ donc $Q_{lbk,SW/2} = 20 \times 34 = 680 kN$

➤ **Effort de lacet :**

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculaire à l'axe de la voie, avec une valeur prise égale à $Q_{sk} = 100 kN$.

Nota : Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α . Alors la valeur de calcul est : $Q_{sk} = 133 kN$.

➤ **Effet dynamique**

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont sous l'effet du trafic ferroviaire peuvent être modifiées, à la hausse ou à la baisse, par différents phénomènes dynamiques. La vitesse des trains génère une mise en charge rapide, provoquant un effet d'impact amplifié par l'inertie propre de la structure, non prise en compte dans les calculs statiques classiques.

Par ailleurs, les irrégularités des voies ou des roues entraînent des variations des charges par essieu, influençant la réponse globale de l'ouvrage. Enfin, le passage régulier de charges espacées, comme une succession d'essieux, peut exciter la structure et, si la fréquence d'excitation correspond ou est

proche de la fréquence propre du tablier, induire un phénomène de résonance. Ce phénomène peut alors engendrer des vibrations cumulées pouvant devenir excessives.

Les facteurs suivants influent le plus sur le comportement dynamique :

- La vitesse de circulation des trains sur l'ouvrage
- L'amortissement propre de la structure
- La fréquence naturelle de l'ouvrage (ou sa flèche sous charges permanentes)
- La régularité de l'espacement des éléments porteurs tels que les traverses, entretoises ou pièces de pont
- L'intervalle entre les essieux des véhicules
- Les irrégularités verticales de la voie

Nous devons d'abord vérifier la nécessité d'une analyse statique ou d'une analyse dynamique. On utilisera l'organigramme suivant :

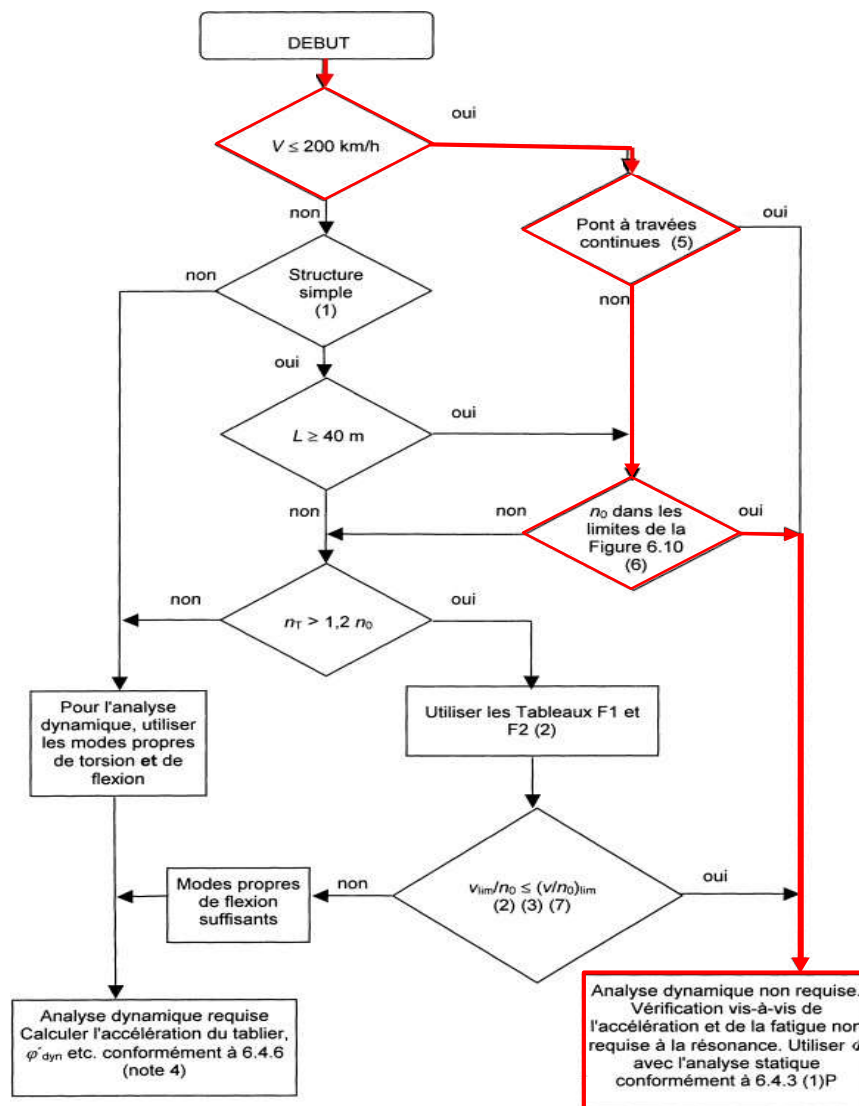


Figure IV.4. Extrait du figure 6.9 EN1991-2 .

Pour une vitesse inférieure à 200 Km/h, une analyse dynamique est nécessaire dans le cas des ponts dont la première fréquence propre n_0 dépasse la limite supérieure de la figure suivante.

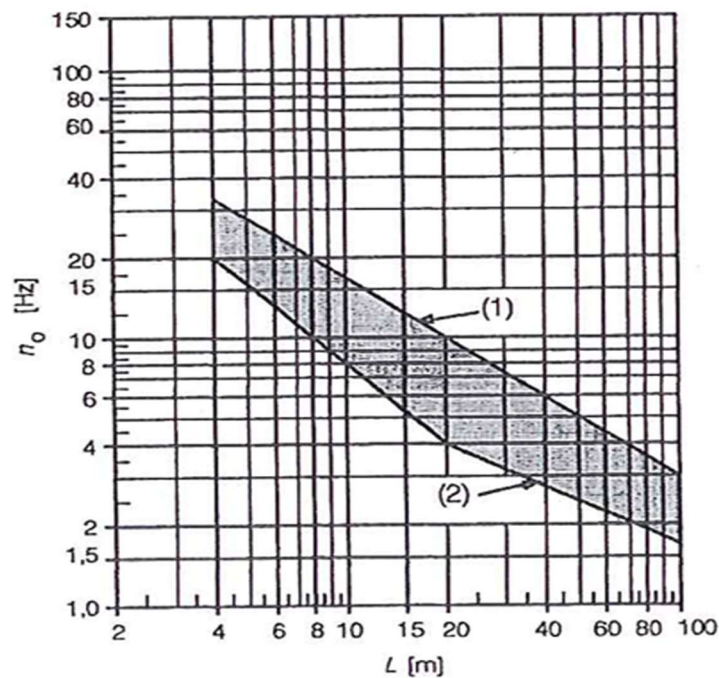


Figure IV.5. Extrait du figure 6.10 EN1991-2. Limites de la fréquence propre du pont en fonction de L .

Où

- (1) La limite supérieure de la fréquence propre : $n_0 = 94.76 L^{-0.748}$
- (2) La limite inférieure de la fréquence propre : $n_0 = 23.58 L^{-0.592}$

Comme $L = 34 \text{ m}$ donc on trouve les limites suivantes :

$$n_{0,sup} = 94.76 \times 34^{-0.748} = 6.778 \text{ hz}$$

$$n_{0,inf} = 23.58 \times 34^{-0.592} = 2.924 \text{ hz}$$

Dans le cas d'un pont sur appuis simples soumis à la flexion uniquement la fréquence propre peut être estimée à l'aide de la formule suivante $n_0[\text{hz}] = 17.75/\sqrt{\delta_0}$

Où δ_0 représente la flèche à mi-portée résultant des actions permanentes calculée avec le module instantané pour les ponts en béton adaptée à la fréquence propre du pont

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

Limite supérieure de la Flèche δ_s	$4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$	$\delta_s = 0.049L^2 \text{ (mm)}$
	$20\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$	$\delta_s = 0.564 L^{1.184} \text{ (mm)}$

Limite inférieure de la Flèche δ_i	$4m \leq L \leq 25m$	$\delta_i = 0.035 L^{1.5} (mm)$
	$L > 25m$	Pas de limitation inférieure

- Dans notre cas $L = 34 m$ donc : $\delta_0 = 0.564 \times 35^{1.184} = 36.69 mm$
Donc on obtient :

$$n_0[hz] = 17.75/\sqrt{36.69} = 2.93$$

Donc et selon l'organigramme et les résultats de calcul de la fréquence propre :

- Analyse dynamique non requise
- Vérification de l'accélération et de fatigue non requise à la résonance
- Utiliser Φ avec l'analyse statique conformément à EN 1991-2 [6.4.3 (1)].

Coefficients dynamique Φ

Le coefficient dynamique, qui amplifie les effets de la charge statique dans les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2, est défini par les facteurs Φ_2 et Φ_3 .

De manière générale, ce coefficient dépend de la qualité de l'entretien de la voie et est déterminé selon des modalités suivantes :

- Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{l_\phi} - 0.2} + 0.82$$

Avec $1 \leq \Phi_2 \leq 1.67$

l_ϕ la longueur caractéristique en mètre

- Pour une voie normalement entretenue :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{l_\phi} - 0.2} + 0.73$$

Avec $1 \leq \Phi_3 \leq 2$

l_ϕ la longueur caractéristique en mètre

Pour notre cas

$l_\phi = K * L$ avec $k = 1.5$ selon UIC 776, donc on trouve :

$$\Phi_2 = 1.064$$

$$\Phi_3 = 1.029$$

IV.7. Action accidentelle - Déraillement -

Selon l'article EN 1991-2 – 6.7.1 la possibilité de déraillement doit être prise en compte pour les justifications à l'État Limite Ultime (ELU) accidentel. Il est essentiel de prévenir le renversement ou l'effondrement de la structure dans son ensemble.

A cet effet, deux situations de calcul doivent être considérées :

IV.7.1. Situation de calcul I :

Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurent en équilibre dans la zone de la voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant.

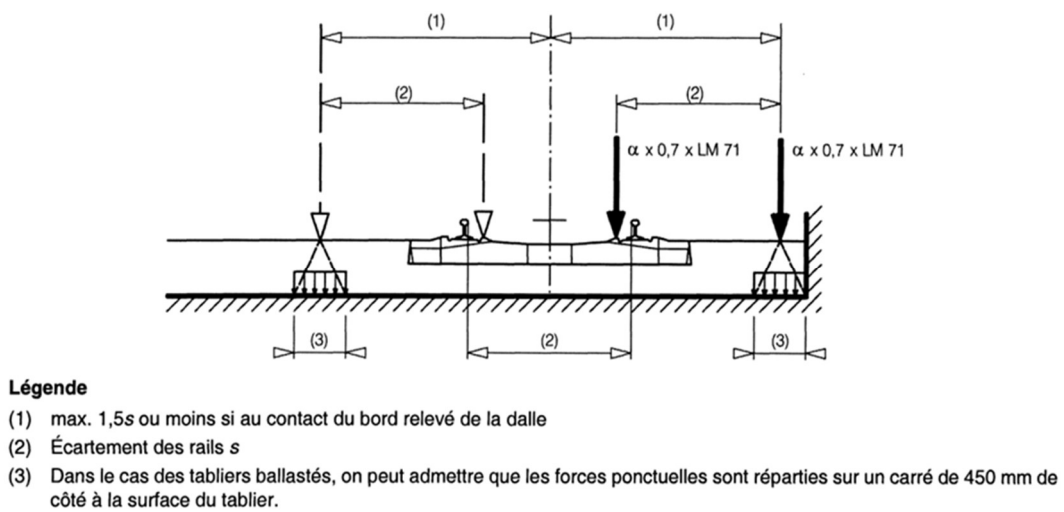


Figure IV.6. Situation de calcul I – Charge équivalente Q_{A1d} et q_{A1d} .

IV.7.2. Situation de calcul II

Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurent en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à l'exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons), on doit considérer une charge linéaire uniforme s'exerçant sur le bord de la structure considérée sur une longueur totale maximale de 20 m et égale à : $q_{A2d} = \alpha \times 1.4 \times LM71$

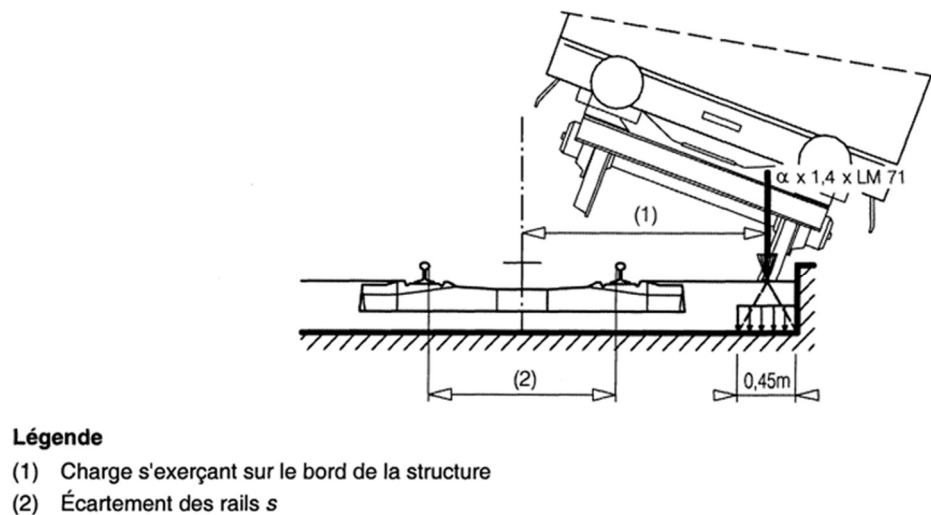


Figure IV.7. Situation de calcul II – Charge équivalente .

IV.8. COMBINAISONS DE CHARGE

La simultanéité des chargements définie aux points précédents, peut être prise en compte en considérant les groupes de charges présentés dans le tableau suivant. Chaque groupe de charges, étant mutuellement exclusif, doit être traité comme une seule action caractéristique variable dans les combinaisons de charges. Cette action doit être combinée avec les charges non liées à la circulation. Ainsi, chaque groupe de charges est appliqué comme une action variable unique.

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

Figure IV.8. Extrait du Tableau 4, UIC 776-1, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples).

IV.8.1. État limite ultime (ELU)

Il correspond au seuil au-delà duquel la structure ne peut plus assurer sa sécurité globale. Il se divise en deux types : l'état limite de résistance et l'état limite de perte d'équilibre statique.

Selon la norme NF EN 1990 mars 2003

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

IV.8.2. Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service (ELS) correspond aux conditions à partir desquelles la performance de la structure devient insuffisante. C'est le seuil au-delà duquel la structure ne répond plus aux exigences de service. Les ELS sont répartis en trois catégories : rares, fréquents et quasi permanents, selon leur fréquence d'occurrence.

Selon la norme NF EN 1990 mars 2003 :

- **Combinaison caractéristique :**

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

- **Combinaison fréquente :**

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

- **Combinaison quasi-permanente :**

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

- **Situation de projets accidentels :**

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

Où

$G_{k,j}$ Valeur caractéristique de l'action permanente j

$Q_{k,1}$ Valeur caractéristique de l'action variable dominante

$Q_{k,i}$ Valeur caractéristique de l'action variable d'accompagnement i

A_d : Valeur de calcul d'une action accidentelle (ex : action sismique)

$\gamma_{G,j}$ Coefficient partiel de sécurité pour l'action permanente j

$\gamma_{Q,1}$ Coefficient partiel de sécurité pour l'action variable dominante, tenant compte des incertitudes du modèle et des variations dimensionnelles

$\psi_{0,i}$ Coefficient de combinaison de l'action variable i

$\psi_{1,i}$ Coefficient de valeur fréquente de l'action variable i

$\psi_{2,i}$ Coefficient de valeur quasi-permanente de l'action variable i

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINAL

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à la modélisation du tablier du pont afin de déterminer son comportement sous l'effet des différentes combinaisons de charges. L'objectif principal est d'évaluer les efforts internes de la structure, en tenant compte des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

V.2. MODELISATION DU TABLIER

L'ouvrage est considéré comme un système isostatique composé de 6 travées indépendantes et de même portée. L'étude est menée sur une seule travée représentative.

Un maillage approprié est effectué afin d'assurer un compromis entre la précision des résultats et le temps de calcul. Les surcharges sont appliquées conformément au règlement RCPR, en recherchant les configurations de chargement les plus défavorables pour le dimensionnement.

La modélisation et l'analyse des combinaisons de charges sont réalisées à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2026.



Figure V.1. logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2026.

V.3. MODELISATION DES ELEMENTS DU TABLIER

Une travée est constituée de cinq poutres principales de **35 m** de longueur, supportant un hourdis en béton armé d'une épaisseur de **30 cm**.

Les appuis sont disposés de manière à permettre la dilatation longitudinale de l'ouvrage. Ainsi, le premier fil d'appuis est constitué d'appuis doubles, tandis que le deuxième fil est constitué d'appuis simples

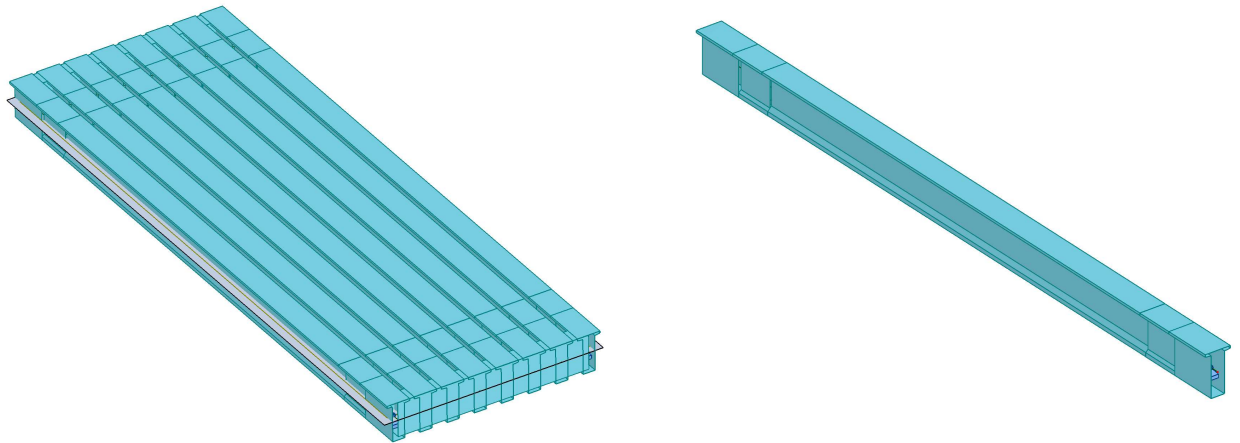


Figure V.2. Modélisation du tablier à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

V.3.1. LES ETAPES DE MODEMISATION

➤ 1ère étape :

- Caractéristiques des matériaux.
- Unités et systèmes métriques utilisés.
- Normes et règlements.
- Les trois sections de la poutre

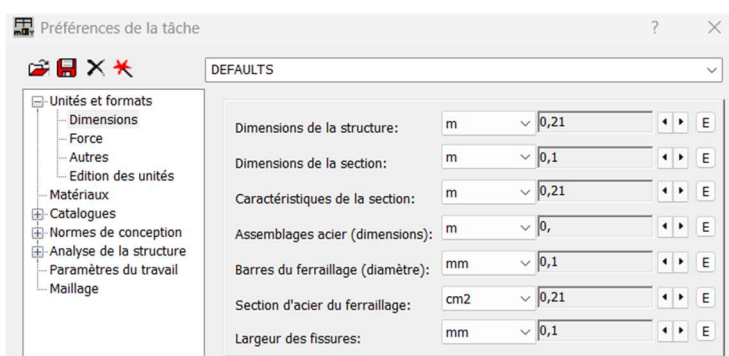
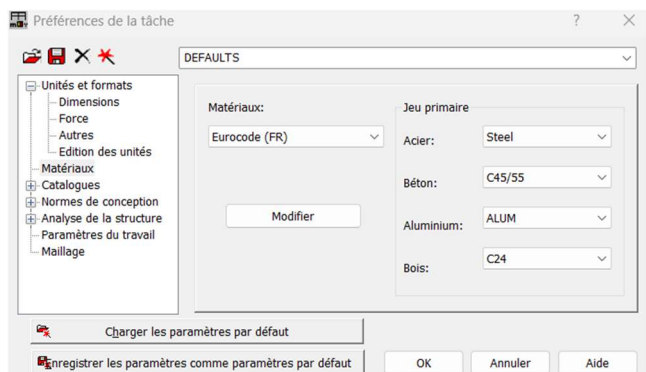


Figure V.3. Unités et systèmes métriques utilisés.

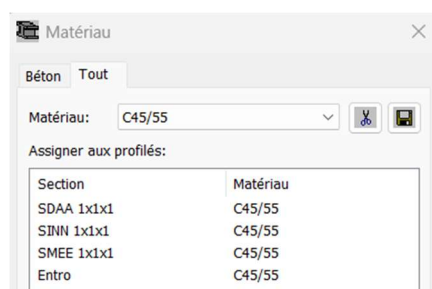


Figure V.5. Caractéristiques des matériaux

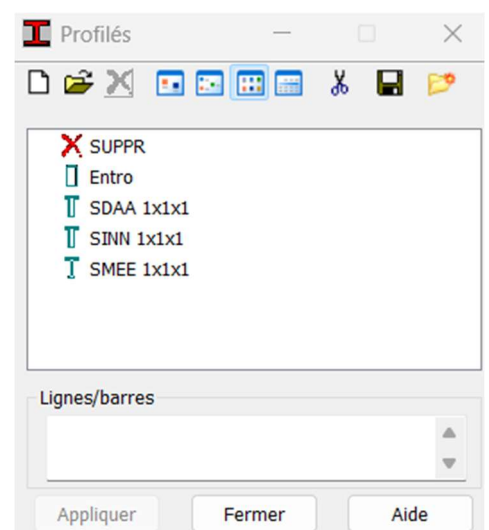
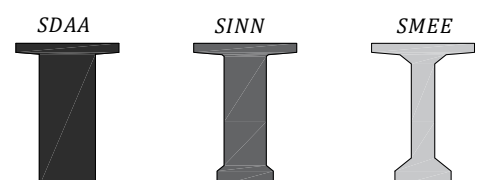


Figure V.4. Les trois section de la poutre



➤ 2eme étape :

- Définition de la grille du système d'axe.
- Définition des poutres.
- Définition de l'hourdis général.
- Définition des conditions d'appuis.

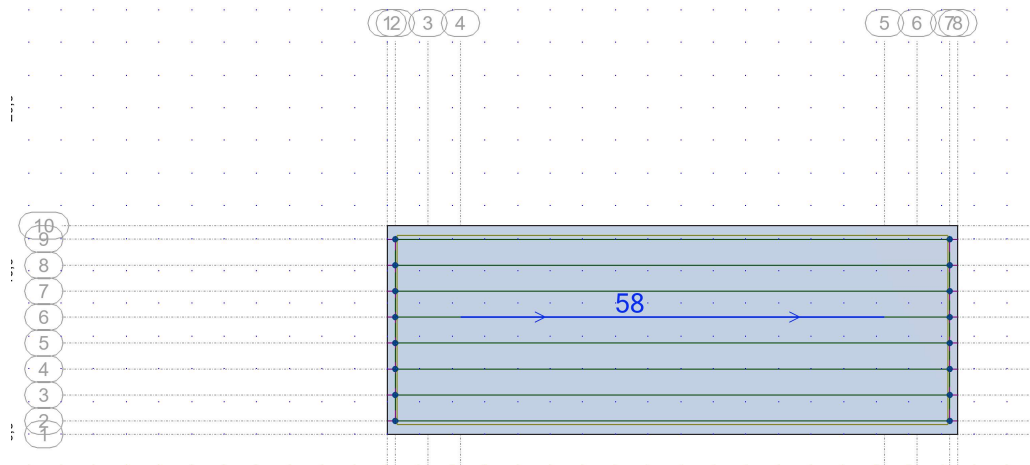


Figure V.6. Définir les lignes de construction

➤ 3eme étape :

Introduction des charges et surcharges

- Les charge G (les lignes de construction et la valeur de chaque charge ^{1,2})
- Les charges Roulantes (UIC71 et SW / 2)

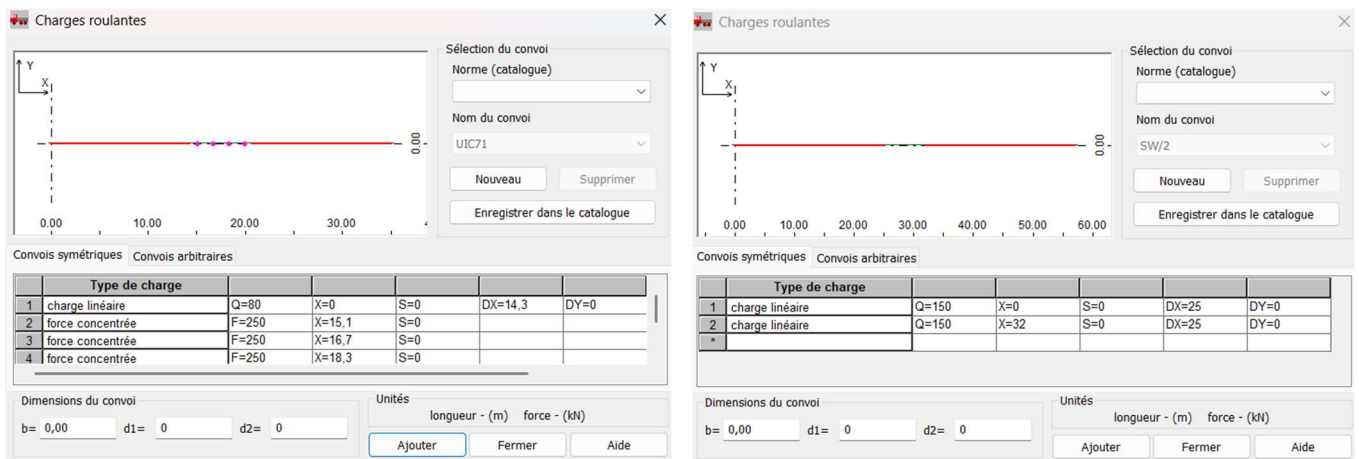


Figure V.7. Introduction du système de charge UIC 71 et SW /2

¹ la valeur de chaque charge (Les charges permanentes CCP) sont ont détaillé dans le **CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**.

² Le Tableau des chargement G avec le type de charge et la valeur est dans l'Annex de ce chapitre.

- **4ème étape** : Définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.

A L'ELU :

Deux voix chargées :

$$\begin{aligned}
 &1,35.G_{max} + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1,45.0,8. \varphi. \alpha (UIC71(1)) + 1,2. \varphi. \alpha (SW/2) \\
 &1,35.G_{max} + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1,2. \varphi. \alpha (SW/2) \\
 &1,35.G_{max} + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1,45. \varphi. \alpha (UIC71(1)) + 1,45.0,8. \varphi. \alpha (UIC72 (2)) \\
 &1,35.G_{max} + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1,45. \varphi. \alpha (UIC71)
 \end{aligned}$$

A L'ELS :

Deux voix chargées :

$$\begin{aligned}
 &G_{max} + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 0,8 \varphi. \alpha (UIC71) + \varphi. \alpha (SW/2) \\
 &G_{max} + \gamma_{ballast} G_{ballast} + \varphi. \alpha (UIC71) \\
 &G_{max} + \gamma_{ballast} G_{ballast} + \varphi. \alpha (SW/2) \\
 &G_{max} + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1. \varphi. \alpha (UIC71 (1)) + 0,8. \varphi. \alpha (UIC71 (2))
 \end{aligned}$$

Pour notre cas

$l_{\phi} = K * L$ avec $k = 1.5$ selon UIC 776 , donc on trouve :

$$\Phi_3 = 1.029, \alpha = 1,33$$

Définition des charges et surcharges :

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

Tableau V.1. Définition des charges et surcharges

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

- **5ème étape** : Lancement de calculs.
 ➤ **6ème étape** : Affichage des résultats.

V.4. ANALYSE DES RESULTATS

V.4.1. MOMENT FLECHISSENT ET EFFORTS TRANCHANT

V.4.1.1. Dû aux les charges G

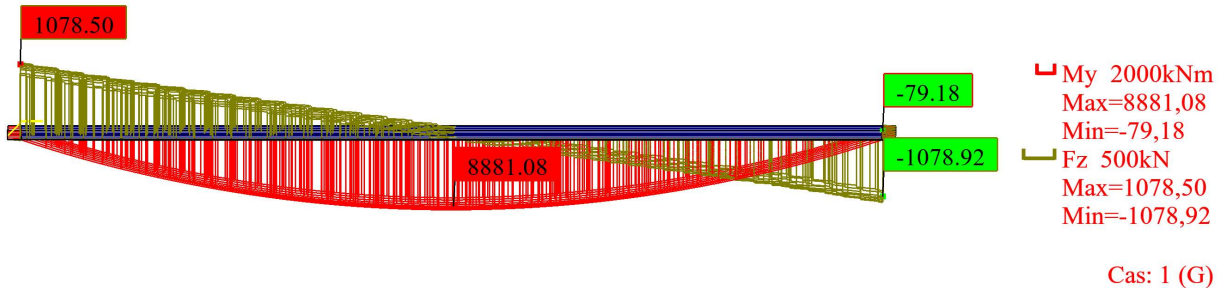


Figure V.8. Moment maximal fléchissant et efforts tranchant dû aux les charges G .

V.4.1.2. Dû aux Les combinaisons de charges

Les combinaisons de charges les plus défavorables :

➤ **Etat limite ultime de résistance (ELU) :**

$$1,35.G_{max} + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1,45.0,8. \varphi. \alpha (UIC71(1)) + 1,2. \varphi. \alpha (SW/2)$$

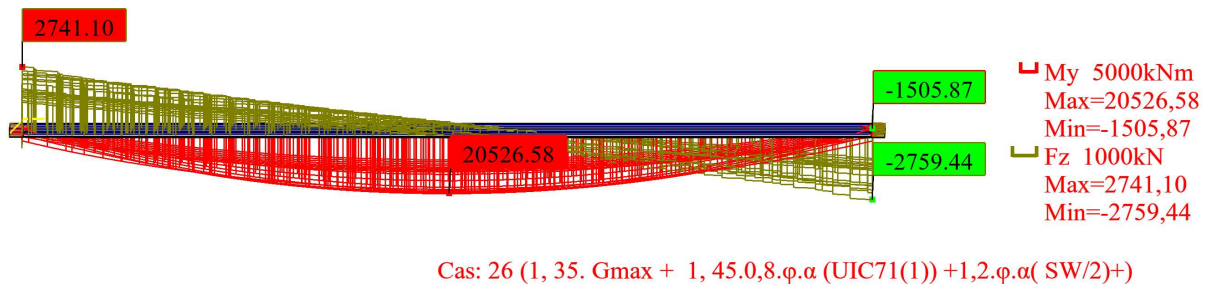


Figure V.9. Moment maximal fléchissant et efforts tranchants a L'ELU .

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$G_{max} + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 0,8 \varphi. \alpha (UIC71) + \varphi. \alpha (SW/2)$$

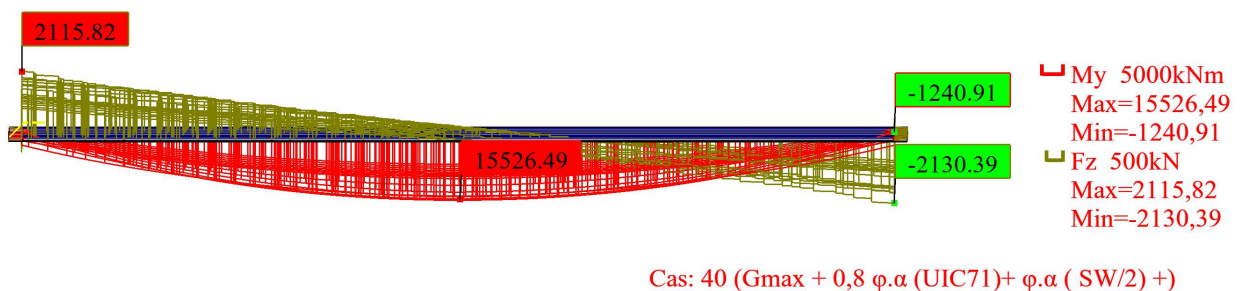


Figure V.10. Moment maximal fléchissant et efforts tranchants a L'ELS .

		ELU	ELS
Moment My (kN.m)	MAX	20 526.58	15 526.49
	MIN	17 615.02	12 740.33
Effort tranchant (kN)	MAX	2 741.10	2 115.82
	MIN	2 230.78	1 610.49

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats.

V.5. CONCLUSION

L'analyse des charges et surcharges est essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité du viaduc ferroviaire. La prise en compte des modèles de charge, des effets dynamiques et des combinaisons garantit la sécurité et la performance de l'ouvrage.

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAI

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte d'un pont en béton est une technique essentielle qui renforce sa structure en appliquant des forces de compression avant qu'il ne soit soumis à des charges.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension
- Précontrainte par pré-tension

VI.2. PROCEDE DE PRECONTRAINTÉ UTILISEE

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension. Il s'agit de tendre les câbles préalablement installés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton, en utilisant un vérin appuyé sur le béton. Une fois la tension désirée atteinte, le câble tendu est bloqué à l'aide d'un système d'ancrage. On injecte ensuite un coulis de mortier à travers cet ancrage pour protéger les câbles contre la corrosion.

VI.3. CARACTERISTIQUES DE LA PRECONTRAINTÉ

Les câbles sont constitués de torons parallèles qui sont à leur tour constitués d'ensemble de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres. Les torons utilisés dans ce projet sont de type T15s de diamètre $\phi = 15.7 \text{ mm}$. Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures de la précontrainte :

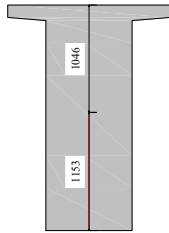
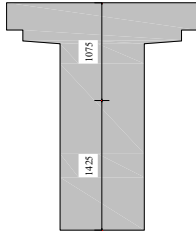
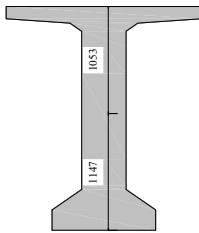
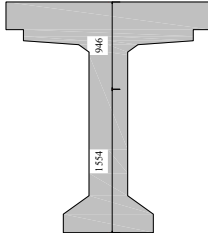
Tableau VI.1. Caractéristiques des armatures de la précontrainte .

Type de câble	15T15s
Diamètre d'un toron (mm)	15,7
Section droite d'un toron A_p (mm ²)	150
Diamètre de la gaine ϕ_g (mm)	80
Contrainte à la rupture f_{prg} (MPa)	1860
Contrainte limite d'élasticité f_{peg} (MPa)	1694
Module d'élasticité E_p (10 ⁵ MPa)	1,9
Coefficient de relaxation à 1000 heures ρ_{1000} (%)	2,5
Coefficient de recul d'ancrage g (mm)	6

VI.4. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS

Les caractéristiques géométriques des sections sont déterminées pour être utilisées dans le dimensionnement des câbles de précontrainte. Le tableau ci-dessous présente ces valeurs pour la poutre seule et avec la dalle :

Tableau VI.2. Caractéristiques géométriques de la poutre .

Section	About		Médiane	
Composition	Poutre	Poutre + Dalle	Poutre	Poutre + Dalle
Présentation				
$B \text{ (m}^2\text{)}$	1.6240	2.1014	0.9342	1.4116
$v' \text{ (m)}$	1.1534	1.4252	1.1474	1.5541
$v \text{ (m)}$	1.0466	1.0750	1.0526	0.9459
$I_G \text{ (m}^4\text{)}$	0.7061	1.2380	0.5336	0.9942
$i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	0.4348	0.5890	0.5712	0,7040
$\rho \text{ (\%)}$	0,3602	0,3851	0,4728	0,4789

Où :

- B : Aire de la section
- v' et v : Distances de la fibre supérieure et de la fibre inférieure par rapport à l'axe neutre
- I_G : Moment d'inertie
- ρ : Rendement de la section $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v \cdot v'}$
- i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

VI.5. SOLLICITATION

Les résultats de la modélisation du tablier sont utilisés pour le dimensionnement de la précontrainte. Le tableau ci-dessous présente les sollicitations nécessaires au calcul :

Tableau VI.3. Efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte .

Sollicitation	Valeur
Moment fléchissant maximal de la poutre seule $M_p \text{ (MN} \cdot \text{m)}$	3.44
Moment fléchissant maximal à l'ELS $M_M \text{ (MN} \cdot \text{m)}$	14.50
Moment maximal dû au poids propre $M_m \text{ (MN} \cdot \text{m)}$	8.93
Effort tranchant maximal $V_M \text{ (MN)}$	2.29
Effort tranchant maximal dû au poids propre $V_m \text{ (MN)}$	1.09

VI.6. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.6.1. Tension à l'origine

Il s'agit de la tension avec laquelle le béton est sorti après sa mise en tension à l'origine. Elle permet d'évaluer la variation des efforts de précontrainte le long des armatures et dans le temps, calculée comme suit :

$$P_0 = \min [(0.8 \cdot F_{prg} \cdot A_p); (0.9 \cdot F_{peg} \cdot A_p)]$$

Où :

F_{prg} contrainte limite de rupture garantie

F_{peg} contrainte limite d'élasticité garantie

A_p section utile d'un câble 15T15s

Application numérique

$$P_0 = \min [(0.8 \cdot 1860 \cdot 2250 \cdot 10^{-6}); (0.9 \cdot 1674 \cdot 2250 \cdot 10^{-6})]$$

$$P_0 = \min [(3.348); (3.389)]$$

$$P_0 = 3.348 \text{ MN}$$

VI.6.2 Valeur minimale de la précontrainte

La valeur minimale est déterminée par la relation suivante :

$$P_{min} = \max\{P_I ; P_{II}\}$$

Où :

- P_I : Force minimale de la précontrainte en section sous-critique
- P_{II} : Force minimale de la précontrainte en section sur-critique

Sachant que les ponts rails doivent être vérifiés en classe I, conformément aux prescriptions du définies par le BPEL, Le calcul de P_{min} et la vérification des contraintes nécessite la définition des paramètres présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Paramètres du calcul .

$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bt1} \text{ (MPa)}$		$\bar{\sigma}_{bt2} \text{ (MPa)}$		$d' \text{ (m)}$
	Exécution	Service	Exécution	Service	
$0,6 f_{cj}$	$-0.7 f_{tj}$	0	$-0.7 f_{tj}$	0	$0,1 h$

Où :

- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression
- $\bar{\sigma}_{bt1}$: Contrainte limite de traction hors de la section d'enrobage
- $\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage
- d' : Distance entre le centre de gravité des armatures inférieures et la fibre inférieure supposée égale à $0,1 h$

VI.6.3. Section sous-critique

La force minimale quand il s'agit d'une section sous-critique est calculée par la relation suivante :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_{bt} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt2}}{\rho h}$$

Application numérique

$$P_I = \frac{(15.5 - 8.93) + \frac{0.9942}{1.5541} \times (0) + \frac{0.9942}{0.9459} \times (0)}{0.4789 \times 2.5}$$

$$P_I = 5.48 \text{ MN} \quad \dots\dots\dots (1)$$

VI.6.4. Section sur-critique

La force minimale quand il s'agit d'une section sur-critique est calculée par la relation suivante :

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \bar{\sigma}_{bt}}{v' + \rho v - d'}$$

Application numérique

$$P_{II} = \frac{15.5 + \frac{0.9942}{1.5541} \times (0)}{1.5541 + 0.4789 \times 0.9459 - 0.25}$$

$$P_{II} = 8.82 \text{ MN} \quad \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) il est possible de déterminer P_{min} :

$$P_{min} = \max\{5.48 ; 8.82\}$$

$$P_{min} = 8.82 \text{ MN}$$

VI.6.5. Nombre de câbles

Le nombre de câbles est déterminé par le rapport de la force minimale de la précontrainte P_{min} sur la force de précontrainte à l'origine P_0 :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0}$$

Où P_0 est donnée par la relation $P_0 = \min\{(0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_p) ; (0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_p)\}$. Pour un câble 15T15s, une valeur $P_0 = 3.35 \text{ MN}$ est retenue. Les pertes sont supposées à 30%, par conséquent, le nombre de câbles devient :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0,75 P_0}$$

Application numérique

$$n \geq \frac{8.82}{0.7 \times 3.35} = 3.76$$

Donc on prend **3 câbles de 15T15s** à l'about et un seul câble à l'extrados

VI.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La vérification des contraintes se fait pour quatre phases (3 en exécution et 1 en service).

Phase 01 : après le 7^{ème} jours on tire les 3 câbles de la section médiane à 50% de P_0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10 %. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule).

Phase 02 : après 28 jours on tire les 3 câbles de la section médiane à 100% de P_0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10 %. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule)

Phase 03 : après collage de la dalle dans cette phase, la structure portante est posée (poutres + dalle + entretoises). Le 4^{ème} câble est mis en tension à 100 % également en considérant des pertes de 15 %. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre +dalle)

Phase 04 : Les mêmes conditions comme la phase précédente mais l'ouvrage est en exploitation, on considère ainsi le moment max à l'ELS. Les pertes considérées sont égales à 30 %. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre +dalle)

Il convient de s'assurer que les conditions réglementaires sont bien satisfaites, autrement dit que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{v}{I_G} (Pe_0 - M) \rightarrow \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{v'}{I_G} (Pe_0 - M) \rightarrow \bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Où :

- e_0 : Excentricité de la précontrainte par rapport au CDG donnée par $e_0 = v' - d'$
- M : Moment fléchissant maximal en fonction de la phase considérée

Le tableau ci-dessous récapitule la vérification des contraintes pour chacune des 4 phases :

Tableau VI.5. Vérification des contraintes .

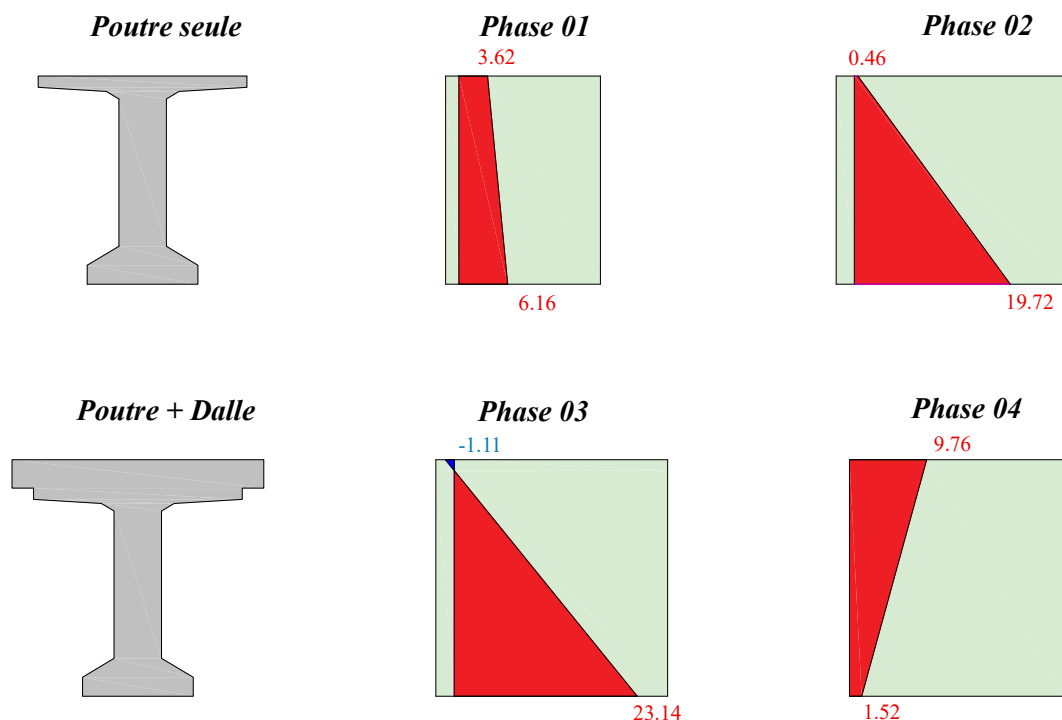
Phase	1	2	3	4
Période	En exécution			En service (Rares)
	Après 7 j	Après 28 j	Après coulage de la dalle	
f_{cj} (MPa)	29.80	45.00	45.00	45.00
f_{tj} (MPa)	2.39	3.30	3.30	3.30
$\bar{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-1.67	-2.31	-2.31	00
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1.67	-2.31	-2.31	00
$\bar{\sigma}_{pc}$ (MPa)	17.88	27.00	27.00	27.00
ΔP (%)	10	10	15	30
e_0 (m)	0.9	0.9	1.30	1.30
M (MN · m)	3.44	3.44	5.20	15.50
P (MN)	4.52	9.04	11.38	9.37
σ_{sup} (MPa)	3.62	0.46	-1.11	9.76
σ_{inf} (MPa)	6.16	19,72	23.14	1.52
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

- La première famille située à l'about composer de 03 câbles 15T15s
- La deuxième famille compose s'un seul câble positionner à l'extrados

Pour mieux comprendre la situation des contraintes par rapport aux contraintes limites, la

Vérification des contraintes est schématisée dans la figure qui suit



	Compression (MPa)		Traction (MPa)		Intervalles des contraintes admissibles (MPa)
--	-------------------	--	----------------	--	---

Figure VI.1. Vérification des contraintes (schéma) .

VI.8. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES

VI.8.1. Positionnement des câbles

Le tableau ci-dessous présente les ordonnées y_{ci} des câbles par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

Tableau VI.6. Ordonnées des câbles .

x	0	L/2
y_{c1}	0.94	0,12
y_{c2}	1.29	0,2
y_{c3}	1.64	0.36
y_{c4}	/	0.44

Section d'about ($x = 0$)

Dans la section d'about, les deux câbles sont disposés sur un seul lit et, verticalement, de manière symétrique par rapport à l'ordonnée moyenne des centres de gravité de la poutre seule et de la poutre avec dalle, afin que la résultante de la précontrainte coïncide avec cette position. Les plaques d'ancrage utilisées doivent respectés les conditions présentées dans les images ci-dessous

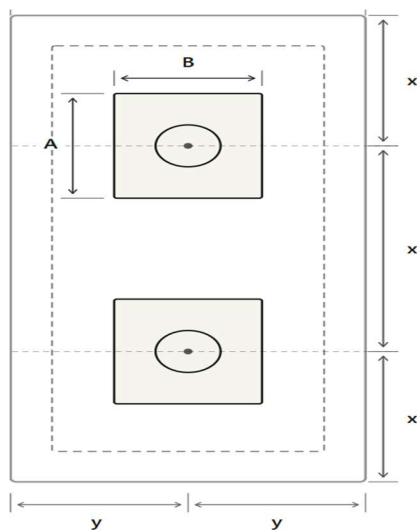


Figure VI.2. Disposition des plaques d'ancrages .

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

Figure VI.3. Conditions de la disposition des cadres d'ancrages .

Donc en respectons ces conditions Les plaques d'ancrage utilisées sont de dimensions 250 mm × 200 mm, avec un entraxe de 0,35 m entre les deux plaques.

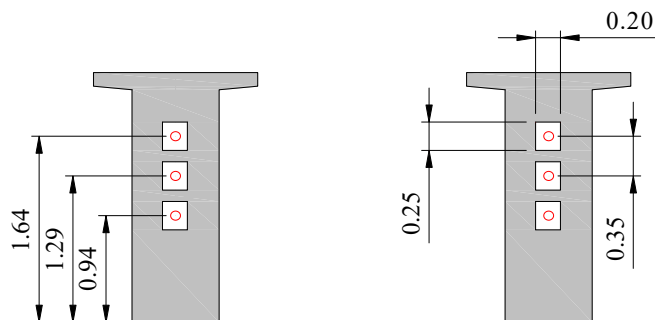


Figure VI.4. Disposition des câbles de précontraintes dans la section d'about .

Section médiane ($x = L/2$)

Pour la disposition des câbles de la précontrainte dans la section médiane il faut respecter les conditions suivantes :

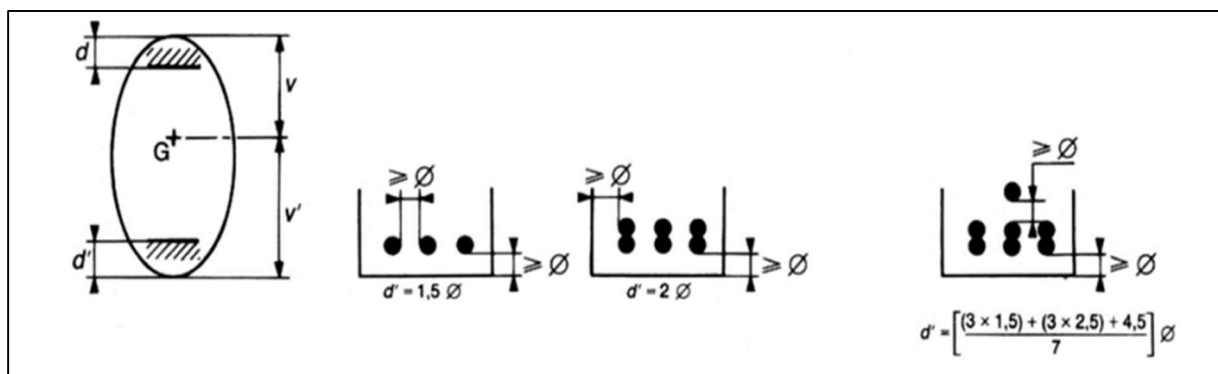


Figure VI.5. Conditions de la disposition des câbles de la précontrainte .

On respecte ses conditions et pour une gaine de 0.08 m, les quatre câbles sont également disposés sur un seul lit.

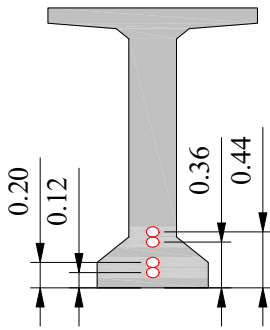


Figure VI.6. Disposition des câbles de précontraintes dans la section médiane .

VI.8.2. Angle de relevage

L'angle de relevage est compris dans l'intervalle suivant :

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

Où :

- α : Angle de relevage
- V_m : Effort tranchant dû au poids propre (G)
- V_M : Effort tranchant sous combinaison la plus défavorable
- $\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 \cdot h$
- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en ELS $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3} \right)}$
- σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

Avec :

- $B_n = B - n_{\text{câbles}} \left(\pi \cdot \frac{\phi_g^2}{4} \right)$; $b_n = b_{\text{about}} - (n_{\text{lits}} \cdot \phi_g)$
- $P = n \cdot (1 - \Delta P) \cdot P_0$

$$P = 4 \cdot (1 - 0.3) \cdot 3.35 = 9.37 \text{ MN}$$

Le tableau ci-dessous récapitule le calcul de l'intervalle des angles de relevage admissibles des deux câbles, ainsi que les valeurs retenues pour chacun d'eux :

Tableau VI.7. Résultats de calcul des angles de relevage .

Paramètres					
V_m (MN)			1.09		
V_M (MN)			2.29		
P (MN)			9.37		
Effort tranchant limite $\bar{V}$ (MN)					
b_n (m)	B_n (m ²)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)	
0.62	2.08	4.50	3.21	3.98	
Angle de relevage α (°)					
Condition sur α		α_{c1}	α_{c2}	α_{c3}	α_{c4}
$-10.33^\circ \leq \alpha \leq 32.74^\circ$		5.21	6.92	8.12	12.53

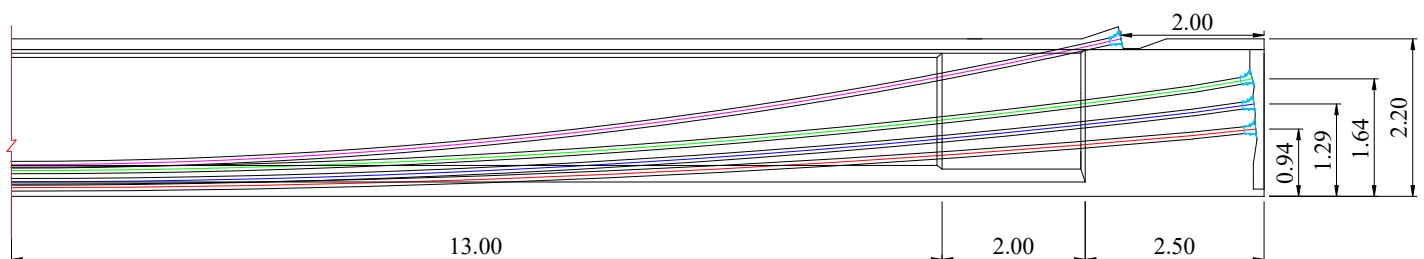
Rayon de courbure : On admet qu'il est égal à :

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

- f : est la flèche maximale (mesuré à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.
- L'angle de déviation : sur une longueur peut être calculé par $\beta(L) = 4 \cdot f/L$

Tableau VI.8. Résultats de calcul de α, f, R, β .

N° câble	L (m)	α°	Y_i (m)			f	R (m)	$\beta(L)$ rad
			x=0	1	17,5			
C1	33	5,21	0,94	0,85	0,12	0,73	186,78	0,088
C2	33	6,92	1,29	1,17	0,2	0,97	140,53	0,117
C3	33	8,12	1,64	1,50	0,36	1,14	119,69	0,138
C4	29	10,4	2,2	2,02	0,44	1,58	66,68	0,217

**Figure VI.7.** Tracé des câbles .

VI.9. CALCUL DES PERTES

Les pertes de précontrainte désignent, de manière générale, la différence entre la force appliquée initialement par le vérin lors de la mise en tension et la force effective, plus faible, qui subsiste en un point donné de l'armature à un instant donné.

Les pertes de précontrainte sont considérables et ne doivent en aucun cas être négligées et l'on constate de l'ordre 20% à 30% de la précontrainte initiale à cet effet, les pertes de précontrainte sont classées en deux grandes catégories :

- Les pertes instantanées (immédiatement après la mise en tension)
- Les pertes différées (qui se produisent progressivement)

VI.9.1. Tension à l'origine

La contrainte à l'origine est calculée par la relation suivante :

$$\sigma_{p0} = \min\{0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}\}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned}\sigma_{p0} &= \min\{0,8 \times 1860 ; 0,9 \times 1674\} = \min\{1488 ; 1506,6\} \\ \sigma_{p0} &= 1488 \text{ MPa}\end{aligned}$$

VI.9.2. Pertes instantanées

VI.9.2.1. Pertes par frottement

Dans la section d'abscisse x , la perte de tension par frottement est calculée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-(f\beta + \varphi x)})$$

Où f et φ sont les coefficients de frottement $f = 0,18$; $\varphi = 0,002$

Tableau VI.9. Récapitulatif des pertes par frottement ($x = L/2$).

N° câble	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi, moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi, moy}$ (%)
1	0.044	0.043	62.56	83.77	5.63
2	0.098	0.053	76.31		
3	0.148	0.062	88.83		
4	0.222	0.075	107.39		

VI.9.2.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

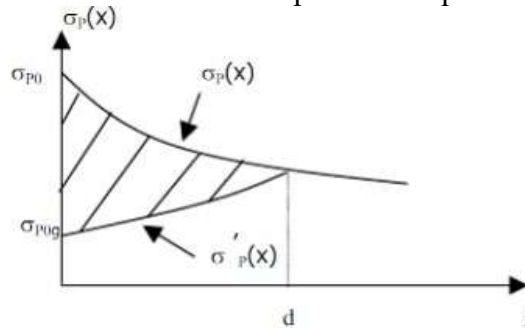


Figure VI.8. Pertes par recul d'ancrage .

La perte de tension due au recul d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2\sigma_{p0} \cdot k(d - x)$$

Avec :

$$k = f \cdot \frac{\beta}{l} + \phi \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot k}}$$

Tableau VI.10. Récapitulatif des pertes dues à la rentrée d'ancrage .

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{g(x=0)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{g(x=\frac{l}{2})}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{g,moy}$ (%)
1	17.5	0.0029	16.23	140.49	0	0
2	17.5	0.0032	15.45	147.53		
3	17.5	0.0034	14.97	152.29		
4	17.5	0.0042	13.45	169.55		

VI.9.2.3. Perte de tension par déformation instantanée du béton

Il s'agit de pertes de tension qui résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des câbles de précontrainte, la formule des pertes par déformation instantanée se réduit à :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bi}$$

Où σ_{bi} représente contrainte initiale du béton adjacent donnée par :

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

Avec :

$$e = v' - \frac{y_{c1}(L/2) + y_{c2}(L/2) + y_{c3}(L/2) + y_{c4}(L/2)}{4}$$

Tableau VI.11. Récapitulatif des pertes par déformation instantanée du béton ($x = L/2$).

e (m)	E_{ij} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
0,87	39125.83	17.87	43.38	2.92

VI.9.3. Pertes différées

VI.9.3.1. Pertes dues au retrait de béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont données par :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Très souvent, il est possible de négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

Où ε_r est le retrait final, égal à :

- $\varepsilon_r = 1,5 \times 10^{-4}$ Dans les climats très humides
- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ En climat humide
- $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ En climat tempéré sec
- $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$ En climat chaud et sec
- $\varepsilon_r = 5 \times 10^{-4}$ En climat très sec ou désertique

Une valeur de $\varepsilon_r = 5 \times 10^{-4}$ est retenue.

Application numérique :

$$\Delta\sigma_r = 1,9 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-4} = 95 \text{ MPa}$$

Ou encore en % :

$$\Delta\sigma_r = \frac{95}{1488} = 6.38 \%$$

VI.9.3.2. Pertes dues au fluage du béton

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Où σ_b représente la contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte en fonction du temps donnée par :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_G} - \frac{M_m \cdot e}{I_G}$$

$$P = n \cdot (1 - \Delta P) \cdot P_0$$

Tableau VI.12. Récapitulatif des pertes par fluage ($x = L/2$).

e (m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
1.27	10.5	127.47	8.57

VI.9.3.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_i$$

$$\text{Où } \sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi, moy} - \Delta\sigma_{g, moy} - \Delta\sigma_{fl}$$

Avec μ_0 est un coefficient égal à :

$$\mu_0 = 0,43 \quad \text{pour les armatures à très basse relaxation}$$

$$\mu_0 = 0,30 \quad \text{pour les armatures à relaxation normale}$$

Application numérique :

$$\Delta\sigma_\rho \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1357.67}{1860} - 0,43 \right) \times 1357.67$$

$$\Delta\sigma_\rho \left(\frac{L}{2} \right) = 61.08 \text{ MPa}$$

Ou encore en % :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{61.08}{1488} = 4.10\%$$

VI.9.3.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du béton (retrait et fluage) avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont calculées par la formule :

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

Tableau VI.13. Récapitulatif des pertes différées totales ($x = L/2$) .

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_\rho$ (MPa)	$\Delta\sigma_d$ (MPa)	$\Delta\sigma_d$ (%)
95	127.47	61.08	273.37	18.37

Récapitulation des pertes

Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des résultats des pertes de tension présentés précédemment :

Tableau VI.14. Récapitulatif de calcul des pertes ($x = L/2$) .

Pertes instantanées		
Pertes	Valeur en MPa	Valeur en %
$\Delta\sigma_\phi$	86.95	5.84
$\Delta\sigma_g$	0	0
$\Delta\sigma_e$	43.38	2.92
Pertes différées		
Pertes	Valeur en MPa	Valeur en %
$\Delta\sigma_r$	95	6.38
$\Delta\sigma_{fl}$	127.47	8.57
$\Delta\sigma_\rho (\times 5/6)$	50.9	3.42
Pertes totales		
Pertes	Valeur en MPa	Valeur en %
$\Delta\sigma_\infty$	403.7	27.13

Le pourcentage maximal des pertes est de 27.13% qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 30% est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles pris est suffisant.

VI.10. JUSTIFICATION DES POUTRES

Pour garantir la sécurité de la structure, on doit vérifier les contraintes appliquées sur cette dernière pendant les deux phases de construction et en service, d'où les contraintes doivent respectées les limites décrites dans les règlements Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans la figure et le tableau au-dessous :

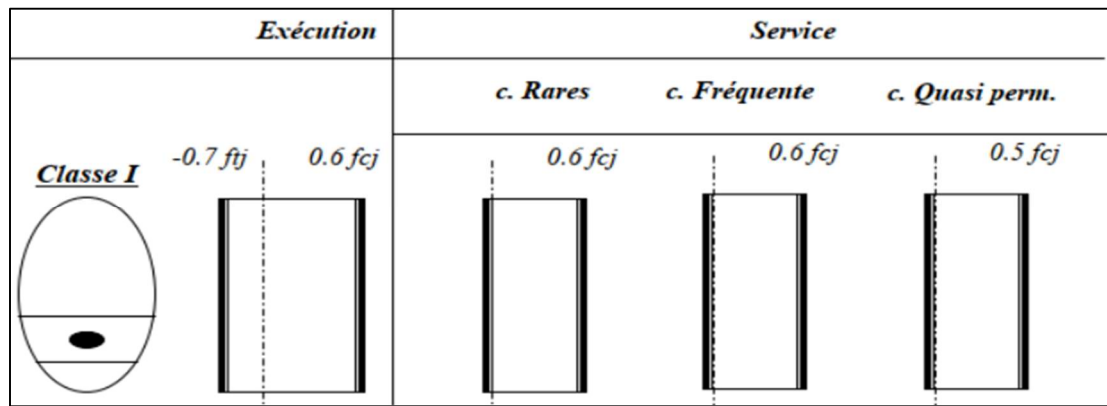


Figure VI.9. Limitation des contraintes des sections en B.P .

$J = 07 \text{ Jours}$	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-1.67	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.67	
	$\overline{\sigma_{bc}}$	17.88	Exécution / service
$J \geq 28 \text{ Jours}$	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2.31	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.31	
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	0	Service
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	0	
	$\overline{\sigma_{bc}}$	27	Exécution / service

Tableau VI.15. les contraintes admissible en MPa selon la classe I .

VI.10.1. Caractéristiques des sections nettes

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

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

Trois sections ont été retenues pour la vérification des contraintes normales : $x = L/4$, $x = 3L/8$ et $x = L/2$, tandis que la vérification des contraintes tangentielles a été effectuée au niveau de l'appui, en $x = 0.5$

Figure VI.10. Les sections nettes considérées de poutre seule .

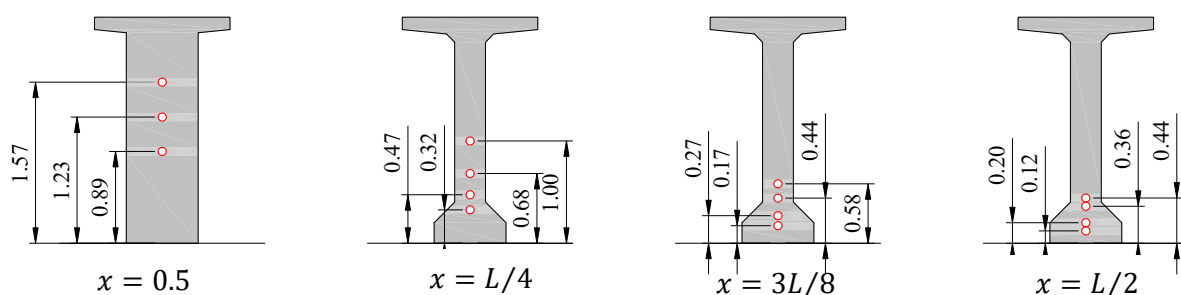
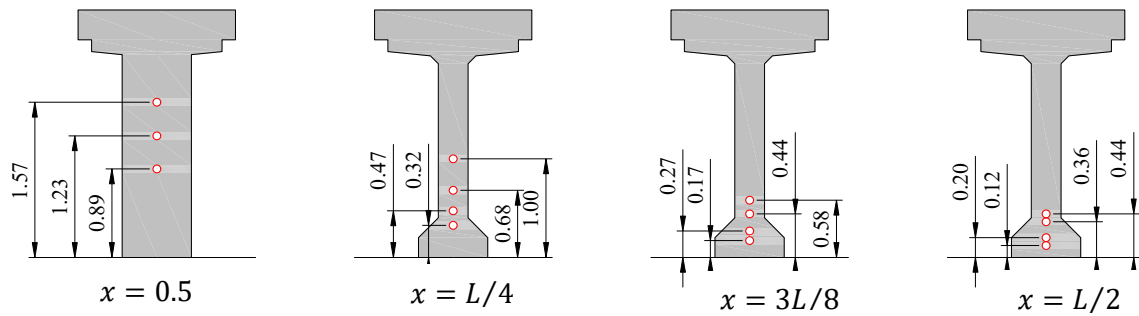


Figure VI.11. Les sections nettes considérées de poutre seule + dalle .

Position	$x = 0.5$		$x = L/4$		$x = 3L/8$		$x = L/2$	
Composition	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,20	2,50	2,20	2,50	2,20	2,50	2,20	2,50
B_{nette} (m)	1,6039	2,0813	0,9141	1,3915	0,9141	1,3915	0,9141	1,3915
V_n (m)	1,047	1,073	1,041	0,932	1,035	0,929	1,034	0,928
V'_n (m)	1,153	1,427	1,159	1,568	1,165	1,571	1,166	1,573
I_{nG} (m ⁴)	0,705	1,236	0,527	0,975	0,521	0,965	0,518	0,961
ρ (%)	36,41	38,79	47,75	47,94	47,22	47,51	47,00	47,34

Tableau VI.16. Les caractéristiques géométriques des sections nettes .

JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS

VI.10.2. Valeurs caractéristiques

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques :

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

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

Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul de P_1 et P_2 pour les quatre phases :

Tableau VI.17. Résultats du calcul de P_1 et P_2 aux quatre phases .

Phase	1	2	3	4
Nombre de câbles	3	3	4	4
% Mt	50	100	100	100
ΔP	4.38	8.76	17.94	27.13
P_1	4.95	9.54	11.74	10.75
P_2	4.66	8.79	10.24	8.76

$y_m (x = 0,5)$	0.92	0.92	0.92	0.92
$y_m (x = L/4)$	0.62	0.62	0.62	0.62
$y_m (x = 3L/8)$	0.37	0.37	0.37	0.37
$y_m (x = L/2)$	0.44	0.44	0.44	0.44

Tableau VI.18. Récapitulatif de vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2 .

Phase		1				2			
Abscisse x		0	L/4	3L/8	L/2	0	L/4	3L/8	L/2
e (m)		0,23	0,54	0,80	0,94	0,23	0,54	0,80	0,94
M_p		0,00	2,55	3,22	3,44	0	2,55	3,22	3,44
P_1 (MN)		4,95	4,95	4,95	4,95	9,54	9,54	9,54	9,54
P_2 (MN)		4,66	4,66	4,66	4,66	8,79	8,79	8,79	8,79
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	1,39	5,15	3,94	3,03	2,69	5,26	1,66	-0,53
	σ_{inf}	4,95	5,70	9,09	8,10	9,54	16,21	20,31	22,81
σ_{min} (MPa)	σ_{sup}	1,31	5,14	4,09	3,26	2,47	5,24	2,04	0,06
	σ_{inf}	4,66	5,04	8,26	7,17	8,79	14,48	18,14	20,40

Tableau VI.19. Récapitulatif de vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4 .

Phase		3				4			
Abscisse x		0	L/4	3L/8	L/2	0	L/4	3L/8	L/2
e (m)		0,50	0,95	1,21	1,34	0,50	0,95	1,21	1,34
M_p		0,00	3,83	4,86	5,198	0	11,42	14,4	15,50
P_1 (MN)		11,74	11,74	11,74	11,74	10,75	10,75	10,75	10,75
P_2 (MN)		10,24	10,24	10,24	10,24	8,76	8,76	8,76	8,76
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	0,50	1,43	-0,52	-1,76	0,46	8,88	9,10	8,75
	σ_{inf}	12,47	20,21	23,58	25,72	11,42	5,79	5,40	5,99
σ_{min} (MPa)	σ_{sup}	0,44	4,60	4,44	-0,89	2,47	12,69	13,41	9,90
	σ_{inf}	10,88	16,84	19,56	21,35	9,31	1,33	0,06	0,19

Toutes les contraintes normales sont vérifiées en exécution et en service

VI.11. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

On considère la section d'about en particulier l'appui (1ère famille). La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, La contrainte tangentielle est définie par la formule suivante :

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

Où :

- V_{red} : Effort tranchant réduit $V_{red} = V_M - \sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \sin(\alpha_{ci})$
- S_n : Moment statique

Elle doit satisfaire aux deux conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad ; \quad P = \sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \cos(\alpha_{ci}) \quad ; \quad P_{ci} = P_0 \cdot (1 - \Delta P)$$

Lorsque $\sigma_x < 0,4 f_{cj}$, il est suffisant de vérifier juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

Le tableau ci-dessous présente les résultats du calcul et de la vérification de contrainte tangentielle :

Tableau VI.20. Récapitulatif de vérification des contraintes tangentielles .

Calcul de P				
N° Cable i	P_{ci} (MN)	α_{ci} (°)	P (MN)	
1	2.44	5.21	7.78	
2	2.44	6.92		
3	2.44	8.12		
Calcul de τ				
V_{red} (MN)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
1.44	0.87	1.24	0.62	1.42
Vérification de la contrainte tangentielle				
B_n (m ²)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}_1$	Condition $\tau < \bar{\tau}_1$	
2.08	3.49	2.99	Vérifiée	

VI.12. ARMATURES PASSIVES DE LA POUTRE

VI.12.1. Les armatures longitudinales dans la zone tendu

L'objectif principal de l'utilisation des armatures longitudinales dans la zone tendue est de reprendre les efforts de traction sollicitant le béton, et donc limiter l'ouverture des fissures.

La formule suivante permet de déterminer la quantité d'acier nécessaire est pour équilibrer ces efforts :

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

Avec :

- f_{tj} : La résistance à la traction du béton (en MPa).
- A_t : L'aire de la zone tendue du béton (en m²).
- $f_e=500\text{MPa}$: La limite d'élasticité des armatures utilisées (en MPa).
- σ_{bt} : La contrainte maximale de traction dans la zone tendue (en MPa).
- N_{bt} : L'intensité de la résultante des efforts de traction (en MN).

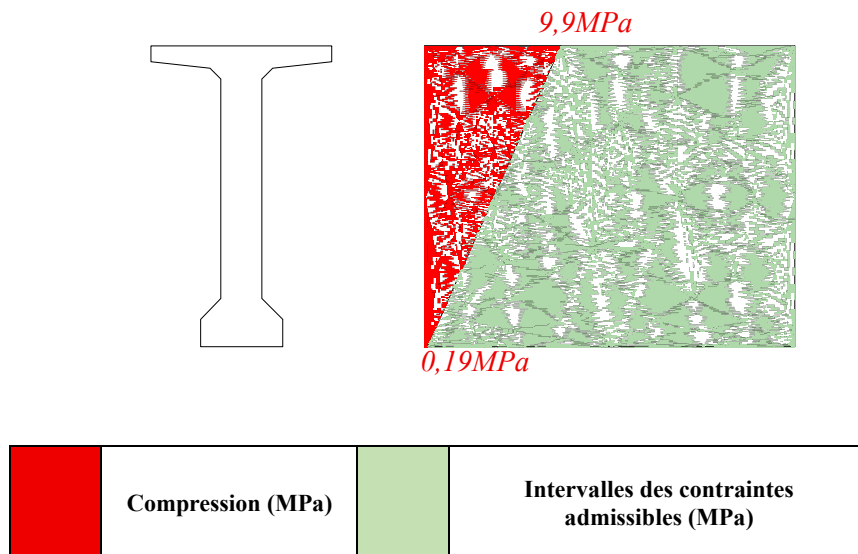


Figure VI.12. Diagramme des contraintes dans la section médiane .

Puisque la section est **entièrement comprimée à mi-travée**, on utilisera seulement des armatures de peau déterminées ci-après.

VI.12.2. Armatures de peau

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée, en respectant l'enrobage minimum. On privilégiera des armatures de faible diamètre afin de garantir une répartition homogène du ferrailage.

Sur les fibres extrêmes, ce ferrailage doit être renforcé, si nécessaire, pour participer à la résistance en flexion globale de la poutre dans les sections où apparaissent des tractions (classes II et III du BPEL).

Ces armatures doivent représenter au moins :

$$A_s \geq \max(3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times U ; 0,1\% B_n)$$

Où :

- U représente le périmètre de la poutre (a mi traves) , $U = 7.4302 \text{ m}$.
- B_n représente la section nette de la poutre (l'about) , $B_n = 1,61 \times 10^4 \text{ cm}^2$.

Application numérique :

$$A_s \geq \max(3 \times 7.4302 ; 0,001 \times 1,61 \times 10^4)$$

$$A_s \geq \max(22,29 ; 16,1)$$

$$A_s \geq 22.29 \text{ cm}^2$$

$$22.29 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 5\% B_n$$

Un ferrailage de **56HA12** ($A_s = 63,33 \text{ cm}^2$) est disposé sur le périmètre latéral de la poutre préfabriquée, en respectant un enrobage minimal.

VI.12.3. Minimum d'armature transversale

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

$$st \leq \inf(1\text{m}; 0,8h; 3b_0) \text{ Avec : } h = 2,2 \text{ m} ; b_0 = 0,70\text{m}$$

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

$$b_n = 0,62 \text{ m}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot 0,6 \cdot \gamma_s}$$

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

$$S_t \leq \frac{2,26 \cdot 500 \cdot 10^{-2}}{0,62 \cdot 0,6 \cdot 1,15}$$

$$S_t \leq 26,41 \text{ cm} , \text{ on prendre } S_t = 20 \text{ cm}$$

Nous optons pour : **St = 10 cm** pour la section d'about ; et **St = 20 cm** pour la section médiane.

JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU

VI.13. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES EN ZONE D'APPUI

- Le but est de montrer que ces armatures sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues.
- La non rupture en traction des At

On doit vérifier que : $\tau_{ured} \leq \tau_u$

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre afin de pouvoir évaluer la quantité d'armatures transversales requise, cet angle est donné par :

$$\tan(2 \beta_u) = \frac{2 \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Où :

- τ_u : Contrainte tangentielle ultime $\tau = \frac{V_{u,red} \cdot S_n}{I_n \cdot b_n}$
- $V_{u,red}$: Effort tranchant ultime $V_{u,red} = V_{ult} - \sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \sin(\alpha_{ci})$
- σ_x et σ_y : Contraintes normales au niveau de CDG

Une valeur de $\beta_u = 30^\circ$ est considérée comme la valeur minimale utilisée dans le calcul.

Tableau VI.21. Effort tranchant ultime réduit .

$V_{ult} (MN)$	2.7
$\sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \sin(\alpha_{ci})$	0.86
$V_{u,red} (MN)$	1.84

Tableau VI.22. La valeur de $\tau_{u,red}$.

$S (m^3)$	0.87
$I_n (m^4)$	1.24
$b_n (m)$	0.62
$\tau_{u,red} (MPa)$	2.09

$$\tau_{u,red} = \frac{V_{u,red} \cdot S_n}{I_n \cdot b_n}$$

Le tableau ci-dessous présente les résultats du calcul de l'angle des bielles :

Tableau VI.23. Les résultats du calcul de l'angle des bielles .

V_{ult} (MN)	$V_{u,red}$ (MN)	τ_u (MPa)	σ_x (MPa)	β_u (°)
2.7	1.84	2.09	3.49	25.07 → 30

La deuxième étape consiste à déterminer la τ_u et vérifier que $\tau_{u,red} \leq \tau_u$:

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

$$\tau_u \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \times \cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Où :

- A_t : Section des armatures transversales (On fixe $A_t=2,26 \text{ cm}^2$ (1 cadre HA12))
- S_t : Espacement des armatures transversales (on fixe un espacement de 20 cm)

Tableau VI.24. la valeur de τ_u .

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \times \cotg(\beta_u)$	1.37
$\frac{f_{tj}}{3}$	1.1
τ_u (MPa)	2.47

Tableau VI.25. Justification les armatures transversales .

JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES EN ZONE D'APPUI		
$\tau_{u,red}$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_{u,red} < \tau_u$
2,09	2.47	Vérifiée

VI.14. VERIFICATION DES BIELLES DE BETON

La justification vis-à-vis du béton consiste à vérifier que la contrainte de compression dans les bielles de béton reste inférieure à la contrainte ultime du matériau. Cette vérification revient à s'assurer que la contrainte de cisaillement satisfait la condition suivante :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Application numérique :

$$\tau_u = 3.16 \text{ MPa} \leq \frac{45}{6} = 7.5 \text{ MPa}$$

VI.15. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT

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

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

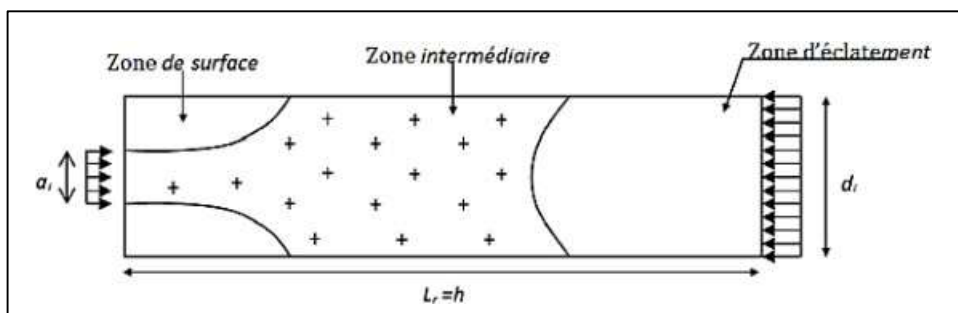


Figure VI.13. Zone de concentration des contraintes.

VI.15.1. Effet de surface

On détermine le ferrailage à disposer par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times \frac{\text{Max } p_{j0}}{\sigma_{s,lim}}$$

Avec : **p_{j0}** : La tension à l'origine, $p_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 3,05 \text{ MN}$

$$\sigma_{s,lim} = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

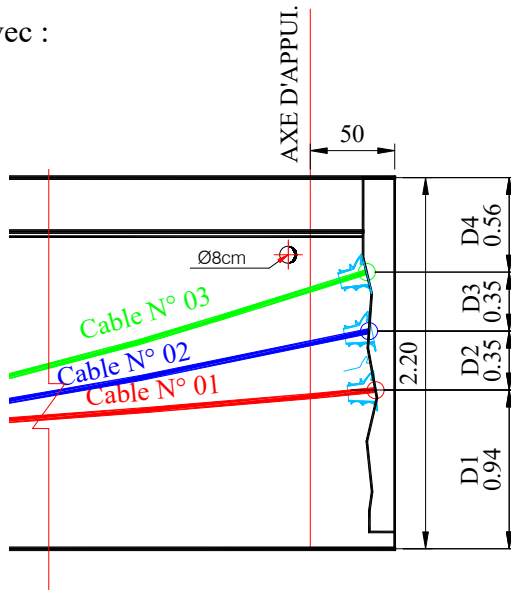
$$A_s = 0.04 \times \frac{3,05}{333,33} = 3,67 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit **un cadre de HA16** autour de chaque ancrage ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

VI.15.2. Zone intermédiaire comprimée

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j :

Avec :



$$d1 = \text{Min}(2D1; D2) = \text{Min}(1,88; 0,35) = 0,35$$

$$d2 = \text{Min}(D2; 2D3) = \text{Min}(0,35; 0,7) = 0,35$$

$$d3 = \text{Min}(D3; 2D4) = \text{Min}(0,35; 1,12) = 0,35$$

Figure VI.14. Coupe transversal dans la zone d'about et les distances d_j .

		Y1	Y2	Y3
X=0		0,94	1,29	1,64
$C_i = (Y_i - h)$	0,56	0,35	0,35	0,94

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier

$$\sigma_{cj} = \frac{Pj0}{b \times dj} \leq \frac{2}{3} f_e$$

$\sigma_{cj}(MPa)$	$\frac{2}{3} f_e$	$\sigma_{cj} \leq \frac{2}{3} f_e$
12,47	30,00	Vérifiée

VI.15.3. Effet d'éclatement

Vérification des contraintes du béton :

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

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

avec :

- d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j.
- a_j : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage , $a_j = 0,25m$.
- b : base du talon, $b=0.7m$.

$\sigma_{tj}(MPa)$	$1,25f_e$	$\sigma_{tj} \leq 1,25f_e$
1,78	4,13	Vérifiée

Ferrailage d'éclatement :

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

$$A_{ej} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,25(1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \\ 0,15 \times \frac{\text{Max } p_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{array} \right.$$

$$A_{ej} = \text{Max} \left\{ \left(0,25 \left(1 - \frac{0,25}{0,35} \right) \times \frac{3,05}{\frac{2}{3} \times 500} \right) \mid \left(0,15 \times \frac{3,05}{\frac{2}{3} \times 500} \right) \right\}$$

$$A_{ej} = \text{Max} \{ 6,6 \text{ cm}^2 \mid 13,74 \text{ cm}^2 \} = 13,74 \text{ cm}^2$$

On choisit cadres de **HA16** (8HA16, $A_e = 16,08 \text{ cm}^2$) sur la distance de $d_j = 40 \text{ cm}$, soit un cadre tous les 10cm .

VII.15.4. Caractéristiques des Armatures Transversales — Frettes Croisées (FeE 235)

Tableau VI.26. Tableau des Dimensions de Ferrailage .

Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)								
Unité	Nb couches	Co (mm)	C (mm)	d (mm)	D (mm)	E min (mm)	LO (mm)	Pas (mm)
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130
15C15	3	147	125	14	95	140	330	137
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180

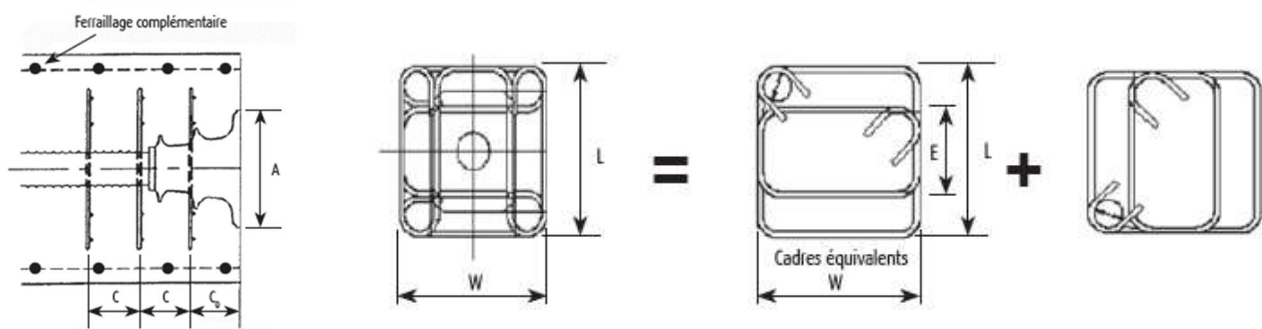
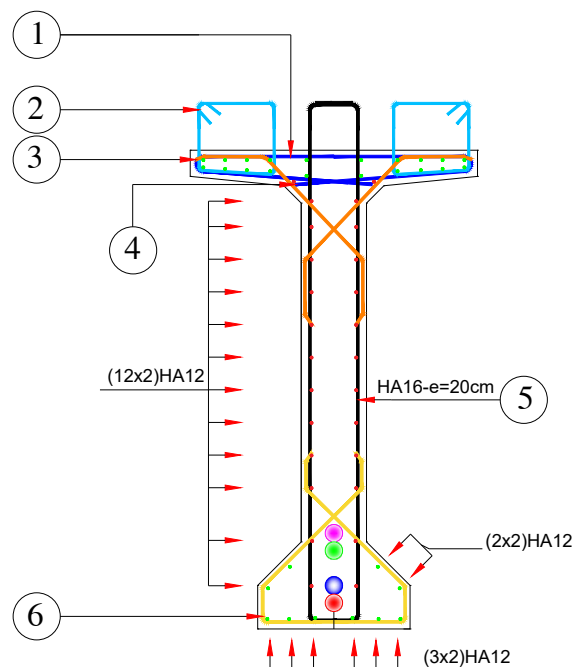


Figure VI.15. Le ferrailage Frettes croisées ou cadres équivalents .

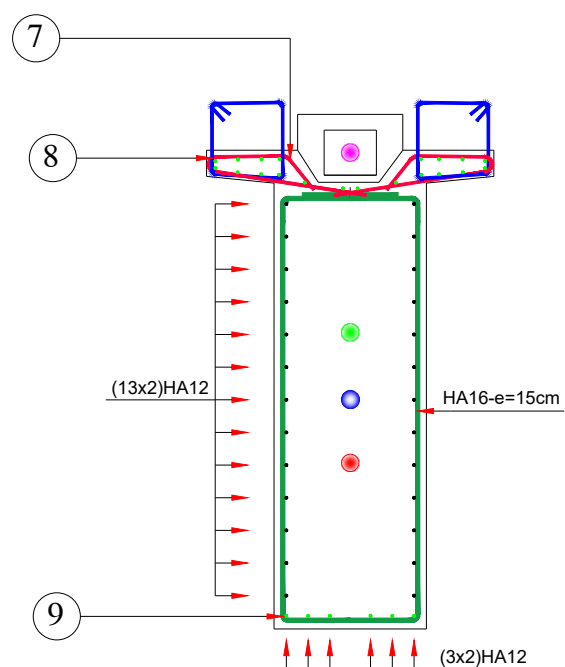
Nota :

15C15 : valeurs partiellement interpolées entre 13C15 et 19C15. E et LO modifiés pour contrainte d'about de poutre. (Normes : NF EN 10025 (S235) | Eurocode 2 — NF EN 1992-1-1)

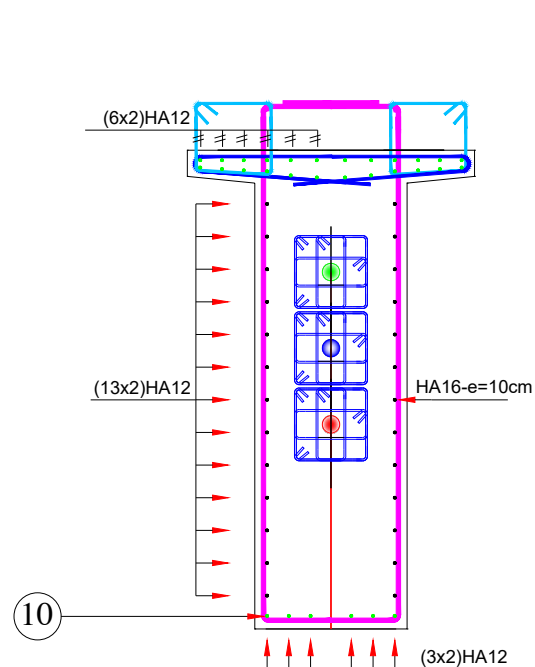
COUPE: (C-C) - ECH 1/35



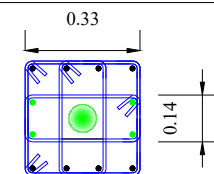
COUPE: (B-B) - ECH 1/35



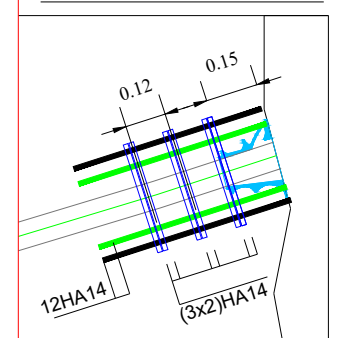
COUPE: (A-A) - ECH 1/35



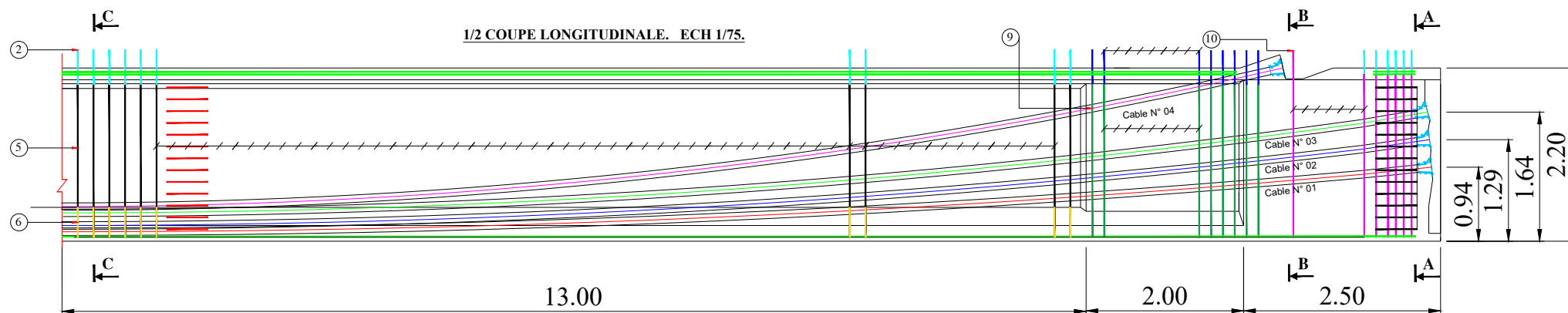
VUE DE FACE - ECH:1/20



DETAIL -A-ECH 1/20



1/2 COUPE LONGITUDINALE. ECH 1/75.



CHAPITRE VII :

ETUDE DU TABLIER

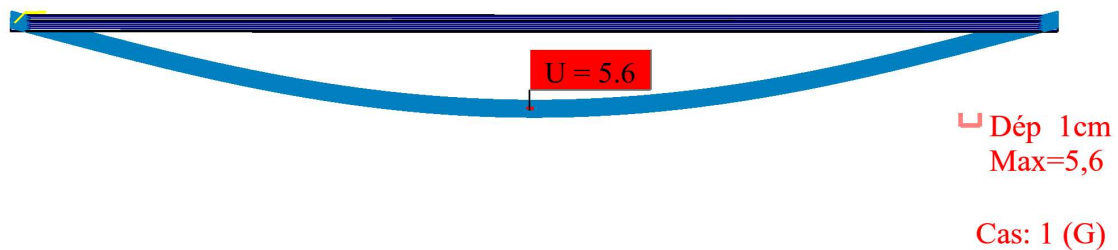
VII.1. INTRODUCTION

Le calcul des déformations est essentiel pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure. Des déformations excessives peuvent compromettre l'intégrité de l'ouvrage, accélérer la fatigue des matériaux et nécessiter des réparations coûteuses. Dans ce cadre, on étudiera les flèches et rotations dues aux charges permanentes, d'exploitation, à la précontrainte, ainsi qu'aux effets différés comme le fluage du béton et la relaxation des aciers.

VII.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE

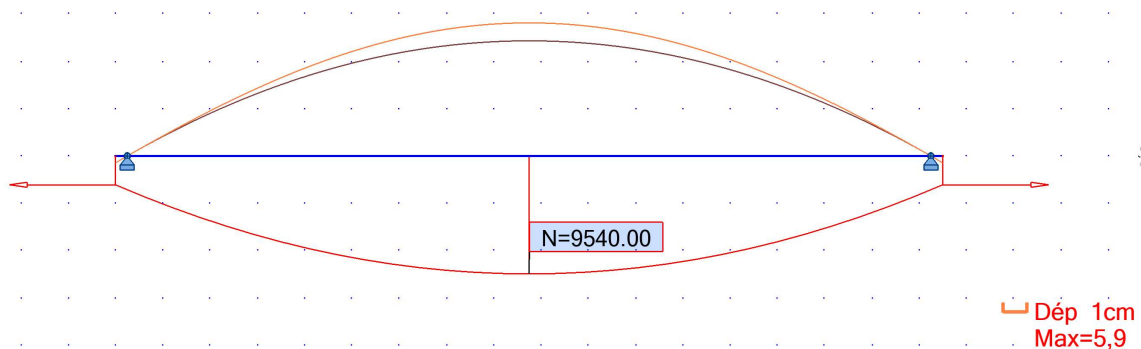
Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte. Calculons ces flèches à l'aide de Robot.

VII.2.1. Flèche due au Poids Propre



FigureVII.1. Flèche du tablier sous G.

VII.2.2. Contre-flèche de précontrainte



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

VII.2.3. Flèche due à la Construction

Elle est dirigée vers le haut, dans la formule est donnée par :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - |f_g|) = \frac{3}{4} (|5,9| - |5,6|) = 0,225 \text{ cm}$$

VII.2.4. Flèche maximale à l'ELS

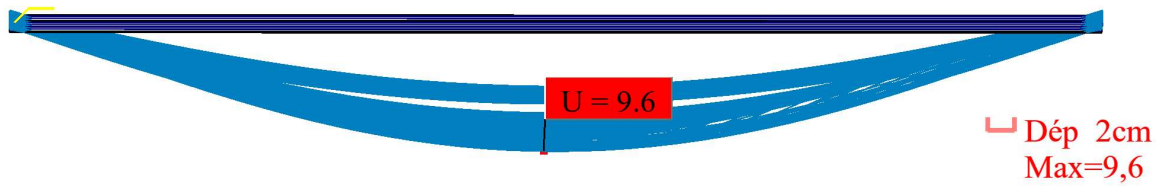


Figure VII.3. Flèche max de la poutre à l'ELS.

VII.2.5. Flèche Totale

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

$$f_T = f_{ELS} + f_P + f_C$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{800} = \frac{35}{800} = 4,38 \text{ cm}$$

Voici un tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VII.1. Les valeurs des flèches calculées.

$f_{ELS}(cm)$	9.6
$f_P(cm)$	-5.9
$f_G(cm)$	5.6
$f_C(cm)$	0.225
$f_T(cm)$	3.925
$f_{adm}(cm)$	4.38
Vérification	Vérifiée

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

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

VII.3. CALCUL DES ROTATIONS

VII.3.1. Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est calculée comme suit :

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

- $M_G = 8.881 \text{ MNm}$: Moment du au poids propre du tablier (MNm).
- $L = 35 \text{ m}$: La longueur de la travée.
- $I = 0,9942 \text{ m}^4$: Moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle) (en m^4).

On a :

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 13\,160,505 \text{ MPA}$: Module de déformation longitudinal à long terme.
obtient après l'application numérique :

$$\theta_G = 7.91 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation

$$\theta_S = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I}$$

Avec :

$$M_S = M_{max} - M_G = 6.62 \text{ MN.m}$$

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_S = 5.90 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.3. Rotation due à la précontrainte

La rotation due à la précontrainte est calculée par la formule suivante :

$$\theta_P = - \int_0^L \frac{M_P}{2 \times E_v \times I} dx = - \frac{1}{E_v \times I} \sum A_i$$

Avec :

M_P : Le moment de la précontrainte (en MNm).

A_i : L'aire de la section 'i' (en m^2).

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_P = -9.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.4. Rotation totale

➤ **Rotation en service à vide**

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P = -1.89 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

➤ **Rotation en service à charge**

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P + \theta_S = 4.01 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Voici un tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VII.2. les valeurs des rotations calculées

Les rotations	L'angle (10^{-3})
$\theta_G(\text{Rad})$	7.91
$\theta_S(\text{Rad})$	5.90
$\theta_P(\text{Rad})$	-9.8
θ_T en service a vide(Rad)	1.89
θ_T en service en charge(Rad)	4.01

VII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS

VII.4.1. Déplacement de la rotation d'appui

Le déplacement dû à la rotation d'appui est déterminé par la formule suivante :

$$\Delta_{\theta} = \theta_T \times \frac{h}{2}$$

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre + dalle (en m).

On obtient après l'application numérique :

$$\Delta_{\theta} = 4.01 \times 10^{-3} \times \frac{2.5}{2} = 0.501 \text{ cm}$$

VII.4.2. Déplacement du au retrait

Le déplacement dû au retrait du béton est calculé comme suit :

$$\Delta_r = \frac{L}{2} \varepsilon_r (r(t) - r(t_0))$$

Avec :

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

$$r_m = \frac{A_n (\text{l'aire nette de la section})}{p (\text{périmètre de la section})}, \text{ en cm ; } \varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

On obtient après l'application numérique : $\Delta_r = 0.875 \text{ cm}$

VII.4.3. Déplacement du au fluage du béton

Il est estimé par la relation suivante :

$$\Delta_{flu} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta_{\sigma flu}}{E_p} = 2,21 \text{ cm}$$

Avec :

- $E_p = 195\,000 \text{ MPa}$: Module de déformation des armatures (en MPa).

Après l'application numérique on obtient :

$$\Delta_{flu} = \frac{35}{2} \times \frac{127,47}{195\,000} = 2,21 \text{ cm}$$

VII.4.4. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement provoqué par la variation de la température est déterminé comme suit :

$$\Delta_t = \frac{L}{2} \times \varepsilon_T$$

Avec :

$$\varepsilon_T = 3 \times 10^{-4} : \text{Pour les actions de courte durée}$$

$$\varepsilon_T = 2 \times 10^{-4} : \text{Pour les actions de longue durée}$$

➤ **Pour les actions de courte durée**

$$\Delta_t = \frac{35}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 0,53 \text{ cm}$$

➤ **Pour les actions de longue durée**

$$\Delta_t = \frac{35}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 0,35 \text{ cm}$$

On prend :

$$\Delta_t = 0,53 \text{ cm}$$

VII.4.5. Déplacement maximal total

Le déplacement maximal total est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{TOT} = \frac{2}{3} (\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_{flu}) + \Delta_t$$

Tableau VII.3. Les résultats de calcul de déplacement.

Déplacement	Δ_{θ}	Δ_r	Δ_{flu}	Δ_T	Δ_{Tot}
Résultat (cm)	0.50	0.87	1.14	0.53	3.045

VII.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.5.1. Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres en torsion et de solidariser la section transversale. Elles sont particulièrement sollicitées lors du vérinage, notamment en cas de remplacement des appareils d'appuis, car elles transmettent les efforts aux appuis.

Ces efforts varient selon le nombre et la position des vérins, d'où l'importance d'un positionnement étudié pour éviter des sollicitations imprévues.

VII.5.2. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

On a que :

$$G_T = 17\,155,92 \text{ KN}$$

$$G_T = 490,169 \text{ KN/ml}$$

La détermination des efforts se fait à l'ELU et à l'ELS comme suit :

À l'état limite ultime :

$$Pu = 1.35 \times \frac{GT \times L}{l}$$

Avec :

- **GT**: Le poids propre total du tablier (en KN/ml).
- **L**: La longueur de la poutre (en m).
- **l**: La largeur du tablier (en m).

On trouve :

$$Pu = 1.35 \times \frac{490,169 \times 35}{12,8}$$

$$Pu = 1809,412 \text{ kN/ml}$$

À l'état limite de service :

$$P_{ser} = 1 \times \frac{GT \times L}{l}$$

On trouve :

$$P_{ser} = 1 \times \frac{490,169 \times 35}{12,8}$$

$$P_{ser} = 1340,306 \text{ kN/ml}$$

VII.5.2. Calcul des sollicitations

$$P_u (\text{hors entr}) = 1742,96 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser} (\text{hors entr}) = 1291,087 \text{ kN/ml}$$

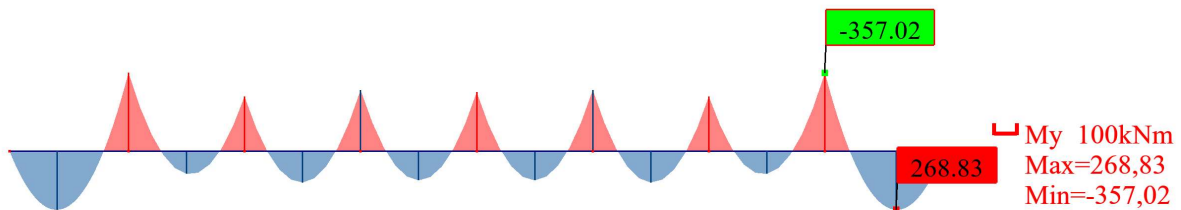


Figure VII.5. Moment max ELS de l'entretoise à le poids de la superstructure.

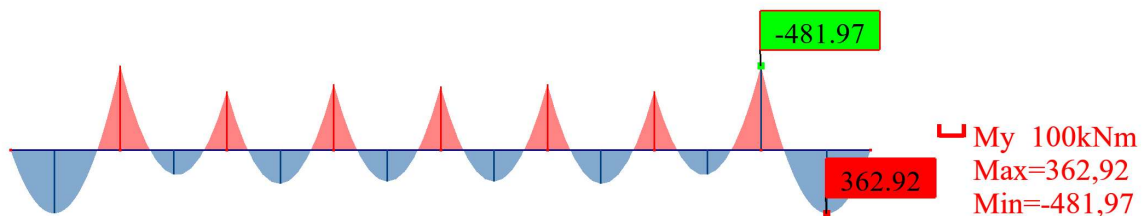


Figure VII.6. Moment max ELU de l'entretoise à le poids de la superstructure.

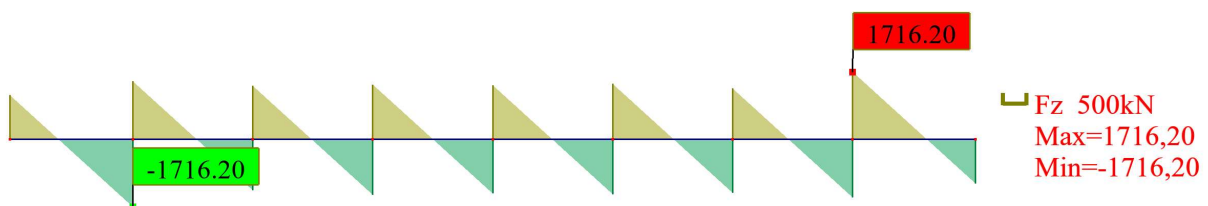


Figure VII.7. Effort tranchant max de l'entretoise à le poids de la superstructure.

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre sup (KN.m)	Fibre inf (KN.m)	Fibre sup (KN.m)	Fibre inf (KN.m)
- 481,97	362.92	- 357.02	268.83
Effort tranchant max (ELU)			
1716,20 KN.m			

Tableau VII.4. Moment et l'effort tranchant max de l'entretoise a L'ELU et L'ELS .

VII.5.3. Ferrailage de l'Entretoise

VII.5.3.1. Ferrailage longitudinal de l'entretoise

Le calcul de la section de ferrailage fait avec le logiciel de robot experte BA

Hypothèses

Béton : $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

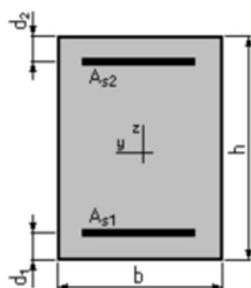
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

➤ Section



$$b = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

➤ Moments appliqués

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	362,92	−481,97
Etat Limite de Service	268,83	−357,02

➤ Résultats

Sections d'Acier:

Section théorique $\rightarrow A_{s1} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $\rightarrow A_{s2} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $\rightarrow A_{s \text{ min}} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

On remarque que la condition de non fragilité du béton n'est pas vérifiée !

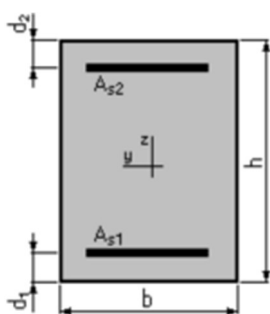
On adopte le ferrailage de la dalle suivant :

4HA16 + 2HA20 ($A_{s1} = 14,33 \text{ cm}^2$) pour la nappe inférieure avec un espacement de 10cm.

4HA16 + 2HA20 ($A_{s2} = 14,33 \text{ cm}^2$) pour la nappe supérieure avec un espacement de 10cm.

On vérifie le choix de ferrailage en déterminant les sollicitations reprises par ce dernier, les résultats sont indiqués ci-après.

➤ Section



$$b = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

➤ Armatures:

Section théorique $\rightarrow A_{s1} = 14,33 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $\rightarrow A_{s2} = 14,33 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $\rightarrow A_{s \text{ min}} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

➤ **Moments limites:**

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1067,97	-1067,97
Etat Limite de Service	595,87	-595,87
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1229,98	-1229,98

Le ferrailage adopté (4HA16 + 2HA20, $A_s = 14,33 \text{ cm}^2$) satisfait les exigences de la condition de non-fragilité et offre une capacité résistante largement supérieure aux sollicitations appliquées aux ELU et ELS, conformément au BAEL 91 mod. 99 .

VII.5.3.2. Ferrailage transversal de l'entretoise

Sachant que le cas de fissuration est préjudiciable, on a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

On note :

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{1,7}{0,9 \times 1,8 \times 0,7} = 1,49 \text{ MPa}$$

De plus :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \times f_{c28} \times \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$\tau_u = 1,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

On constate que les armatures droites sont suffisantes :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{tjk})}{0,9 \cdot f_e}$$

Selon le BAEL, l'espacement **St** est déterminé par la condition suivante :

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

On trouve que :

$$St \leq \min(180 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 40cm$$

On prend :

$$St = 15cm$$

Alors :

$$At = \frac{b_0 \cdot St \cdot \tau_u \cdot \gamma_s}{0.9 \cdot f_e} = \frac{0,7 \cdot 0,15 \cdot 1,49 \cdot 1,15}{0.9 \cdot 500} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

Il est requis un seuil minimal en pourcentage pour la section d'acier par unité de longueur, défini comme suit :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$\frac{At}{St} = \frac{4,02}{15} = 0.268 \text{ cm} \geq \frac{0.4b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.7}{500} = 5.6 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Donc :

On prend $At = 4.02 \text{ cm}^2$ soit des cadres **HA16** avec un espacement de **15cm**.

Tableau VII.5. Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armatures	As (cm ²)	Ø (m m)	e(cm)
Longitudinales sup	14.33	4 HA16 + 2 HA20	20
Longitudinales inf	14.33	4 HA16 + 2 HA20	20
Transversales	4.02	2 HA16	15
De peau	≥ 3 cm ² /ml	HA12	15

COUPE SUR ENTRETOISE

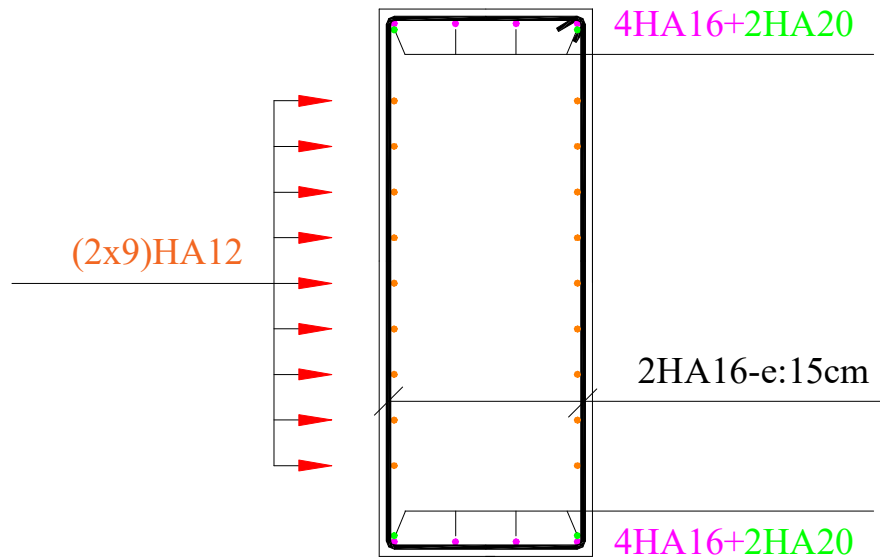


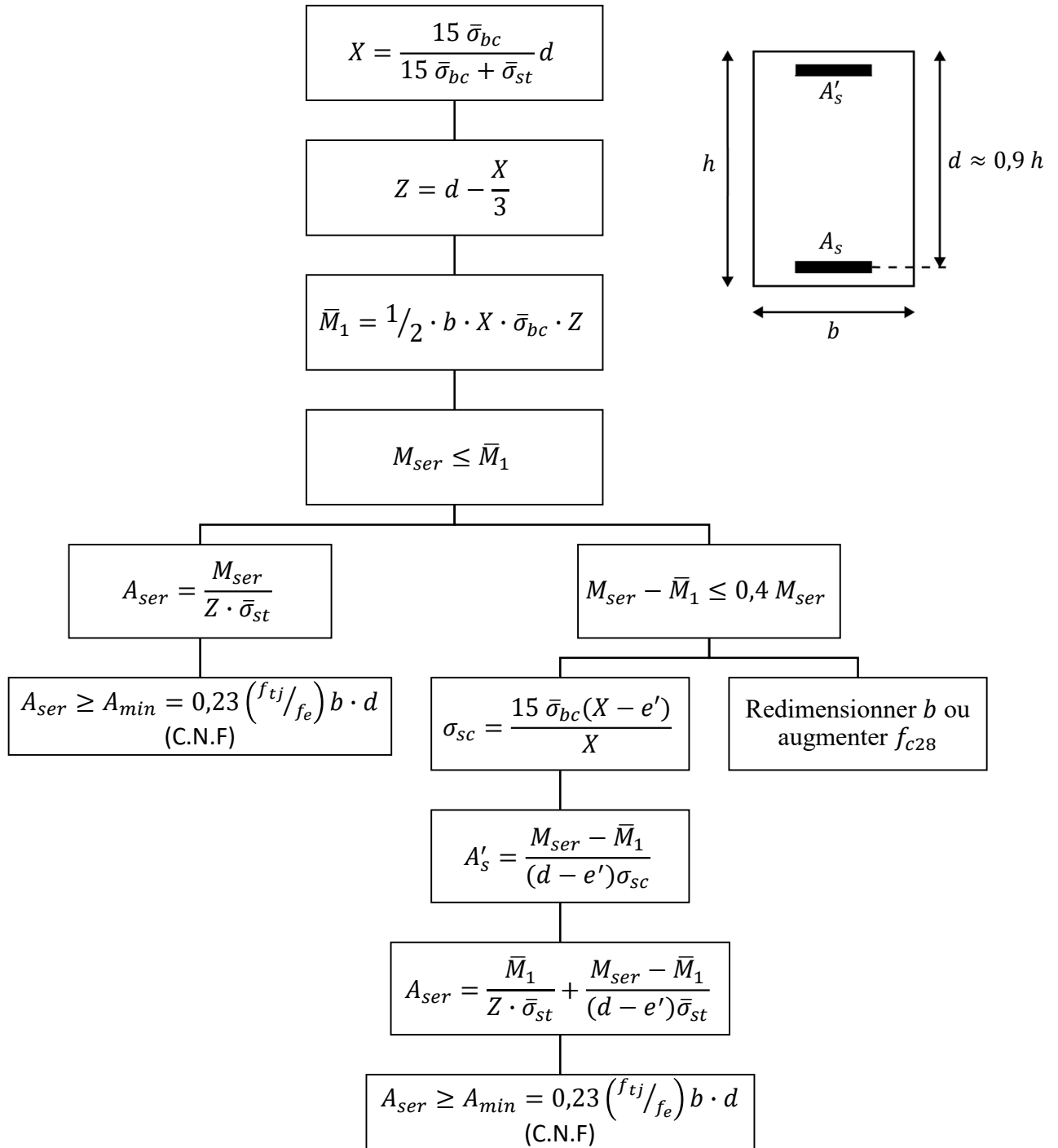
Figure VII.8. Ferrailage de l'entretoise.

VII.6. ETUDE DE L'HOUDIS

VII.6.1. Calcul du ferrailage de la dalle à l'ELS — Flexion simple

Le calcul du ferrailage est mené conformément à l'organigramme de dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS vis-à-vis de la durabilité en flexion simple, dont les étapes sont les suivantes :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$; $\bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\}$ en cas de fissuration préjudiciable ; $\bar{\sigma}_{st} = \min\{0,8(2/3)f_e ; \max(0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\}$ en cas de fissuration très préjudiciable ; $\eta = 1,0$ (R . L) ; $\eta = 1,6$ (H . A)



Organigramme VII.1. Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS vis-à-vis de la durabilité Flexion simple.

VII.6.2. Evaluation des efforts



Figure VII.9. Moment max de la dalle à l'ELU .

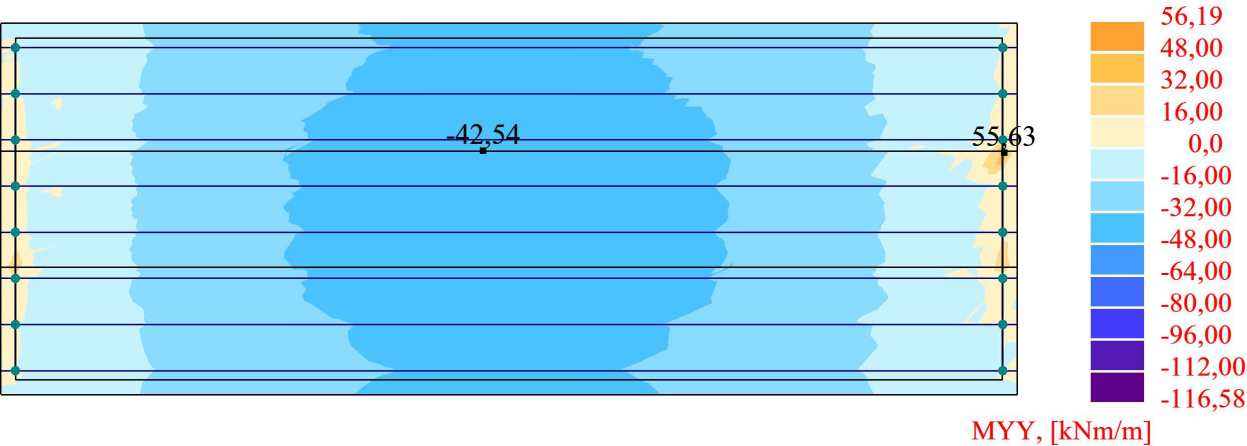


Figure VII.10. Moment max de la dalle à l'ELS .

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre sup (KN.m)	Fibre inf (KN.m)	Fibre sup (KN.m)	Fibre inf (KN.m)
- 57.43	80.37	- 42.54	55.63

Tableau VII.6. Moment max de l'hourdis a L'ELU et L'ELS

a. Données de calcul*Tableau VII.7. Les données de calculs .*

Paramètre	Valeur
Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 45 \text{ MPa}$
Résistance à la traction du béton	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,30 \text{ MPa}$
Limite élastique de l'acier	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Épaisseur de la dalle	$h = 0,30 \text{ m}$
Hauteur utile	$d = 0,27 \text{ m}$
Largeur de la bande de calcul	$b = 1,00 \text{ m}$
Classe de fissuration	Préjudiciable
Coefficient d'équivalence	$\eta = 1,6$

b. Contraintes admissibles**Béton :**

- $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c2} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$

Acier (fissuration préjudiciable) :

- $\sigma_{st} = \min (333,3 ; \max (250 ; 252,7)) = 252,7 \text{ MPa}$

ou

$$110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 110 \sqrt{1,6 \times 3,30} = 110 \times 2,298 = 252,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 500 = 333,3 \text{ MPa} ; \quad 0,5 \times f_e = 250 \text{ MPa}$$

c. Position de l'axe neutre et bras de levier

$$X = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = \frac{15 \times 27}{15 \times 27 + 252,7} \times 0,27$$

$$X = \frac{405}{657,7} \times 0,27 = 0,1664 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,27 - \frac{0,1664}{3}$$

$$Z = 0,27 - 0,0555 = 0,2145 \text{ m}$$

d. Moment résistant de la section sans armatures comprimées

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \sigma_{bc} \times Z$$

$$\bar{M} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,1664 \times 27 \times 10^3 \times 0.2145$$

$$\bar{M} = 481.8 \text{ kN.m}$$

e. Ferrailage dans le sens transversal**Calcul de la nappe inférieure (Moment positif sur appuis)**

$$M_{ser} = +55.63 \text{ kN.m}$$

Le moment est positif, donc la fibre tendue est en face inférieure, par conséquent les armatures sont disposées en nappe inférieure.

➤ Vérification :

$$M_{ser} = 55.63 \text{ kN.m} \leq \bar{M}_1 = 481.8 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

➤ Section d'acier :

$$A_{ser}^{inf} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{55.63 \times 10}{0.2145 \times 252.7} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification du ferrailage minimum :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{3.30}{500} \times 1 \times 0.27 \times 10^4$$

$$A_{min} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser}^{inf} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_{min} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la nappe supérieure — Moment négatif en travée

$$M_{ser} = -42.54 \text{ kN.m}$$

Le moment est négatif, donc la fibre tendue est en face supérieure, par conséquent les armatures sont disposées en nappe supérieure.

➤ **Vérification :**

$$|M_{ser}| = 42.54 \text{ kN.m} \leq \bar{M}_1 = 481.8 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

➤ **Section d'acier :**

$$A_{ser}^{sup} = \frac{|M_{ser}|}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{42.54 \times 10}{0.2145 \times 252.7} = \frac{7.84 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ **Vérification du ferrailage minimum :**

$$A_{ser}^{sup} = 7.84 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_{min} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f. Ferrailage dans le sens longitudinal

Conformément au **BAEL 91**, les armatures de répartition dans le sens longitudinal sont prises égales au tiers des armatures transversales :

$$A_{long} = \frac{A_{transv}}{3}$$

➤ **Nappe inférieure :**

$$A_{long}^{inf} = \frac{10.26}{3} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On retient } A_{long}^{inf} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Nappe supérieure :**

$$A_{long}^{sup} = \frac{7.84}{3} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{On retient } A_{long}^{sup} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

g. Tableau récapitulatif

Tableau VII.8. Résultats de calcul.

Nappe	Sens	$A_{ser,calculé} (cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{retenu} (cm^2/ml)$
Inférieure	Transversal	10.26	4,09	10.26
Inférieure	Longitudinal	3.42	4,09	4,09
Supérieure	Transversal	7.84	4,09	7.84
Supérieure	Longitudinal	2.61	4,09	4,09

h. Choix des armatures

À partir des sections calculées, on choisit le diamètre et l'espacement des barres :

Tableau VII.9. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle .

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm2)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm2)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	7.84	6 HA14	15	4.09	4 HA12	20
Inférieure	10.26	6 HA16	15	4.09	4 HA12	20

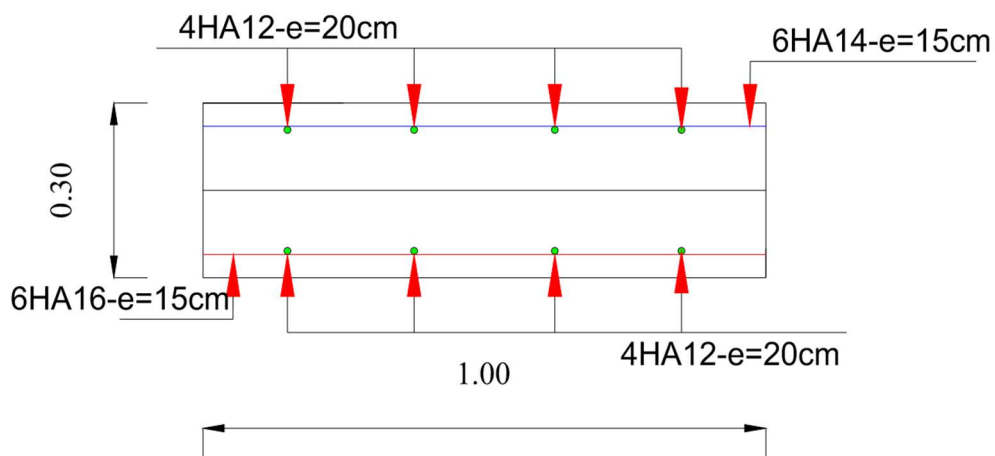
COUPE SUR DALLE /ml

Figure VII.11. Ferrailage de la dalle.

CHAPITRE VIII :

ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS

DE PONT

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements constituent un ensemble hétérogène de dispositifs dont les caractéristiques varient sensiblement selon leur nature, leur conception et leur mode de fonctionnement. Ils jouent néanmoins un rôle fondamental dans la pérennité et la fiabilité d'un ouvrage, contribuant à la fois à son bon fonctionnement structurel et à la sécurité ainsi qu'au confort des usagers

Ce chapitre a pour objet d'évaluer l'action sismique, ainsi que de dimensionner et de vérifier les équipements de manière adéquate.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des composants structurels fondamentaux assurant la liaison entre le tablier et les appuis. Leur rôle excède la simple fonction mécanique : ils transmettent les efforts verticaux et horizontaux tout en ménageant la souplesse nécessaire à l'accommodation des déformations et des mouvements de l'ouvrage, qu'ils soient induits par les variations thermiques, les charges mobiles ou les sollicitations sismiques.

VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

Selon le guide technique SETRA, les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent environ 90 % des dispositifs d'appui utilisés dans les ouvrages d'art.

On retient les appareils d'appui en élastomère fretté, justifiés par les avantages suivants :

- La facilité de mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- L'absence d'entretien et un coût de fourniture modéré.

On utilise les appareils d'appui de **type B** ; ils comportent **(n+1)** frettes métalliques et **n** feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins **4 mm** et sur les faces supérieure et inférieure d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$

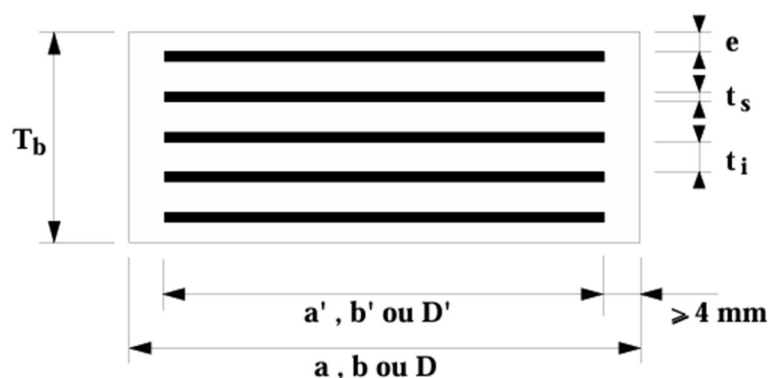


Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui .

Où :

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

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

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

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

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

VIII.2.2. Caractéristiques de l'élastomère

Le paramètre principal physique avec lequel l'élastomère est caractérisé dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel '**G**'. La valeur nominale de ce dernier est égale à 0.9MPa.

VIII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appuis

- **Aire de l'appareil d'appui :**

La section de l'appareil d'appui ($a \times b$) est dimensionnée pour que la contrainte verticale soit comprise **3 MPa** (condition de non-cheminement) et **20 MPa** (condition de non-écrasement) sous sollicitation maximale

$$3 \text{ MPa} \leq \sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

R_{max} : Représente la réaction d'appui maximale à l'État Limite Ultime (ELU)

σ_{max} : Désigne la contrainte de compression exercée sous l'effet de cette réaction maximale.

σ_{adm} : la contrainte admissible

a : Côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Application numérique :

Pour $R_{max} = 3.2 \text{ MPa}$ on trouve

$$a \times b = 2400 \text{ cm}^2$$

A partir de l'annexe 3 et du tableau de dimensions en zones sismiques et en plans courantes on prendra : $a = 500 \text{ mm}$ et $b = 550 \text{ mm}$

- **Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot G \cdot (a + b)} = 14.55$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \cdot b} = 11.64 \text{ MPa}$$

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

$$\text{Donc } t_s \geq 1.87 \text{ mm}$$

La hauteur totale de l'élastomère est calculée par la condition de non-flambement :

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

Avec

a : est le grand coté

T : l'épaisseur de l'appareil d'appuis

Les dimensions de l'appareil d'appuis sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau VIII.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui .

A min (cm ²)	a (mm)	b (mm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	t_i (mm)	t_s (mm)	n	e (mm)	T_b (mm)	T_q (mm)
2400	500	550	2750	2646	12	3	6	6	105	84

Avec :

T : épaisseur totale de l'appareil.

T_b : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure.

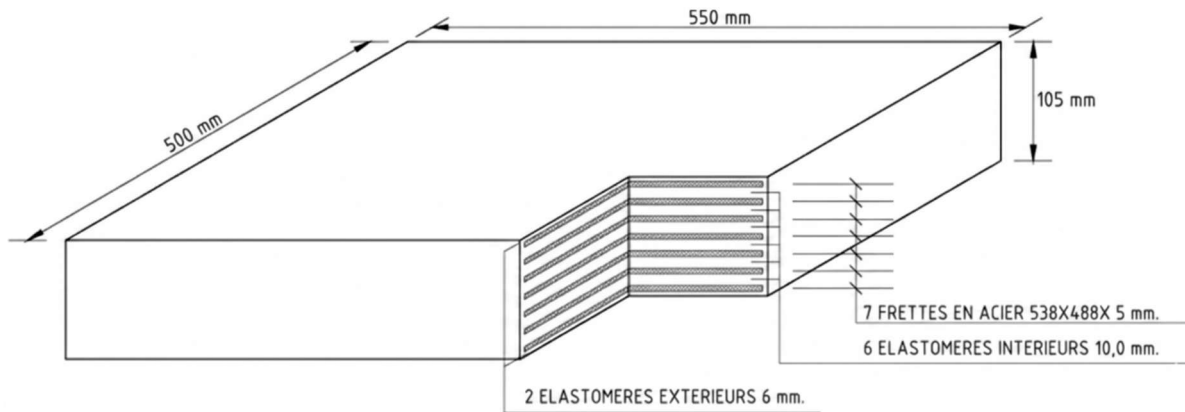


Figure VIII.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui (Vue en face) .

VIII.2.4. Comportement des appareils d'appui

VIII.2.4.1. Comportement sous effort normal

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule suivante

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5 \cdot F_z}{G \cdot A_r \cdot S}$$

Avec :

$$A_r = A' \cdot \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right)/$$

$$V_x = V_1 + V_2$$

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

$$V_1 = \Delta_r + \Delta_t$$

- V_2 = déplacement horizontal maximal dû au freinage.

$$V_2 = \frac{H_x \cdot T_q}{2 \cdot G \cdot a \cdot b}$$

- S est le coefficient de forme de la couche i considérée :

$$S = \frac{A'}{I_p} \quad \text{avec : } I_p = 2 \cdot (a' + b')$$

$t_e = t_i$ Pour les feuilles des couches internes

$t_e = 1.4 t_i$ pour les feuilles des couches externes

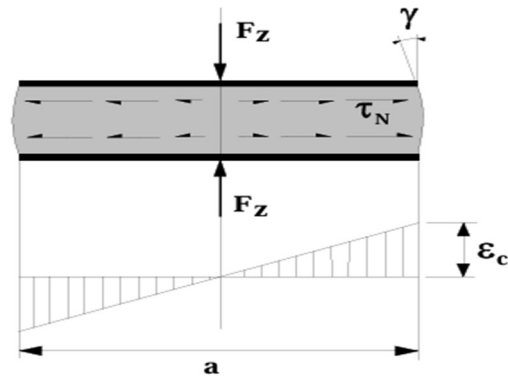


Figure VIII.3. distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal .

Application numérique :

On a : $\Delta_r = 0.875 \text{ cm}$ et $\Delta_t = 0.53 \text{ cm}$

Donc on trouve $V_1 = 0.875 + 0.53 = 1.405 \text{ cm}$

On a : $H_x = 0.9045 \text{ MN}$

$$V_2 = \frac{0.9045 \times 0.084}{2 \times 0.9 \times 0.5 \times 0.55} = 15.35 \text{ cm}$$

Le déplacement $V_x = 1.405 + 15.35 = 16.755 \text{ cm}$

La section $A' = 0.49 \times 0.54 = 0.2659 \text{ m}^2$

Donc :

$$A_r = 0.2659 \times \left(1 - \frac{0.16775}{0.49}\right)$$

$$A_r = 0.1741 \text{ m}^2$$

Calcul de coefficient de forme S

- Pour les couches internes

$$S_{int} = \frac{0.49 \times 0.54}{2 \times 0.012 \times (0.49 + 0.54)} = 10.704$$

- Pour les couches externes

$$S_{ext} = \frac{0.49 \times 0.54}{2 \times 0.012 \times (0.49 + 0.54) \times 1.4} = 7.645$$

La distorsion ε_c :

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 \times 3.2}{0.9 \times 10.704 \times 0.1741} = 2.86$$

VIII.2.4.2. Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule suivante

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{V_x}{G \cdot a \cdot b}$$

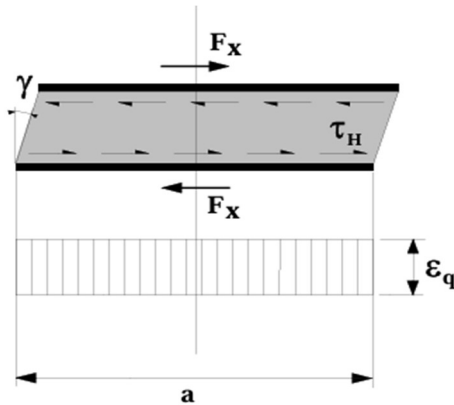


Figure VIII.4. distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal .

Application numérique :

$$\varepsilon_q = \frac{0.16755}{0.9 \times 0.5 \times 0.55} = 0.676$$

VIII.2.4.3. Comportement sous une rotation d'axe horizontal

La valeur de la distorsion ε_a , sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par

$$\varepsilon_a = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_a + b'^2 \cdot \alpha_b) \cdot t_i}{2 \sum t_i^3}$$

La rotation α_b est négligeable. La rotation α_a est estimée à partir de diagramme de déformation longitudinale (flèche finale). Cette rotation doit inclure les défauts de pose. Le guide SETRA propose des valeurs forfaitaires de :

0.003 rad : pour les méthodes de pose conjuguées.

0.010 rad : pour les structures posées directement

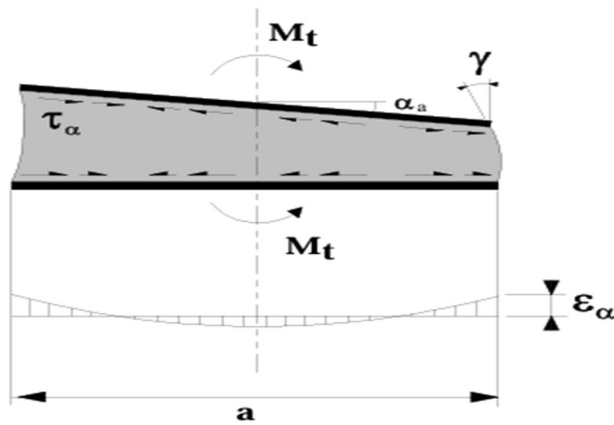


Figure VIII.5. distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal .

Avec :

$$\alpha_a = \frac{2 \cdot f_{max}}{L} + \alpha_{pose}$$

- f_{max} = flèche maximale du tablier (m)
- L = portée du tablier (m)

Application numérique :

$$\alpha_a = \frac{2 \cdot f_T}{L} = \frac{2 \times 0.03925}{35}$$

$$\alpha_a = 0.00224 \text{ rad}$$

Il faut ajouter le défaut de pose forfaitaire recommandé par le SETRA :

$$\alpha_a = \frac{2 \cdot f_T}{L} + \alpha_{pose} = 0.00224 + 0.01 = 0.01224 \text{ rad}$$

La valeur de la distorsion ε_a :

$$\varepsilon_a = \frac{0.49^2 \times 0.01224 \times 0.012}{2 \times (6 \times 0.012)^3} = 0.47$$

VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement

On note que toutes les vérifications sont effectuées à l'ELU, sous combinaisons fondamentales.

VIII.2.5.1. Limitation de la distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à :

$$\varepsilon_{\tau} = K_l (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$$

Avec

K_l : est un coefficient égal à 1 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1.5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes

Application numérique :

$$\varepsilon_{\tau} = 1.5 \times (2.86 + 0.676 + 0.47)$$

$$\varepsilon_{\tau} = 6.006 < 7, \text{condition vérifier.}$$

VIII.2.5.2. Vérification à la traction dans les frettes

On doit vérifier la condition suivante

$$t_s \geq \frac{2.6 \cdot F_z \cdot t_i}{A_r \cdot f_y}$$

Avec

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

Application numérique :

$$t_s \geq \frac{2.6 \times 3.2 \times 0.012}{0.1741 \times 235} = 2.44 \text{ mm} < 3 \text{ mm}, \text{condition vérifier.}$$

VIII.2.5.3. Condition limite en rotation

On doit vérifier la condition suivante

$$\Sigma V_z \geq \frac{(a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b)}{K_r}$$

Avec

K_r : coefficient égal à 3

ΣV_z : somme des déformations verticales calculées telle que

$$\Sigma V_z = \sum \frac{F_z \cdot t_i}{A'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

$E_b : 2000 \text{ MPa}$

Application numérique :

- Pour les couche internes

$$V_{z,int} = \frac{3.2 \times 0.012}{0.2646} \times \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 10.704^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_{z,int} = 0.355 \text{ mm}$$

- Pour les couches externes

$$V_{z,ext} = \frac{3.2 \times 0.012}{0.2646} \times \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 7.645^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_{z,ext} = 0.624 \text{ mm}$$

- On a 04 couche internes et 02 donc la somme :

$$\Sigma V_z = 4 \times 0.355 + 2 \times 0.624 = 2.668 \text{ mm}$$

- Calcul de second membre de vérification

$$\frac{(a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b)}{K_r} = \frac{0.49 \times 0.01224 + 0.54 \times 0}{3} = 2 \text{ mm}$$

$$\Sigma V_z = 2.668 \text{ mm} \geq 2 \text{ mm}, \text{condition verifiee}.$$

VIII.2.5.4. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement est assurée par la vérification de la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S}{3 T_e}$$

Application numérique :

$$\frac{3.2}{0.1741} < \frac{2 \times 0.9 \times 0.49 \times 10.704}{3 \times 0.084}$$

$$13.38 \text{ MPa} < 76.46 \text{ MPa}, \text{condition verifiee}.$$

VIII.2.5.5. Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement :

$$\frac{F_{z,G_{min}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$F_{z,G_{min}}$: Réaction minimale sous charges permanentes

Application numérique :

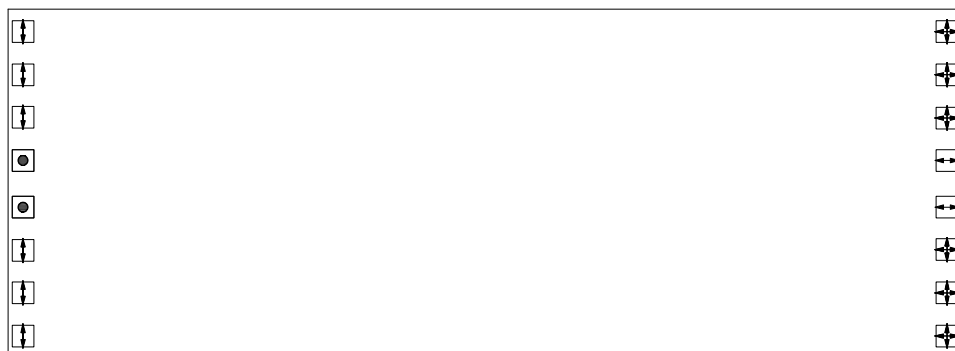
$$\frac{1.104}{0.1741} = 6.34 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}, \text{ condition vérifier.}$$

Tableau VIII.2. tableaux récapitulatif des vérifications .

Vérification	Condition	Résultat	Conclusion
Limitation de la distorsion	$\varepsilon_\tau = K_l(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$	$\varepsilon_\tau = 6.006 < 7$	Vérifiée
Traction dans les frettes (mm)	$t_s \geq \frac{2.6 \cdot F_z \cdot t_i}{A_r \cdot f_y}$	$t_s = 2.44 < 3$	Vérifiée
Condition limite en rotation (mm)	$\Sigma V_z \geq \frac{(a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b)}{K_r}$	$\Sigma V_z = 2.668 \geq 2$	Vérifiée
Stabilité au flambement (MPa)	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S}{3 T_e}$	$13.38 < 76.46$	Vérifiée
Non-glissement (MPa)	$\frac{F_{z,G_{min}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$	$6.34 \geq 3$	Vérifiée

Les cinq vérifications du dimensionnement de l'appareil d'appui en élastomère fretté sont toutes satisfaites à l'ELU. L'appareil d'appui retenu de dimensions **490 × 540 mm**, avec **6 feuillets de 12 mm** et des frettes de **3 mm**, convient pour le projet.

VIII.2.6. Conditions d'appuis



	APPUIS BLOQUE DANS TOUTES LES DIRECTIONS
	APPUIS MONODIRECTIONNEL LIBRE DANS LE SENS DE LA FLECHE
	APPUIS MULTIDIRECTIONNEL

Figure VIII.6. Condition d'appuis .

VIII.3. ETUDE SISMIQUE

Dans cette partie, le calcul sismique de l'ouvrage est effectué conformément aux « Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art – RPOA 2008 ». L'analyse est menée suivant une approche monomodale spectrale et spectre de réponse afin de déterminer les efforts sismiques nécessaires au dimensionnement des appuis (culées et pile).

NOTA :

Justification de l'hypothèse sismique retenue pour l'étude du pont

Localisation de l'ouvrage

L'ouvrage d'art étudié est situé dans la région **saharienne d'Algérie**. Conformément au **Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008)**, cette région est classée en :

Zone sismique 0 — Sismicité négligeable Coefficient d'accélération : **A = 0,00 g**

Hypothèse sismique adoptée

Dans le cadre du présent projet, et à **des fins exclusivement pédagogiques et méthodologiques**, il a été décidé de supposer que l'ouvrage est situé en :

Zone sismique I — Sismicité faible Coefficient d'accélération : **A = 0,15 g**

L'hypothèse de **Zone sismique I (A = 0,15 g)**, combinée au classement en **Groupe 1** et à la **catégorie de site S1**, est retenue uniquement dans un but de **compréhension et d'application méthodologique**. Elle ne remet pas en cause la classification réglementaire réelle de l'ouvrage en **Zone 0**, et les résultats obtenus ne constituent pas le dimensionnement définitif de l'ouvrage.

VIII.3.1. Caractéristiques du site

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques sismologiques du site :

Tableau VIII.3. Caractéristiques sismologiques du site.

Paramètre	Valeur retenue
Zone sismique	Zone I (hypothèse)
Groupe du pont	Groupe 1
Catégorie de site	S1 Sol rocheux ou très ferme

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

Méthode 01 : La méthode spectrale monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, parmi lesquels le critère de la courbure suivant : « La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades », on applique les deux méthodes .

VIII.3.2. Critères d'application de la méthode

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant les critères suivants :

a. Masse modale

La masse modale correspond à la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental. Elle doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (Voile et chevêtre). Il convient de vérifier la condition suivante :

$$m_{pile} < 0,43 m_t$$

Où :

- m_{pile} : Masse de la pile $m_{pile} = m_{chevêtre} + m_{voile}$
- $m_{chevêtre}$: Masse du chevêtre
- m_{Voile} : Masse totale de voile
- m_t : Masse totale du tablier (Ensemble des travées) $m_t = m_{tab} * n_{travées}$

Application numérique

$$m_{pile} = 110,09 + 293,53 < 0,43 \times 1748,92 \times 6$$

$$m_{pile} = 403,62 t < 4512,21 t$$

b. Angle du biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades. Les raideurs globales longitudinale et transversale des appuis ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs obtenues en l'absence de biais.

L'ouvrage étudié étant considéré comme droit, cette condition ne nécessite pas de vérification.

c. Courbure

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades, les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage étudié ne présentant aucune courbure en plan, cette vérification n'est pas nécessaire.

d. Symétrie transversale

C'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) ne doit pas excéder 5 % de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Cette excentricité est vérifiée du fait de la symétrie de l'ouvrage, tant sur le plan géométrique que mécanique.

VIII.3.3. Séisme longitudinal**a. Raideur de la culée**

La raideur de la culée est donnée par la formule suivante :

$$k_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{k_{str}} + \frac{1}{k_{app}}}$$

Où :

- k_{str} : Raideur propre de la structure
- k_{app} : Raideur de l'ensemble des appareils d'appui sur la culée $k_{a-app} = n_{app} \frac{G_{dyn} \cdot A}{T_e}$
- n_{app} : Nombre des appareils d'appui sur la culée $n_{app} = 8$
- G_{dyn} : Module de cisaillement sous l'effet du séisme $G_{dyn} = 1,2 \text{ MPa}$
- A : Aire de l'appareil d'appui $A = (a \times b) = 0,275 \text{ m}^2$
- T_e : Épaisseur totale nominale d'élastomère $T_e = 0,085 \text{ m}$

En considérant la structure infiniment rigide, la raideur de la culée devient :

$$k_{culée} = k_{app}$$

Application numérique

$$k_{a-app} = 1 \times \frac{1,2 \times 0,275}{0,084} = 3,92 \text{ MN/m}$$

$$k_{culée} = 8 \times \frac{1,2 \times 0,275}{0,084} = 31,42 \text{ MN/m}$$

b. Raideur de la pile

La raideur de la pile est donnée par la même formule :

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{k_{str}} + \frac{1}{k_{app}}}$$

Dans le cas de la pile, le nombre d'appareils d'appui sur pile est le double de celui prévu sur culée, d'où $k_{app} = 2 k_{culée}$. D'autre part, la structure n'est pas considérée comme infiniment rigide, sa raideur est déterminée à partir de la formule suivante :

$$k_{str} = \frac{3 E \cdot I}{h^3}$$

Où :

- E : Module de déformation instantanée $E = 34\,180\text{ MPa}$
- I : Moment d'inertie de la section transversale de la pile par rapport à l'axe de flexion, pour une section d'une voile, $I_{xx} = 5,6961\text{ m}^4$ (Valeur de AutoCad)
- h : Hauteur de voile $h = 5,30\text{ m}$

Application numérique

(une application numérique pour la pile la plus haute, le même calcul applicable pour les autres piles)

La raideur de la structure (Voile) :

$$k_{str} = \frac{3 \times 34180 \times (5,6961)}{5,3^3} = 3923,225\text{ MN/m}$$

D'où :

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{3923,225} + \frac{1}{2 \times 31,42}} = 60,046\text{ MN/m}$$

c. Raideur du système

Les raideurs propres aux culées et à la pile étant déterminées, la raideur du système peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$k = \sum k_i = 2 \times k_{culée} + \sum k_{pile,i}$$

Tableau VIII.4. La raideur de voile en fonction de la hauteur de chaque pile.

Piles	H _{moy} (m)	Aire	I(m ⁴)	K _{Voile}
				(MN/m)
P1	3,8	21,7327	5,70	10644,24
P2	3,8	21,7327	5,70	10644,24
P3	3,8	21,7327	5,70	10644,24
P4	4,3	21,7327	5,70	7346,15
P5	5,3	21,7327	5,70	3923,18

Tableau VIII.5. La raideur totale de système.

Piles	K_{Voile}	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_{appuis}
	(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)
P1	10644,24	3,93	16	62,49
P2	10644,24	3,93	16	62,49
P3	10644,24	3,93	16	62,49
P4	7346,15	3,93	16	62,32
P5	3923,18	3,93	16	61,87
Culées	$k_{Ap-d'appui}$		n_{A-Apps}	K_P
C1	3,93		8	31,43
C2	3,93		8	31,43
$K_{Tot}(MN/m)$	374,51			

d. Période fondamentale

La période fondamentale, notée T , est donnée par la relation suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Où :

- m : Masse totale du système
- k : Raideur du système

Application numérique

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{10482924,176}{374511339,5039}} = 1,051 \text{ s}$$

e. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique, noté S_{ae} , est défini en fonction de la période T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage, exprimé en (m/s^2) , il est donné par :

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

Où :

- g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)
- T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (voir le **Tableau**)
- S : Coefficient de site (voir le **Tableau**)
- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,12$
- η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$
- ξ : Taux d'amortissement $\xi = 5 \%$ (béton armé)

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de T_1 , T_2 et S selon la catégorie du site :

Tableau VIII.6. Valeurs de T_1 , T_2 et S selon la catégorie du site .

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

Le site étant classé comme un site de catégorie S2, les valeurs correspondantes sont les suivantes :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} ; \quad T_2 = 0,30 \text{ s} ; \quad S = 1$$

À partir des valeurs déterminées précédemment, le spectre de réponse élastique est donné par :

$$T_2 = 0,30 \text{ s} \leq T = 1,06 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

Application numérique

$$S_{ae}(1,06 \text{ s} ; 5 \%) = 2,5 \times 1 \times 0,15 \times 9,81 \times 1 \left(\frac{0,30}{1,051} \right) = 1,05 \text{ m/s}^2$$

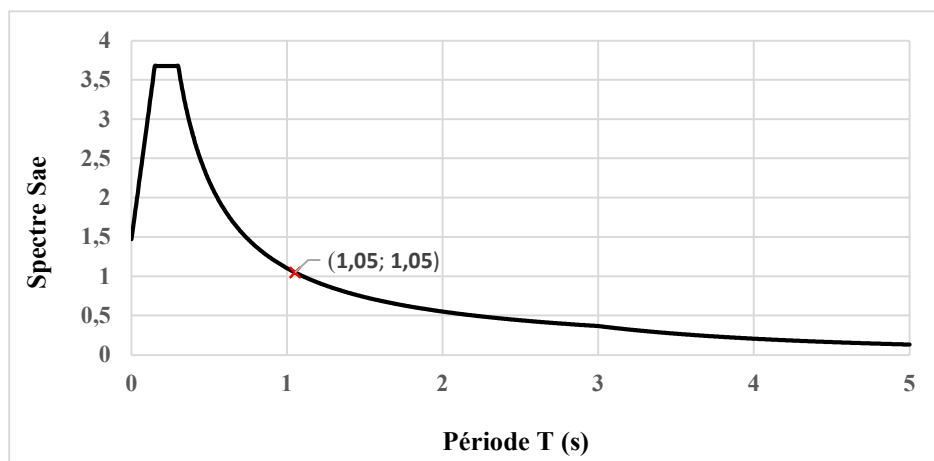


Figure VIII.7. Spectre de réponse élastique .

f. Force horizontale**➤ Force horizontale statique équivalente**

Pour un calcul élastique, la force appliquée au tablier est donnée par l'expression suivante :

$$F = m \cdot S_{ae}(T, \xi)$$

Application numérique

$$F = 10\,283,75 \times 1,05 = 10\,797,9375 \text{ kN}$$

➤ Force horizontale sur chaque appui

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{k_i}{k} F$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la force

horizontale appliquée sur chaque appui (i) :

Tableau VIII.7. Récapitulatif du calcul de la force horizontale appliquée sur chaque appui

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	31,43	374,51	10 797,94	923,6
P1	62,49	374,51	10 797,94	1836,3
P2	62,49	374,51	10 797,94	1836,3
P3	62,49	374,51	10 797,94	1836,3
P4	62,32	374,51	10 797,94	1831,5
P5	61,87	374,51	10 797,94	1818,0
C2	31,43	374,51	10 797,94	923,6

g. Déplacement du tablier

Le déplacement du tablier par rapport au sol est donné par la relation suivante :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ae}(T, \xi)$$

Application numérique

$$d = \left(\frac{1,05}{2\pi}\right)^2 \times 1,05 = 0,029386 \text{ m} = 29,39 \text{ mm}$$

VIII.3.4. Séisme transversal

Selon les caractéristiques de l'ouvrage, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle trois approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible ;
- Le modèle de la pile indépendante.

Il est possible d'utiliser la première approche lorsque $L/B \leq 5$, où L et B représentent respectivement la longueur totale du tablier continu et la largeur du tablier. Ce n'est pas le cas pour l'ouvrage étudié ; la troisième approche est donc utilisée (modèle de la pile indépendante).

VIII.3.5. Modèle de la pile indépendante

Dans plusieurs cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes.

Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = m_i \cdot S_{ae}(T_i)$$

Où :

- m_i : Masse effective attribuée à la pile i
- T_i : Période fondamentale de la même pile $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}}$

Cette simplification peut être appliquée comme une première approximation des analyses préliminaires, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et $i + 1$:

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

➤ Déplacement

Le déplacement est supposé être bloqué au niveau des culées, la masse du tablier (une travée) est donc divisée en deux tronçons, dont l'un est associé à la culée et l'autre à la pile.

➤ **Masses**

La masse effective attribué à la pile est égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure de la pile.

$$m_{pile} = m_{tab} + m_{chevêtre} + \frac{1}{2} m_{voile}$$

La masse calculée au niveau de chaque culée correspond à la moitié de la masse du tablier.

$$m_{culée} = \frac{m_{tab}}{2}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des masses:

Tableau VIII.8. Récapitulatif du calcul des masses .

$m_{tab} (kg)$	$m_{chevêtre} (kg)$	$m_{voile} (kg)$	$m_{culée} (kg)$	$m_{pile} (kg)$
1 748 817 , 53	108 000	206 460 , 65	874 408 ,765	1 960 049,9
1 748 817 , 53	108 000	206 460 , 65	874 408 ,765	1 973 632,83
1 748 817 , 53	108 000	206 460 , 65	874 408 ,765	2 000 798 ,71

a. Raideur➤ **Raideur de la culée**

La raideur de la culée dans le sens transversal est identique à celle calculée dans le sens longitudinal (mêmes nombre d'appareils d'appui).

$$k_{culée} = 31,43 \text{ MN/m}$$

➤ **Raideur de la pile**

Pour la pile, les raideurs diffèrent selon la direction : la raideur longitudinale est plus faible que la raideur transversale. Cette différence ne résulte pas d'une variation de la rigidité de l'ensemble des appareils d'appui, qui demeure constante, mais plutôt d'une variation de la raideur des Voile .

Dans le sens transversal, l'inertie est donnée par :

$$I_{YY} = 264,872 \text{ m}^4 \text{ (Valeur de AutoCad)}$$

Où :

D'où, la raideur transversale des Voile s'écrit :

$$k_{str} = \frac{3 E \cdot I}{h^3}$$

Application numérique

$$k_{str} = \frac{3 \times 34180 \times (264,872)}{5,3^3} = 182429,95 \text{ MN/m}$$

D'où :

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{12617,69} + \frac{1}{3,93 \times 16}} = 62,85 \text{ MN/m} \approx K_{app}$$

La raideur de la pile tend vers la raideur de l'ensemble des appareils d'appui lorsque la raideur des tend vers l'infini.

b. Force statique équivalente

La force statique équivalente est donnée par la relation suivante :

$$F_i = m_i \cdot S_{ae}(T_i)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la force statique équivalente appliquée sur chaque appui (la même formule d'accélération spectrale est utilisée dans le calcul) :

Tableau VIII.9. Récapitulatif du calcul de la force statique équivalente .

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s ²	Fi KN
P1	62,85	1 960 049,90	1,11	1,33	2 599,34
P2	62,85	1 960 049,90	1,11	1,33	2 599,34
P3	62,85	1 960 049,90	1,11	1,33	2 599,34
P4	62,85	1 973 632,83	1,11	1,32	2 608,26
P5	62,84	2 000 798,71	1,12	1,31	2 625,94
C1/C2	31,43	874 409,79	1,05	1,40	1 227,72

VIII.3.6. Séisme vertical

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent généralement être négligés dans les zones de faible sismicité, ce qui est le cas de la zone d'étude considérée (Zone I).

VIII.3.7. Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales permet de prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des composantes sismiques suivant les axes X, Y et Z sont combinés à partir des effets maximaux obtenus indépendamment dans chaque direction :

$$E_1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

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

Le tableau ci-dessous résume le calcul des combinaisons des composantes de l'action sismique :

Tableau VIII.10. Combinaisons des composantes de l'action sismique .

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	923,58	1 227,72	2882,195	2 156,56	2 369,46	3 527,59
P1	1836,32	2 599,34	7685,852	4 921,88	5 455,99	9 016,55
P2	1836,32	2 599,34	10808,23	5 858,59	6 392,71	12 138,93
P3	1836,32	2 599,34	10808,23	5 858,59	6 392,71	12 138,93
P4	1831,49	2 608,26	10808,23	5 856,44	6 400,18	12 140,16
P5	1818,03	2 625,94	10808,23	5 848,28	6 413,82	12 141,42
C2	923,58	1 227,72	2882,195	2 156,56	2 369,46	3 527,59
				Longitudinal	Transversale	Vertical

VIII.3.8. Calcul des efforts dus à variation linéaire

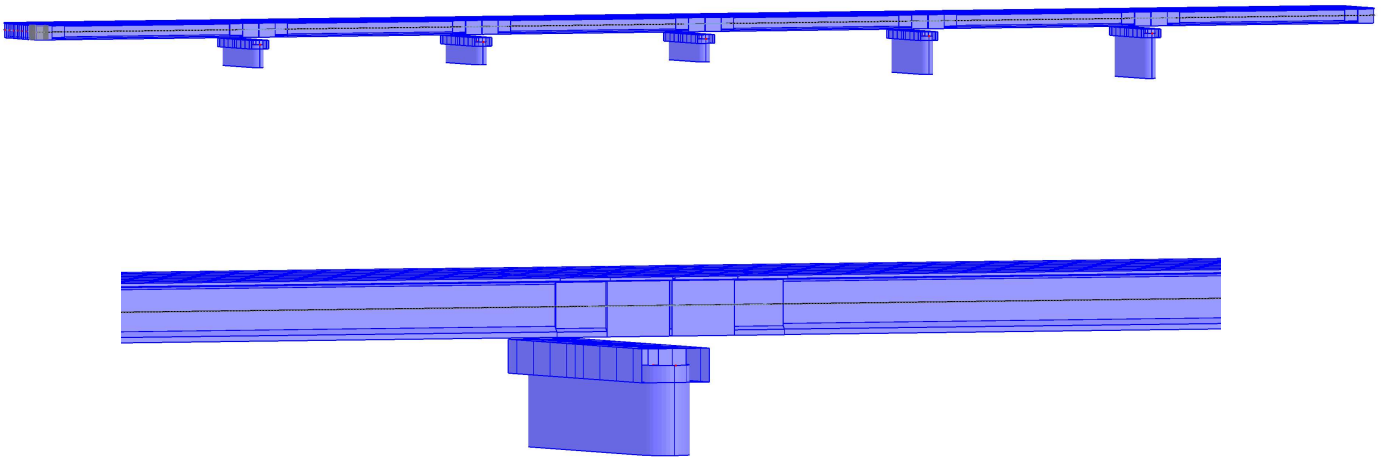
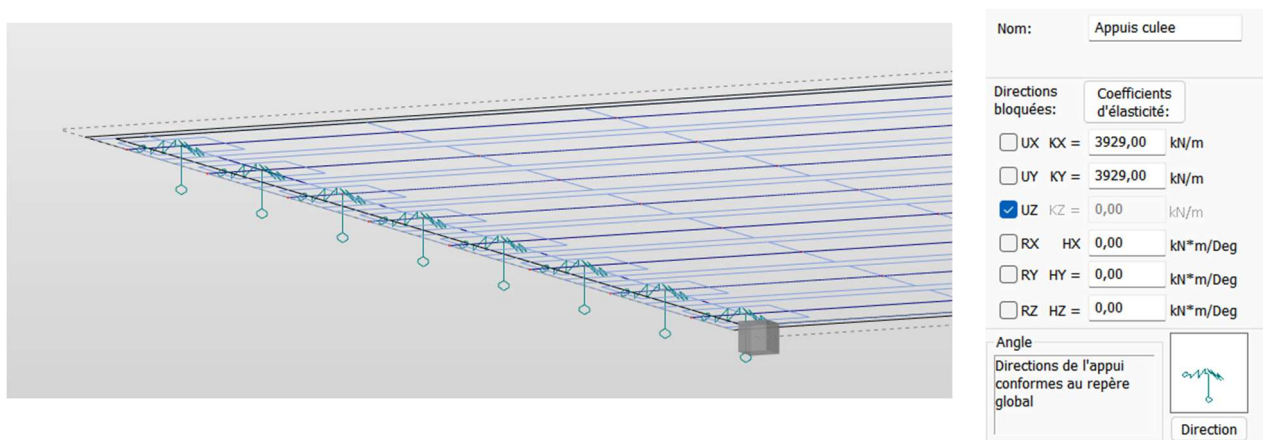
F(UIC71)	904,5 KN ¹
F(SW/2)	680 KN ²

(1,2) Les forces sont les forces de freinage (CHAP IV , Page 54)

Tableau VIII.11. Les efforts dus au variation linéaire .

ΔLT	0,0050 m
$\Delta Lr+f$	0,0145 m
$\Delta LF,UIC71$	0,0192 m
$\Delta LF,SW/02$	0,0144 m
$Ff+r$	340,607 KN
Ft	117,21 KN

Méthode 02 : La méthode du spectre de réponse

*Figure VIII.8. Modèle de calcul multimodal .**Figure VIII.9. Les appuis des culées élastique avec la raideur de culée correspond .*

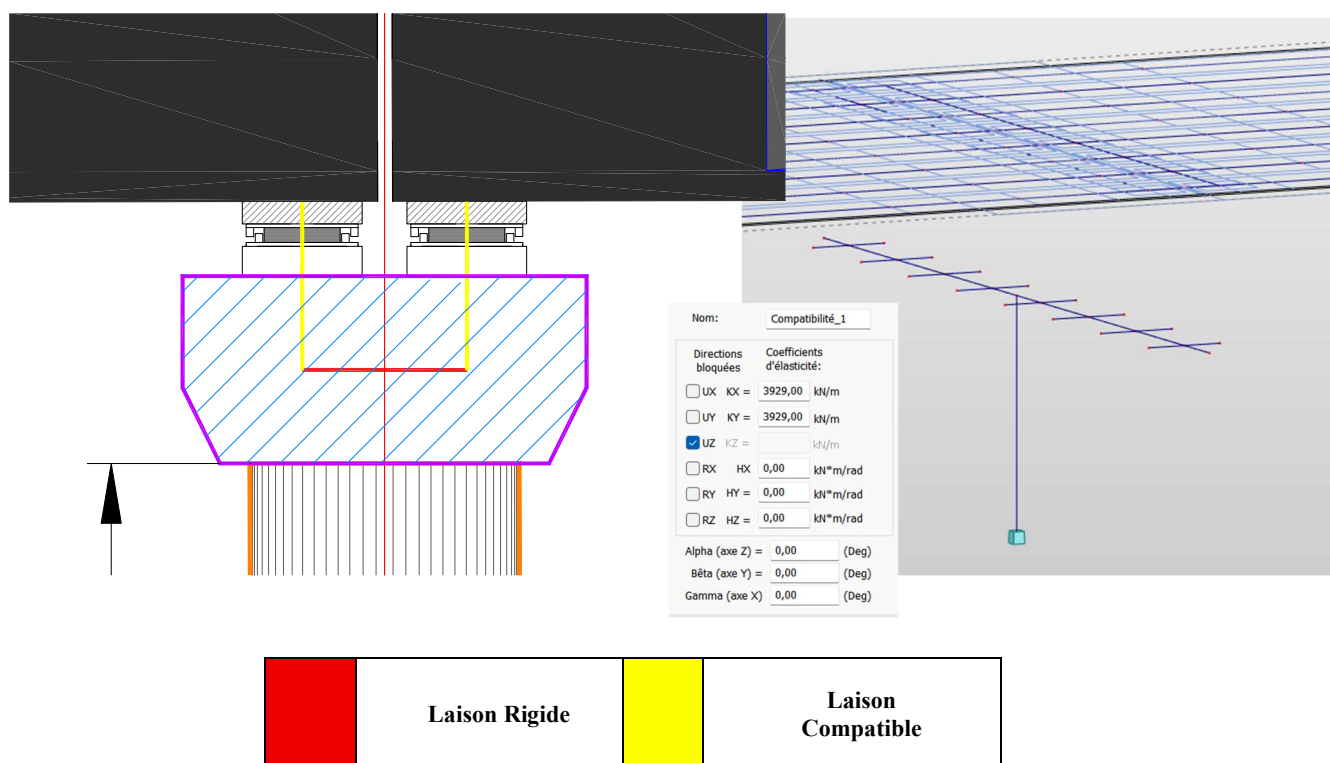


Figure VIII.10. Les liaisons élastique et rigide dans les piles.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)		Cumul de participation (%)	
		UX	UY	Cumul X	Cumul Y
1	4,27	0,00	1,11	0,00	1,11
2	1,10	0,08	16,08	0,08	17,20
3	1,09	18,02	0,08	18,10	17,28
4	1,06	0,00	47,34	18,10	64,62
5	1,06	0,00	0,13	18,10	64,75
...	...	...	...	...	...
35	0,24	0.01	0.09	99,87	99,98
36	0,24	0	0	99,87	99,98
37	0,24	0	0.05	99,89	99,98
...	...	...	...	...	...
58	0,19	0,00	0,00	100,00	99,99
59	0,19	0,00	0,00	100,00	99,99
60	0,19	0,00	0,00	100,00	99,99

Tableau VIII.12. Modes propres.

VIII.4. Combinaison des réponses modale

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

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

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

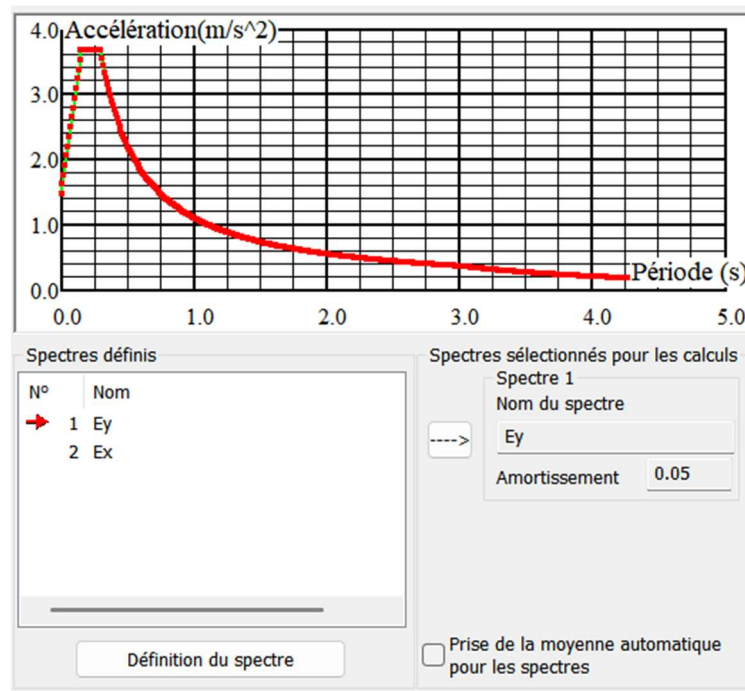


Figure VIII.11. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale [Robot].

VIII.5. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

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

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

a. Résistance à la compression

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

$$\frac{F_z}{A_z} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ à } 25 \text{ MP}$$

Tableau VIII.13. Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge le plus défavorable	
FZ / Ar (MPa)	11,64
Observation	Vérifiée

b. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante

$$\gamma_s \cdot P_U \leq P_C$$

γ_s : coefficient de sécurité égal à 3.

P_U : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_C : charge critique de flambement

$$P_C = 4 \cdot G \cdot B \cdot x^2 \cdot d / h$$

Avec :

G : module de cisaillement

B : l'aire nominale de l'appui ($B = a \times b$).

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = t_i + t_s$).

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

S : facteur de forme.

B	d	h	S
0,28	0,015	0,105	10,91

Tableau VIII.14. Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge le plus défavorable	
Pu = FZ (KN)	3207.05
$\gamma_s \cdot P_U$ (KN)	9621.15
Pc (KN)	16842.30
Observation	Vérifiée

c. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes

- Pour $p = \frac{P_u}{P_c} \leq 0,25$:

$$\delta \leq 0,7 + 4(\delta_o - 0,7)(0,25 - p)$$

$\delta_o = c/hc$, borné par $[0,7 < \delta_o < 2]$

c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,

hc : épaisseur totale d'élastomère

- Pour $p \geq 0,25$:

$$\delta \leq 1,4(1 - 2p)$$

Tel que :

$0 < \delta_o < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

$$\delta = \tan(\gamma) \leq \delta_c$$

Tableau VIII.15. Vérification de la distorsion selon RPOA 2008.

Distorsion	Appui d'une poutre
Cas de charge le plus défavorable	
P	$0,19 \leq 0,25$
δ_o	2
δ_c	1.01
$V_x(r,f)$ (mm)	14.45
$V_x(T)$ (mm)	4.25
V_x (mm)	18.7
δ	0,240
Observation	Vérifiée

d. Condition de non glissement

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

$$H < f N$$

où :

- H est l'effort horizontal,
- N est l'effort de compression vertical,
- f est le coefficient de frottement. f a pour expression : $f = 0,10 + 0,60/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.
- σ_m est la contrainte moyenne de compressio.

Tableau VIII.16. Vérification de non glissement selon RPOA 2008.

	Distorsion	Appui d'une poutre
PILE	N = G + E (KN)	2004.73
	σ_m (Mpa)	7,29
	f	0.18
	H (KN)	406.91
	f,N (KN)	365.47
	Observation	Non Vérifiée
CULÉE	N = G + E (KN)	1686.84
	σ_m (Mpa)	6,13
	f	0.20
	H (KN)	351.07
	f,N (KN)	333.68
	Observation	Non Vérifiée

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.6. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur « chevêtre », ainsi qu'assure le dévers du tablier. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VIII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis

a. Les dimensions en plan (A et B)

Les dimensions en plan du dé d'appui dépendent directement des dimensions de l'appareil d'appui (élastomère fretté). Le dé doit être plus grand que l'appareil d'appui pour assurer une diffusion correcte des efforts et permettre la mise en œuvre du coffrage.

On applique un débord minimal (d) tout autour de l'appareil d'appui telle que $d \geq 50 \text{ mm}$:

$$A = a + 2d$$

$$B = b + 2d$$

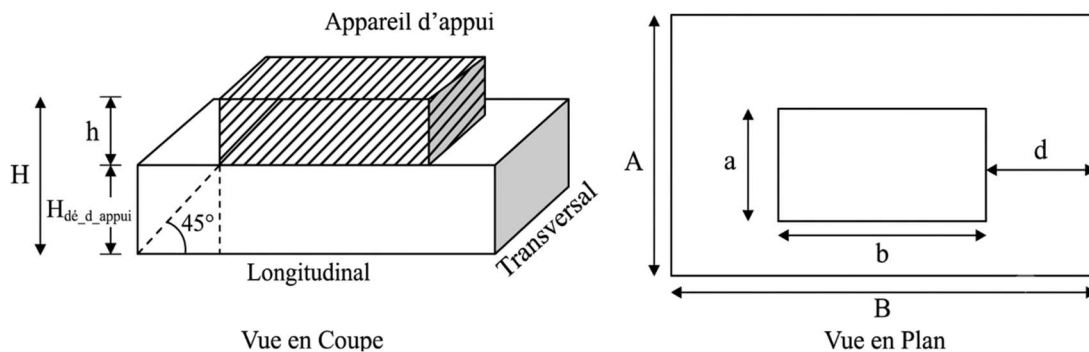


Figure VIII.12. Schématisation du dé d'appui.

b. La hauteur minimale (H)

La hauteur du dé d'appui doit répondre à trois impératifs : la rigidité, la diffusion des efforts et les contraintes géométriques du chantier

Hauteur minimale constructive : $H \geq 150 \text{ mm}$ En dessous de cette valeur, il est très difficile de couler correctement le béton et de positionner le ferrailage

Tableau VIII.17. Dimensionnement des dèd d'appui.

$a(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$A(\text{mm})$	$B(\text{mm})$	$H(\text{mm})$
500	550	50	600	650	200

VIII.6.2. Ferrailage des dèd d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

➤ Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de .

$$A_c = \frac{0.25 \times R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0.25 \times 3.207 \times 10^4}{(500/1.15)} = 18,44 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures horizontal

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$A_h = \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma a} = \frac{0.125 \times 3.207 \times 10^4}{(500/1.15)} = 9,22 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de surface et d'éclatement

Frette supérieure : Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma a} = \frac{0.04 \times 3.207 \times 10^4}{(500/1.15)} = 2,95 \text{ cm}^2$$

Frette inférieure : Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times R_{max}}{\sigma a} = \frac{0.1 \times 3.207 \times 10^4}{(500/1.15)} = 7,4 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.18. Ferrailage des dèd d'appuis.

Type d'armature	Section d'acier (cm ²)	Ferrailage
A_c : Armatures de chainage	18.44	10HA16
A_h : Armatures horizontales	9.22	10HA12
A_s : Frette supérieure	2.95	4HA10
A_i : Frette inférieure	7.4	10HA10

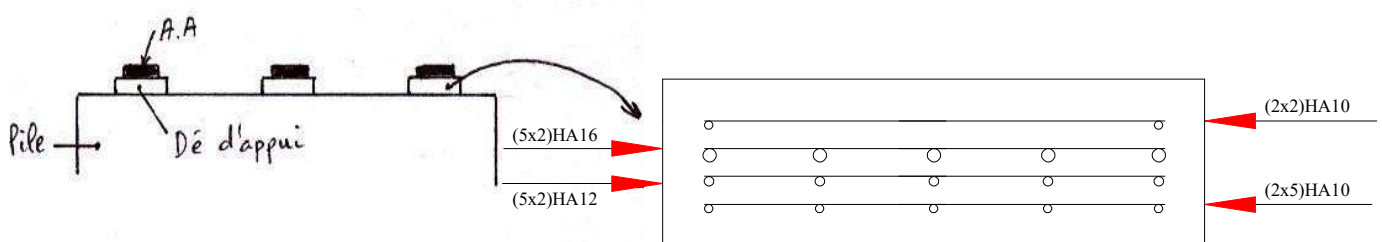


Figure VIII.13. Ferrailage des dèd d'appuis .

VIII.7. JOINTS DE DILATATION

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = WD + 0,4WT + 1/3WS$$

Tableau VIII.19. Détermination du souffle.

Culée	WD (mm)	14,45
	WT (mm)	4,25
	WS,C (mm)	27
	W (mm)	25,15
Pile	WS,P (mm)	37
	W (mm)	28,48

Les valeurs W_s (de la pile et la culée) sont obtenu d'après le model de pont sur le logiciel de Robot .

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

VIII.8. LE JOINT GARDE BALLAST

Le joint garde-ballast est un dispositif de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur. Il permet d'absorber des mouvements admissibles de l'ordre de 0 à 350 mm dans le sens longitudinal, et de ± 20 mm dans le sens vertical.

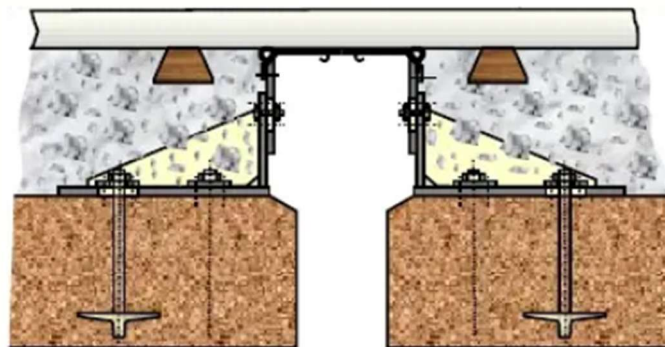


Figure VIII.14. Joint garde ballast.

VIII.9. EVACUATION DES EAUX

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est essentielle non seulement pour préserver la durabilité de l'ouvrage, mais aussi pour garantir la sécurité des usagers. En règle générale, les eaux sont recueillies sur un ou plusieurs côtés de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ou à travers une corniche caniveau. Le recueil transversal des eaux s'effectue à l'aide d'une pente transversale générale ou d'une double pente en forme de toit.

VIII.10. CONCLUSION

Les équipements du pont constituent des éléments essentiels assurant non seulement la fonctionnalité de l'ouvrage pour les usagers, mais également sa sécurité et sa durabilité. Leur rôle devient particulièrement crucial en cas d'événements exceptionnels, tels que les séismes, où ils participent à la préservation de l'intégrité structurelle du pont.

CHAPITRE IX :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est fondamentale dans la réalisation d'un projet de pont. Cette étude se concentre sur les éléments d'appui qui reprennent, guident et transmettent l'ensemble des charges de la superstructure vers les fondations ancrées sur un sol stable.

Les appuis, qu'il s'agisse de piles ou de culées, sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques en parfaite adéquation avec les exigences du franchissement et du site. Ainsi, ce chapitre est consacré à l'analyse détaillée et au dimensionnement de ces appuis et de leurs fondations superficielles, une étape essentielle pour garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

IX.2. ÉTUDE DE LA PILE

La pile constitue un appui intermédiaire essentiel dans la structure d'un pont, jouant un rôle de relais entre la superstructure (le tablier) et le sol. Sa fonction principale est d'assurer la transmission des efforts, qu'ils soient permanents ou variables, jusqu'aux fondations. Elle doit garantir cette transmission de manière stable et durable, quelles que soient les conditions d'exploitation ou les sollicitations extérieures.

Une pile se compose généralement de trois éléments principaux :

- **Le chevrete** : qui reçoit et répartit les charges concentrées venant du tablier,
- **Le fût ou le voile** : qui transmet ces charges vers la base,
- **La semelle** : qui assure la liaison avec le sol porteur par l'intermédiaire de fondations superficielles.

Soumise à une diversité de sollicitations mécaniques et environnementales, la pile doit résister à :

- **Des efforts verticaux** : tels que son poids propre, le poids de la superstructure et les surcharges d'exploitation (trafic ferroviaire réglementaire, équipements, etc.),
- **Des efforts horizontaux et transversaux** : engendrés par le freinage et l'accélération des convois, les effets thermiques (dilatation/contraction), les phénomènes différés du béton (retrait, fluage), ainsi que les sollicitations sismiques.

Au-delà de sa fonction structurelle pure, la pile participe activement à la fiabilité globale de l'ouvrage d'art. Conçue avec précision, elle contribue à la sécurité des usagers et à la durabilité du pont, garantissant un fonctionnement optimal et continu du réseau ferroviaire.

IX.2.1. Évaluation des charges agissant sur la pile

La pile est soumise à des sollicitations provenant des charges permanentes et d'exploitation, qui se traduisent par des efforts verticaux, horizontaux et des moments fléchissant. Afin de représenter fidèlement son comportement structurel, elle est modélisée comme une console encastrée à sa base. L'étude mécanique portera spécifiquement sur la pile la plus haute de l'ouvrage avec $h = 5.3$ m

Le tableau ci-dessous présente les dimensions de la pile

Tableau IX.1. Les dimensions des éléments de la pile .

Élément	Désignation	Dimension (m)	Schéma
Chevêtre	Longueur (L)	12,80	
	Largeur (B)	2,70	
	Hauteur (H)	1,25	
Voile	Longueur (L)	12,80	
	Largeur (B)	1,80	
	Hauteur (H)	5,30	
Semelle	Longueur (L)	13,80	
	Largeur (B)	7,00	
	Hauteur (H)	2,00	

Le calcul des efforts permanents est les efforts due au trafic ferroviaire est résumer dans les deux tableaux ci-dessous

Tableau IX.2. Sollicitations permanentes à la base de voile .

Désignation	N (kN)	H (kN)	$I_{F_v(x/o)}$ (m)	$I_{F_h(x/o)}$ (m)	$M_{F_v/o}$ (kN)	$M_{F_h/o}$ (kN)
Semelle	4830,00	-	0,00	1,00	0,00	-
Voile	2879,58	-	0,00	4,65	0,00	-
Chevêtre	1080,00	-	0,00	7,93	0,00	-
$G_{tablier}$	17155,92	-	0,00	6,55	0,00	-
$Hf + r$	-	340,61	-	6,55	-	2230.98
HT°	-	100,18	-	6,55	-	656.18
Somme	25945,50	400,72	-	-	0,00	2887.15

Tableau IX.3. Sollicitations due aux charges ferroviaires à la base de voile .

Désignation	N (kN)	H (kN)	$I_{F_v(x/o)}$ (m)	$I_{F_h(x/o)}$ (m)	$M_{F_v/o}$ (kN)	$M_{h/o}$ (kN)
SW/02	5180.42	-	0.00	-	0.00	-
UIC71	4081.10	-	0.00	-	0.00	-
Freinage SW/02	-	680,00	0.00	6.55	0.00	4454
Freinage UIC71	-	904,50	-	6.55	-	5924.48

IX.2.2. Combinaisons des efforts

IX.2.2.1. États limites ultimes (ELU) et États limites de service (ELS)

Les combinaisons prises en compte sont définies dans le chapitre IV. Les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU).

Tableau IX.4. Combinaison des efforts à la base de voile .

Cas	Combinaisons	$M(KN.m)$	$N(Kn)$	$H(Kn)$
ELS	$G + 1.09 UIC71 + 1.36 SW02 + 0.6 T$	15139.80	37499.38	2311.42
ELU	$G + 1.58 UIC71 + 1.64 SW02 + 0.9 T$	20267.61	50561.01	3094.24

IX.2.2.2. États limites accidentelles (ELA)

Evaluations des actions sismiques à la base de voile

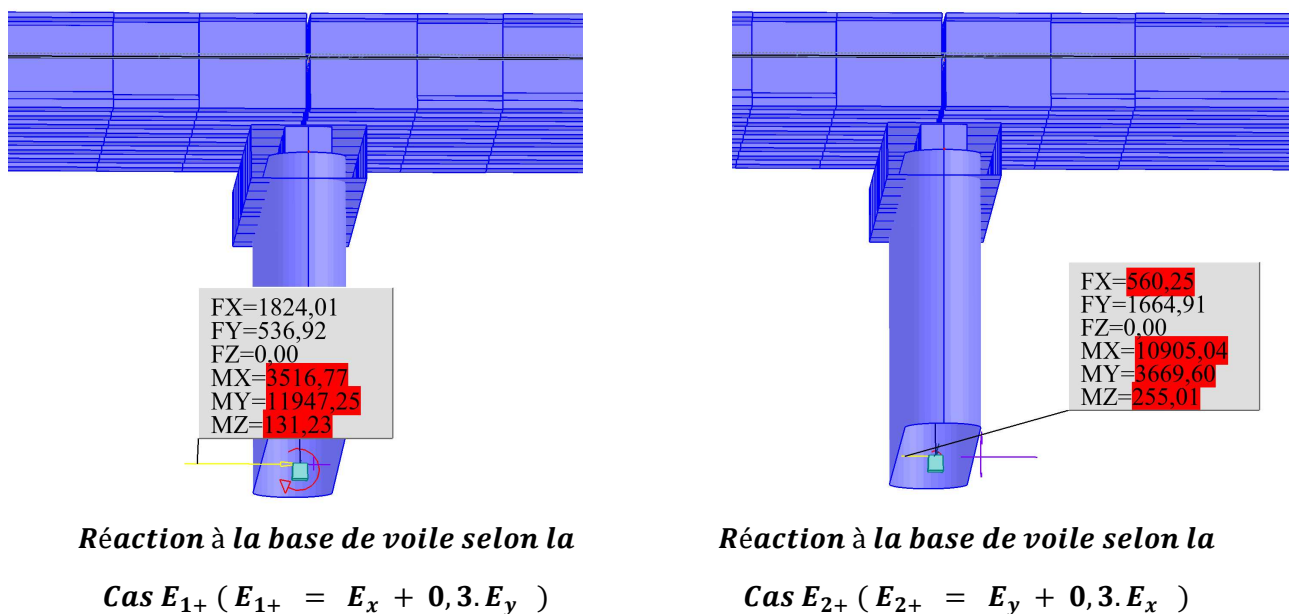
**Figure IX.2.** Les actions sismiques maximale à la base de voile .

Tableau IX.5. Efforts sismiques extraits du modèle Robot

Désignation	$N (MN)$	$V_L(MN)$	$V_T(MN)$	$I_{F_h(y/o)}$ (m)	$M_{F_{ht/o}}$ (kN)	$M_{F_{ht/o}}$ (kN)
Pile	0,00	1,82	1,61	2,65	11,9	10,91

Tableau IX.6. Effort provenant de voile

Désignation	Voile	Chevêtre	PP_p
$N (MN)$	2.88	1.08	3.96

Tableau IX.7. Effort provenant de tablier

Désignation	$N (MN)$	$V_L(MN)$	$M_L(MN)$
R_{max}	17.16	0.38	2.49
R_{min}	17.16	0.38	2.49

Selon l'article [4.3.4.2] de guide ponts courants en zone sismique on trouve :

$$E_1 + R_{max} + PP_p$$

$$E_2 + R_{max} + PP_p$$

$$E_3 + R_{max} + PP_p$$

$$- E_1 + R_{min} + PP_p$$

$$- E_2 + R_{min} + PP_p$$

$$- E_3 + R_{min} + PP_p$$

Tableau IX.8. Combinaisons des directions

Désignation	Com E ₁	Com E ₂	Com E ₃	Com E ₄	Com E ₅	Com E ₆
M _L	14,44	6,16	2,49	-9,45	-1,18	2,49
M _T	3,52	10,91	0,00	-3,52	-10,91	0,00
N (MN)	21,12	21,12	21,12	21,12	21,12	21,12

Tableau IX.9. Combinaison des efforts.

Cas	$M_L(KN.m)$	$M_T(KN.m)$	$N(Kn)$
ELA	14440.45	10905	21115.5

IX.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

IX.2.3.1. Ferrailage de voile

Le voile est soumis à une flexion composée. Les efforts retenus pour le calcul du ferrailage sont les suivants :

Tableau IX.10. Les efforts utilisés pour le dimensionnement des armatures .

Etas limites	Réaction	Valeurs
ELS	$M(KN.m)$	15139.80
	$N(Kn)$	37499.38
	$H(Kn)$	2311.42
ELU	$M(KN.m)$	20267.61
	$N(Kn)$	50561.01
	$H(Kn)$	3094.24
ELA	$M_L(KN.m)$	14440.45
	$M_T(KN.m)$	10905
	$N(Kn)$	21115.5

Le calcul de la section d'acier nécessaire a été effectué à l'aide du logiciel Robot Expert. Étant donné que le voile présente une géométrie hydrodynamique, il n'a pas été possible d'utiliser directement sa section réelle dans le logiciel. Une section rectangulaire équivalente (fictive) a donc été adoptée pour le dimensionnement et la vérification du ferrailage.

La section fictive retenue est caractérisée par une largeur **$B = 11\text{ m}$** et une hauteur

$H = 1,80\text{ m}$. Cette section équivalente a été utilisée pour déterminer les armatures nécessaires sous les sollicitations de calcul.

➤ Ferrailage longitudinal

Après le calcul des armatures à l'aide du logiciel Robot Expert, une section d'acier minimale $A_{s,min} = 198\text{ cm}^2$ a été obtenue. (Le détail est dans l'annexe)

Conformément aux prescriptions du guide RPOA 2008, le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des éléments comprimés doit être compris entre **0,5 % et 3 %** de la section brute de béton. : $0.5\% \leq \rho_g \leq 3\%$

$$\rho_g = \frac{A_s}{B}$$

A_s : Section totale d'acier

B : section de béton

En appliquant cette disposition réglementaire à la section considérée, la section minimale d'acier requise est de 495 cm². Cette valeur étant supérieure à celle fournie par Robot Expert (495 cm² > 198 cm²), elle est retenue pour le dimensionnement du ferrailage afin de satisfaire aux exigences du RPOA 2008.

Tableau IX.11. Résultats d'armateurs longitudinales .

$A_{s\text{retenu}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Nombre de barres par nappe	Espacement (cm)
495	62 HA 32	22

➤ Ferrailage transversal

Pour les armateurs transversaux on a choisi de barres HA16

Calcule de l'espacement selon les conditions de RPOA2008 :

Tableau IX.12. Données de calcul.

Armatures longitudinales	Φ^L	32 mm
Armatures transversales	Φ^T	16 mm
Petit côté du rectangle circonscrit	b	1800 mm

a) Section courante

Conformément au guide RPOA, l'espacement maximal des armatures transversales en section courante doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \text{Min} [12 \Phi_L ; b ; 200 \text{ mm}]$$

$$St = \text{Min} [384 ; 1800 ; 200]$$

$$St = 200 \text{ mm}$$

Donc on prendre $St = 200 \text{ mm}$

b) Zone critique (q > 1)

En zone critique l'espacement maximal doit respecter la condition suivante :

$$St \leq \text{Min} [8 \Phi_L ; 0,5b ; 200 \text{ mm}]$$

$$St = \text{Min} [256 ; 900 ; 200]$$

$$St = 200 \text{ mm}$$

Donc on prendre $St = 150 \text{ mm}$

Tableau IX.13. Résumé du ferrailage transversal.

Zone	Armatures transversales	Espacement retenu
Section courante	HA16	20 cm
Zone critique	HA16	15 cm

IX.3. FERRAILLAGE DU CHEVETRE

Le chevetre est principalement sollicité en flexion longitudinale et en torsion sous l'effet des charges transmises par le tablier.

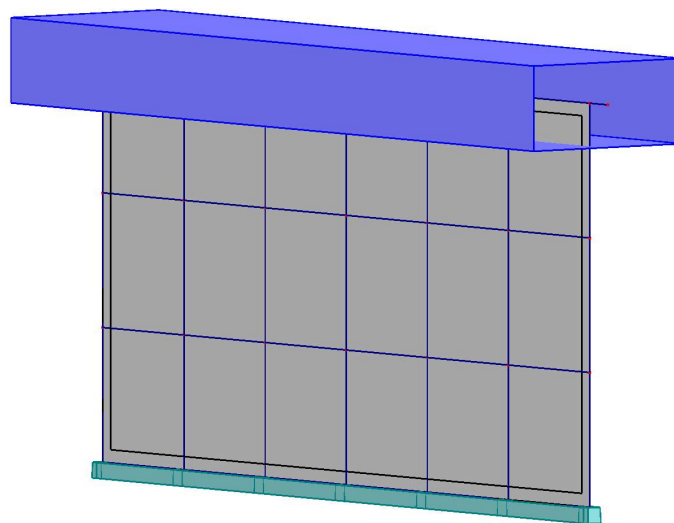


Figure IX.3. Le model de chevetre avec le voile et un encastrement linéaire de ce dernier.

IX.3.1. Dimensionnement à la flexion

Le chevetre a été modélisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Les résultats obtenus aux états limites de service (ELS) et ultimes (ELU) sont présentés dans la figure ci-après.

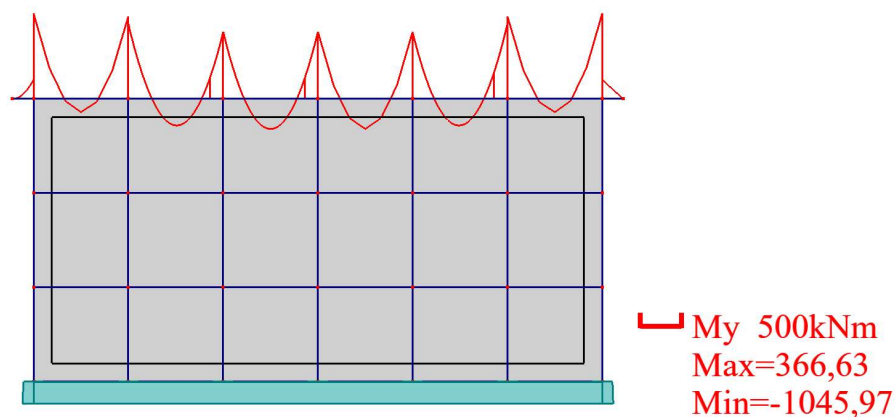


Figure IX.4. Les moments max a l'ELS .

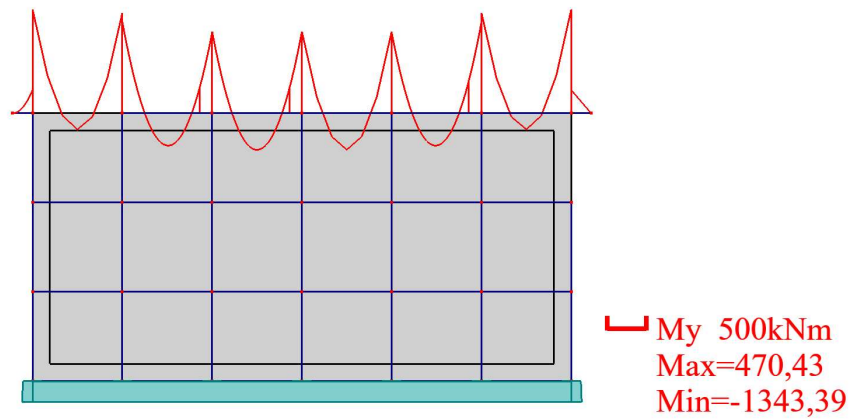


Figure IX.5. Les moments max a l'ELU.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableau suivant

Tableau IX.14. Ferrailage longitudinale de la flexion

Sollicitations	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	Nappe	$A_s (cm^2)$	Barres	$e (cm)$
Sur appui	366,63	470,43	Sup	43.8	14 HA 20 + 3 HA 16	15
Mi-travée	-1045,97	-1343,39	Inf	31.9	15 HA 16	15

IX.3.2. Dimensionnement à la torsion

Le dimensionnement des armatures de torsion est effectué en considérant une section rectangulaire équivalente dont la hauteur est égale à celle du chevêtre. La largeur l_t de cette section est déterminée selon les limites suivantes :

$$l_t = l_c \quad \text{si} \quad l_c \leq \varnothing + h_c \dots \dots \dots (a)$$

$$l_t = \varnothing + h_c \quad \text{si} \quad l_c \geq \varnothing + h_c \dots \dots \dots (b)$$

La section rectangulaire équivalente est illustrée dans l'images suivante

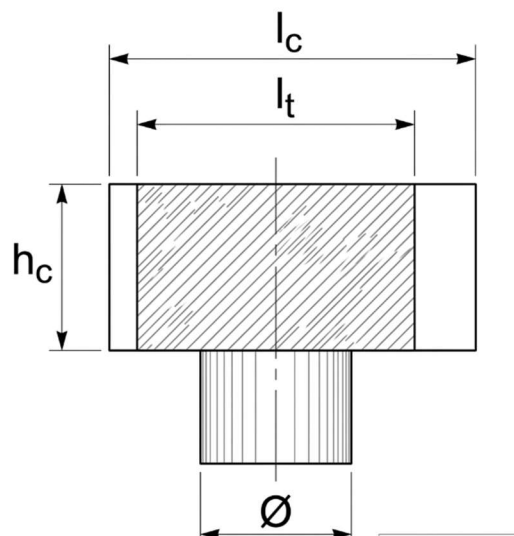


Figure IX.6. Dimension de la section équivalente de chevêtre.

- On respecte les conditions (a) et (b) on obtient :

Tableau IX.15. Dimension de la section équivalente .

h_c (m)	$\emptyset$ (m)	l_c (m)	l_t (m)
1.25	1.8	2.7	2.7

- La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

Avec :

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente $b_n = h_c/6$

C : moment de torsion maximal par ml $C = P_g \cdot e$

Ω : l'aire de la torsion $\Omega = (h_c - b_n) * (l_t - b_n)$

e : l'entraxe entre le chevêtre et l'appareil d'appuis

Évaluation du moment de torsion :

Le moment de torsion est évalué pour les phases de construction (C_1) et de service (C_2). La valeur de calcul retenue correspond au maximum des deux sollicitations : $C = \max(C_1; C_2)$

- La section d'acier

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C}{2 \Omega} P$$

Avec :

P : périmètre du chevêtre

$$\sigma_a = 2f_e/3$$

- Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IX.16. Tableau récapitulatif des résultats .

Phase de construction		
$e(m)$	$P_g(kn/ml)$	$C_1(kn \cdot m/ml)$
0.55	290.04	159.52
Phase de service		
$e(m)$	$P_g(kn/ml)$	$C_2(kn \cdot m/ml)$
0.55	242.83	133.56
Valeur retenue : $C = \max(C_1; C_2) = 159.52$		
$b_n(m)$	$\Omega(m^2)$	$P(m)$

0.21	2.6	7.48
$\tau_b (kn)$	$\sigma_a (MPa)$	$A_s (cm^2)$
147.51	333.33	6.9

Tableau IX.17. Ferrailage de torsion.

$A_s (cm^2)$	Nombre de barres	Espacement (cm)
6.9	5 HA 14	20

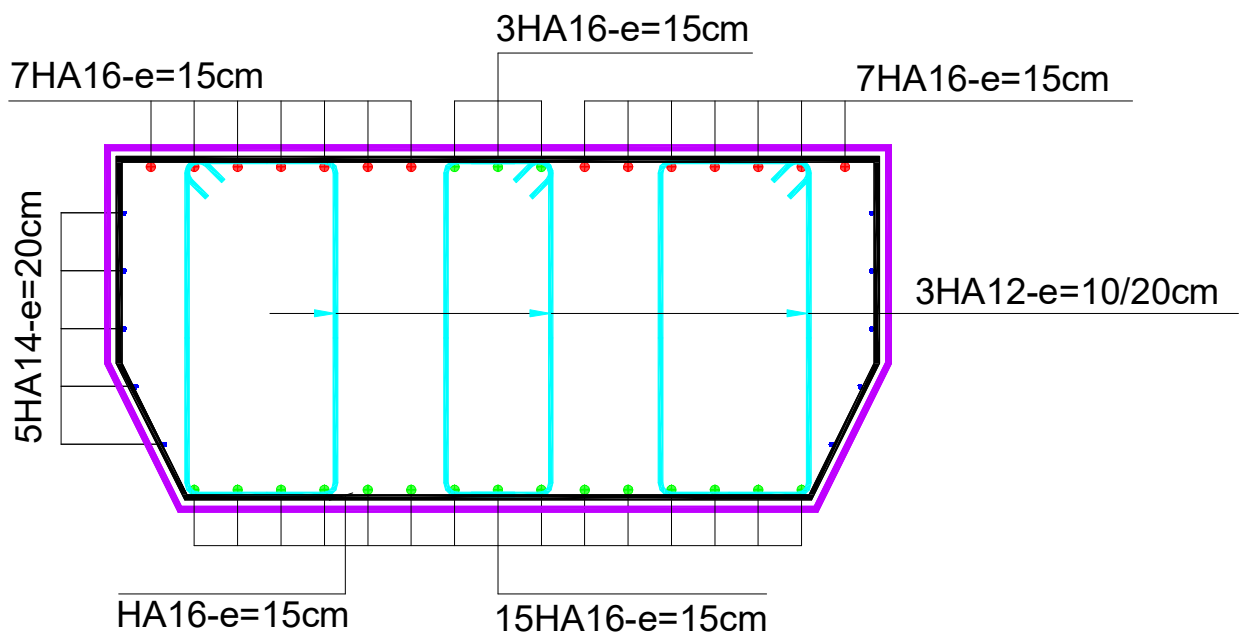
IX.3.3. Ferrailage transversal

Pour les armateurs transversaux on a choisi de barres HA16

Tableau IX.18. Ferrailage transversal de chevêtre .

Zone	Armatures transversales	Espacement retenu
Section courante	HA16	15 cm
Zone critique	HA16	15 cm

Les détails concernant le choix des diamètres et l'espacement des aciers (armatures principales, de peau et cadres) sont synthétisés dans le croquis de ferrailage ci-après

**Figure IX.7.** Croquis de ferrailage du chevêtre.

IX.4. ÉTUDE LA SEMELLE

A la lumière des résultats des sondages réalisés et des essais In-Situ (essais pressiométriques) qui ont révélé des formations naturelles de bonne résistance mécanique, les fondations du futur ouvrage seront de type superficiel, ancrées à partir de 3.50m de profondeur dans les calcaires.

Tableau IX.19. Sollicitations permanentes à la base de la semelle.

Désignation	$N \text{ (kN)}$	$H \text{ (kN)}$	$I_{F_v(x/o)} \text{ (m)}$	$I_{F_h(x/o)} \text{ (m)}$	$M_{F_v/o} \text{ (kN)}$	$M_{F_h/o} \text{ (kN)}$
Semelle	4830.00	-	0.00	1,00	0.00	-
Voile	2879.58	-	0.00	4,65	0.00	-
Chevêtre	1080.00	-	0.00	7,93	0.00	-
$G_{tablier}$	17155.92	-	0.00	8.55	0.00	-
$Hf + r$	-	340.61	-	8.55	-	2912.19
HT°	-	100.18	-	8.55	-	856.54
Somme	25945.50	400.72	-	-	0.00	3426.11

Tableau IX.20. Sollicitations due aux charges ferroviaires à la base de la semelle .

Désignation	$N \text{ (kN)}$	$H \text{ (kN)}$	$I_{F_v(x/o)} \text{ (m)}$	$I_{F_h(x/o)} \text{ (m)}$	$M_{F_v/o} \text{ (kN)}$	$M_{h/o} \text{ (kN)}$
SW/02	5180.42	-	0.00	-	0.00	-
UIC71	4081.10	-	0.00	-	0.00	-
Freinage SW/02	-	680.00	0.00	8.55	0.00	5814.00
Freinage UIC71	-	904.50	-	8.55	-	7733.48

Tableau IX.21. Combinaison des efforts à la base de la semelle .

Cas	Combinaisons	$M(KN.m)$	$N(Kn)$	$H(Kn)$
ELS	$G + 1.09 UIC71 + 1.36 SW02 + 0.6 T$	19762.64	37499.38	2311.42
ELU	$G + 1.58 UIC71 + 1.64 SW02 + 0.9 T$	26456.19	50741.34	3094.29

IX.4.1. Justification de la semelle

La justification du dimensionnement d'une fondation superficielle est menée en faisant un certain nombre de vérifications.

a. Vérification de la capacité portante du sol :

Pour la vérification de la contrainte exercée sur le sol, on suppose que la semelle est infiniment rigide et on calcule les contraintes suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

On vérifie ainsi que la contrainte moyenne de référence σ_m reste inférieure à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm,sol}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.22. Résultats de vérification de portance .

$e_{ELS} (m)$		$e_{ELU} (m)$		$B(m^2)$	
0.527		0.521		96.6	
État limite	$\sigma_{max} (bar)$	$\sigma_{min}(bar)$	$\sigma_m (bar)$	$\sigma_{adm,sol} (bar)$	Observation
ELS	5.64	2.13	4.76	11.81	Condition vérifier
ELU	7.60	2.91	6.43	11.81	Condition vérifier

b. ELU de glissement de la base de la fondation

Cette vérification consiste à s'assurer que les efforts horizontaux appliqués à la fondation ne provoqueront pas un glissement sur la base. Cette condition s'écrit :

$$H_d \leq \frac{V_d \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{C' A'}{\gamma_{g2}}$$

Avec :

H_d : composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation

A' : L'Aire de la surface comprimée $A' = B' \times L$ tell que $B' = B - 2 \cdot e$

φ' : angle de frottement interne du sol

γ_{g1} et γ_{g2} : Coefficients de sécurité partiels sur les paramètres $\tan \varphi'$ et C'

Pour une simplification (approche sécuritaire), le DTR Algérien propose :

$$H_d \leq 0.5 V_d$$

Les données utilisées de la vérification sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IX.23. Données pour la vérification de glissement .

$V_d(kn/ml)$	$H_d(kn/ml)$	$A'(m^2)$	γ_{g1}	γ_{g2}
50 741.34	3 094.29	82.22	1.5	1.2
Caractéristique de sol (calcaire compact)				
φ'	$C'(KPa)$		$\tan \varphi'$	
38°	30		0.7813	

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.24. Résultats de la vérification de glissement .

Méthode	Résistance (kn/ml)	Rapport ($\frac{H_d}{R}$)	Observation
DTR simplifié	25 370.67	0.122	Condition vérifier
Formule complète	28484.49	0.108	Condition vérifier

c. ELU de renversement et ELS de décompression du sol

Afin de limiter la condition de non-renversement sous les combinaisons d'actions aux états limites ultimes et services pour les situations durables et transitoires, il convient de vérifier :

Tableau IX.25. Condition selon Eurocode 07 et DTR algérien .

État limite	Semelle rectangulaire
ELU (situations durables et transitoires)	$(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{1}{15}$
ELS caractéristique	$(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{2}{3}$
ELS fréquent	$(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{1}{2}$
ELS quasi-permanent	$(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{1}{2}$

e_B : excentricité suivant la largeur B

e_L : excentricité suivant la longueur L

Notre semelle est rectangulaire avec $e_B = e$ (excentricité selon B) et $e_L = 0$ (pas d'excentricité selon L)

Tableau IX.26. Résultats de la vérification de renversement .

État limite	Valeur calculée	Seuil requis	Observation
ELU – situations durables	0,8511	$\geq 1/15$	Condition vérifier
ELS caractéristique	0,8494	$\geq 2/3$	Condition vérifier
ELS fréquent	0,8494	$\geq 1/2$	Condition vérifier
ELS quasi-permanent	0,8494	$\geq 1/2$	Condition vérifier

IX.4.2. Ferrailage de la semelle

La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitant la semelle est la méthode des consoles.

La semelle est assimilée à une console encastrée à une distance égale à $b/4$ à l'intérieur du nu du voile. Les réactions de contact transmises par le sol engendrent alors les moments fléchissants au niveau de cette section d'encastrement.

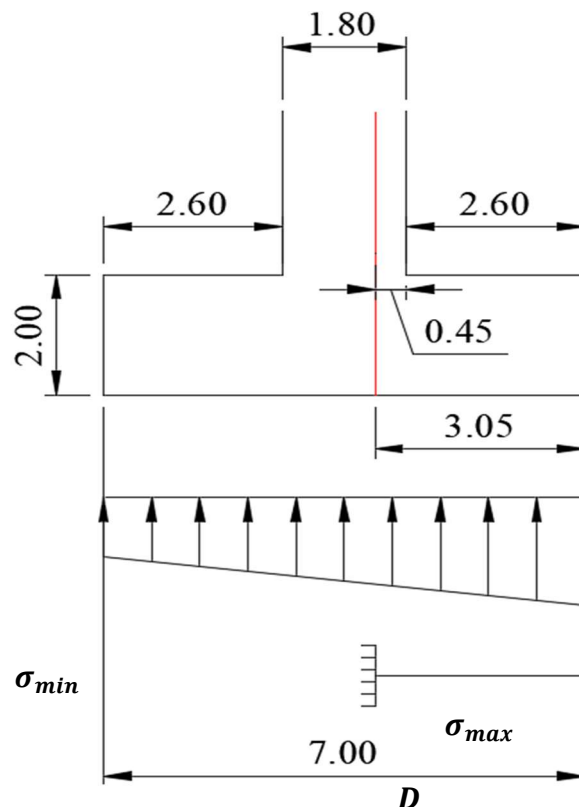


Figure IX.8. Sollicitation de la semelle.

Avec :

$$D = B_1 + \frac{b}{4} : \text{longueur de la console fictive telle que } B_1 = 2.6\text{m}$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \cdot D}{2} : \text{Résultante des contraintes sous la console}$$

$$d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3} : \text{position du centre de gravité de la zone chargée}$$

$$M = R \cdot d : \text{Moment fléchissant à l'encastrement}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot D}{B}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau IX.27. Calcul de moment d'encastrement.

État limite	D(m)	$\sigma_d(kn/m^2)$	R(kn/ml)	d(m)	M(kn. m/ml)
ELS	3.05	411.06	1486.97	1.605	2386.59
ELU	3.05	555.65	2006.37	1.604	3218.22

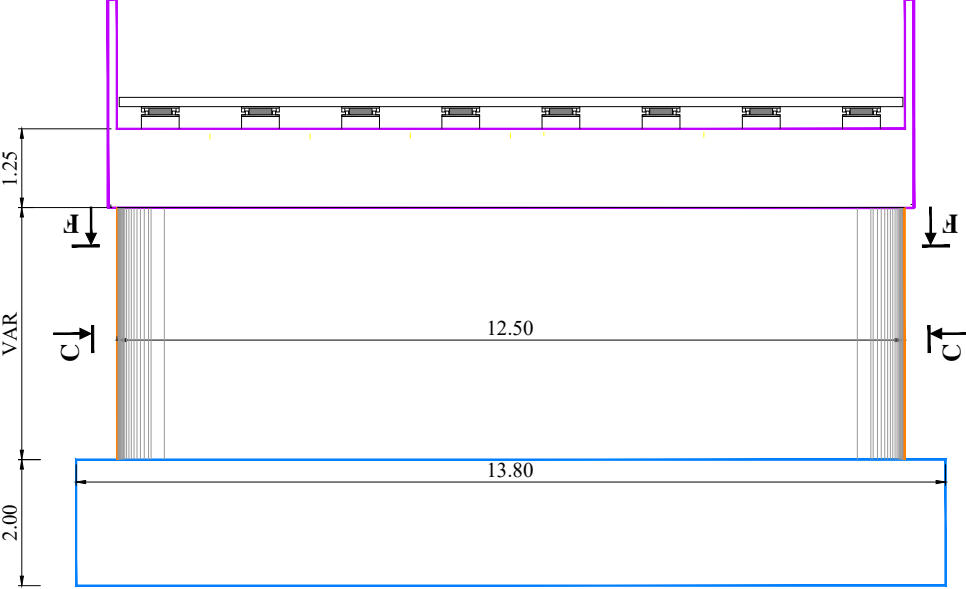
La semelle est considérée comme un élément travaillant en flexion simple. Le dimensionnement du ferrailage a été effectué à l'aide du logiciel Robot Expert en considérant une section rectangulaire de largeur $b = 1.00$ m et de hauteur $H = 2.00$ m.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

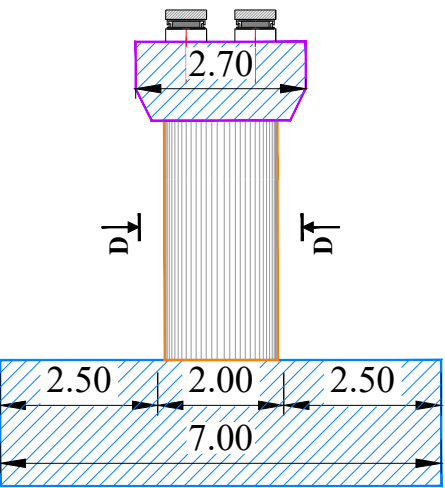
Tableau IX.28. Ferrailage de la semelle.

Désignation	As (cm ² /ml)	Nombre de barres	Espacement cm
Armatures inférieures transversal	54	7 HA 32	20
Armatures inférieures longitudinal	18	6 HA 20	15
Armatures supérieure transversal	27	7 HA 25	20
Armatures supérieure longitudinal	18	6 HA 20	15
Armatures de peau	5.4	5 HA 12	20

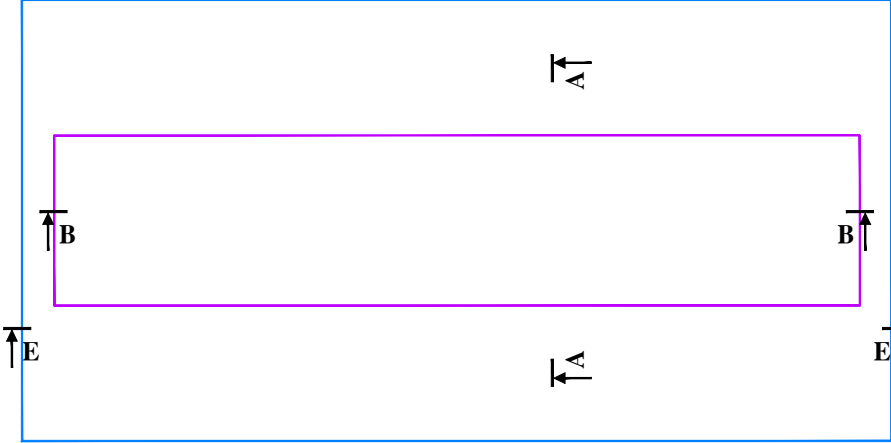
COUPE TRANVERSALE



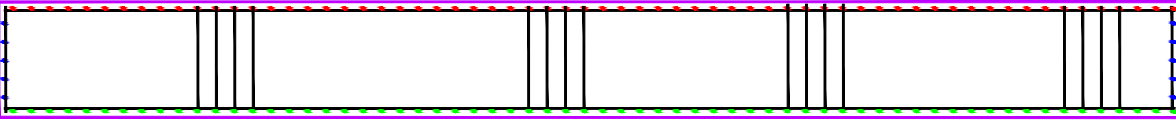
COUPE LONGITUDINALE



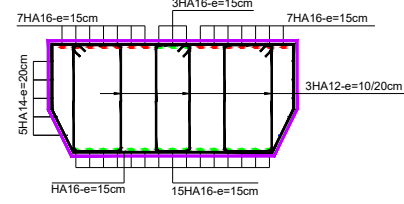
VUE EN PLANE CHEVETRE ET SEMELLE



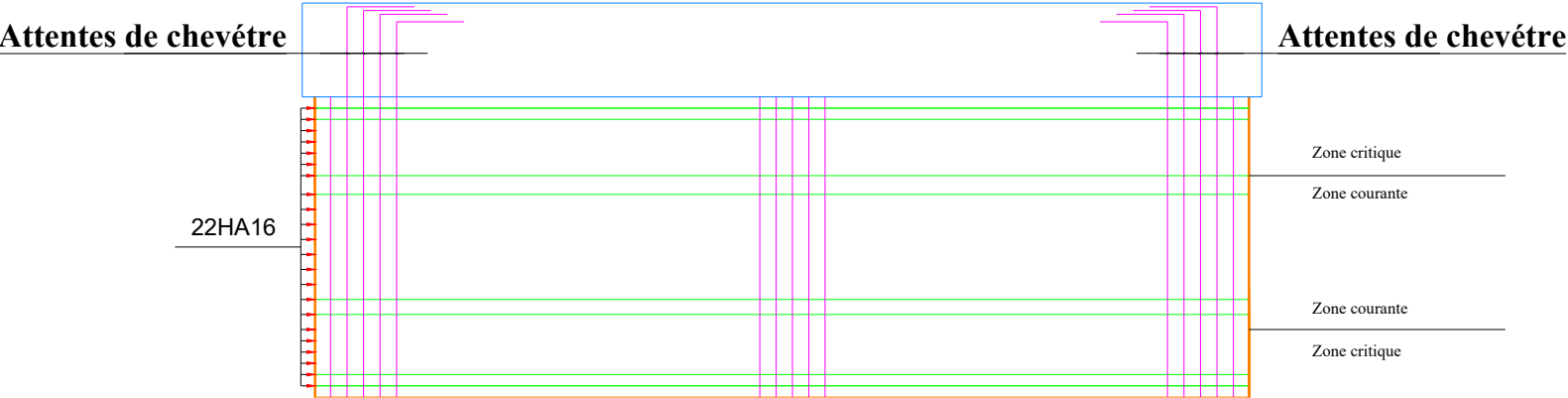
COUPE B-B



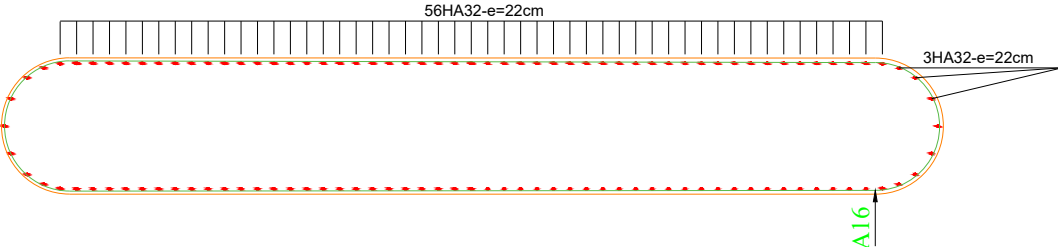
COUPE A-A



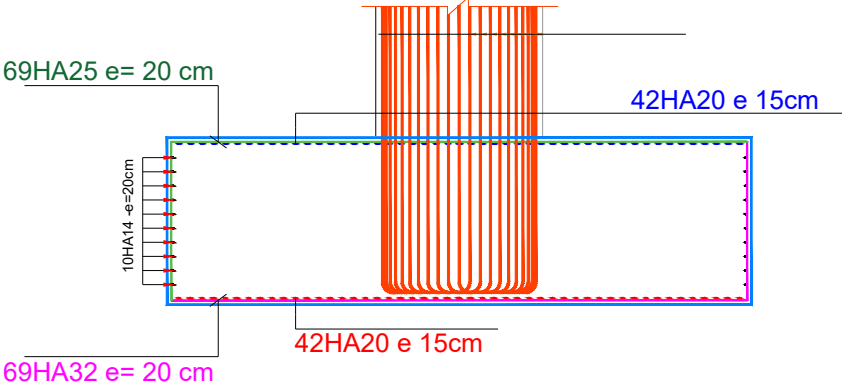
COUPE C-C



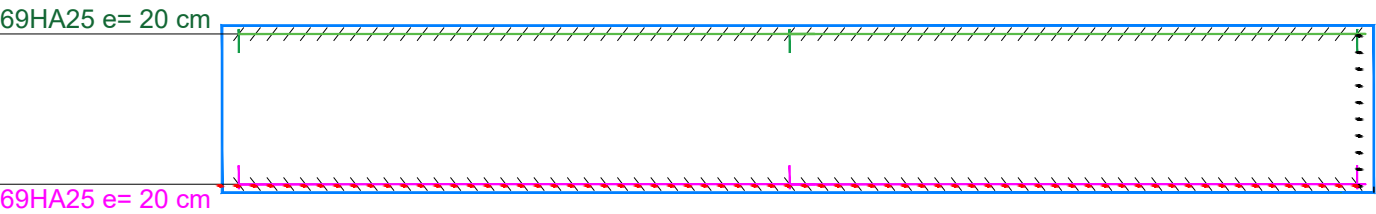
COUPE F-F



COUPE D-D



COUPE E-E



IX.5. LA CULEE

Située aux extrémités de l'ouvrage, la culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier et celui de mur de soutènement des remblais d'accès. Elle transmet ainsi aux fondations les charges provenant du tablier, des surcharges d'exploitation ainsi que les poussées des terres.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la culée, comprenant le calcul des charges, les vérifications de stabilité et le dimensionnement du ferrailage des différents éléments.

IX.5.1. Choix du type de la culée

Il existe trois types suivants :

- **Culées enterrées** sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- **Culées remblayées** constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- **Culées creuses** formées de boîtes renversées.

En tenant compte des caractéristiques naturelles du site, nous choisissons une culée remblayée.

Tableau IX.29. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée .

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\,g\,g} = 3\,m$ $e_{m\,g\,g} = 0,45\,m$ $l_{m\,g\,g} = 12,5\,m$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{longueur tablier}} = 12,8\,m$
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	$h_{m\,f} = 3,8\,m$ $e_{m\,f} = 1,75\,m$ $l_{m\,f} = 12,5\,m$
Mur en retour	Support des corniches et des remblais.	$e_{m\,r} = 0,6\,m$ $S_{m\,r} = 39,72\,m^2$
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	$L_s = 13,8\,m$ $e_s = 2\,m$ $l_s = 9,8\,m$

IX.6. SOLLICITATIONS A LA BASE DE LA SEMELLE SOUS ACTIONS STATIQUES

Les éléments de la culée, y compris les terres du remblai, sont considérés séparément afin de déterminer les sollicitations associées à chacun d'eux et d'identifier leur contribution à la stabilité de l'ouvrage, en distinguant les moments stabilisants des moments renversants.

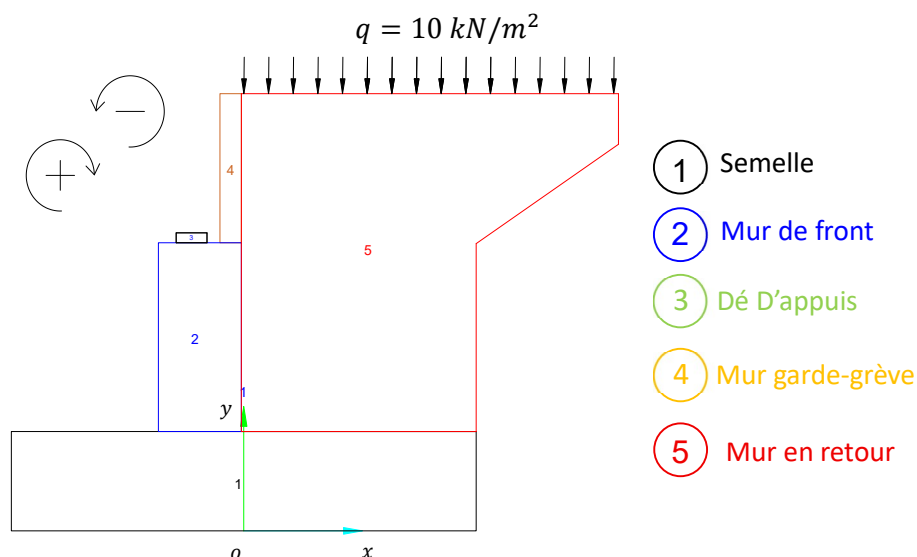


Figure IX.9. Eléments de la culée .

La force de poussée statique des terres est donnée par l'expression suivante :

$$F_{as} \text{ (kN/ml)} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_{as}$$

Où :

- γ : poids volumique du remblai $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- h : hauteur des terres exerçant une poussée
- K_{as} : coefficient de poussée (cas statique) $K_{as} = 0,33$

La force de poussée due à une surcharge q est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$F_q \text{ (kN/ml)} = q \cdot h \cdot K_{as}$$

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations induites par chaque élément de la culée, les actions dues au remblai, ainsi que les surcharges appliquées sur le remblai :

Tableau IX.30. Sollicitations à la base de la semelle – culée .

Efforts dus à la culée et aux remblais							
Désignation	Sens du moment	$N \text{ (kN)}$	$H \text{ (kN)}$	$I_{F_v(x/o)} \text{ (m)}$	$I_{F_h(y/o)} \text{ (m)}$	$M_{F_v/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{F_h/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
Semelle	(+)	6762,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur de front	(-)	2078,13	/	-0,93	3,90	-1922,27	/
Dé D'appuis	(-)	15,60	/	/	-1,10	/	-17,16
Mur en retour	(+)	595,86	/	3,00	5,75	1787,58	/
Mur garde-grève	(-)	421,88	/	-0,28	6,80	-116,31	/
Poussée des terres	(+)	7049,17	/	2,43	5,15	17094,23	/
Surcharge sur remblai (10 kN/m^2)	(+)	559,35	/	2,43	/	1359,22	/

Poussée de la surcharge sur remblai	(-)	/	309,51	/	-4,15	/	-1284,45
Efforts dus au tablier							
Désignation	Sens du moment	N (kN)	H (kN)	$I_{F_v(x/o)}$ (m)	$I_{F_h(y/o)}$ (m)	$M_{F_v/o}$ (kN · m)	$M_{F_h/o}$ (kN · m)
R_G	(-)	8577,96	/	-0,93	/	-7977,50	/
$R_{UIC71,V01}$	(-)	2040,55	/	-0,93	/	-1897,71	/
$R_{UIC71,V02}$	(-)	2038,02	/	-0,93	/	-1895,36	/
$R_{SW/02}$	(-)	2590,21	/	-0,93	/	-2408,90	/
H_{r+f}	(-)	/	170,30	/	-5,80	/	-987,76
H_T	(-)	/	58,60	/	-5,80	/	-339,91
H_{UIC71}	(-)	/	904,50	/	-5,80	/	-5246,10
$H_{SW/02}$	(-)	/	680,00	/	-5,80	/	-3944,00

Avec : (+) moment stabilisant, (-) moment renversant.

IX.7. COMBINAISONS DES ACTIONS STATIQUES A LA BASE DE LA SEMELLE

IX.7.1. Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons d'actions retenues à l'ELS sont :

$$C1 : G + 0,6 \Delta T$$

$$C2 : G + 0,6 \Delta T + 1,09(UIC71) + 1,36 (SW/2)$$

$$C3 : G + 0,6 \Delta T + 1,36 (UIC71)$$

$$C4 : G + 0,6 \Delta T + 1,36 (SW/2)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS :

Tableau IX.31. Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base de la semelle - culée) .

Combinaison	N (kN)	H (kN)	M_h (kN · m)	M_v (kN · m)	M_{tot} (kN · m)
$C1$	16957,79	4158,79	-10985,05	8865,73	-2119,31
$C2$	22704,68	6069,50	-22644,21	3523,69	-19120,51
$C3$	19732,94	5388,910	-18119,74	6288,04	-11831,70
$C4$	20480,48	5083,59	-16348,89	5589,64	-10759,25

IX.7.2. Combinaisons à l'ELU

À l'ELU, les combinaisons prises en compte sont les suivantes :

$$C1 : 1,35.G + 0,9 \Delta T$$

$$C2 : 1,35.G + 0,9 \Delta T + 1,58 (UIC71(1)) + 1,64 (SW/2)$$

$$C3 : 1,35.G + 0,9 \Delta T + 1,98 (UIC71)$$

$$C4 : 1,35.G + 0,9 \Delta T + 1,64 (SW/2)$$

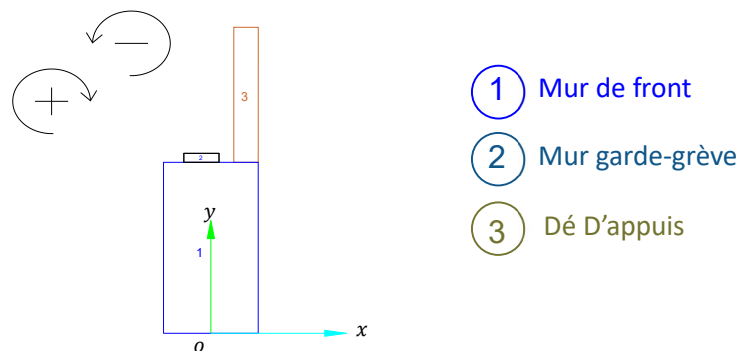
Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU :

Tableau IX.32. Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base de la semelle - culée) .

Combinaison	N (kN)	H (kN)	M_h (kN · m)	M_v (kN · m)	M_{tot} (kN · m)
C1	22898,29	5619,64	-13103,23	20176,46	7073,23
C2	30366,31	8163,95	-27860,22	13231,20	-14629,02
C3	28026,91	6966,04	-20912,35	15406,84	-5505,50
C4	27146,24	6734,84	-19571,39	16225,87	-3345,52

IX.8. SOLLICITATIONS A LA BASE DU MUR DE FRONT SOUS ACTIONS STATIQUES

Le but du calcul des sollicitations par rapport à ce niveau est de déterminer les sollicitations plus défavorables sur le mur de front.

**Figure IX.10.** Éléments contribuant aux sollicitations à la base du mur de front .

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations à la base du mur de front :

Tableau IX.33. Sollicitations à la base du mur de front .

Efforts dus à la culée et aux remblais							
Désignation	Sens du moment	N (kN)	H (kN)	$I_{F_v}(x/o)$ (m)	$I_{F_h}(y/o)$ (m)	$M_{F_v/o}$ (kN · m)	$M_{F_h/o}$ (kN · m)
Mur de front	(+)	1049,60	-	0,04	2,16	39,36	-
Dé D'appuis	(+)	15,60	/	/	0,9	/	14,04
Mur garde-grève	(-)	421,875	/	-0,28	4,80	-116,3109	/
Poussée des terres	(-)	/	2568,908	/	-0,77	/	-7107,312
Poussée de la surcharge sur remblai (10 kN/m ²)	(-)	/	234,927	/	-3,15	/	-740,02
Efforts dus au tablier							
Désignation	Sens du moment	N (kN)	H (kN)	$I_{F_v}(x/o)$ (m)	$I_{F_h}(y/o)$ (m)	$M_{F_v/o}$ (kN · m)	$M_{F_h/o}$ (kN · m)
R_G	(-)	8577,96	/	-0,93	/	-7977,50	/
$R_{UIC71,V01}$	(-)	2040,55	/	-0,93	/	-1897,71	/
$R_{UIC71,V02}$	(-)	2038,02	/	-0,93	/	-1895,36	/
$R_{SW/02}$	(-)	2590,21	/	-0,93	/	-2408,90	/
H_{r+f}	(-)	/	170,30	/	-3,80	/	-987,76
H_T	(-)	/	58,60	/	-3,80	/	-339,91
H_{UIC71}	(-)	/	904,50	/	-3,80	/	-5246,10
$H_{SW/02}$	(-)	/	680,00	/	-3,80	/	-3944,00

IX.8.1. Combinaisons d'actions a la base du mur de front

a. Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons d'actions retenues à l'ELS sont les suivantes :

$$C1 : G + 0,6 \Delta T$$

$$C2 : G + 0,6 \Delta T + 1,09(UIC71) + 1,36 (SW/2)$$

$$C3 : G + 0,6 \Delta T + 1,36 (UIC71)$$

$$C4 : G + 0,6 \Delta T + 1,36 (SW/2)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS :

Tableau IX.34. Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base du mur de front).

Combinaison	N (kN)	H (kN)	M_h (kN · m)	M_v (kN · m)	M_{tot} (kN · m)
C1	11093,56	2774,37	-8316,18	-10016,08	-18332,26
C2	16837,69	4685,08	-19398,27	-15358,12	-34756,38
C3	13868,71	4004,494	-15450,87	-12593,77	-28044,64
C4	14616,25	3699,17	-13680,02	-13292,18	-26972,19

b. Combinaisons à l'ELU

À l'ELU, les combinaisons prises en compte sont les suivantes :

$$C1 : 1,35.G + 0,9 \Delta T$$

$$C2 : 1,35.G + 0,9 \Delta T + 1,58 (UIC71(1)) + 1,64 (SW/2)$$

$$C3 : 1,35.G + 0,9 \Delta T + 1,98(UIC71)$$

$$C4 : 1,35.G + 0,9 \Delta T + 1,64 (SW/2)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU :

Tableau IX.35. Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base du mur de front) .

Combinaison	N (kN)	H (kN)	M_h (kN · m)	M_v (kN · m)	M_{tot} (kN · m)
C1	14976,31	3750,68	-11257,43	-13521,71	-24779,14
C2	22444,32	6294,99	-26014,43	-20466,96	-46481,39
C3	19016,60	5541,59	-21644,71	-17279,18	-38923,88
C4	19224,25	4865,88	-17725,59	-17472,30	-35197,89

IX.9. Ferrailage des éléments de la culée

IX.9.1. Mur de front

Le mur de front, étant considéré encastré à la semelle, est sollicité en flexion composée sous l'effet d'un effort normal de compression dû aux charges transmises par le tablier et d'un moment fléchissant à sa base résultant de la poussée des terres.

a. Combinaisons**Combinaisons à l'ELS**

Le tableau ci-dessous présente les combinaisons à l'ELS :

Tableau IX.36. Moments et efforts tranchants maximaux à la base du mur de front à l'ELS.

Moment et effort normal correspondant		
Combinaison	$M_{max} (kN \cdot m/ml)$	$N_{cor} (kN/ml)$
C2	2780,51	1490,06
Effort tranchant et effort normal correspondant		
Combinaison	$V_{max} (kN/ml)$	$N_{cor} (kN/ml)$
C2	374,81	1490,06

Combinaisons à l'ELU

Le tableau ci-dessous présente les combinaisons à l'ELU :

Tableau IX.37. Moments et efforts tranchants maximaux à la base du mur de front à l'ELU.

Moment et effort normal correspondant		
Combinaison	$M_{max} (kN \cdot m/ml)$	$N_{cor} (kN/ml)$
C2	3718,51	1986,22
Effort tranchant et effort normal correspondant		
Combinaison	$V_{max} (kN/ml)$	$N_{cor} (kN/ml)$
C2	503,60	1986,22

b. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait par le logiciel Expert BA en flexion composée en tenant compte d'une section $1 m \times 1,75 m$.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du mur de front :

Tableau IX.38. Ferrailage du mur de front.

Désignation	Notation	Section d'armatures (cm^2/ml)	Choix des barres	$S_t (cm)$
Principales	A_s	47,8	10 HA 25	10
De construction	A'_s	15,93	10 HA 16	10
Transversales	A_{st}	11,2	10 HA 12	10

IX.9.2. Mur garde grève

Le mur garde-grève fonctionne comme une console verticale parfaitement encastree dans le chevêtre de la culée. Travaillant essentiellement en flexion simple du fait d'un effort normal vertical insignifiant, il subit un moment d'encastrement maximal à sa base provoqué par la poussée des terres reposant sur la dalle de transition (composantes statique) et par les actions horizontales de trafic (freinage et surcharges).

a. Sollicitations

➤ Moment dû à la poussée des terres reposant sur la dalle de transition

La poussée des terres est calculée en situation statique en tenant compte uniquement des terres reposant sur la dalle de transition.

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment dû à la poussée des terres :

$Kah(KN/m^3)$	γ	$H(m)$	$L(m)$
0,33	20	3	1

$$P = 0,5 \times k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$M_p = \frac{P \times h}{3}$$

$$M_{p,u} (kN \cdot m) = 1,35 \times M_p, M_{p,s} (kN \cdot m) = M_p$$

Tableau IX.39. Récapitulatif du calcul du moment dû à la poussée des terres .

$h (m)$	$P (kN/ml)$	$M_p (kN \cdot m/ml)$	$M_{p,u} (kN \cdot m)$	$M_{p,s} (kN \cdot m)$
3	29,7	29,7	40,10	29,70

➤ Moment dû à la force de freinage

La force prise en compte dans le calcul est celle d'une roue du système de charge B_c , présentant la plus grande force ($P = 325/2 \text{ kN}$).

Le moment dû à la force P est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2 \mu \cdot P \cdot h}{0,25 + 2 h}$$

Où μ représente le coefficient de pondération ($\mu = 1$ à l'ELS et $\mu = 1,45$ à l'ELU).

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment dû à la force de freinage :

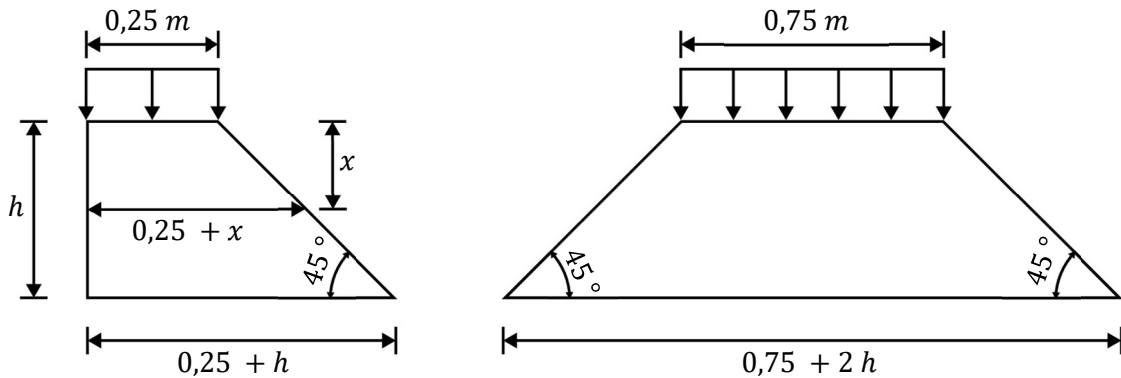
Tableau IX.40. Récapitulatif du calcul du moment dû à la force de freinage .

$h (m)$	$P (kN)$	$M_f/\mu (kN \cdot m/ml)$	$M_{f,u} (kN \cdot m/ml)$	$M_{f,s} (kN \cdot m/ml)$
3	162,5	156	226,20	156

➤ **Moment dû à la poussée d'une surcharge locale derrière le mur**

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW/0, SW/2 et les engins de compactage. Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 kN dû à LM71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de $(0.25 \times 0.25) \text{ m}^2$.

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 a pour expression :



Le moment dû à la poussée d'une surcharge localisée à l'arrière du mur est donnée par l'expression suivante :

$$M_P = \frac{12 K}{0,75 + 2 h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

Où K est un coefficient multiplicatif donné par $K = K_{as} \cdot \delta \cdot \mu$ (le coefficient de pondération μ).

En simplifiant la formule :

$$\begin{aligned} M_P/K &= \frac{12}{0,75 + 2 h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (0,25 + x)}{0,25 + x} dx \\ \rightarrow M_P/K &= \frac{12}{0,75 + 2 h} \int_0^h \left(\frac{h + 0,25}{0,25 + x} - 1 \right) dx \\ \rightarrow M_P/K &= \frac{12}{0,75 + 2 h} \cdot [(h + 0,25) \cdot \ln(0,25 + x) - x]_0^h \end{aligned}$$

En appliquant les bornes de 0 à h :

$$M_P/K = \frac{12}{0,75 + 2 h} \cdot \left((h + 0,25) \cdot \ln\left(\frac{0,25 + h}{0,25}\right) - h \right)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment dû à la surcharge localisée :

Tableau IX.41. Récapitulatif du calcul du moment dû à la surcharge localisée .

K_{as}	$\delta = \varphi 3$	K_u	K_s	$M_P \text{ (kN} \cdot \text{m/ml)}$	$M_{P,U} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{P,S} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
0,33	1,33	0,64	0,44	9,49	60,39	41,65

➤ À l'ELS

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

$$M_{ser} = 29,70 + 156 + 41,65 = 227,35 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

➤ À l'ELU

$$M_{ult} = 1,35 \times M_G + 1,45 \times M_Q$$

$$M_{ult} = 40,10 + 226,20 + 60,39 = 326,69 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

b. Ferrailage

Les valeurs des moments aux états limites sont introduites dans le logiciel Expert BA, en mode de flexion simple, sur une section de $1 \text{ m} \times 0,45 \text{ m}$.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du mur garde-grève :

Tableau IX.42. Ferrailage du mur garde-grève .

Désignation	Notation	Section d'armatures (cm^2/ml)	Choix des barres	S_t (cm)
Principales	A_s	27,6	6HA25	15
De construction	A'_s	9,20	6HA14	15
Transversales	A_{st}	6,69	6HA12	15

IX.9.3. Mur en retour**a. Sollicitations**

Le mur est sollicité latéralement par les charges surfaciques de poussée, principalement la poussée des terres et la poussée induite par les surcharges. Verticalement, il est soumis à son poids propre, au complément des charges permanentes appliquées sur une bande de $0,60 \text{ m}$ de largeur, ainsi qu'aux surcharges de trottoir agissant sur cette même bande.

b. Combinaisons

Le calcul du ferrailage est effectué à l'ELS, les combinaisons retenues sont :

$$C1 : G + Q$$

c. Modélisation

Le mur en retour est modélisé dans le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis par un panneau encastré à sa base afin de simuler sa liaison avec la semelle. Il est également encastré sur une hauteur égale à celle du mur de front pour représenter la continuité entre les deux éléments, et doublement appuyé sur une hauteur correspondant à celle du mur garde-grève afin de reproduire la liaison avec ce dernier.

Les chargements et les combinaisons sont introduites dans le logiciel afin de repérer les moments M_{xx} et M_{yy} dans les zones critiques du mur.

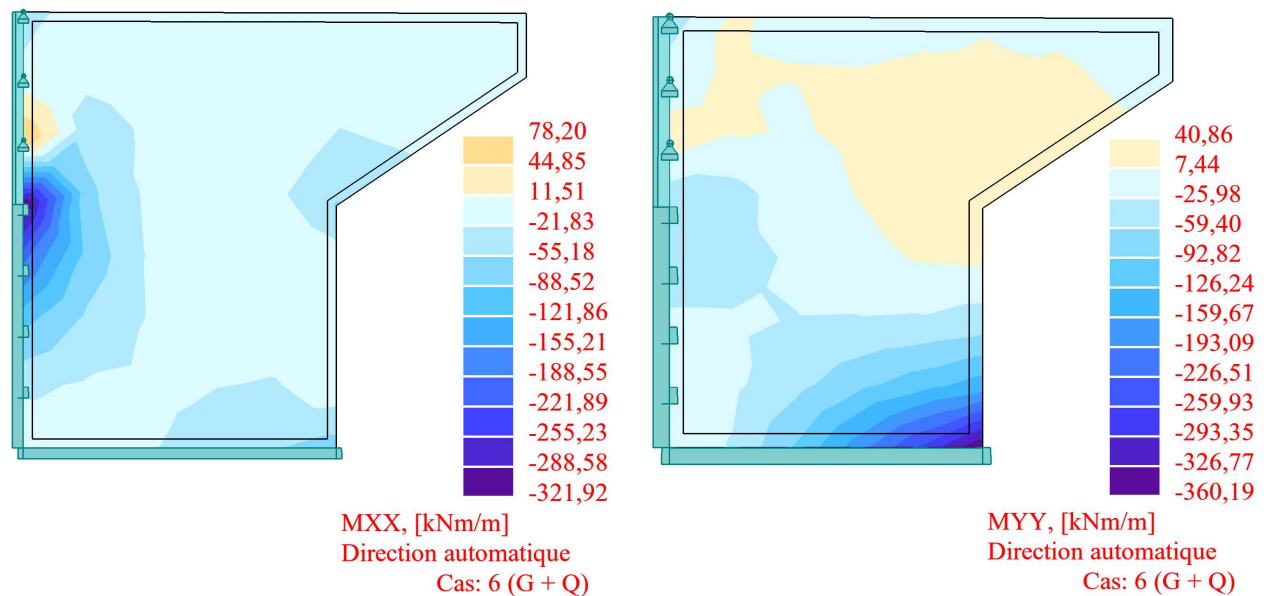


Figure IX.11. Cartographies des moments dans le mur en retour sous la combinaison (G + Q) .

Les résultats de la modélisation permettent d'identifier les moments nécessaires pour le calcul du ferrailage (combinaison G + Q) :

$$M_{xx} = 221,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{yy} = 259,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d. Ferrailage

Le calcul des sections d'armatures est effectué dans les deux zones critiques en flexion simple, en considérant une section du béton de $1,00 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$.

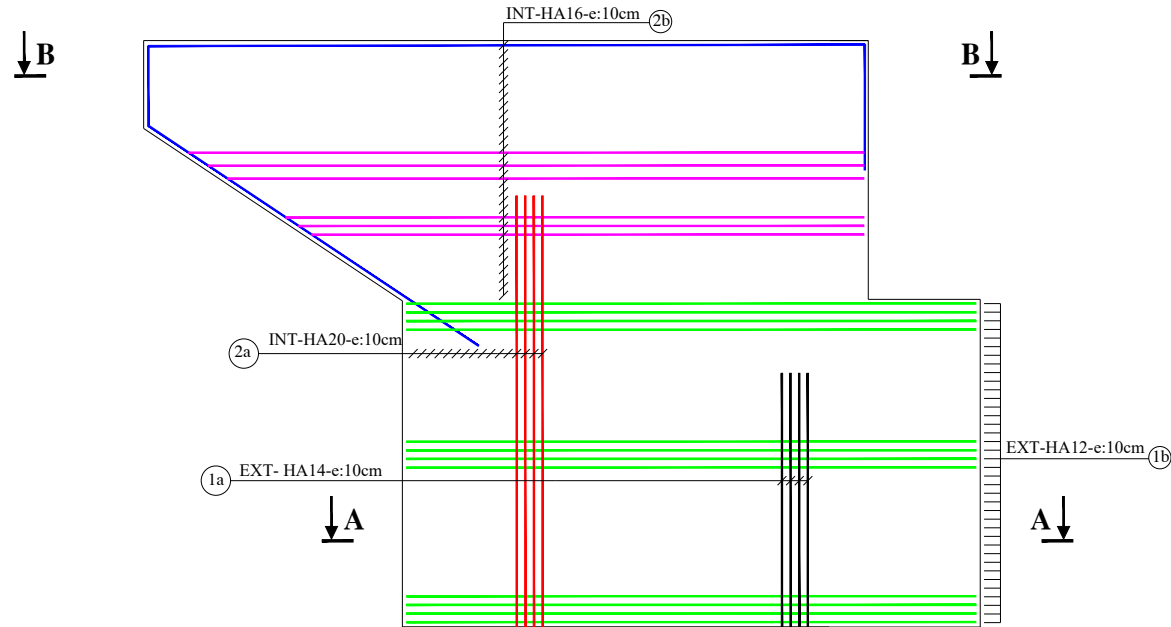
Dans la direction perpendiculaire à celle du moment principal (armatures horizontales pour le moment M_{yy} et armatures verticales pour le moment M_{xx}), des sections d'armatures minimales de construction sont adoptées.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du mur en retour :

Tableau IX.43. Ferrailage du mur en retour.

Moment	Sens	Notation	Section d'armatures (cm^2/ml)	Choix des barres	S_t (cm)
M_{xx}	Horizontal	A_{s1}	18,40	6 HA 20	15
	Horizontal C	A_{s1}^*	6,13	6 HA 12	15
M_{yy}	Vertical	A_{s2}	21,80	7 HA 20	12,5
	Vertical C	A_{s2}^*	7,26	7 HA 12	12,5

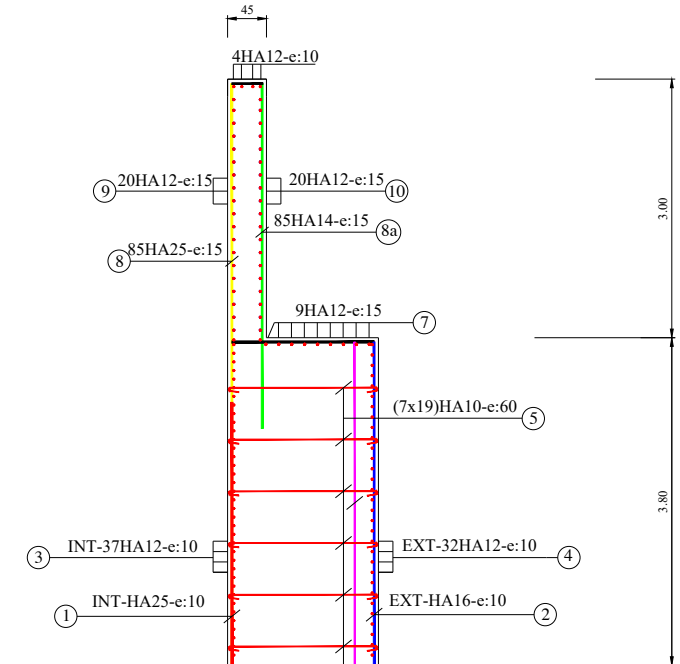
FERRAILLAGE MUR EN RETOUR+MUR EN AILE



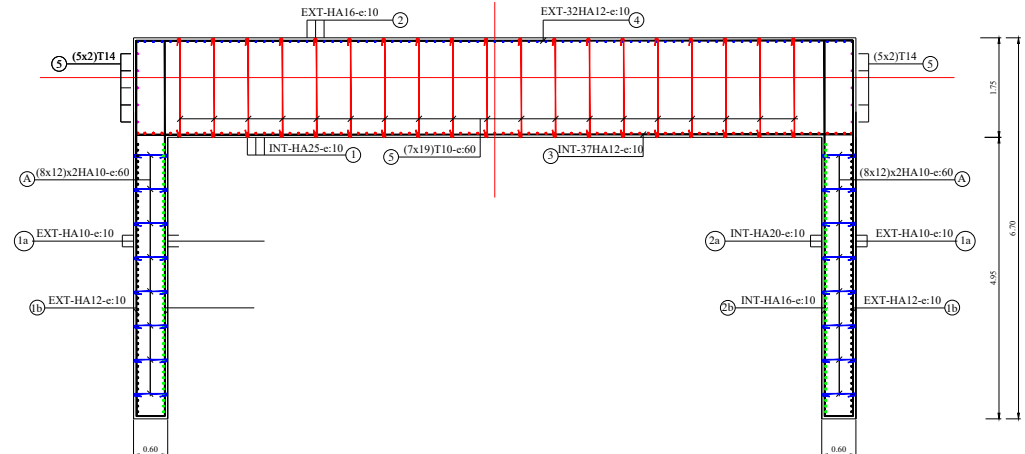
COUPE B-B



FERRAILLAGE MUR FRONTALE+MUR GARDE GREVE



COUPE A-A



CONCLUSION GENERAL

La réalisation de ce projet de fin d'études, intitulé « **Conception et étude d'un viaduc du PK 217+900 au PK 218+110 sur la ligne minière ferroviaire Béchar–Tindouf–Gara Djebilet, tronçon du PK 203+000 au PK 332+000** », constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Ce travail nous a permis de consolider nos acquis théoriques et de les mettre en application à travers un cas concret, en mobilisant nos connaissances en conception, dimensionnement, modélisation et calcul des ouvrages d'art.

Le choix d'un viaduc à poutres en béton précontraint s'est imposé en raison de ses nombreux avantages techniques, notamment sa capacité à franchir des portées importantes tout en garantissant un niveau élevé de sécurité, de résistance et de durabilité face aux différentes sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis. À travers cette étude, nous avons pu suivre l'ensemble des étapes nécessaires à la conception d'un pont ferroviaire, depuis l'évaluation des actions et des charges jusqu'au dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure, en passant par l'étude de la précontrainte et la modélisation numérique de l'ouvrage.

Ce projet nous a également permis de maîtriser davantage les outils informatiques spécialisés, tels que les logiciels de calcul et de modélisation, de mieux appréhender les exigences des règlements et normes en vigueur, ainsi que de développer notre capacité à traiter des problématiques complexes du génie civil avec rigueur, méthode et esprit critique. Le recours à des références techniques, à la documentation spécialisée et aux échanges avec les professionnels du domaine a contribué à enrichir notre démarche et à renforcer nos compétences techniques.

Au-delà de son aspect académique, ce projet constitue une expérience formatrice qui nous a permis de nous familiariser avec les contraintes réelles de l'ingénierie des infrastructures ferroviaires et des ouvrages d'art. Il représente ainsi une synthèse des connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire et une étape importante dans notre préparation à la vie professionnelle.

En conclusion, nous espérons que ce travail répond aux objectifs fixés et qu'il pourra constituer une référence utile pour les étudiants et les ingénieurs intéressés par la conception et le dimensionnement des viaducs ferroviaires en béton précontraint.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [2] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [3] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [4] RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts-routes, ministère de l'Équipement, France.
- [5] SETRA, Ponts mixtes acier-béton : Guide de conception durable, France, 2010.
- [6] SETRA, Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP, France, 1996.
- [7] SETRA, Guide de conception des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, France, 2003.
- [8] SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté : utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires – Guide technique, ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, France, juillet 2007.
- [9] SETRA, Ponts courants en zones sismiques : guide de conception, Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art, 2000.
- [10] SETRA, Piles et Palées (P.P. 73) : Appuis des tabliers – Pièces pilotes, 1977.
- [11] Jean-Armand CALGARO, projet et construction des ponts, ENPC France, 2000.
- [12] THONIER, H., Le béton précontraint aux états limites, ENPC, École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris, France, 1985.
- [13] THONIER, H., Le béton précontraint aux états limites, 2^e édition, France, 1992.
- [14] FREYSSINET, E., La Précontrainte Freyssinet, octobre 2014.
- [15] EUROCODE 1, Actions sur les structures – Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic, NF EN 1991-2, mars 2004.
- [16] UIC, Code UIC 776-R1 : Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails.
- [17] BABAKHOYA, Youcef, Formation Ponts, support de formation, 2020.
- [18] Cours Béton Armé, Dr. Benredouane, ENSTP.
- [19] Cours Fondation, Dr. Hamadi, ENSTP.

Logiciels utilisés

- AutoCAD 2020
- ROBOT 2026
- Expert ROBOT 2010

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Sondages	Profondeurs	Nature de Sol
SP01	0.0-0.80m	Sable fin brunâtre
	0.80 à 1.00m	Encroûtement grésocalcaire plus ou moins dur
	1.00 à 12.90m	Calcaire beige blanchâtre dur
	12.90 à 20.00m	Marnes verdâtre compacte par endroits
SP02	0.0-1.00m	Sable fin brunâtre
	1.00- 2.50m	Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur.
	2.50 à 13.00m	Calcaire beige blanchâtre dur.
	13.00 à 20.00m	Marnes verdâtre, à aspect schisteux par endroits, très compacte par endroits.
SP03	0.0-1.00m	Sable fin à moyen brunâtre
	1.00- 2.00m	Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur
	2.00 à 15.20m	Calcaire beige blanchâtre dur.
	15.20 à 20.00m	Marnes verdâtre à aspect schisteux par endroits, compacte par endroits.
SP04	0.0-0.80m	Sable fin brunâtre
	0.80- 2.40m	Encroûtements grésocalcaire beige plus ou moins dur
	2.40 à 15.40m	Calcaire beige blanchâtre dur avec des intercalations de sable par endroits
	15.40 à 20.00m	Marnes verdâtre à aspect schisteux par endroits, compacte par endroits.
SP05	0.0-2.80m	Sable fin brunâtre renfermant des fragments de calcaire
	2.80- 13.00m	Calcaire beige blanchâtre dur
SP06	0.0-0.40m	Sable fin brunâtre
	0.40- 0.80m	Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur.
	0.80 à 20.00m	Calcaire beige blanchâtre, avec intercalation de quelques passées marneuses vers les profondeurs
SP07	0.0-0.50m	Sable fin brunâtre
	0.50- 1.10m	Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur.
SC01	0.0-0.60m	Sable fin brunâtre.
	0.60- 4.60m	Encroûtement grésocalcaire plus ou moins dur récupéré en fragment
	4.60 à 13.70m	Calcaire beige blanchâtre dur récupéré en fragments par endroits, parfois cariés, à aspect conglomératique par endroits.
	13.70 à 20.00m	Marnes verdâtre à aspect schisteux et très compacte par endroits
SC02	0.0- 0 à 0.70m	Sable fin à moyen brunâtre.
	0.70 à 2.60m	Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur associés a du sable
	2.60m à 15.80m	Calcaire beige blanchâtre dur récupéré en fragmants par endroits, Parfoits cariés,à aspect conglomératique par endroits ,avec des

		Intercalation de sable à certain niveau.
	15.80m à 20.00m	Marnes verdâtre à aspect schisteux par endroits, peu compacte vers la base.
SC3	0.0-3.60m	Sable fin à moyen brunâtre renfermant des fragments de calcaire
	3.60- 13.30m	Calcaire blanchâtre à grisâtre dur alterné de passée sableuse par endroits
SC04	0.0-0.60m	Sable fin brunâtre.
	0.60- 1.00m	Encrouement grésocalcaire beige dur plus ou moins dur.
	1.00- 20.00m	Calcaire beige blanchâtre dur à moyennement dur vers le sommet, alterné de passées sableuses vers la base

Tableau A.1. Les descriptions des sondages réalisés

Essai pressiométrique

Résultats d'essai : Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau A.2 suivant :

N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _i (MPa)	E _M (MPa)	E/p* _{lm}	
SP1	1,00	0.21	0.25	3.9	16.0	Sur-consolidé
	2,00	Eboulement				
	3,00	3.03	3.03	335.2	111.5	
	4,00	3.01	3.01	41.2	13.9	
	5,00	3.05	3.05	590.6	196.4	
	6,00	3.02	3.02	879.4	296.2	
	7,00	3.02	3.02	746.5	252.6	
	8,00	3.06	3.06	2151.4	720.7	
	9,00	Eboulement				
	10,00	3.12	3.12	2147.1	709.8	
	11,00	3.31	3.31	1274.1	397.3	
	12,00	3.13	3.13	1380.5	457.4	
	13,00	3.34	3.34	1241.7	385.7	
	14,00	3.15	3.15	329.7	109.2	
	15,00	3.16	3.16	333.1	110.1	
	16,00	3.37	3.37	265.9	82.4	
	17,00	3.56	3.56	327.4	96.0	
	18,00	3.19	3.19	1381.9	457.1	
	19,00	3.39	3.39	635.4	197.5	
	20,00	3.41	3.41	541.0	167.7	

N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _i (MPa)	E _M (MPa)	E/p* _{lm}	
	1,00	0.08	0.08	0.5	6.3	
	2,00	1.41	2.94	34.5	11.8	
	3,00	0.13	0.13	2.9	28.3	
	4,00	3.06	3.06	429.0	142.0	
	5,00	3.26	3.26	885.0	275.6	
	6,00	3.06	3.06	691.6	229.9	
	7,00	3.08	3.08	5341.3	1772.9	

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

SP2	8,00	3.08	3.08	2212.9	735.1	Sur-consolidé
	9,00	3.49	3.49	2018.7	591.9	
	10,00	3.50	3.50	1634.0	478.7	
	11,00	3.51	3.51	2030.7	595.5	
	12,00	3.53	3.53	2170.4	634.9	
	13,00	3.55	3.55	2374.7	690.8	
	14,00	3.14	3.14	250.8	83.3	
	15,00	3.15	3.15	229.7	76.1	
	16,00	3.15	3.15	263.5	87.6	
	17,00	1.55	3.14	233.9	78.2	
	18,00	3.16	3.16	349.1	116.3	
	19,00	3.17	3.17	279.2	93.0	
	20,00	3.19	3.19	402.8	133.9	
N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _l (MPa)	E _M (MPa)	E/p*lm	
SP3	1,00	0.32	0.32	3.9	12.6	Sur-consolidé
	2,00	0.53	1.63	30.1	18.8	
	3,00	2.74	2.74	141.0	52.0	
	4,00	3.15	3.15	193.9	62.3	
	5,00	3.16	3.16	406.0	130.3	
	6,00	3.17	3.17	1724.2	553.3	
	7,00	3.18	3.18	1613.3	517.6	
	8,00	3.19	3.19	542.8	174.1	
	9,00	3.40	3.40	669.6	201.7	
	10,00	3.11	3.11	650.6	215.4	
	11,00	3.12	3.12	777.3	257.3	
	12,00	3.13	3.13	723.9	239.6	
	13,00	3.64	3.64	591.3	167.8	
	14,00	3.65	3.65	1429.7	405.7	
	15,00	3.46	3.46	319.3	96.0	
	16,00	3.27	3.27	230.7	73.8	
	17,00	3.28	3.28	230.7	73.8	
	18,00	3.49	3.49	246.4	74.0	
	19,00	3.30	3.30	208.5	66.6	
	20,00	3.51	3.51	325.1	97.6	
N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _l (MPa)	E _M (MPa)	E/p*lm	
SP4	1,00	0.49	0.49	9.0	18.7	Sur-consolidé
	3,00	2.94	2.94	1159.4	398.3	
	4,00	1.86	3.36	2469.9	743.5	
	5,00	3.44	3.44	1445.6	425.8	
	6,00	1.83	1.83	29.4	16.6	
	7,00	1.55	1.85	28.1	15.8	
	8,00	2.98	2.98	1300.4	447.1	
	9,00	3.39	3.39	1348.4	407.4	
	10,00	2.99	2.99	995.5	343.0	
	11,00	2.99	2.99	1593.7	552.2	
	12,00	3.10	3.10	421.0	140.7	
	13,00	3.52	3.52	552.0	162.2	
	14,00	3.04	3.04	2709.8	930.0	
	15,00	1.35	1.93	24.3	13.6	
	16,00	3.16	3.16	793.3	263.2	
	17,00	3.57	3.57	4622.3	1350.9	

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

	18,00	3.10	3.10	969.3	330.4	
	19,00	2.39	2.39	27.7	12.5	
	20,00	3.12	3.12	1173.4	398.7	
N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _l (MPa)	E _M (MPa)	E/p*lm	
SP5	1,00	0.32	0.32	7.8	25.1	Sur-consolidé
	2,00	0.28	0.28	1.6	6.0	
	3,00	3.14	3.14	347.9	111.8	
	4,00	3.15	3.15	257.3	82.6	
	5,00	3.36	3.36	328.7	99.2	
	6,00	3.37	3.37	320.6	96.7	
	7,00	3.16	3.16	323.8	104.6	
	8,00	3.37	3.37	333.1	101.0	
	9,00	3.38	3.38	631.3	191.4	
	10,00	3.39	3.39	1492.8	452.4	
	11,00	3.40	3.40	916.1	277.5	
	12,00	3.41	3.41	607.3	183.9	
	13,00	2.62	3.12	824.8	274.7	
	14,00	3.13	3.13	476.2	158.5	
	15,00	3.24	3.24	184.2	59.3	
	16,00	3.25	3.25	130.6	42.0	
	17,00	3.66	3.66	362.4	103.3	
	18,00	3.67	3.67	297.5	84.8	
	19,00	3.68	3.68	338.0	96.3	
	20,00	3.69	3.69	276.3	78.7	
N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _l (MPa)	E _M (MPa)	E/p*lm	
SP6	1,00	Eboulement				Sur-consolidé
	2,00	3.04	3.04	288.5	95.4	
	3,00	3.05	3.05	237.3	78.4	
	4,00	3.06	3.06	319.5	105.7	
	5,00	3.07	3.07	384.0	127.0	
	6,00	3.28	3.28	1033.6	320.0	
	7,00	3.29	3.29	415.0	128.4	
	8,00	3.09	3.09	314.5	104.3	
	9,00	3.10	3.10	337.0	111.5	
	10,00	3.09	3.09	371.5	123.7	
	11,00	3.50	3.50	562.5	165.3	
	12,00	3.52	3.52	420.7	123.4	
	13,00	3.52	3.52	1565.8	459.6	
	14,00	3.54	3.54	464.3	135.9	
	15,00	3.35	3.35	203.3	63.3	
	16,00	3.54	3.54	765.2	225.1	
	17,00	3.57	3.57	1151.6	336.9	
	18,00	3.57	3.57	969.9	284.5	
	19,00	3.08	3.08	1373.7	471.6	
	20,00	3.10	3.10	1295.3	443.3	

N° de sondage	Prof. (m)	Paramètres fondamentaux				Observations
		P _f (MPa)	P _l (MPa)	E _M (MPa)	E/p*lm	
	1,00	2.91	2.91	637.6	219.5	
	2,00	3.41	3.41	1229.2	362	
	3,00	1.81	1.81	35.8	20.1	

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

SP7	4,00	2.92	2.92	879	304.9	Sur- consolidé
	5,00	3.37	3.37	861.8	259.3	
	6,00	2.24	2.24	29.2	13.4	
	7,00	2.95	2.95	705	244	
	8,00	3.39	3.39	886.7	267.5	
	9,00	3.40	3.40	869.8	261.7	
	10,00	3.40	3.40	950.4	287.2	
	11,00	3.49	3.49	951.9	280.9	
	12,00	3.39	3.39	1058.7	322.3	
	13,00	2.99	2.99	747	259.8	
	14,00	3.45	3.45	764.2	230.2	
	15,00	3.46	3.46	869.8	261.3	
	16,00	3.49	3.49	1328.6	397.4	
	17,00	3.46	3.46	994.7	300.8	
	18,00	3.07	3.07	1012.9	348.8	
	19,00	3.47	3.47	716.5	217.4	
	20,00	3.60	3.60	1307.1	382.2	

Tableau A.2. résultats d'essais pressiométriques



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK218+097

Date début :

Date fin :

Profondeur forée (m) : 20

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X : 449745

Y : 3364517

Z :

Boue de forage :

Type forage :

Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
	-0.50		35 %								Sable fin brunâtre				
	0.50		45 %								Encroûtement grès-calcaire beige plus ou moins dur				
1.5		1.10													
3.0															
4.5															
6.0															
7.5															
9.0															
10.5			70 %								Calcaire beige blanchâtre avec des intercalation de quelques passées marneuses vers les profondeurs				
12.0															
13.5															
15.0															
16.5															
18.0															
19.5															
	-20.00														
		20.00									Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
21.0															
22.5															
24.0															
25.5															

REMARQUES :

SONDAGE DESTRUCTIF

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK 218+063

Date début :

Date fin :

Profondeur forée (m) : 20

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X : 449768

Y : 3364543

Z :

Boue de forage :

Type forage :

Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
	0,40	0,40	30 %								Sable fin brunâtre				
	0,80	0,80	30 %								Encroûtement grès-calcaire beige plus ou moins dur				
1,5															
3,0															
4,5															
6,0															
7,5															
9,0															
10,5			75 %								Calcaire beige blanchâtre ,avec intercalation de quelques passées marneuses vers les profondeurs				
12,0															
13,5															
15,0															
16,5															
18,0															
19,5		20,00													
21,0		20,00									Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

SONDAGE DESTRUCTIF

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK218+028

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 13
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 449797
Y : 3364564
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
1,0			50 %								Sable fin brunâtre renfermant des fragments de calcaire				
2,0															
2,80															
3,0															
4,0															
5,0															
6,0															
7,0															
8,0			70 %								Calcaire beige blanchâtre dur				
9,0															
10,0															
11,0															
12,0															
13,0															
13,00											Fin du forage à une profondeur de 13 m.				
14,0															
15,0															
16,0															
17,0															

REMARQUES :

SONDAGE DESTRUCTIF

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : pk217+993

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 449820
Y : 3364590
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
	-0,80	0,80	35 %								Sable fin brunâtre				
1,5	-2,40	2,40	40 %								Encroûtements grès-calcaire beige plus ou moins dur				
3,0															
4,5															
6,0															
7,5															
9,0			65 %								Calcaire beige blanchâtre dur avec des intercalation de sable par endroits				
10,5															
12,0															
13,5															
15,0	-15,40	15,40													
16,5															
18,0			70 %								Marnes verdâtre à aspect schisteux et compacte par endroits				
19,5	-20,00	20,00													
21,0											Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

SONDAGE DESCRIPTIF

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK217+958

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 449849
Y : 3364610
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
			25 50 75 100												
	-1,00	30 %									Sable fin à moyen brunâtre				
1,5	1,00	35 %									Encroûtement grès-calcaire beige plus ou moins dur				
	-2,00														
	2,00														
3,0															
4,5															
6,0															
7,5															
9,0		65 %									Calcaire beige blanchâtre dur				
10,5															
12,0															
13,5															
15,0	-15,20														
	15,20														
16,5															
18,0		70 %									Marnes verdâtre à aspect schisteux et compacte par endroits				
19,5	-20,00														
	20,00										Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
21,0															
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

SONDAGE DESTRUCTIFS

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK217+922

Date début :

Date fin :

Profondeur forée (m) : 20

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X : 449873

Y : 3364610

Z :

Boue de forage :

Type forage :

Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
			25 50 75 100												
-1,00			35 %								Sable fin brunâtre				
1,5	1,00		40 %								Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur				
-2,50															
3,0	2,50														
4,5															
6,0															
7,5			85 %								Calcaire beige blanchâtre dur				
9,0															
10,5															
12,0															
-13,00															
13,5	13,00														
15,0															
16,5			70 %								Marnes verdâtre à aspect schisteux et très compacte par endroits				
18,0															
19,5															
-20,00															
21,0	20,00										Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

Sondage destructifs

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK217+888

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 449901
Y : 3364656
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
	0,80	0,80	30 %								Sable fin brunâtre				
	0,80	0,80	35 %								Encroûtement grès-calcaire plus ou moins dur				
1,5															
3,0															
4,5															
6,0															
7,5			95 %								Calcaire beige blanchâtre dur				
9,0															
10,5															
12,0															
12,90															
13,5															
15,0															
16,5			70 %								Marnes verdâtre compacte par endroits				
18,0															
19,5															
20,00											Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
21,0															
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

Sondage destructif

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK218+097

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 449739
Y : 3364524
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
	-0,60		30 %								Sable fin brunâtre				
	-0,60										Encroûtement grès-calcaire beige plus ou moins dur				
1,5	1,00														
3,0															
4,5															
6,0															
7,5															
9,0															
10,5			75 %								Calcaire beige blanchâtre dur à moyennement dur vers le sommet, alterné de passées sableuses vers la base				
12,0															
13,5															
15,0															
16,5															
18,0															
19,5															
20,0															
21,0											Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique

CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC03

Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK218+028

Date début :

Date fin :

Profondeur forée (m) : 13,3

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X : 449791

Y : 3364570

Z :

Boue de forage :

Type forage :

Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
1,0											Sable fin à moyen brunâtre renfermant des fragment de calcaire				
2,0															
3,0															
4,0															
5,0															
6,0															
7,0															
8,0															
9,0															
10,0															
11,0															
12,0															
13,0															
14,0															
15,0															
16,0															
17,0															

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique

CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC02

Projet : LIGNE CHEMAIN DE FER BECHAR -ABADLA-GARA DJBILLET

Dossier N° : EGO-24-78

Client : COSIDER

Endroit : PK 217+958

Date début :

Date fin :

Profondeur forée (m) : 20

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X : 449844

Y : 3364616

Z :

Boue de forage :

Type forage :

Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
												Prof (m)	N0	N1	N2
	-0,70										Sable fin à moyen brunâtre				
1,5	0,70										Encroûtement grésocalcaire beige plus ou moins dur associés a du sable				
3,0	-2,60	2,60							3,00			3,1	27	50	
4,5															
6,0															
7,5															
9,0											Calcaire beige blanchâtre dur récupéré en fragments par endroits, parfois cariés, à aspect conglomératique par endroits, avec des intercalation de sable à certain niveau				
10,5															
12,0															
13,5															
15,0															
16,5	-15,80	15,80													
18,0											Marnes verdâtre à aspect schisteux par endroits, peu compacte vers la base				
19,5	-20,00	20,00													
21,0											Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
22,5															
24,0															
25,5															

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/09/2024

Page : 1 de 1

Page : 1 de 1

ANNEXE B

TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.1. Tableaux des chargements .

Cas	Type de charge		
1:G	poids propre	Structure entière	Coef=1,00
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-8,78
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-8,78
1:G	(EF) surfacique 3p (contour)	PX1=0,0	PZ1=-7,05
1:G	(EF) surfacique 3p (contour)	PX1=0,0	PZ1=-7,05
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-2,40
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-2,40
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-3,94
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-3,94
1:G	(EF) surfacique 3p (contour)	PX1=0,0	PZ1=-16,96
1:G	(EF) surfacique 3p (contour)	PX1=0,0	PZ1=-2,00
1:G	(EF) surfacique 3p (contour)	PX1=0,0	PZ1=-2,00
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-2,40
1:G	(EF) linéaire 2p (3D)	PX1=0,0	PZ1=-2,40

Tableau B.2. Vérification des contraintes normales pour les 4 phase .

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,23	0,54	0,80	0,94	0,23	0,54	0,80	0,94
M _{Els}		0,00	2,55	3,22	3,44	0	2,55	3,22	3,44
P1 (MN)		4,95	4,95	4,95	4,95	9,54	9,54	9,54	9,54
P2 (MN)		4,66	4,66	4,66	4,66	8,79	8,79	8,79	8,79
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,03	6,40	6,87	0,00	5,03	6,40	6,87
	σ_{inf}	0,00	-5,60	-5,17	-7,75	0,00	-5,60	-7,20	-7,75
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	1,38	0,12	-2,46	-3,83	2,67	0,22	-4,74	-7,39
	σ_{inf}	4,94	11,31	14,26	15,84	9,52	21,81	27,51	30,56
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1,30	0,11	-2,31	-3,61	2,46	0,21	-4,36	-6,81
	σ_{inf}	4,65	10,65	13,43	14,92	8,77	20,09	25,33	28,15
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	1,38	5,15	3,94	3,03	2,67	5,26	1,66	-0,53
	σ_{inf}	4,94	5,70	9,09	8,10	9,52	16,21	20,31	22,81
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1,30	5,14	4,09	3,26	2,46	5,24	2,04	0,06
	σ_{inf}	4,65	5,04	8,26	7,17	8,77	14,48	18,14	20,40

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,50	0,95	1,21	1,34	0,50	0,95	1,21	1,34
MEIs		0,00	3,83	4,86	5,198	0	11,42	14,4	15,50
P1 (MN)		11,74	11,74	11,74	11,74	10,75	10,75	10,75	10,75
P2 (MN)		10,24	10,24	10,24	10,24	8,76	8,76	8,76	8,76
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	3,66	4,68	5,02	0,00	10,92	13,86	14,96
	σ_{inf}	0,00	-6,16	-7,91	-8,51	0,00	-18,36	-23,45	-25,37
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	0,49	-2,23	-5,19	-6,78	0,45	-2,04	-4,76	-6,21
	σ_{inf}	12,46	26,36	31,49	34,22	11,41	24,15	28,85	31,35
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	0,43	0,94	-0,24	-5,91	2,46	1,76	-0,45	-5,06
	σ_{inf}	10,87	23,00	27,48	29,86	9,30	19,69	23,52	25,56
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	0,49	1,43	-0,52	-1,76	0,45	8,88	9,10	8,75
	σ_{inf}	12,46	20,21	23,58	25,72	11,41	5,79	5,40	5,99
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	0,43	4,60	4,44	-0,89	2,46	12,69	13,41	9,90
	σ_{inf}	10,87	16,84	19,56	21,35	9,30	1,33	0,06	0,19

Tableau B.3. Modes propres.

Cas / Mode	Frequence (Hz)	P (sec)	MC (Ux)	MC (Uy)	MMx	MMy
	0,23	4,27	0	1,11	0	1,11
1/ 2	0,91	1,1	0,08	17,2	0,08	16,08
1/ 3	0,92	1,09	18,1	17,28	18,02	0,08
1/ 4	0,94	1,06	18,1	64,62	0	47,34
1/ 5	0,94	1,06	18,1	64,75	0	0,13
1/ 6	0,94	1,06	18,1	67,31	0	2,56
1/ 7	0,94	1,06	18,1	84	0	16,7
1/ 8	0,95	1,05	77,23	84	59,13	0
1/ 9	0,95	1,05	90,72	84	13,5	0
1/ 10	0,95	1,05	93,37	84	2,65	0
1/ 11	0,95	1,05	93,87	84	0,5	0
1/ 12	0,95	1,05	99,98	84	6,11	0
1/ 13	0,97	1,04	99,98	99,07	0	15,06
1/ 14	1,08	0,93	99,99	99,57	0,01	0,5
1/ 15	1,1	0,91	99,99	99,57	0	0
1/ 16	1,1	0,91	99,99	99,57	0	0
1/ 17	1,1	0,91	99,99	99,57	0	0
1/ 18	1,1	0,91	99,99	99,57	0	0
1/ 19	1,13	0,88	99,99	99,98	0	0,41
1/ 20	2,06	0,48	99,99	99,98	0	0
1/ 21	2,11	0,47	100	99,98	0,01	0
1/ 22	2,14	0,47	100	99,98	0	0

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

1/ 23	2,14	0,47	100	99,98	0	0
1/ 24	2,14	0,47	100	99,98	0	0
1/ 25	2,14	0,47	100	99,98	0	0
1/ 26	2,96	0,34	100	99,98	0	0
1/ 27	3	0,33	100	99,98	0	0
1/ 28	3	0,33	100	99,98	0	0
1/ 29	3	0,33	100	99,98	0	0
1/ 30	3	0,33	100	99,98	0	0
1/ 31	3	0,33	100	99,98	0	0
1/ 32	4,18	0,24	100	99,98	0	0
1/ 33	4,21	0,24	100	99,98	0	0
1/ 34	4,22	0,24	100	99,98	0	0
1/ 35	4,22	0,24	100	99,98	0	0
1/ 36	4,22	0,24	100	99,98	0	0
1/ 37	4,22	0,24	100	99,98	0	0
1/ 38	4,24	0,24	100	99,98	0	0
1/ 39	4,38	0,23	100	99,98	0	0
1/ 40	4,38	0,23	100	99,98	0	0
1/ 41	4,38	0,23	100	99,98	0	0
1/ 42	4,38	0,23	100	99,98	0	0
1/ 43	4,38	0,23	100	99,98	0	0
1/ 44	4,51	0,22	100	99,98	0	0
1/ 45	4,58	0,22	100	99,99	0	0
1/ 46	4,58	0,22	100	99,99	0	0
1/ 47	4,58	0,22	100	99,99	0	0
1/ 48	4,58	0,22	100	99,99	0	0
1/ 49	4,58	0,22	100	99,99	0	0
1/ 50	4,6	0,22	100	99,99	0	0
1/ 51	5	0,2	100	99,99	0	0
1/ 52	5	0,2	100	99,99	0	0
1/ 53	5	0,2	100	99,99	0	0
1/ 54	5	0,2	100	99,99	0	0
1/ 55	5	0,2	100	99,99	0	0
1/ 56	5	0,2	100	99,99	0	0
1/ 57	5,21	0,19	100	99,99	0	0
1/ 58	5,21	0,19	100	99,99	0	0
1/ 59	5,21	0,19	100	99,99	0	0
1/ 60	5,21	0,19	100	99,99	0	0

Tableau B.4. Les Réaction a la base de tout les piles .

Nœud/Cas/Mode	Fx (Kn)	Fy(Kn)	Fz(Kn)	Mx(Knm)	My(Knm)	Mz(Knm)
133/ 1 (C) (CQC)/	1835,04	558,44	0	1856,82	6101,51	65,9
133/ 2/	0	0	3366,96	50,3	0,56	0
133/ 3/	0	0	13826,98	206,57	2,31	0
133/ 5/ CQC	0,07	1860,8	0	6187,11	0,24	183,03
133/ 6/ CQC	1835,02	0,21	0	0,69	6101,44	10,99
133/ 7 (C) (CQC)/	1835	-558,03	0	-1855,45	6101,36	-43,92
133/ 8 (C) (CQC)/	550,58	1860,86	0	6187,32	1830,67	186,32
133/ 9 (C) (CQC)/	-550,43	1860,73	0	6186,91	-1830,19	179,73
439/ 1 (C) (CQC)/	1836,92	487,73	0	1621,7	6107,75	68,73
439/ 2/	0	0	3367,03	-16,76	0,43	0
439/ 3/	0	0	13827,26	-68,84	1,77	0
439/ 5/ CQC	0,07	1625,1	0	5403,45	0,22	201,65
439/ 6/ CQC	1836,9	0,2	0	0,67	6107,68	8,23
439/ 7 (C) (CQC)/	1836,88	-487,33	0	-1620,37	6107,62	-52,26
439/ 8 (C) (CQC)/	551,14	1625,16	0	5403,65	1832,53	204,12
439/ 9 (C) (CQC)/	-551	1625,04	0	5403,25	-1832,08	199,18
467/ 1 (C) (CQC)/	1837,67	545,79	0	1814,75	6110,26	9,2
467/ 2/	0	0	3366,91	16,77	0,42	0
467/ 3/	0	0	13826,78	68,86	1,74	0
467/ 5/ CQC	0,05	1818,71	0	6047,25	0,18	0,37
467/ 6/ CQC	1837,66	0,17	0	0,58	6110,21	9,09
467/ 7 (C) (CQC)/	1837,64	-545,44	0	-1813,6	6110,15	8,98
467/ 8 (C) (CQC)/	551,35	1818,76	0	6047,42	1833,24	3,1
467/ 9 (C) (CQC)/	-551,24	1818,66	0	6047,08	-1832,88	-2,36
504/ 1 (C) (CQC)/	1824,01	536,92	0	3516,77	11947,25	131,23
504/ 2/	0	0	3366,98	15,93	0,88	0
504/ 3/	0	0	13827,06	65,44	3,62	0
504/ 5/ CQC	14,33	1652,57	0	10824,18	93,88	236,97
504/ 6/ CQC	1819,71	41,15	0	269,52	11919,08	60,14
504/ 7 (C) (CQC)/	1815,41	-454,62	0	-2977,74	11890,92	-10,95
504/ 8 (C) (CQC)/	560,25	1664,91	0	10905,04	3669,6	255,01

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

504/ 9 (C) (CQC)/	-531,58	1640,22	0	10743,33	-3481,84	218,93
659/ 1 (C) (CQC)/	1831,65	545,87	0	3029,58	10165,67	9,13
659/ 2/	0	0	3367,02	16,81	0,77	0
659/ 3/	0	0	13827,24	69,04	3,15	0
659/ 5/ CQC	0,34	1818,89	0	10094,83	1,86	0,5
659/ 6/ CQC	1831,55	0,2	0	1,13	10165,11	8,98
659/ 7 (C) (CQC)/	1831,45	-545,46	0	-3027,31	10164,55	8,83
659/ 8 (C) (CQC)/	549,8	1818,95	0	10095,17	3051,4	3,19
659/ 9 (C) (CQC)/	-549,13	1818,83	0	10094,49	-3047,67	-2,19

ANNEXE C

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

Calcul de Section en Flexion Simple

Entretoise

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

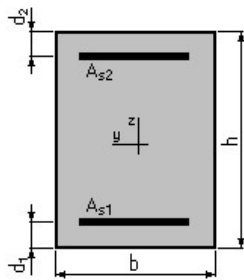
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	362,92	481,97
Etat Limite de Service	268,83	-357,02
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 13,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,26 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU **$M_{\text{max}} = 362,92 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\text{min}} = 481,97 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,12 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 173,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,29 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS **$M_{\text{max}} = 268,83 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\text{min}} = -357,02 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,60

Position de l'axe neutre: $y = 28,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 165,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 14,2 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 14,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8 \text{ (MPa)}$

Vérification de Section en Flexion Simple

Le Ferrailage impose de L'entretoise

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

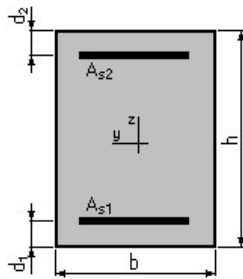
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 60,0$ (cm)

$h = 180,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique

$A_{s1} = 14,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 14,2$ (cm²)

Section minimum

$A_{s \min} = 13,6$ (cm²)

théorique $\rho = 0,27$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,13$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1067,97	-1067,97
Etat Limite de Service	595,87	-595,87
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1229,98	-1229,98

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 1067,97$ (kN*m) $M_{\min} = -1067,97$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 173,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,30$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 0,9$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 595,87$ (kN*m) $M_{\min} = -595,87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 29,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 165,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 23,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 23,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 1229,98$ (kN*m) $M_{\min} = -1229,98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 173,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,27$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

Semelle

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

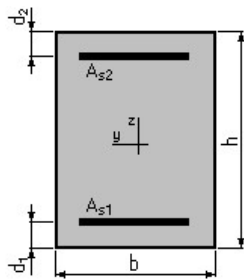
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3218,22	0,00
Etat Limite de Service	2386,59	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 54,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 19,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 3218,22 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 17,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 186,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,98 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 2386,59 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 48,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 176,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Composée

Voile

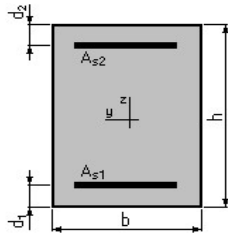
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (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 :



$$b = 1100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	50561,01	20267,61
2.	ELA	21115,50	14440,05

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 198,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 198,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$A_{s \min} = 396,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \max} = 9900,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,20 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,20 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU **N = 50561,01** (kN) **M = 20267,61** (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4,10 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 135,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 118,9$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,98$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 195,3$ (MPa) comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELA **N = 21115,50** (kN) **M = 14440,05** (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7,42 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 80,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 140,9$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 4,04$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

MUR Garde G

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

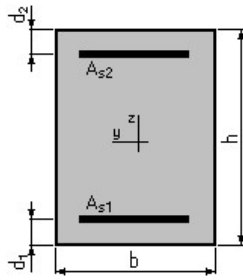
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	319,22	0,00
Etat Limite de Service	229,69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 27,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,73 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 319,22$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,30		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 8,8$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 34,5$	(cm)		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,02$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)		

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Cas ELS} \quad M_{\max} = 229,69 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$\text{Coefficient de sécurité: } 1,00$$

$$\text{Position de l'axe neutre: } y = 14,1 \text{ (cm)}$$

$$\text{Bras de levier: } Z = 33,3 \text{ (cm)}$$

$$\text{Contrainte maxi du béton: } \sigma_b = 9,8 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Contrainte limite: } 0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Mur Frontal

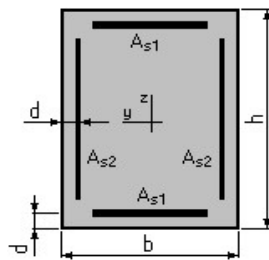
1. Hypothèses:

$$\text{Béton: } f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acier: } f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$$

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 175,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	1986,22	3718,51	0,00
2.	ELS	1490,06	2780,51	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 47,8 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 35,0 (cm ²)	Section maximum	A _{s max} = 875,0 (cm ²)
théorique	ρ = 0,50 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,10 (%)	maximum	ρ _{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1986,22 (kN)** **M_y = 3718,51 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,42 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 25,8 (cm)
Bras de levier: Z = 157,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,82 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 264,6 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 1490,06 (kN)** **M_y = 2780,51 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 54,0 (cm)
Bras de levier: Z = 150,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 103,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

MUR EN R , MXX

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

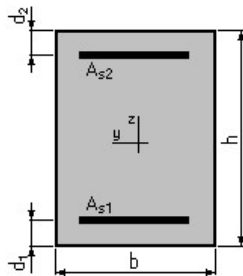
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	221,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELS **$M_{\text{max}} = 221,89 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 48,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

MUR EN R , MYY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

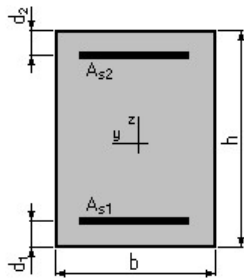
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	259,93	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,41 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 259,93$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 47,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Vérification de Section en Flexion Simple

Mur Garde G

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

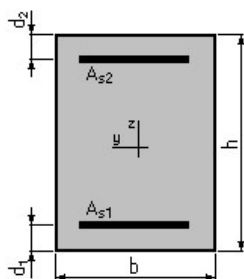
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique

$$A_{s1} = 27,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$$A_{s \text{ min}} = 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique} \quad \rho = 0,73 \text{ (\%)} \quad \rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum} \quad \rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$$

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	413,65	-0,00
Etat Limite de Service	229,83	-0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	481,46	-0,00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 413,65$ (kN*m) $M_{\min} = -0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,02$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 229,83$ (kN*m) $M_{\min} = -0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 481,46$ (kN*m) $M_{\min} = -0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,57$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)