République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE V2 AU PK10+510 DE LA LIGNE MINIERE EST ANNABA - TEBESSA

Présenté par :

ETTOUIL Akram

SAADAOUI Houssam Eddine

Encadré par :

Mr LAGGOUN Othmane

Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ


بسم الله الرحمن الرحيم
الأستاذ
عبد الصادق
١٤٣٩

REMERCIEMENTS

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices…

Nous remerciements vont d'abord au Dieu le tout puissant, clément et miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos remerciements à nos familles, qui nous ont toujours soutenus et poussés à continuer nos études. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Nous dédions un merci particulier à Mr. **OUALI Nabil** ingénieur ouvrage d'art chez CCEC, pour ses conseils, sa guidance sa motivation, sa compréhension et sa disponibilité durant toutes les étapes du travail.

Nous remercions également notre cher encadreur **LAGGOUN Othmane** directeur de la gestion des opérations maitrises d'œuvres ANESRIF.

Nous remercions notre cher Co-encadreur **Mr. FEDGHOUCHE Ferhat**, professeur et chef département d'infrastructure de base à l'école nationale supérieure des travaux publics-Kouba pour ces efforts pendant trois ans et ses encouragements.

Nous remercions aussi Mr. **BABAKHOUYA Youcef,** consultant ouvrage d'art BET : BIESTA Tébessa qui nous a bien aidé.

Nous remercions tous les enseignants de l'ENSTP, ainsi que l'administration de l'école, et les responsables de la bibliothèque.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous personnes qui nous ont aidées dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin nous disons merci beaucoup.

ملخص:
يهدف هذا العمل المتواضع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر سكة حديد الذي يقع في النقطة الكيلومترية 510+10على طول 1318 متر بمنطقة سوق أهراس، مشروع من بين العديد من الأعمال في خط سكة المناجم (عنابة - تبسة) شرق، وهو جزء من برنامج الدراسات الذي أطلقته الوكالة الوطنية للدراسات ومتابعة الاستثمارات في السكك الحديدية (انسريف).

بدأنا عملنا ببحوث ببليوغرافية حول دراسة خاصة للضغوط المقبولة بسبب التفاعل المتبادل بين هيكل السكك الحديدية والجسر عندما يكون نصف القطر الافقي أقل من 1500 متر، بعد تحليل البيانات، أولاً وقبل كل شيء، قمنا بتحليل متعدد المعايير على أربع مقترحات واختيار الحل الأمثل الذي يلبي عديد المعايير المطلوبة، اخترنا جسرًا جزئه الأول هو جسر صندوق سابق الاجهاد ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، وجزءه الثاني هو جسر حديدي مختلط متعدد العوارض.

ثانيًا، لقد حددنا مسبقًا ابعاد الأجزاء المختلفة من الجسر المختار، ثم انتقلنا إلى تحليل البنية الفوقية والبنية التحتية، من خلال حساب سابقيه الإجهاد والتحقق من المقاطع، تصميم وضع قياس مختلف العناصر الهيكلية المختلفة وفقًا إلى المعايير المعمول بها، بالاستعانة برنامج CSIbridge.

كلمات مفتاحية: الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر حديدي، هيكل السكك الحديدية، البنية الفوقية والبنية التحتية، جسر صندوقي.

Résumé :
Ce modeste travail a pour l'objectif de faire la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire situé au PK 10+510 sur une longueur de 1318 m dans la région de SOUK-AHRAS, un parmi plusieurs ouvrages dans le programme d'études et modernisation la ligne minière EST (Annaba -Tébessa) lancé par l'ANESRIF.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur l'étude spécifique des contraintes admissibles due à l'interaction voie ouvrage d'art pour des rayons inférieurs à 1500 m, Après une analyse des données, tout d'abord nous avons fait une analyse multicritère sur quatre variantes proposées pour choisir la solution plus avantageuse qui répond au plusieurs critères exigés, nous avons opté pour un viaduc son premier partie continue en voussoirs à hauteur variable construits par encorbellement successif, avec un deuxième tablier mixte isostatiques en bipoutres PRS,

En second lieu, nous avons pré dimensionné les différentes parties de la variante retenue, puis on a passé à l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, vérifications des sections et le dimensionnement des différents éléments structuraux selon les normes en vigueur, à l'aide de logiciel CSIbridge.
Mots clés : Béton précontraint, viaduc, infrastructure, post tension, pont en caisson, voussoir, viaduc ferroviaire

Abstract:
The purpose of this modest work is to design & analyse a railway viaduct located at PK 10 + 510 over a length of 1318 m in SOUK-AHRAS region, among several works in the mining line (Annaba-Tébessa) East, which is part of modernisation program launched by ANESRIF.

We started our work with bibliographic research on the specific study of admissible stresses due to the Rail Structure Interaction (RSI) with radius less than 1500 m, After an analysis of the data, first of all, we made a multi-criteria analysis on four variants proposed to choose the most optimal solution which meets the several criteria required, we opted for a viaduct with its first part is Segmental Balanced-Cantilever Bridge, and his second part is Multi-girder composite steel bridge with discontinuous deck.

Secondly, we have pre-dimensioned the different parts of the chosen variant, then we went on to the analysis of the superstructure and the infrastructure, going through the calculation of the prestressing, verifications of the sections and the design of the different structural elements according to the standards, using CSIbridge software.

key words: bridge, railway-bridge, prestressed concrete

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE……...……...1

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I. INTRODUCTION 2
I.1. PROBLEMATIQUE 2
I.2. PRINCIPE DE PHENOME D'INTERACTION VOIE – OUVRAGE 3
I.3. PARAMETRE AFFECTANT LA REPONSE COMBINEE DU SYSTEME VOIE-OUVRAGE AU ACTIONS VARIABLES 4
I.3.1. Actions à prendre en considération 5
I.4. EFFET DE LA COURBURE SUR LES VALEURS DES CONTRAINTES ADDITIONNELLES ADMISSIBLE 5
I.5. DEPLACEMENT LONGITUDINALE DE LA VOIE 6
I.6. DEPLACEMENT LATERALE 7
CONCLUSION 9

CHAPITRE II : PRESENTATION GENERALE

II.1. PRESENTATION GENERALE DE PROJET 10
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 11

CHAPITRE III : DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION 12
III.2. NORMES ET REFERENCES 12
III.3. DONNEES GENERALES DE L'OUVRAGE 12
III.3.1. Données Géométriques 12
III.3.1.1. Tracé en plan 12
III.3.1.2. Profil en long 13
III.3.1.3. Profil en travers 13
III.3.2. Données hydrauliques 14
III.3.3. Données géotechniques 14
III.3.4. Données sismiques 14
III.4. Données climatiques 15
III.4.1. Variation de la température 15
III.4.2. Gradient thermique 15
III.4.3. Actions de vent 16
III.4.4. Humidité ambiante 16
III.4.5. Pluviométrie 16
III.5. HYPOTHESES DE CALCUL 16
III.5.1. Caractéristiques des matériaux 16
III.5.1.1. Béton 16
III.5.1.2. Aciers 17
III.6.2.1.1. Aciers de construction 17
III.6.2.1.2. Aciers de précontrainte 17
III.6.2.1.3. Aciers de charpentes 17
III.6. CHARGES ET SURCHARGES 17
III.6.1. Actions permanentes 17
III.6.2. Charges de Trafic et modèles de charges 18
III.6.2.1. Charges verticales (effet statique) 18
III.6.2.1.1. Modèle de charge LM71 18
III.6.2.1.2. Modèle de charge SW 18
III.6.2.1.3. Modèle de « train à vide » 19
III.6.2.2. Charges horizontales 19
III.6.2.2.1. Force de démarrage et freinage (EN1991-2. 6.5.3) 19

III.6.2.2.2. Forces centrifuges (EN1991-2. 6.5.1) 20
III.6.2.2.3. Effort de lacet (EN1991-2/NA 6.8.2 (2)) 21
III.6.3. Charges accidentelles (Déraillement) 21
III.7. COMBINAISON DE CHARGES 22
III.8. GROUPES DE CHARGES 23
II.9. LOGICIEL UTILISE 23
CHAPITRE IV : CONCEPTION DE L'OUVRAGE
IV.1. INTRODUCTION 24
IV.2. FAISABILITE D'UN OUVRAGE CONTINU 24
IV.2.1. Conditions d'implantation des AD 24
IV.3. LES VARIANTES 24
IV.4. PRESENTATION DES VARIANTES 25
IV.4.1. Variante N°1 : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en Précontraintes (V.I.P.P) 25
IV.4.1.1. Coupe longitudinale 25
IV.4.1.2. Section transversale 25
IV.4.2. Variante N°2 : viaduc à poutre métallique (PRS) 26
IV.4.2.1. Coupe longitudinale 26
IV.4.2.2. Section transversale 26
IV.4.3. Variante N°3 : Viaduc à poutre caisson en encorbellement successif +P.R.S 27
IV.4.3.1. Coupe longitudinale 27
IV.4.3.2. Section transversale 27
IV.4.4. Variante N°4 : viaduc à poutre caisson en encorbellement successif +V.I.P. P 28
IV.4.4.1. Coupe longitudinale 28
IV.4.4.2. Section transversale 28
IV.5. Devis estimatif des variantes 29
IV.6. CRITERES DE CHOIX 31
IV.6.1. L'esthétique 31
IV.6.2. L'entretien de la voie 31
IV.6.3. L'entretien de l'ouvrage 31
IV.6.4. Méthodes et durée de construction 31
IV.6.5. L'économie 32
IV.7. ANALYSE MULTICRITERE 32
CHAPITRE V : PREDIMENSIONNEMENT
V.1. INTRODUCTION 33
V.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER 33
V.2.1. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE CAISSON (ENCORBELLEMENT) 33
V.2.2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE MIXTE 35
V.2.2.1. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES 35
V.2.2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES 36
V.2.2.2.1. LES ENTRETOISES COURANTES 36
V.2.2.2.2. LES ENTRETOISES D'ABOUT 36
V.2.2.3. PREDIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS 37
V.3. PREDIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE 37
V.3.1. Prédimensionnement des piles 37
V.3.2. Partie mixte 37
V.3.2.1. Piles avec une hauteur inférieure à 25 m (H<25 m) 37
V.3.2.2. Piles avec une hauteur supérieure à 25 m (H>25 m) 38
V.3.3. Partie encorbellement 39
V.3.4. PREDIMENSIONNEMENT DES CULEES 40

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER MIXTE

VI.1. INTRODUCTION 41
VI.2. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 41
VI.2.1. Charges permanentes 41
VI.2.1.1. Poids des éléments porteurs (CP) 41
VI.2.1.2. Poids des éléments non porteurs (CCP) 42
IV.2.2. Charge de trafic ferroviaire 42
IV.2.2.1. Coefficient de majoration dynamique ϕ 42
VI.3. MODELISATION DES ELEMENTSSTRUCTURAUX 43
VI.4. ANALYSE DE LA SECTION MIXTE 44
VI.4.1. Hypothèses de calcul 44
VI.4.2. Coefficient d'équivalence 44
VI.4.3. Calcul de la largeur participante de la dalle 45
VI.4.4. Caractéristiques des sections 45
VI.4.5. Calcul des efforts internes des poutres 46
VI.4.6. Calcul des forces de freinage et de démarrage 48
VI.4.7. Groupes de charge 49
VI.4.8. Combinaison des charges 49
VI.4.9. Vérification aux états limite ultime 53
VI.4.9.1. Résistance aux états limites de flexion -analyse élastique- 53
VI.4.9.2. Classification de la section transversale -Analyse plastique- 54
VI.4.9.3. Résistance aux états limites d'effort tranchant 55
VI.4.9.4. Interaction moment-effort tranchant 57
VI.4.9.5. Vérification de la résistance à l'instabilité 57
VI.4.9.5.1. Vérification au déversement 58
VI.4.9.5.2. Vérification du voilement 58
VI.4.9.6. Vérification aux états limite de service 58
VI.4.9.6.1. Vérification des contraintes en service 58
VI.4.9.6.2. Contrôle des déformations 59
VI.4.9.6.3. Respiration de l'âme 60
VI.4.10. Vérification des contreventements 60
VI.4.11. Vérification des entretoises 61
VI.4.11.1. Entretoise intermédiaire 61
VI.4.11.2. Entretoise d'about 61
VI.4.12. Vérification de la connexion des goujons 61
VI.4.12.1. Résistance d'un goujon à tête 61
VI.4.12.2. Flux de cisaillement 62
VI.4.13. Justification de la charpente en fatigue 63
VI.5. ETUDE DE LA DALLE 65
VI.5.1. Analyse structurale 65
VI.5.2. Ferraillage vis-à-vis l'état limite de flexion 66

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER EN ENCORBELLEMENT

VII.1. INTRODUCTION 67
VII.2. STABILITE DU FLEAU 67
VII.2.1. Poids propre du fléau 68
VII.2.2. Charges variables d'exécution 68
VII.2.2.1. Charges de chantier connues 68
VII.2.2.2. Charges de chantier aléatoires 68
VII.2.3. Actions accidentelles 69
VII.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES 69
VII.3.1. Calcul des efforts internes en cours de réalisation 69

VII.3.1.1. Combinaison d'actions en construction 69
VII.3.1.2. Combinaison en situation temporaire (type A) 70
VII.3.1.3. Combinaison en situation accidentelle (type B) 70
VII.3.2. Calcul des efforts internes en service 71
VII.3.2.1. Combinaisons d'action 71
VII.3.2.2. Coefficient de majoration dynamique 71
VII.3.2.3. Résultats des combinaisons 72
VII.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 75
VII.4.1. Détermination du nombre des câbles du fléau 75
VII.4.2. Position et enrobage des câbles 76
VII.4.3. Tracé des câbles en plan 76
VII.4.4. Tracé des câbles en élévation 76
VII.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 77
VII.4.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale 77
VII.4.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 78
VII.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 78
VII.6.1. Les pertes instantanées 78
VII.6.1.1. Pertes de tension par frottement 78
VII.6.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage 79
VII.6.1.3. Pertes de tension par déformations instantanées du béton 79
VII.6.2. Les pertes différées 80
VII.6.2.1. Pertes par retrait 80
VII.6.2.2. Pertes par fluage 80
VII.6.2.3. Pertes par relaxation 80
VII.6.2.4. Pertes différées totales 80
VII.6.3. Pertes totales 81
VII.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES 81
VII.7.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 81
VII.7.2. Vérification des contraintes en phase de service 81
VII.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT 82
VII.8.1. Valeur de l'effort tranchant à considérer 82
VII.8.2. Vérification vis-à-vis de l'ELS 82
VII.8.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 83
VII.9. ETUDE TRANSVERSALE 84
VII.8.1. Modélisation 84
VII.8.2. Combinaisons 84
VII.8.3. Ferraillage des voussoirs 86

CHAPITRE VIII : EFFET DYNAMIQUE ET CONCORT

VIII.1. INTRODUCTION 88
VIII.2. LA NECESSITE D'UNE ANALYSE DYNAMIQUE 88
VIII.3. VERIFICATIONS DE LA SECURITE DE LA VOIE ET DU CONFORT DES PASSAGERS 91
VIII.3.1. Accélération verticale du tablier 91
VIII.3.2. Déformation verticale du tablier 91
VIII.4. GARANTIE DU CONFORT DES PASSAGERS 92
VIII.4.1. Critère du confort 92
VIII.4.2. Critères de flèche pour vérifier le confort des passagers 92

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION 94
IX.2. MODELISATION 94
IX.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 95

IX.3.1. Force centrifuge EN1991-2. 6.5.1 95
IX.3.2. Accélération et force de freinage 95
IX.3.3. Déraillement 95
IX.3.4. Retrait et fluage 96
IX.4. SCHEMA DES APPAREILLES D'APPUI 96
IX.5. COMPORTEMENT SISMIQUE 97
IX.6. ÉTUDES DES PILES 97
IX.6.1. Calculs des sollicitations 98
IV.6.1.1. Combinaisons d'actions 98
IX.6.2. Ferraillage des piles 100
IX.6.2.1. Pile P13 (la plus haute) 100
IX.6.2.2. Pile P12 102
IX.6.2.3. Pile P1 (la plus petite) 104
IX.6.3. Estimation de nombre des pieux 104
IV.6.3.1. Pile P13 (la plus haute) 104
IV.6.3.2. Pile P12 104
IV.6.3.3. Pile P1 (la plus petite) 105
IX.6.4. Vérification des portances des pieux 105
IX.6.4.1. Pile P13 (la plus haute) 105
IX.6.4.2. Pile P12 106
IX.6.4.3. Pile P1 (la plus petite) 107
IX.6.5. Dimensionnement de la semelle 107
IX.6.4.1. Semelle (P13) 107
IX.6.4.2. Semelle (P12) 109
IX.6.4.3. Semelle (P1) 111
IX.7. VERIFICATION DE LA CULEE 114
IX.8. APPAREIL D'APPUI 115
IX.9. INTERACTION VOIE OUVRAGE 116
IX.10. MODES DE VIBRATIONS 117

CHAPITRE X. TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION

X.1. INTRODUCTION 119
X.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UN TABLIER MIXTE 119
X.2.1. Lançage des Ossatures métalliques 119
X.2.2. Mises en œuvre de la dalle 120
X.3. METHODE DE CONSTRUCTION D. UN TABLIER ENENCORBELLEMENT 120
CONCLUSION GENERALE……123

REFERENCES

ANNEXE

LISTE DE FIGURES

Figure I.1-I . Valeurs limites des contraintes admissibles 2
Figure I.2-I. Principe de fonctionnement d'un long rail soudé (LRS) sous effets thermiques. 3
Figure I.2-II. Répartition des contraintes sur longueur non respirable. 4
Figure I.3-I. La longueur de dilatation maximale LT. 4
Figure I.3-II Exemple de détermination de raideur longitudinale équivalente au niveaux des appareils d'appuis. 5
Figure I.4-I. Forces radiales sur le rail. 5
Figure I.4-II. Valeurs de déplacement horizontales en fonction de force Fp. 6
Figure I.5-I. Relation entre la résistance du rail selon type de pose. 6
Figure I.6-I. Changement de déplacement latérale en fonction de variation de température. 7
Figure I.6-II. Schéma de flambement d'une voie. 7
Figure I.6-III. Tb,max et Tb,min fonction de déplacement latérale. 8
Figure II.1-I. La ligne minière 10
Figure II.1-II. La ligne minière 10
Figure II.1-III. La ligne minière 10
Figure II.1-IV. La ligne minière 10
Figure II.1-V. La ligne minière 10
Figure II.1-VI. La ligne minière 10
Figure II.1-VII. La ligne minière 10
Figure II.1-VIII. La ligne minière 10
Figure II.1-IX. La ligne minière 10
Figure II.1-X. La ligne minière 10
Figure II.1-XI. La ligne minière 10
Figure II.1-XII. La ligne minière 10
Figure II.1-XIII. La ligne minière 10
Figure II.1-XIV. La ligne minière 10
Figure II.1-XV. La ligne minière 10
Figure II.1-XVI. La ligne minière 10
Figure II.2-I. Situation en plan de l'ouvrage. 11
Figure III.3-I. Tracé en plan de l'ouvrage sur google earth. 12
Figure III.3-II. Profil en long 13
Figure III.3-III. Profil en travers. 13
Figure III.3-IV. La carte sismique Algérienne. 15
Figure III.6-I. Modèle de charge LM71. 18
Figure III.6-II. Modèle de charge SW. 19
Figure III.6-III. Valeurs de f en fonction de vitesse. 20
Figure III.6-IV. Déraillemnt de train (situation 1) 21
Figure III.6-V. Déraillemnt de train (situation 2) 21
Figure IV.2-I. Schéma illustratif des zones d'implantation des AD. 24
Figure IV.4-I. Coupe transversale sur pile (V.I.P.P). 25
Figure IV.4-II. Coupe transversale bipoutre de la variante 2. 26
Figure IV.4-III. Coupe transversale du voussoir. 27
Figure V.2-I. Coupe transversale type d'un voussoir en béton armé 33
Figure V.2-II. Pré-dimensions de voussoir à la clef. 34
Figure V.2-III. Pré-dimensions de voussoir sur pile. 34

Figure V.2-IV. Coupe transversale de la poutre métallique principale 35
Figure V.2-V. Prédimensionsde la poutre principale sur pile et à la clef. 35
Figure V.2-VI. Entretoises courantes des poutres métalliques. 36
Figure V.2-VII. Entretoises d'about des poutres métalliques. 36
Figure V.2-VIII. Schéma illustratif de système d'entretoisement. 37
Figure V.3-I.Coupe transversale sur pile (H<25m) partie mixte. 38
Figure V.3-II. Coupe transversale sur pile (H>25m) partie mixte. 38
Figure V.3-III. Morphologie d'une culée remblayée. 40
Figure V.3-IV.. 40
Figure VI.3-I. Modèle de calcul de la structure métallique seul (modèle1). 43
Figure VI.3-II. Modèle de calcul de la structure mixte (modèle 2 et 3). 43
Figure VI.4-I. Schéma représentatif de la section participante. 45
Figure VI.4-II. :Diagramme du moment de flexion ELU1 (KN.m). 50
Figure VI.4-III. Diagramme du moment de flexion ELU2 (KN.m). 50
Figure VI.4-IV. Diagramme du moment de flexion ELS1 (KN.m). 50
Figure VI.4-V. Diagramme du moment de flexion ELS2 (KN.m) 50
Figure VI.4-VI. Diagramme d'effort tranchant ELU1 (KN). 51
Figure VI.4-VII. Diagramme d'effort tranchant ELU2 (KN). 51
Figure VI.4-VIII. Diagramme d'effort tranchant ELS1 (KN). 52
Figure VI.4-IX. Diagramme d'effort tranchant ELS2 (KN). 52
Figure VI.4-X. Diagramme du moment de flexion (ELU2). 53
Figure VI.4-XI. principe de classification des section. 54
Figure VI.4-XII. Diagramme de la flèche sous le poids propre de la structure métallique (m). 59
Figure VI.4-XIII. Diagramme de la flèche sous le poids propre de la dalle (m) 59
Figure VI.4-XIV. Diagramme de la flèche sous le poids de la superstructure (m). 60
Figure VI.4-XV. Diagramme des contraintes contreventement. 60
Figure VI.4-XVI. Schéma d'un goujon. 61
Figure VI.4-XVII. Détail classique d'un bipoutre (MPa). 63
Figure VI.5-I. Déformation de la dalle sous chargement. 65
Figure VI.5-II. Diagramme du moment fléchissant transversal ELU (KN.m). 65
Figure VI.5-III. Diagramme du moment fléchissant transversal ELS (KN.m). 65
Figure VII.2-I. Vue 3-D du Fléau avant clavage. 67
Figure VII.2-II. Situation temporaire de construction à considérer. 69
Figure VII.2-III. Situation accidentelle à considérer. 69
Figure VII.3-I. Diagramme du moment du fléau combinaison A1. 70
Figure VII.3-II. Vue longitudinale de la travée principale et la travée de rive 71
Figure VII.3-III. Diagramme du Moment de combinaison ELU 1 72
Figure VII.3-IV. Diagramme de l'effort tranchant de combinaison ELU 1 72
Figure VII.3-V. Diagramme du Moment de combinaison ELU 2 73
Figure VII.3-VI. Diagrammede l'effort tranchant de combinaison ELU 2. 73
Figure VII.3-VII. Diagramme du Moment de combinaison ELS 1 73
Figure VII.3-VIII. Diagrammede l'effort tranchant de combinaison ELS 1 74
Figure VII.3-IX. Diagramme du Moment de combinaison ELS 2. 74
Figure VII.3-X. Diagramme de l'effort tranchant de combinaison ELS 2. 74
Figure VII.4-I. Tracé en plan du câble précontraint. 76
Figure VII.4-II. Tracé en élévation du câble précontraint. 76
Figure VII.6-I. Frottement des câbles lors de la mise en tension 79
Figure VII.6-II. Pertes de tension par recul d'ancrage 79
Figure VII.9-I. Vue en 3D du caisson à la clé. 84
Figure VII.9-II. Vue en 3D du caisson sur pile. 84
Figure VII.9-III. Mode de la déformation transversale du voussoir. 84

Figure VII.9-IV.. Modélisation par 1 mètre linéaire du voussoir. 84
Figure VII.9-V. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile à l'ELU. 85
Figure VII.9-VI. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile à l'ELS 85
Figure VII.9-VII. Moments extrêmes dans le voussoir à clé à l'ELU. 86
Figure VII.9-VIII. Moments extrêmes dans le voussoir à clé à l'ELS. 86
Figure VIII.2-I. Organigramme permettant la détermination si une analyse dynamique est requise ou non 90
Figure VIII.2-II. Limite de fréquence propre n0 90
Figure VIII.4-I. Flèche verticale maximale autorisée pour des ponts ferroviaires. 92
Figure IX.6-I. Schéma illustratif du moment de second ordre. 100
Figure IX.6-II. Schéma de la méthode des bielle et tirants. 107
Figure IX.7-I. Coupe transversale de la culée. 114
Figure IX.8-I. Appareil d'appui a pot 115
Figure IX.9-I. Déplacement de la structure sous freinage-démarrage. 116
Figure IX.9-II. Déplacement de la structure sous l'effet de séisme de service. 117
Figure IX.10-I. Déplacement de la structure sous le mode1. 117
Figure IX.10-II. Déplacement de la structure sous le mode2. 118
Figure IX.10-III. Déplacement de la structure sous le mode3 118
Figure X.2-I. Méthode de construction par lançage. 119
Figure X.2-II. Dalle en béton. Appui et connexion sur poutre. 120
Figure X.3-I. Méthode de construction en encorbellement successif 120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.2-I. Normes et références utilisées. 12
Tableau III.3-I. Coefficients d'accélération de zone A 15
Tableau III.4-I. Valeurs de gradient thermique verticale 15
Tableau III.5-I. Caractéristiques mécaniques des bétons utilisés. 16
Tableau III.5-II. Caractéristiques mécaniques d'acier de construction 17
Tableau III.5-III. Caractéristiques mécaniques de toron de précontraint. 17
Tableau III.5-IV. Caractéristiques mécaniques des charpentes utilisées. 17
Tableau III.6-I. Les poids volumiques des principaux matériaux et éléments. 18
Tableau III.6-II. Caractéristiques des charges SW/0 et SW/2. 19
Tableau III.8-I. Groupes de charges 23
Tableau IV.4-I. Avantages et inconvénients de la variante 1, VIPP. 25
Tableau IV.4-II. Avantages et inconvénients d'un pont mixte (variante 2). 26
Tableau IV.4-III. Avantages et inconvénients de variante 3. 27
Tableau IV.4-IV. Avantages et inconvénients de variante 4. 28
Tableau IV.5-I. Devis estimatif de variante 1. 29
Tableau IV.5-II. Devis estimatif de variante 3. 30
Tableau IV.5-III.Devis estimatif de variante 4 30
Tableau IV.7-I. Analyse multicritère 32
Tableau V.2-I. Pré-dimensions de voussoir 34
Tableau V.2-II. Pré dimensions de la poutre métallique principale. 35
Tableau V.3-I. Hauteur des piles 37
Tableau V.3-II. Prédimensionnements des piles de la partie mixte(H<25m). 37
Tableau V.3-III. Prédimensionnement des piles de la partie mixte (H>25m). 38
Tableau V.3-IV. Prédimensionnement de pile de la partie encorbellement H>25m. 39
Tableau VI.2-I. Poids propre des éléments structuraux. 41
Tableau VI.2-II. Poids des éléments secondaires et équipements. 42
Tableau VI.4-I. Coefficients d'équivalence. 45
Tableau VI.4-II. Caractéristiques de la section métallique seule. 45
Tableau VI.4-III. Caractéristiques de la section du béton. 46
Tableau VI.4-IV. Caractéristiques de la section mixte pour les surcharges. 46
Tableau VI.4-V. Caractéristiques de la section mixte pour la superstructure. 46
Tableau VI.4-VI. Caractéristiques de la section mixte pour l'action de retrait. 46
Tableau VI.4-VII. Valeurs de moment de flexion en phase de construction. 47
Tableau VI.4-VIII. valeurs de l'effort tranchant de construction. 47
Tableau VI.4-IX. Valeur du moment de flexion aux poutres mixtes (KN.m). 47
Tableau VI.4-X. Valeurs de l'effort tranchant aux poutres mixtes (KN). 47
Tableau VI.4-XI. Valeurs des contraintes (MPa.) 48
Tableau VI.4-XII. Valeurs des flèches (mm). 48
Tableau VI.4-XIII. Groupes de charge utilisée. 49
Tableau VI.4-XIV. Valeurs de combinaison du moment de flexion (KN.m). 49
Tableau VI.4-XV. Valeur de combinaison de l'effort tranchant (KN). 51
Tableau VI.4-XVI. Valeurs des combinaisons des contraintes (MPa). 52
Tableau VI.4-XVII. Vérification des états limites de flexion. 53
Tableau VI.4-XVIII. position de l'axe neutre 54
Tableau VI.4-XIX. Résistance au moment de flexion plastique. 55
Tableau VI.4-XX. Coefficient de voilement par cisaillement χw 55
Tableau VI.4-XXI. Résistance à l'effort tranchant (contribution de l'âme). 56
Tableau VI.4-XXII. Résistance à l'effort tranchant (contribution des semelles). 56

Tableau VI.4-XXIII. Résistance à l'état limite de l'effort tranchant. 56
Tableau VI.4-XXIV. Vérification de la section sous l'effort tranchant. 57
Tableau VI.4-XXV. Vérification de l'interaction M-V. 57
Tableau VI.4-XXVI. Vérification des contraintes en états limite de service. 58
Tableau VI.4-XXVII. Vérification de cisaillement à l'ELU 62
Tableau VI.4-XXVIII. Vérification de cisaillement à l'ELS 63
Tableau VI.5-I. feraillage de la dalle. 66
Tableau VII.2-I. Poids des éléments voussoirs 68
Tableau VII.3-I. Evaluation des efforts dans les deux situations. 70
Tableau VII.3-II. Récapitulatif des résultats obtenus 72
Tableau VII.4-I. Caractéristiques des torons utilisés 75
Tableau VII.4-II. Calcul de nombre des câbles du Fléau. 75
Tableau VII.4-III. Espacements et enrobages des câbles. 76
Tableau VII.5-I. Calcul du nombre des câbles de continuité en travée principale. 77
Tableau VII.5-II. Calcul du nombre des câbles de continuité en travée de rive 78
Tableau VII.7-I. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 81
Tableau VII.9-I. Ferraillage passif du VSP et VC 87
Tableau VIII.4-I. Niveaux recommandés de confort 92
Tableau VIII.4-II. Vérification de confort des passagers. 93
Tableau IX.6-I. Sollicitation maximale à l'ELU et à l'ELS 99
Tableau IX.6-II. Sollicitations maximales à l'ELA. 99
Tableau IX.6-III. Les caractéristiques mécaniques de la pile P13. 101
Tableau IX.6-IV. Les sollicitations maximales de la pile P12. 102
Tableau IX.6-V. caractéristiques mécaniques de la pile P13. 102
Tableau IX.6-VI. Sollicitations maximales de la pile P1. 104
Tableau IX.6-VII. Caractéristiques géométriques de la pile P1. 104
Tableau IX.6-VIII. vérification des portances des pieux (P13) 106
Tableau IX.6-IX. Vérification des portance des pieux (P12). 106
Tableau IX.6-X. Vérification des portances des pieux 107
Tableau IX.7-I. Vérification à l'ELU, ELS et ELA des pieux du culées. 115

Notations et symboles

A : Action accidentelle ;
Ad : Valeur de calcul d'une action accidentelle ;
E : Effet des actions ;
Ed : Valeur de calcul de l'effet des actions ;
G : Action permanente ;
P : Valeur représentative appropriée d'une action de précontrainte (voir EN 1992 à EN 1996)
Q : Action variable ;
Qd : Valeur de calcul d'une action variable ;
U : Déplacement horizontal d'une structure ou d'un élément structural ;
W : Flèche verticale d'un élément structural ;
n : Coefficient de réduction ;
$\psi 0$: Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable ;
$\psi 2$: Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable ;
$\psi 2$: Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable ;
γ_G : Coefficient partiel pour actions permanentes, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et d variations dimensionnelles ;
γ_Q : Coefficient partiel pour actions variables, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de
variations dimensionnelles ;
Ap : Aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte ;
As : Aire de la section des armatures de béton armé ;
As, min : Aire de la section minimale d'armatures ;
Ec : Module d'élasticité pour un béton de masse volumique normale à 28 jours ;
Ecm : Module d'élasticité sécant du béton ;
Ep : Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de précontrainte ;
Es : Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
I : Moment d'inertie de la section de béton ;
L : Longueur ;
M : Moment fléchissant ;
Med : Valeur de calcul du moment fléchissant agissant ;
Mrd : Valeur de calcul du moment fléchissant résistant ;
Msd : Valeur de calcul du moment fléchissant sollicitant ;
$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant ;
Ved : Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant ;
Vrd : Valeur de calcul de l'effort tranchant résistant ;
N : Effort normal ;
P : Force de précontrainte ;
P0 : Force initiale à l'extrémité active de l'armature de précontrainte immédiatement après la mise en tension ;
Qk : Valeur caractéristique d'une action variable ;
$\mathbf{Q_{fat}}$**:** Valeur caractéristique de la charge de fatigue ;
V : Effort tranchant ;
e : Excentricité ;
$\mathbf{f_c}$: Résistance en compression du béton ;
$\mathbf{f_{ck}}$: Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours ;
$\mathbf{f_{cm}}$: Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre ;
$\mathbf{f_{ctk}}$: Résistance caractéristique en traction directe du béton ;
$\mathbf{f_{ctm}}$: Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton ;

$\mathbf{f_p}$: Résistance en traction de l'acier de précontrainte ;
$\mathbf{f_{pk}}$: Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte ;
$\mathbf{f_{p0.1}}$: Limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte ;
$\mathbf{f_{p0.1k}}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte ;
$\mathbf{f_{0.2k}}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % de l'acier de béton armé ;
$\mathbf{f_t}$: Résistance en traction de l'acier de béton armé ;
$\mathbf{f_{tk}}$: Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé ;
$\mathbf{f_y}$: Limite d'élasticité de l'acier de béton armé ;
$\mathbf{f_{yd}}$: Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé ;
$\mathbf{f_{yk}}$: Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé ;
k : Coefficient ; Facteur ;
m : Masse ;
r :Rayon ;
$\boldsymbol{\alpha}$: Angle ; Rapport ;
$\boldsymbol{\beta}$: Angle ; Rapport ; Coefficient ;
$\boldsymbol{\gamma}$: Coefficient partiel ;
$\boldsymbol{\mu}$: Coefficient de frottement entre les armatures de précontrainte et leurs conduits ;
$\boldsymbol{\theta}$: Angle ;
$\boldsymbol{\upsilon}$: Coefficient de Poisson ;
$\boldsymbol{\rho}$: Masse volumique du béton séché en étuve, en kg/m3 ;
$\boldsymbol{\rho 1000}$: Valeur de la perte par relaxation (en %), 1 000 heures après la mise en tension, à une température ;
$\boldsymbol{\sigma_c}$: Contrainte de compression dans le béton ;
∅: Diamètre d'une barre d'armature ou d'une gaine de précontrainte ;
T : Action thermique climatique ;
gri : Groupe de charges, i étant nombre (1 à n) ;
r : rayon en plan de l'axe de/des voies ;
$\mathbf{q_{vk}}$, $\mathbf{Q_{vk}}$: charges verticales des modèles LM71 et SW/0 ;
V : vitesse maximale de projet ;
f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW/0 ;
$\mathbf{n_0}$: première fréquence propre de flexion de l'ouvrage non chargé ;
$\boldsymbol{\varphi}, \boldsymbol{\varphi'}, \boldsymbol{\varphi''}$: coefficient de majoration dynamique des charges statiques.

INTRODUCTION GENERALE

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont route, pont rail, pont-canal.

La conception et le dimensionnement des ouvrages d'art sont la détermination, en plusieurs étapes les caractéristiques détaillées de l'ouvrage, jusqu'au point où on peut le réaliser. Dans un pont ferroviaire le caractère dimensionnant est souvent le confort de l'usager, la stabilité de la voie, sa continuité, avant la résistance des matériaux utilisés. La sécurité étant l'un des arguments essentiels du transport ferroviaire, le pont rail doit contribuer à cette sécurité.

Les ponts ferroviaires sont des ouvrages spécifiques, qui se distinguent des ponts routes par le type des surcharges d'exploitation et leurs effets, ainsi que les déplacements et les contraintes générés par les effets dynamiques dus au rail et interaction voie ouvrage.

Dans le cadre de la modernisation de la ligne minière Est (Annaba -Tébessa) passant par Souk Ahras, El-Taref et Guelema longue de 388 Km, ce programme a été adopté par l'Agence Nationale d'Etudes et de Suivi des Réalisations des Investissements Ferroviaires (ANESRIF). Plusieurs ouvrages d'art intègrent cette ligne avec des méthodes et des techniques de réalisations différentes, en fonction de la hauteur et de la longueur de l'obstacle à franchir.

L'objet de ce modeste travail qui rend compte de notre projet de fin d'études (PFE), il consiste à faire une conception et une étude d'un viaduc ferroviaire situé au PK 10+510 sur une longueur de 1318 m.

Le travail sera présenté et structuré dans ce mémoire de la manière suivante, il débute par une recherche bibliographique concernant l'étude spécifique des contraintes admissibles due à l'interaction voie ouvrage d'art pour des rayons inferieurs à 1500 m. Dans le second chapitre nous présentant notre ouvrage. Par la suite, un recueil de données sur tous ce qui concerne notre projet ainsi que les matériaux de constructions le leurs caractéristiques mécaniques. Après nous passant à la conception et le prédimensionnement des éléments de l'ouvrage puis à l'étude de superstructure de notre variante retenue. Dans le dernier chapitre, nous traitons l'effet dynamique et le confort des passagers la sécurité de transport minier pour passer à l'étude d'infrastructure. Le mémoire se termine par une conclusion générale pour mettre en avant les nombreux enseignements et connaissances acquises au cours de ce projet de fin d'études.

I. INTRODUCTION

Depuis les origines du chemin de fer, la dilatation des rails a été source de désagrément pour les exploitants ferroviaires. Comme, de toute façon, la technologie alors disponible ne permettait pas d'avoir de longs rails, ce problème fut résolu en laissant, aux joints entre les rails, un espace suffisant à leur libre dilatation. Une voie posée selon cette méthode est dite en « barres normales ».

Cependant, du fait de cette discontinuité du roulement, les joints entraînent des chocs au passage des roues. Outre l'inconfort ressenti par les passagers, ces chocs entraînent une usure des constituants du joint ainsi que du ballast sous les traverses supportant le joint et nécessitent un entretien très régulier. Les exploitants ont donc toujours cherché une solution pour supprimer les joints. C'est ainsi que, dès les années 1930, fut théorisé le fonctionnement des LRS.

Les longs rails soudés (LRS) sont constitués d'une multitude de rails de longueur normale, conditionnés par les techniques de fabrication et de transport, soudés entre eux sur place et formant ainsi une seule unité continue. La distinction entre longs rails soudés et les rails en barres normales est alors très nette : la longueur des rails normaux ne dépasse pas les 36 mètres tandis que celle des longs rails soudés peut s'étendre sur plusieurs centaines de mètres, voire des kilomètres.

Avec la mise au point, depuis les années 1960, des nouvelles techniques de soudage performantes sur chantier et des nouvelles attaches garantissant un serrage efficace, l'utilisation des longs rails soudés (LRS) se généralise, tout particulièrement dans les lignes à grande vitesse (LGV).

L'utilisation des longs rails soudés provoque le phénomène d'interaction rail structure (IRS)

I.1. PROBLEMATIQUE

D'après l'article 6.5.4.5.1 de la norme EN1992-2 et les recommandations de l'UIC 774-3R, pour les rails situés sur le pont et sur la culée adjacente, il convient de limiter les contraintes additionnelles admissibles, due à la réponse combinée du système voie ouvrage aux actions variables, aux valeurs de calcul suivantes :

- Compression : 72 N/mm^2 ;
- Traction : 92 N/mm^2.

6.5.4.5.1 *Voie*

(1) Pour les rails situés sur le pont et sur la culée adjacente, il convient de limiter les contraintes additionnelles admissibles, dues à la réponse combinée du système voie — ouvrage aux actions variables, aux valeurs de calcul suivantes :

— compression : 72 N/mm^2 ;

— traction : 92 N/mm^2.

Figure I.1-I . Valeurs limites des contraintes admissibles

Ces valeurs limites sont valables dans les conditions suivantes :

- Rail UIC 60 présentant une résistance à la traction supérieur ou égale à 900 N/mm^2 ;

- Voies en alignement ou en courbe de rayon $r \geq 1500\ m$;
- Voies ballastées avec au moins 30 cm de ballast compacté sous travers ;
- Voies ballastées avec travers lourdes en béton, espacées au maximum de 65 cm ou configuration de voie équivalente.

Le présent travail consiste à faire une recherche bibliographique sur la détermination et l'évaluation de la limite de contrainte de compression additionnelle sur les rails dans le cas où le rayon est inférieur à 1500 m.

I.2. PRINCIPE DE PHENOME D'INTERACTION VOIE – OUVRAGE

Pour aborder une étude des systèmes de longs rails soudés (LRS) et la problématique de l'interaction rail-structure (IRS), il convient en premier lieu de revenir aux questions classiques de mécanique de la voie afin de pouvoir appréhender en second lieu les modèles d'interaction sous chargement thermique ou tout autre chargement.

En présence des joints, l'analyse de l'effet de différentes charges sur rails et sur le pont s'effectue séparément. Cependant, ce type d'analyse n'est pas approprié lorsque les rails sont soudés (qui limitent la libre mouvements) car ils produisent des effets non négligeables.

Aussi, la présence de tablier sous les rails induit un supplément contraint dans les rails dues au phénomène d'interaction et cela affecte également les contraintes dans les autres éléments structuraux du pont. Des contraintes additionnelles sont induites par la dilatation thermique flexion du (des) tablier (s), déflexion des fondations sous les forces de traction / freinage des trains et les rotations d'extrémité causées par la flexion verticale surcharges verticales des trains.

L'ampleur de ces contraintes dans le LRS dépend principalement de la rigidité de divers éléments du pont, résistance offerte par la structure jusqu'à la déformation et les conditions limites des rails (c'est-à-dire s'ils sont continus ou présence des appareils de dilatations (AD)). En effet, le mode de pose influera largement sur les résistances de la voie et entrera en jeu à partir de sa loi de comportement.

L'IRS décrit les effets, sous diverses charges, de la structure la collaboration des rails et des ponts entre eux

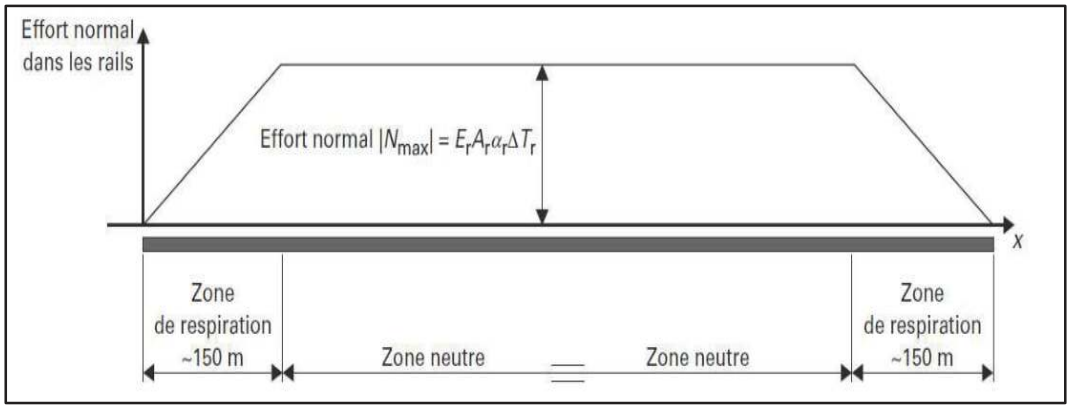


Figure I.2-I. Principe de fonctionnement d'un long rail soudé (LRS) sous effets thermiques.

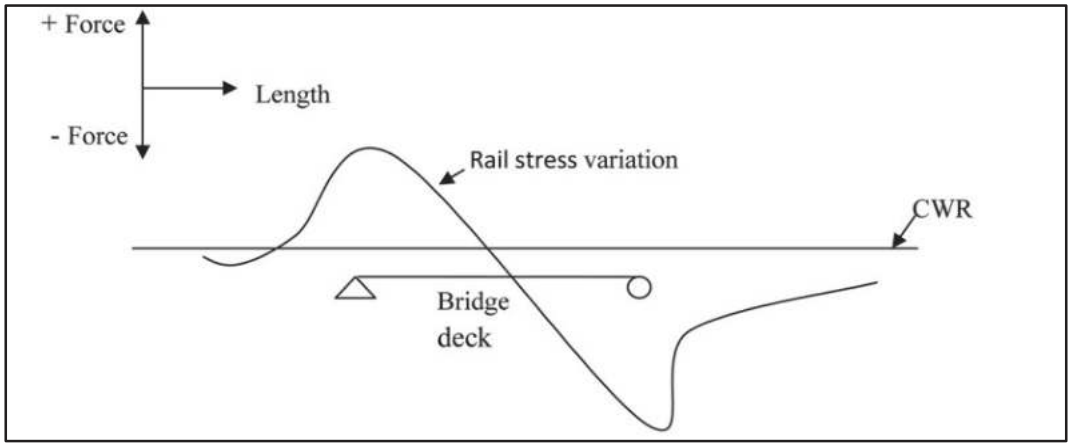


Figure I.2-II. Répartition des contraintes sur longueur non respirable.

I.3. PARAMETRE AFFECTANT LA REPONSE COMBINEE DU SYSTEME VOIE-OUVRAGE AU ACTIONS VARIABLES

L'interaction voie-ouvrage dépend des paramètres ci-après, qui doivent pis en compte dans l'analyse :

- Configuration de la structure (conditions d'appuis, type tabliers, longueur dilatation LT, positions point fixe thermique, appareils d'appuis) ;
- Configuration de la voie (système voie ballastée ou posé, dispositifs de dilatations) ;
- Propriété de la structure (raideur K verticale du tablier, raideur longitudinale...) ;
- Propriété de la voie (raideur axiale du rail résistance des rails au déplacement longitudinale).

Des exigences sont données concernant :

- La détermination de la longueur de dilatation maximale L_T admissible ;
- La détermination des forces longitudinales sur les appareils d'appui fixes.

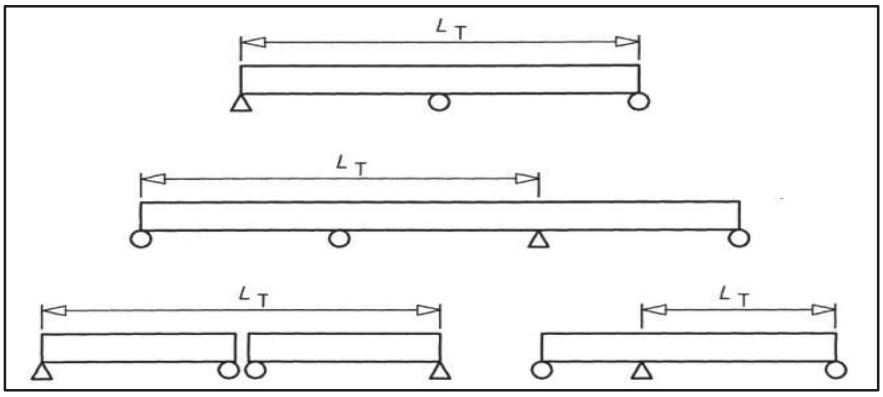


Figure I.3-I. La longueur de dilatation maximale LT.

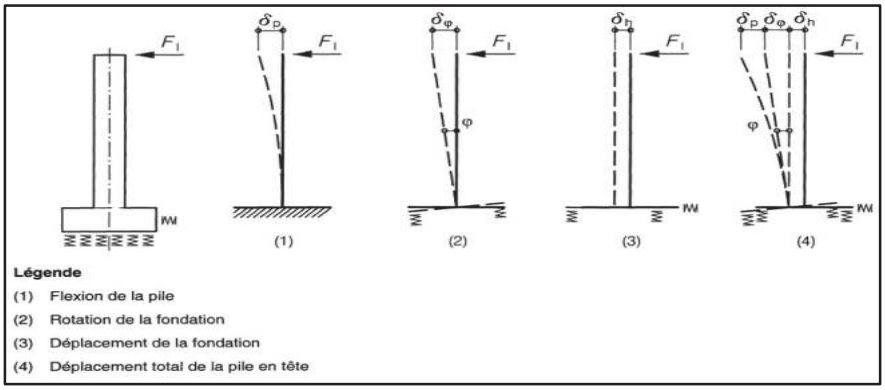


Figure I.3-II Exemple de détermination de raideur longitudinale équivalente au niveaux des appareils d'appuis.

I.3.1. Actions à prendre en considération

Les actions à prendre en considération sont les suivants :

- Les forces de freinage / démarrage des trains, et les effets de charge dynamique verticale.
- Les effets thermiques dans le système combiné voie-ouvrage
- Les autres actions : fluage, retrait et le gradient de température.

I.4. EFFET DE LA COURBURE SUR LES VALEURS DES CONTRAINTES ADDITIONNELLES ADMISSIBLE

En raison de l'alignement horizontal des courbes, les forces axiales dans le rail et la superstructure entrainent des forces radiales.

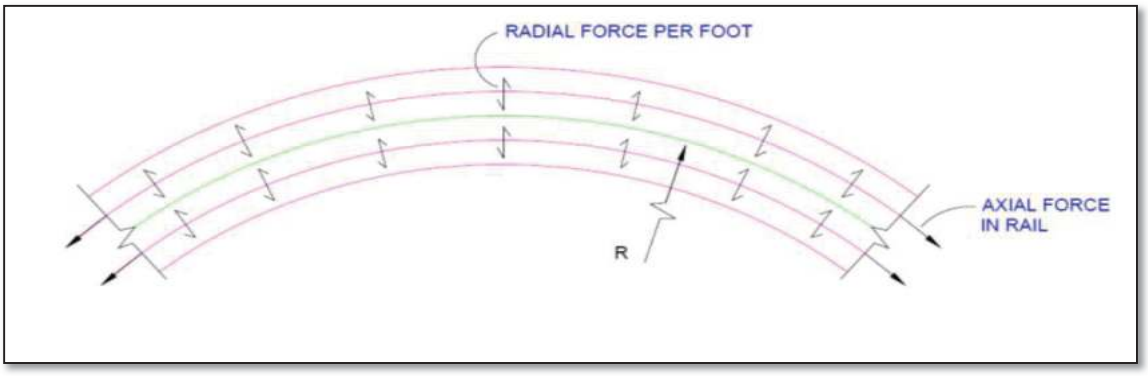


Figure I.4-I. Forces radiales sur le rail.

La force radiale est calculée comme suit :

$$F_R = \frac{E\alpha\Delta T}{R} + \frac{K_f L_R}{N_{voie}}$$

Avec :

- E : module d'élasticité du rail (E=120 GPa);
- α : coefficient de dilatation thermique (α=1.5×10^{-5});
- ΔT : gradient thermique ;
- K_f : rigidité ($K_f = 75$ Kn.m/rad/m) ;

- L_R : longueur du rayon ;
- N_{voie} : nombre de voie ;
- R : rayon.

Les résistances latéral et longitudinal du ballast sont traduites par un modèle élasto-plastique parfait, tel qu'illustré la figure suivante :

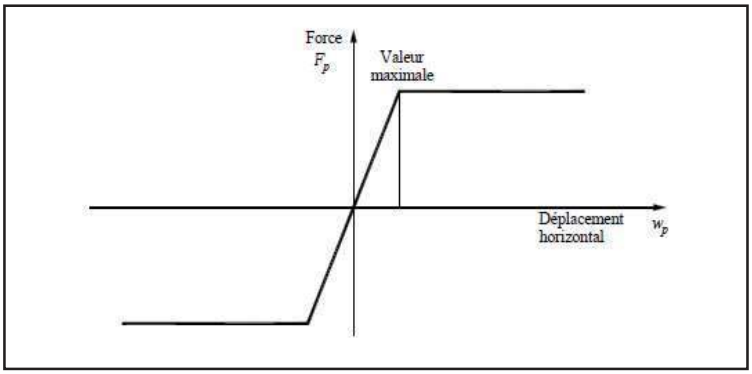


Figure I.4-II. Valeurs de déplacement horizontales en fonction de force Fp.

La force radiale va créer un déplacement longitudinal et latéral du rail.

I.5. DEPLACEMENT LONGITUDINALE DE LA VOIE

La loi entre la résistance et le déplacement longitudinale est sujette à des variations suivant les différents types de pose de voie et les règle de maintenance en vigueur :

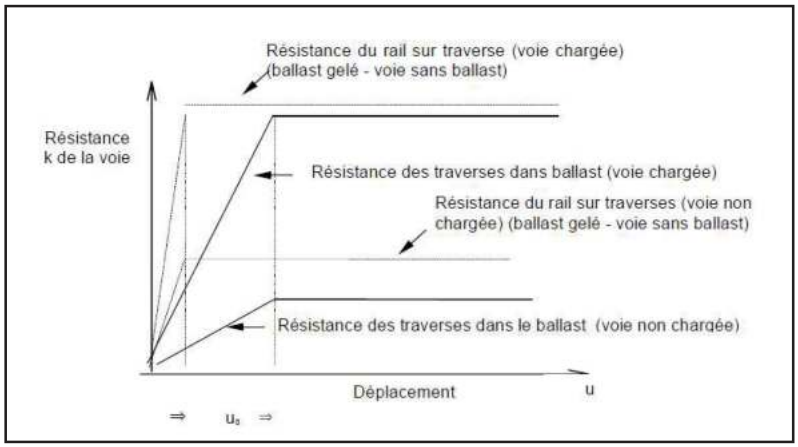


Figure I.5-I. Relation entre la résistance du rail selon type de pose.

A`

- u_0 = 0.5 mm pour la résistance du rail au glissement relatif par rapport aux travers ;
- u_0 = 2 mm pour la résistance des travers dans le ballast.

Les valeur s courantes de la résistance k au palier plastique est donnée par :

- k = 12 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballaste (voie non chargée), avec entretien moyen ;

- k = 20 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballaste (voie non chargée), bon entretien ;
- k = 60 kN/m pour la résistance de la voie chargée.

I.6. DEPLACEMENT LATERALE

Le déplacement latéral a une relation entre la température d'une voie de LRS, comme montre la figure suivante :

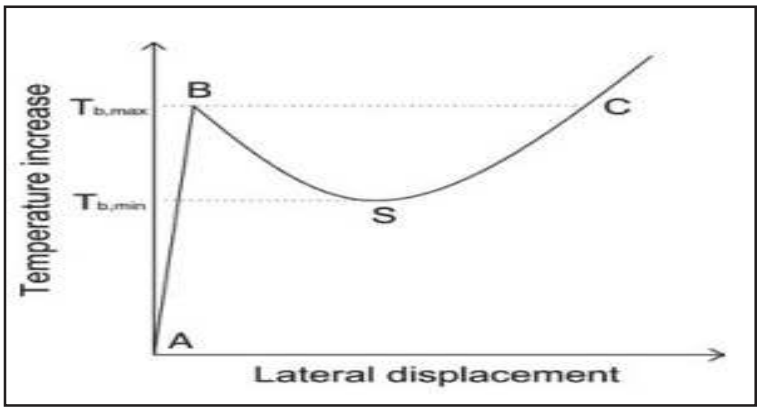


Figure I.6-I. Changement de déplacement latérale en fonction de variation de température.

Si la température est inférieur à $T_{b,min}$,on aura pas un risque de flambement de la voie. Si la température attient $T_{b,max}$ le flambement de la voie se produit avec un déplacement immédiat du point B au point D.

Avec :

- $T_{b,min}$: température maximale du flambement ;
- $T_{b,max}$: température maximale du flambement.

La figure suivante présente le schéma de flambement d'une voie :

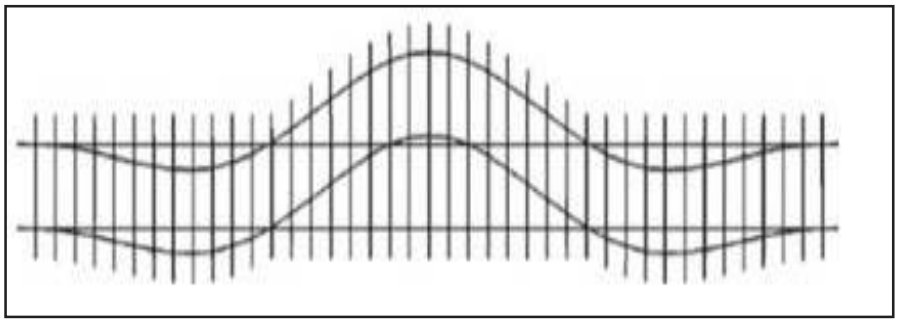


Figure I.6-II. Schéma de flambement d'une voie.

On peut déterminer la valeur de $T_{b,max}$ et de $T_{b,min}$ a partir de la courbe suivante en fonction de déplacement latérale :

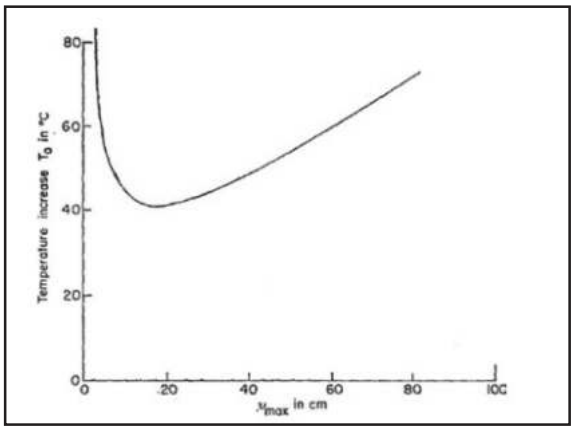


Figure I.6-III. Tb,max et Tb,min fonction de déplacement latérale.

Ci-après le déroulement de calcul des contraintes additionnelles admissibles :

1) **La détermination de $T_{b,\,max}$ et $T_{b,\,min}$ (température du flambement) :**

La détermination de la température de flambement est déterminée par la modélisation, on change la température jusqu'avoir un déplacement latéral $u_0 = 2$ mm (déplacement maximum pour la résistance des travers dans le ballast).

2) **Le calcul de T_{adm} :**

La température admissible est donnée par l'équation suivante :

$T_{adm} = T_{b,max} / 1.5$ avec : 1.5 : est le coefficient de sécurité.

3) **Le calcul de température équivalente d'interaction rail-structure T_{int} :**

$T_{int} = T_{adm} - T_r$ avec : $T_r = 50°$ (température du rail d'après UIC 7743R)

4) **Le calcul de la contrainte additionnelle admissible :**

$$\Delta\sigma_{int} = E.\alpha.T_{int}$$

Références donnant des contraintes additionnelles admissibles :

La contrainte de compression admissible donnée par la norme coréenne en fonction du rayon par les valeurs suivantes :

- Pour R≥1500 m on a $\Delta\sigma_{int} = 72\ N/mm^2$;
- Pour 1500 m≥ R ≥700 m on a $\Delta\sigma_{int} = 58\ N/mm^2$;
- Pour 700 m≥ R ≥600 m on a $\Delta\sigma_{int} = 54\ N/mm^2$;
- Pour 600 m≥ R ≥300 m on a $\Delta\sigma_{int} = 27\ N/mm^2$.

CONCLUSION

En absence des normes donnant les valeurs des contraintes additionnelles admissibles, notant que la norme EN 1992-2 recommande une étude spécifique pour des valeurs de rayon inférieur à 1500 m.

L'axe de recherche objet de notre projet fin d'étude, c'est un sujet très complexe mérite d'être traité en détail dans un projet de recherche avec beaucoup de maitrise, afin de déterminer les valeurs des contraintes additionnelles admissibles pour chaque gamme ou intervalle de rayon, dont le but de simplifier et optimiser les études d'interaction rail structure (IRS) réalisé par les ingénieurs concepteurs.

Pour ces raisons, nous recommandons le maitre d'ouvrage (MOA) de baser et insister sur ce volet de recherche.

II.1. PRESENTATION GENERALE DE PROJET

Le projet, objet de notre de mémoire de fin d'étude, s'inscrit dans le cadre de la dédoublement et modernisation de la ligne minière d'une longueur de 388 Km, qui fait l'objet de transport de voyageurs mais aussi par son importance économique en matière de transport minier notamment avec la découverte de nouveau gisement de phosphate dans la région de Tébessa.

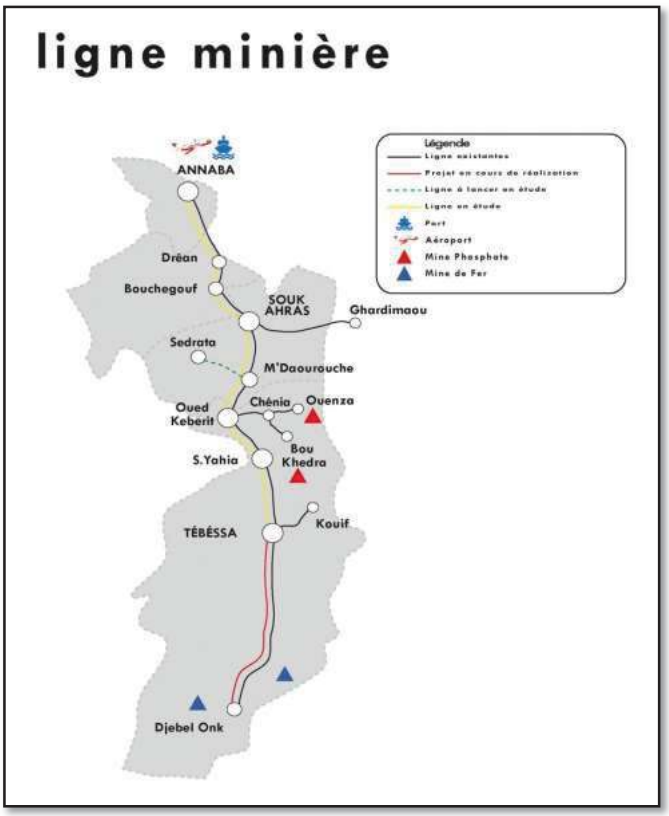


Figure II.1-I. La ligne minière

Rappelant l'impact économique de cette grande opération de modernisation de la voie ferré de cette ligne minière. Cet investissement devra assurer une fois achever, le transfert de 20 millions tonne de phosphate depuis le gisement DJEBEL ONK ET BLED HEDBA (BIR ATER) vers l'usine de transformation D'OUED KEBERIT (SOUK AHRAS et HDJER ESSOUD (Skikda) et puis Annaba. Ainsi que le transport des voyageurs.

-Les principales caractéristiques générales techniques de la ligne sont :

- Ligne ferroviaire à double voies électrifiée de longueur 388 Km.
- Trafic mixte (marchandises, voyageurs) avec vitesse de 120Km/h pour train de voyageurs et 80Km/h pour trains de marchandises.
- Les rails sont du type UIC 60.
  Les travers en monobloc.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet fait partie d'un programme des études lancé par l'ANESRIF, l'ouvrage est un viaduc ferroviaire V2 (viaduc N°2) de la ligne minière Annaba -Tébessa situé au PK 10+500, Sud-Est de la wilaya de Souk-Ah aspres de la RN81.

Il permet de franchir un relief très difficile : Oued, voie ferrée existante et une route.

- Longueur totale de l'ouvrage environ de 1318 m, constitué d'un alignement droit de 851 m avec une courbure de 467 m avec un rayon de 400 m.
- Les rails sont de type UIC60.
- Les travers monobloc (pour des raisons d'entretien et pour faciliter l'emplacement des rails de sécurité).
- Voie double.



Figure II.2-I. Situation en plan de l'ouvrage.

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objet d'indiquer les exigences fonctionnelles et naturelles, les principales normes, références et les guides de conception en vigueur, ainsi que les hypothèses nécessaires pour la conception et la justification des ponts et viaducs ferroviaires.

III.2. NORMES ET REFERENCES

La conception de cet ouvrage et son dimensionnement, les calculs de la structure et leurs vérifications a été effectué conformément aux règles et critères qui forment les normes et référentiels de suivants :

Tableau III.2-I. Normes et références utilisées.

Normes	Intitulé
Référentiel technique SNTF	Référentiel technique, chapitre 7.2.4, version 1 de novembre 2005
RPOA 2008	Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
Eurocode 0	Bases de calcul des structures
Eurocode 1	Actions sur les structures
Eurocode 2	Calcul des structures en béton
Eurocode 3	Calcul des structures en acier
Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
Eurocode 8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, à appliquer avec le RPOA2008

III.3. DONNEES GENERALES DE L'OUVRAGE

III.3.1. Données Géométriques

III.3.1.1. Tracé en plan

L'axe en plan se composera d'un alignement droit de 851 m du PK10+977 au PK11+828, et une partie courbe de rayon 400 m avec une courbe de transition(clothoïde) de 140 m qui début de PK10+510 au PK10+977.

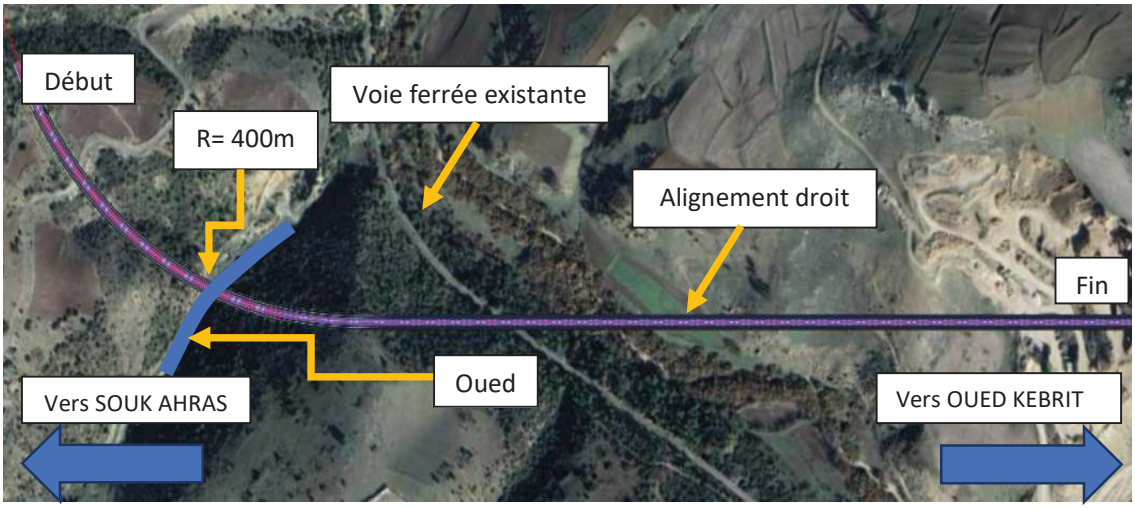


Figure III.3-I. Tracé en plan de l'ouvrage sur google earth.

III.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage présente deux pentes descendantes, l'une est de 20‰ et l'autre 3.53 ‰, les deux pentes sont reliées avec un Rayon de 10 000 m vertical en angle rentrant du PK 11+168 au PK 11+332.

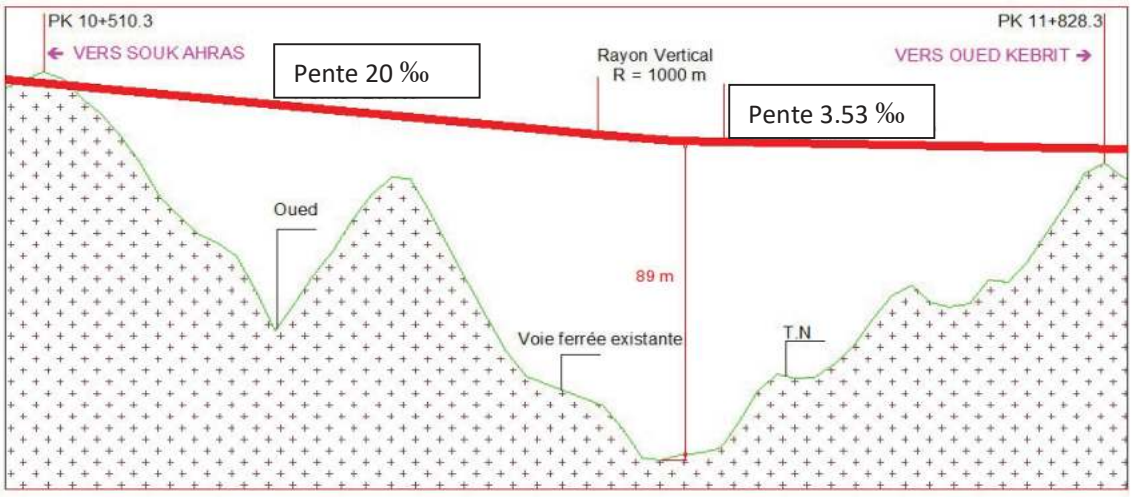


Figure III.3-II. Coupe longitudinale.

III.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers adopté pour cet ouvrage est comme suit

- L'entraxe des voies : 4.00 m ;
- Distance minimale entre l'axe de la voie et l'axe poteau caténaire : 3.25 m ;
- Largeur de piste d'entretien : 0.70 m ;
- Murette et garde-corps : 0.25 m ;
- Largeur de support (socle) de caténaire : 0.50 m ;
- Écartement entre axes des rails de chaque voie : 1.435 m ;
- Tablier en toit avec une pente ±1.5% de part et d'autre de l'axe du pont ;
- Divers maximal 160 mm.

<u>Donc la largeur totale du tablier est</u> :

$$Lt = 4 + 2 \times 3.25 + 0.70 \times 2 + 0.25 \times 2 + 2 \times 0.20 = 12.80m$$

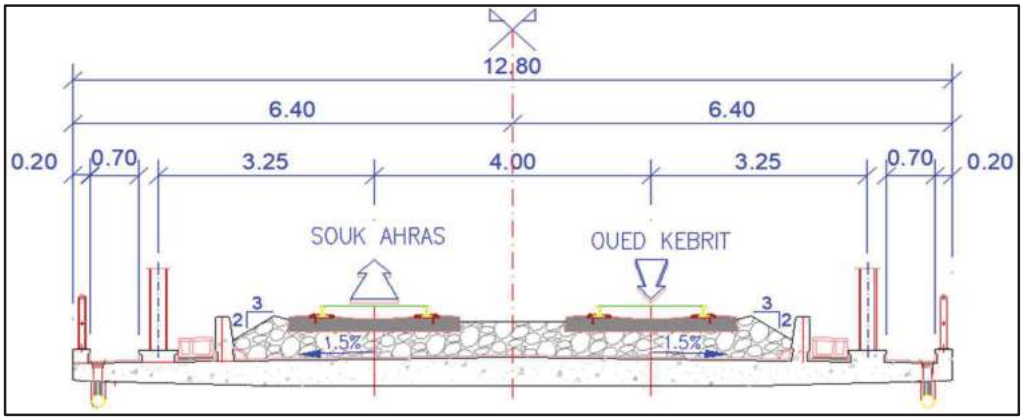


Figure III.3-III. Profil en travers.

III.3.2. Données hydrauliques

Le pont franchira un écoulement d'eau de faible portance.

III.3.3. Données géotechniques

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Afin d'adapter le projet aux conditions géotechnique du terrain, tel que le mode de fondation et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…). Voir annexe A

- **Essais in situ**

La compagne d'investigation in situ a consisté à la réalisation de :

- Un (01) sondage carotté de 20 m ;
- Deux (02) sondages pressiométriques de 20 m.

- **Lithologie**

Les sondages réalisés sur le site révèlent que le sol est constitué par les formations suivantes :

- 0.00 à 0.60 m : remblai ;
- 0.60 à 3.50 m : limon sableux argileux ;
- 3.50 à 6.10 m : sable graveleux grisâtre avec fragments de calcaire durs ;
- 6.10 à 6.70 m : argile carbonatée à tendance marneuse ;
- 6.70 à 7.90 m : sable fin à moyen légèrement argileux avec des passages de grès dur ;
- 7.90 à 20.00 m : sable argileux limoneux jaunâtre à rougeâtre ferme et faible avec passage de marne sableuse et blocs de calcaire durs.

- **Niveau d'eau**

Une présence d'eau a été signalée dans le sondage carotté à partir de **6.10 m** de profondeur.

- **Type de fondation et profondeur d'ancrage**

Vue la nature de l'ouvrage et la nature géologique qui constitue le sol et compte tenu des résultats à l'issue des différents essais, le mode de **fondations profondes (pieux)** est jugé le plus approprié avec une profondeur d'ancrage supérieur à 18 m.

III.3.4. Données sismiques

En se basant sur la sismicité historique, l'Algérie a été subdivisée en cinq zones d'après le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008).

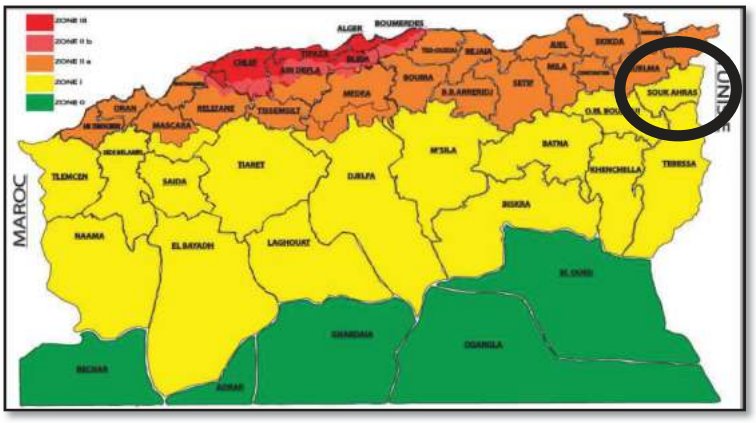


Figure III.3-IV. La carte sismique Algérienne.

Notre projet appartient à la zone **I**(ce qui montre que sa vulnérabilité au risque sismique est faible).

Alors la classe de notre projet de fin d'étude est un pont stratégique **<<groupe 1>>** (liaison ferroviaire) d'après l'article 2.2 du RPOA2008, donc le coefficient d'accélération **A=0.15**.

Tableau III.3-I. Coefficients d'accélération de zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II_a	II_b	III
1	**0.15**	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

III.4. Données climatiques

III.4.1. Variation de la température

Chaque variation de température sera prise en compte dans un calcul d'un pont ou d'un viaduc. Selon l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009 on adopte une variation de température de +35° C et -15° C.

III.4.2. Gradient thermique

Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR les valeurs de gradient thermique vertical sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau III.4-I. Valeurs de gradient thermique verticale

	En phase de construction	En service
	Gradient (C°)	Gradient (C°)
Tablier métallique	±18	±10
Tablier mixte	**±15**	**±8**
Tablier en béton	**±12**	**±7**

III.4.3. Actions de vent

D'après l'article 3.2.1 du RCPR, la valeur de pression pour les ouvrages en service vaut 2.00 kN/m^2 appliquée sur la surface exposée.

III.4.4. Humidité ambiante

Pour l'objet de calcul du retrait et du fluage des ouvrages en béton, une valeur d'humidité ambiante de 60% a été utilisée.

III.4.5. Pluviométrie

La wilaya de SOUK AHRAS possède un climat méditerranéen chaud avec été sec, la température moyenne et de 17°C, les précipitations sont en moyenne de 672.3mm.

III.5. HYPOTHESES DE CALCUL

III.5.1. Caractéristiques des matériaux

III.5.1.1. Béton

Le béton est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'à la traction. Donc les déférentes caractéristiques de béton à 28 jours sont :

Tableau III.5-I. Caractéristiques mécaniques des bétons utilisés.

Calasse Du Béton	Type du Ciment	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	S_b (MPa)	$f_{cd\ ELU}$ (MPa)	f_{cdELA} (MPa)	E_{cm} (MPa)	Destinations
C40/50	CEM II 42,5	40	48	3.51	24	22.66	28.33	35220	Caisson, Poutres Précontraintes, Dalle
C30/37	CEM II 42,5	30	38	2.89	18	20	25	32837	Piles, Culées, fondation

Sachant que :

f_{cm}=f_{ck}+8MPa.

f_{cm}(t)=$\beta_\infty\ (t).f_{cm}$.

$\beta_\infty\ (t)= e^{s(1-\left(\frac{28}{t}\right)^{0.5})}$; s = 0.20, 0.25 et 0.38 pour les bétons à prise rapide, normale et lente respectivement.

f_{ctm}=0.3.$f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ si $f_{ck} \leq 50\ MPa$.

f_{ctm}=2.12 log$(1+\frac{f_{cm}}{10})$ si $f_{ck} > 50\ MPa$.

s_{bc}=0.6× f_{ck}.

$f_{cd=\alpha_{cc}}\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ avec $\gamma_c = 1.50$ a l'ELU et $\gamma_c = 1.50$ a l'ELA.

E_{CM}=22000× $(\frac{f_{cm}+8MPa}{10MPa})^{0.3}$

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

- 0 pour le Calcul des sollicitations.
- 0.2 pour le Calcul des déformations.
- Le coefficient de dilatation du béton est pris égale à :$\alpha = 10^{-5}$ C^{-1}.

III.5.1.2. Aciers

III.6.2.1.1. Aciers de construction

Pour les armatures qui vont reprendre les efforts de traction dans une structure en béton armé, on utilisera des aciers à haute adhérence de nuance HA 500.

Tableau III.5-II. Caractéristiques mécaniques d'acier de construction

Type d'acier	Classe	f_{yk} (MPa)	f_{yd}_ELU(MPa)	f_{yd}_ELA(MPa)	f_{yd}_ELS(MPa)	E_s (GPa)	γ(KN/m³)
Haute adhérence (HA)	B	500	434.78	500	400	200	78.5

Rappelant que : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$; $\gamma_s = 1.15$ à $l'ELU\ et\ 1$ à $l'ELA$.

III.6.2.1.2. Aciers de précontrainte

Pour soumettre le béton a des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage.
Les torons prévus pour constituer les câbles de précontrainte devront avoir les caractéristiques mécaniques suivantes :

Aciers à très basse relaxation de classe A

Tableau III.5-III. Caractéristiques mécaniques de toron de précontraint.

Ø (mm)	A_p (mm²)	f_{pk} (Mpa)	$f_{p0.1k}$ (Mpa)	$\sigma_{p,max}$ (Mpa)	E_p (Gpa)	ρ1000
15.3	140	1860	1640	1476	195	≤2.5%

Notons que :$\sigma_{p,max} = min\left\{0.8f_{pk}; 0.9f_{p0.1k}\right\}$, donc$\boldsymbol{\sigma_{p,max} = 1476\ Mpa}$

III.6.2.1.3. Aciers de charpentes

Les aciers de charpentes utilisées sont :

Tableau III.5-IV. Caractéristiques mécaniques des charpentes utilisées.

Type d'acier	Classe	Epaisseur (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	G (MPa)
	S355	t≤16	355	470	210 000	81000
		16<t≤40	345			
		40<t≤ 63	335			
		63 <t≤80	325			
		80<t≤100	315			
		100<t≤150	295	450		

III.6. CHARGES ET SURCHARGES

III.6.1. Actions permanentes

L'ouvrage est soumis à des charges permanentes pendant sa durée de vie comprennent que notamment :

- Les actions dues aux poids propres ;
- Les actions dues aux compléments de charges permanentes (rail, ballast…) ;

- Les actions thermiques (retraits, fluage, et action de températures...).

Les poids spécifiques des principaux éléments considérés sont :

Tableau III.6-I. Les poids volumiques des principaux matériaux et éléments.

Matériaux	Masse volumique (Kn/m^3)	Normes
Béton armé	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton armé non durci	26	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton précontraint	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Acier	98.5	EN1991-1-1 Tab. A.4
Étanchéité	24	EN1991-1-1 Tab. A.6
Ballaste y compris les traverses	20	EN1991-1-1 Tab. A.6
Rails (2xUIC 60)	1.2 KN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Travers monobloc	4.8 KN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Garde-corps type S7	0.34 KN/m/voie	-

III.6.2. Charges de Trafic et modèles de charges

III.6.2.1. Charges verticales (effet statique)

Les ponts ferroviaires doivent permettre la circulation d'une grande diversité de trains :

- Trains de voyageurs ;
- Train de fret (marchandises) ;
- Trains pour transport (spéciaux).

III.6.2.1.1. Modèle de charge LM71

Les effets statiques des charges ferroviaires ont été modélisés avec schémas de charge déconnectés des trains réels, mais conçus pour envelopper leurs effets.

Parmi ces schémas de charges le premier utilisé et le plus employé est le schéma UIC71, renommé LM71, dans l'EN1991-2.

- La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

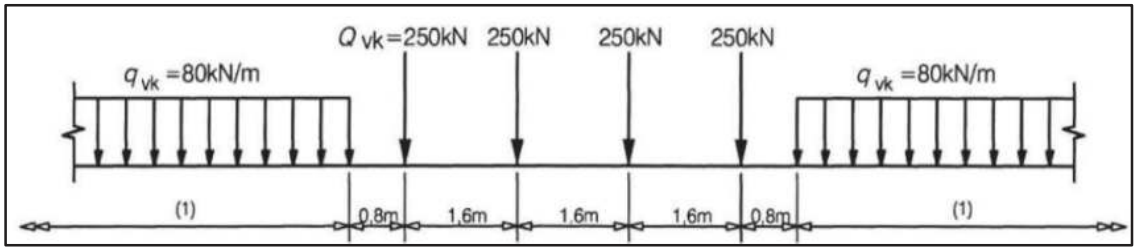


Figure III.6-I. Modèle de charge LM71.

III.6.2.1.2. Modèle de charge SW

Les schémas de charges SW sont définies comme suit :

- SW0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les ponts continus seulement ;
- SW2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

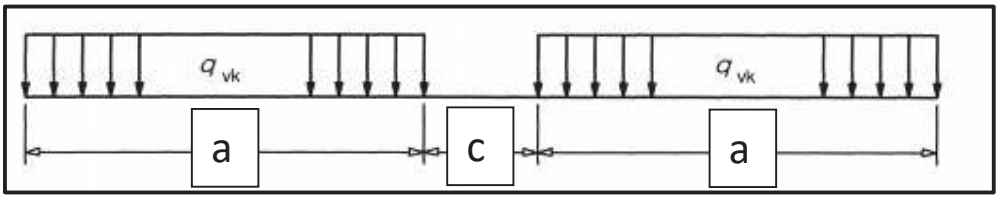


Figure III.6-II. Modèle de charge SW.

Tableau III.6-II. Caractéristiques des charges SW/0 et SW/2.

Modèle de charge	q_{vk}(m)	a (m)	c (m)
SW0	133	15.0	5.3
SW2	150	25.0	7.0

III.6.2.1.3. Modèle de « train à vide »

Ce modèle de charge représente l'effet statique d'une charge linéaire uniformément repartie caractérisé par une valeur de 10 kN/m, dont la vocation est de représenter aussi l'effet du vent sur l'écran qu'un train peut constituer alors que les charges verticales sont minimales.

- **Charges classifiées** :

Les valeurs caractéristiques des charges LM71 et SW0 et ces effets (centrifuge, freinage-démarrage, poussé dû aux surcharges et l'effet de Lacet) doivent être multipliées par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications « EN1991-2 6.3.2(3) ».

Dans notre projet, la valeur retenue est : **α = 1**

III.6.2.2. Charges horizontales

Il est indispensable de tenir en compte les effets des forces horizontales induites par l'application des des modèles des charges verticales sur l'ouvrage :

III.6.2.2.1. Force de démarrage et freinage (EN1991-2. 6.5.3)

Les deux forces agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinale de la voie, sont considérés comme charges linéaires uniformément réparties sur une longueur d'influence bien définie « L », tout dépend de la longueur de la charge verticale « SW0 =30 m ; SW2 = 50 m ; LM71 on prend la longueur du tablier », la direction des forces de freinage et d'accélération doit tenir en compte du (des) sens de déplacement autorisé sur chaque voie. Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

- **Force d'accélération**

$Q_{lak} = 33\ kN/m\ \times L\ \leq 1000\ kN$ Pour les modèles LM71, SW/0 et SW/2.

- **Force de freinage**

$Q_{lb} = 20\ kN/m\ \times L\ \leq 6000\ kN$ Pour les modèles LM71, SW/0.

$Q_{lb} = 35\ kN/m\ \times L$ Pour le modèle SW/2.

III.6.2.2.2. Forces centrifuges (EN1991-2. 6.5.1)

Il s'agit d'une force transversale s'exerçant sur les voies en courbe du pont, agissant horizontalement vers l'extérieur et à une hauteur de 1.80 m au-dessus du plan de roulement. Ses actions sont à multiplier par le facteur α, mais pas par le coefficient de majoration dynamique φ. la force centrifuge doit être toujours combinée avec la charge verticale du trafic.

La valeur caractéristique de cette force sera obtenue par l'application des expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127\,r}(f Q_{vk}) \qquad ; \qquad Q_{tk} = \frac{V^2}{127\,r}(f q_{vk})$$

Où :

q_{vk} , Q_{vk} : charges verticales des modèles LM71 et SW/0

V : vitesse maximale de projet.

r : rayon de courbure

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW/0, (égale à 1 pour les autres cas).

On peut déterminer ce coefficient par l'équation suivante :

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

L_f : la longueur d'influence de la partie chargé du pont en courbe.

Comme on peut déterminer la valeur de f en utilisant le graphe ci-dessous :

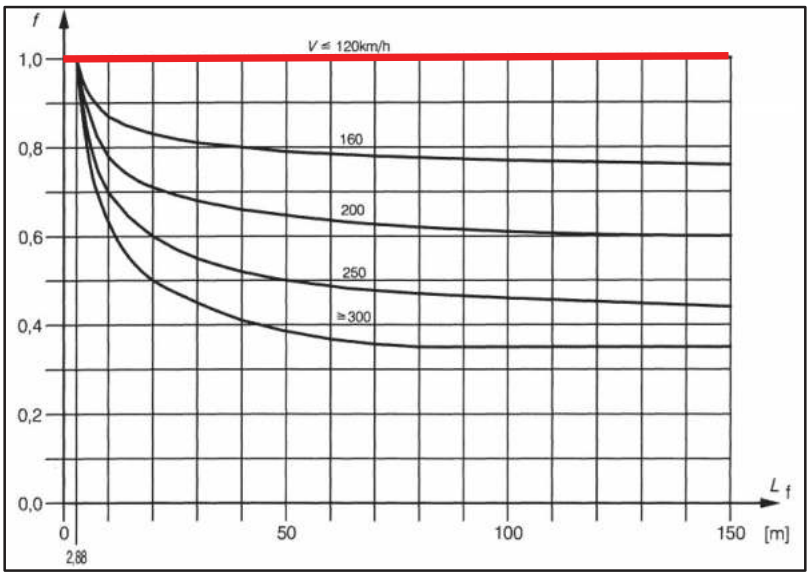


Figure III.6-III. Valeurs de f en fonction de vitesse.

Dans notre projet f=1 pour tous les cas de charge.

III.6.2.2.3. Effort de lacet (EN1991-2/NA 6.8.2 (2))

L'effort de lacet doit être considère comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbes.

La valeur caractéristique de l'effort de l'acier doit être prise égale à Q_{nk} = 100 kN, Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient de majoration dynamique ni par « f » coefficient de réduction, il est utilisé pour le dimensionnement des appareils d'appui.

III.6.3. Charges accidentelles (Déraillement)

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle. Deux situations de projet sont à considérer :

- **Situation de projet I** :

Les véhicules déraillés demeurant dans l'emprise des voies sur le tablier de pont, retenu contigu ou le bord relevé de la dalle. Les dommages locaux sont permis, mais les éléments structuraux principaux doivent avoir la résistance nécessaire.

La charge de calcul vaut : $0.7 \times \alpha \times LM71$

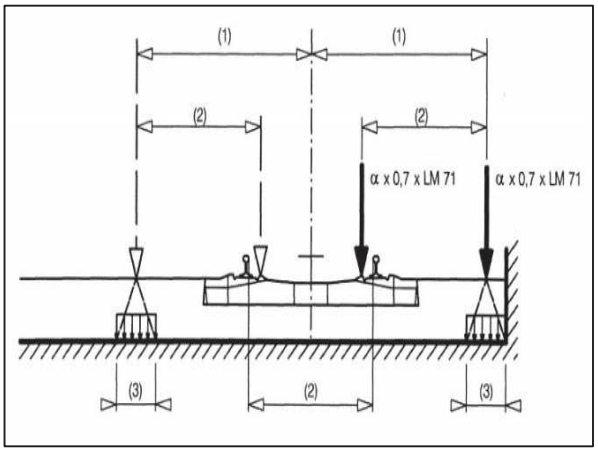


Figure III.6-IV. Déraillemnt de train (situation 1)

- **Situation de projet II** :

Les véhicules déraillés restant en équilibre sur le bord du pont et chargent le bord du tablier, la stabilité doit être maintenue. La charge considéré est distribuée sur une longueur maximale de 20m est vaut : $0.7 \times \alpha \times LM71$.

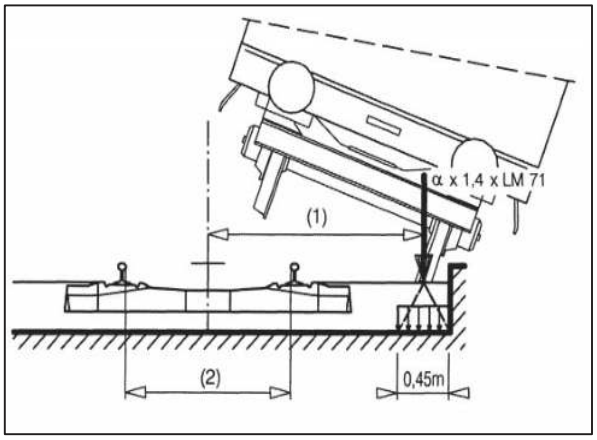


Figure III.6-V. Déraillement de train (situation 2)

Remarque : Les efforts horizontaux doivent toujours combinés avec les charges verticales de trafic.

III.7. COMBINAISON DE CHARGES

Etat Limite Ultime (ELU)

Les combinaisons à l'état limite ultime sont données par :

Situation durable ou transitoire EO/NA-FR PA1.3.1

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}.G_{k,j} + \gamma_{p}.P + \gamma_{Q,1}.Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i}.\psi_{0,i}.Q_{k,i} \qquad (\mathbf{6.10})$$

- Situation accidentelle

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_d + P + (\psi_{1,1}\ ou\ \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}.Q_{k,i} \quad (\mathbf{6.11b})$$

- Situation sismique

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i}.Q_{k,i} \qquad (\mathbf{6.12b})$$

Etat Limite de Service (ELS)

Les combinaisons à l'état limite de service sont données par :

- Caractéristiques

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad (\mathbf{6.15a})$$

- Fréquente

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}.Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}.Q_{k,i} \qquad (\mathbf{6.15b})$$

- Quasi-permanentes

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i}.Q_{k,i} \qquad (\mathbf{6.16b})$$

- ELS sismique

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + 0{,}3\ .A_{Ed} + P + 0{,}30\ .Q_{k,1} \qquad (\mathbf{6.12a/b})$$

III.8. GROUPES DE CHARGES

Les groupes de charge sont données par le tableau suivant :

Tableau III.8-I. Groupes de charges

Nombre de voie sur l'ouvrage	Groupes de charges			Forces verticales			Forces horizontales		
	Nombre de voies charges	Groupe de charge	Voie chargée	LM71 SW/0	SW/2	Train à vide	Accélération Freinage	Force centrifuge	Effort de Lacet
2 voies	2	gr 21	T1 T2	1 1	- -	- -	1 1	0.5 0.5	0.5 0.5
	2	gr 22	T1 T2	1 1	- -	- -	0.5 0.5	1 1	1 1
	2	gr 23	T1 T2	1 1	- -	- -	1 1	0.5 0.5	0.5 0.5
	2	gr 24	T1 T2	1 1	- -	- -	0.5 0.5	1 1	1 1
	2	gr 26	T1 T2	- 1	1 -	- -	1 1	0.5 0.5	0.5 0.5
	2	gr 27	T1 T2	- 1	1 -	- -	0.5 0.5	1 1	1 1

II.9. LOGICIEL UTILISE

La modélisation concrète de l'ouvrage présente une phase très importante, car un modèle numérique plus proche des éléments physiques permet de mieux analyser l'ouvrage sous sollicitations avec des résultats fiables, et aider à prévoir des problèmes techniques.

Concernant l'étude longitudinale, Le viaduc a été analysé en utilisant des modèles 3D dans **CSiBridge**, un logiciel très puissant et interactif base d'éléments finis. Les paramètres de la section ont été déterminés selon la section transversale définie dans le projet. Les propriétés des sections utilisées dans le modèle sont données dans le chapitre IV. Les propriétés des matériaux indiqués dans le programme sont en conformité avec le chapitre III. De même, les cas charges et les combinaisons de charges ont été définies comme indiqué dans le présent chapitre.

Pour l'étude du comportement transversal des sections dans le chapitre VI et VII., les calculs sont établis par le même logiciel **CSiBridge** en utilisant le model en coque par des barres pour bien appliquer les efforts générés correctement.

Les sections d'aciers sont calculées à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT**.

Ainsi, les différentes pièces graphiques sont dessinées à l'aide de logiciel **AUTOCAD**.

IV.1. INTRODUCTION

La conception est une démarche itérative sert à déterminer le type d'ouvrage optimale qui est capable de satisfaire le mieux les conditions imposées (contraintes fonctionnelles et naturelles), en tenant compte l'ensemble des exigences à respecter (structurales et architecturales).

IV.2. FAISABILITE D'UN OUVRAGE CONTINU

Le choix d'un pont continu ou non, est lié directement à l'implantation des appareils de dilatation (AD).

IV.2.1. Conditions d'implantation des AD

La continuité des ponts dépend essentiellement aux conditions d'implantation des AD standard, qui sont définit ci-dessous :

- 100 m avant et après :
- Début et fin des clothoïdes ;
- Début et fin des rayons en plan ;
- Début et fin des rayons verticaux.
- Rayons en plans supérieurs ou égales à 3000 m.

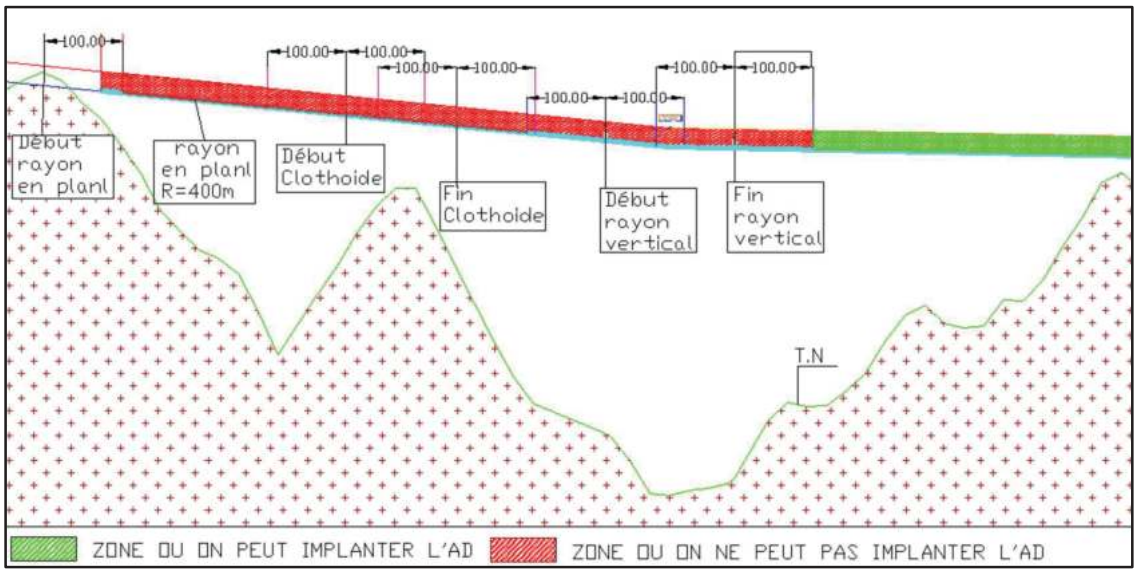


Figure IV.2-I. Schéma illustratif des zones d'implantation des AD.

Dans notre projet il est très difficile de projeter un ouvrage continu le long du projet, vu l'existence de plusieurs points singulier qui rend implantation des AD standard difficile, ce qui nous ramène à implanter qu'une seul AD standard.

IV.3. LES VARIANTES

- Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes (**V.I.P.P**) ;
- Viaduc à poutre en profilés reconstitués soudés (**P.R.S**) ;
- Pont caisson en encorbellement+ **(P.R.S) ;**
- Pont caisson en encorbellement + **(V.I.P.P).**

IV.4. PRESENTATION DES VARIANTES

IV.4.1. Variante N°1 : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en Précontraintes (V.I.P.P)

IV.4.1.1. Coupe longitudinale

Dans cette variante on a proposé de projeter un Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en précontraintes par post-tension avec hauteur constante dont la longueur de chacune est 35.00 m, ce qui résulte une longueur totale de pont égal à 1305m.

IV.4.1.2. Section transversale

Chaque travée est constituée de 06 poutres avec un entre axe de 2.00 m, supportant un hourdis en béton armé de 0.25 m d'épaisseur, avec une largeur totale du tablier est de 12.80 m. Au droit des lignes d'appuis de l'ouvrage, des entretoises en béton armé permettent le remplacement éventuel des appareils d'appui par vérinage. En respectant l'élancement de $\frac{1}{14}$,la hauteur de chaque poutre vaut 2.50 m

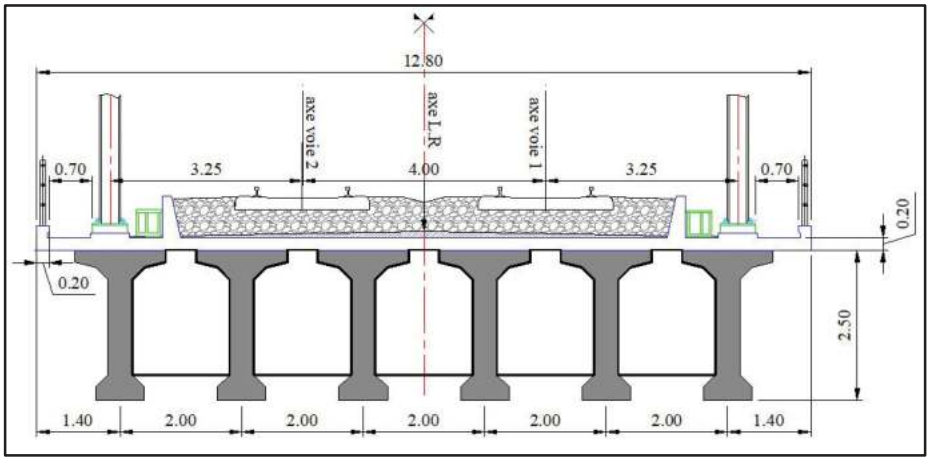


Figure IV.4-I. Coupe transversale sur pile (V.I.P.P).

- Le tableau suivant montre les avantages et l'inconvénient de cette variante :

Tableau IV.4-I. Avantages et inconvénients de la variante 1, VIPP.

Avantages	Inconvénients
-Facilité d'exécution. -La rapidité d'exécution des travaux. -Entretien de la voie minime.	- Poids propre tés important. - Limité en termes de longueur de franchissement Nombre de joint important (cas des ouvrages isostatique) -Inesthétique pour une hauteur libre faible.

IV.4.2. Variante N°2 : viaduc à poutre métallique (PRS)

IV.4.2.1. Coupe longitudinale

Dans cette variante on propose à projeter un pont mixte bipoutre de hauteur constante avec des travée indépendantes en poutres reconstituées soudées (PRS) supportant une dalle en béton armé. La longueur de chaque poutre est égale à 50 m avec une hauteur de 3.60 m, ce qui correspond à un élancement autour de$\frac{1}{14}$. Dont la longueur totale de l'ouvrage est environ de 1305 m.

IV.4.2.2. Section transversale

Chaque travée est constituée de 02 poutres (bi-poutre) avec un entre axe de 6.00 m supportant une dalle en béton armé d'épaisseur variant, nous proposons de rigidifier le tablier avec un système d'entretoisement (sur pile et courant) et des dispositions de contreventement en X.

Les caractéristiques des section transversales des poutres principales et secondaires (entretoises) seront déterminées en fonction de la portée et le type de système d'entretoisement.

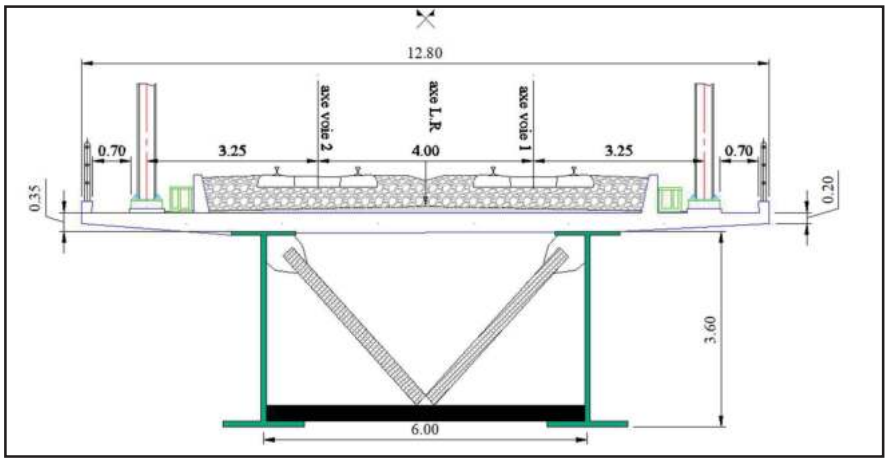


Figure IV.4-II. Coupe transversale bipoutre de la variante 2.

- Le tableau suivant montre les avantages et l'inconvénient de cette variante :

Tableau IV.4-II. Avantages et inconvénients d'un pont mixte (variante 2).

Avantages	Inconvénients
-La précision dimensionnelle des structures. -Ces ouvrages sont relativement légers ce qui peut être intéressant pour les fondations. -La rapidité d'exécution globale Entretien de la voie minime pour les travées simples	-Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion -Le phénomène de la fatigue dans les assemblages qui exige une surveillance avec des visites périodiques - Le coût du tablier est relativement élevé.

IV.4.3. Variante N°3 : Viaduc à poutre caisson en encorbellement successif +P.R.S

Cette variante est une combinaison entre deux solutions possibles afin de projeter un ouvrage qui satisfaire le mieux les différentes exigences d'implantation d'un pont ferroviaire.

IV.4.3.1. Coupe longitudinale

Pour cette variante on a choisi de deviser l'ouvrages en deux parties, pour les très grands franchissements et à cause de la difficulté d'implantation des appareils de dilatation Une première partie continue utilisant des voussoirs à hauteur variable, vu que la portée principale est égale à 80 m. Une autre partie isostatique avec des travées indépendantes en tablier mixtes bipoutre constitué du **P.R.S** pour les grands franchissements.

IV.4.3.2. Section transversale

Deux tabliers dont leurs sections transversales est complètement différentes :

- Le tablier proposé pour la variante à poutre caisson est un tablier monocellulaire continue en béton précontraint, de 80 m de travée et 12.8 m de largeur, avec une section a hauteur variable de 6.50 m sur appui ce qui correspond à un élancement de $\frac{1}{12}$, et 3.50 m à mi-travée ce qui correspond à un élancement de $\frac{1}{22}$.

- Le tablier proposé pour la variante mixte bipoutre est un tablier de hauteur constante avec une travée constitué par des poutres reconstituées soudées (P.R.S) et une dalle en béton armé. Les travées auront une longueur de 50 m avec une hauteur des poutres égales à 3.60 m, ce qui correspond à un élancement autour de$\frac{1}{15}$.

Tableau IV.4-III. Avantages et inconvénients de variante 3.

Avantages	Inconvénients
-Facilité d'exécution et la précision dimensionnelle des structures. -des ouvrages économiques par rapport aux obstacles franchissent. -la rapidité d'exécution globale. -la possibilité de franchir des grandes portées. -cout moins cher de l'ouvrage.	-problème d'entretien dans la partie mixte. -cout de tablier relativement élevé. -poids important dans la partie encorbellement. -l'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée.

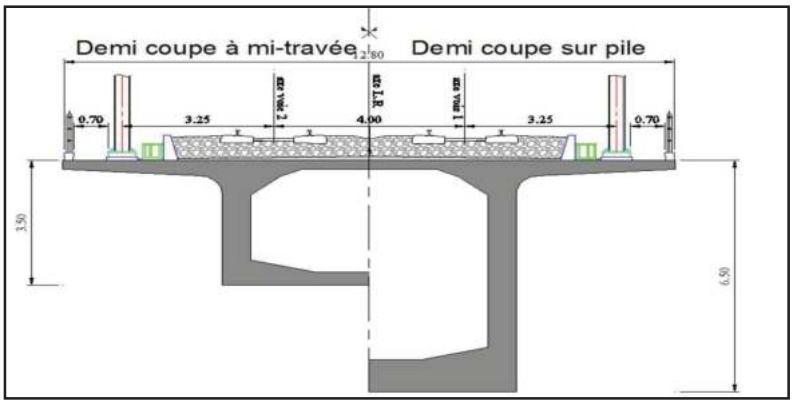


Figure IV.4-III. Coupe transversale du voussoir.

IV.4.4. Variante N°4 : viaduc à poutre caisson en encorbellement successif +V.I.P. P

Cette variante est une combinaison entre deux solutions possibles afin de projeter un ouvrage qui satisfaire le mieux les différentes exigences d'implantation d'un pont ferroviaire.

IV.4.4.1. Coupe longitudinale

Pour cette variante on a choisi de deviser l'ouvrages en deux parties, pour les très grands franchissements et à cause de la difficulté d'implantation des appareils de dilatation Une première partie continue utilisant des voussoirs à hauteur variable, vu que la portée principale est égale à 80 m. Une autre partie isostatique avec des travées indépendantes en tablier poutres en béton précontraint V.I.P.P pour les grands franchissements.

IV.4.4.2. Section transversale

Deux tabliers dont leurs sections transversales et complètement différentes :

- Le tablier proposé pour la variante à poutre caisson est un tablier monocellulaire continue en béton précontraint, de 80 m de travée et 12.8 m de largeur, avec une section a hauteur variable de 6.50 m sur appui ce qui correspond à un élancement de $\frac{1}{12}$, et 3.50 m à mi-travée ce qui correspond à un élancement de $\frac{1}{22}$.

- Le tablier proposé la variante a travées indépendantes de longueur de 35.00 m et un élancement de l'ordre de$\frac{1}{14}$, ce qui nous ramène à une hauteur de 2.50 m, avec 12.80 m de largeur, chaque travée contient 6 poutres sous forme de T préfabriqué en béton précontraint, avec un entraxe de 2.00m, surmonté par un hourdis de 0.25 m.

- Le tableau suivant montre les avantages et l'inconvénient de cette variante :

Tableau IV.4-IV. Avantages et inconvénients de variante 4.

Avantages	Inconvénients
-Rapidité d'exécution. -l'absence à peu près de pathologie grave.	-poids très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et des fondations très importantes. -nombre de joints très important (cas de la partie vipp). -limité en termes de longueur de franchissement. -cout très élevée de l'ouvrage pour les ouvrages très hauts. -difficile à gérer les déformations différées.

IV.5. Devis estimatif des variantes

Les montants estimatifs de chaque variante sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5-I. Devis estimatif de variante 1.

		Variante 1 : viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en précontraintes (V.I.P.P)				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA)**
Tablier	**Hourdis**	Béton (m3)	3240	20,000.00	64,800,000.00	1,415,520,000.00
		Acier (t)	486	120,000.00	58,320,000.00	
	Poutres	Béton (m3)	12960	35,000.00	453,600,000.00	
		Acier actif (t)	735	400,000.00	294,000,000.00	
		Acier passif (t)	2590	150,000.00	388,500,000.00	
	Entretoise	Béton (m3)	2520	35,000.00	88,200,000.00	
		Acier (t)	454	150,000.00	68,100,000.00	
Pile	**Hmoy=46m**	Béton (m3)	34760	35,000.00	1,216,600,000.00	1,294,810,000.00
		Acier (t)	5214	150,000.00	78,210,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	19,050,000.00
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Fondations	**Semelles**	Béton (m3)	18923	20,000.00	378,460,000.00	1,574,860,000.00
		Acier (t)	2270	120,000.00	272,400,000.00	
	Pieux	L=25 m, nombre de pieux=528		1,750,000.00	924,000,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	408	250,000.00	102,000,000.00	102,000,000.00
TOTALE (DA)		**4,406,240,000.00**				
Prix (DA/ml)		**3,389,415.00**				

Le devis estimatif de la variante 2 (PRS) est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.5.2. Devis estimatif de variante 2.

		Variante 2 : viaduc a poutre métallique (PRS)				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA)**
Tablier	**Hourdis**	Béton (m3)	5481	25,000.00	137,025,000.00	2,395,125,000.00
		Acier (t)	1370	130,000.00	178,100,000.00	
	Poutres	Acier de charpente (t)	5200	400,000.00	2,080,000,000.00	
Pile	**Hmoy=42m**	Béton (m3)	23489	35,000.00	822,115,000.00	871,437,000.00
		Acier (t)	3523	140,000.00	49,322,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	19,050,000.00
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Fondation	**Semelles**	Béton (m3)	14336	20,000.00	286,720,000.00	1,053,120,000.00
		Acier (t)	1720	120,000.00	206,400,000.00	
	Pieux	L=20m, nombre de pieux=400		1,400,000.00	560,000,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	104	200,000.00	20,800,000.00	20,800,000.00
TOTAL (DA)		**4,359,532,000.00**				
Total (DA/ml)		**3,353,486.00**				

Le devis estimatif de la variante 3 (PRS+ encorbellement) est donnée par le tableau suivant : .

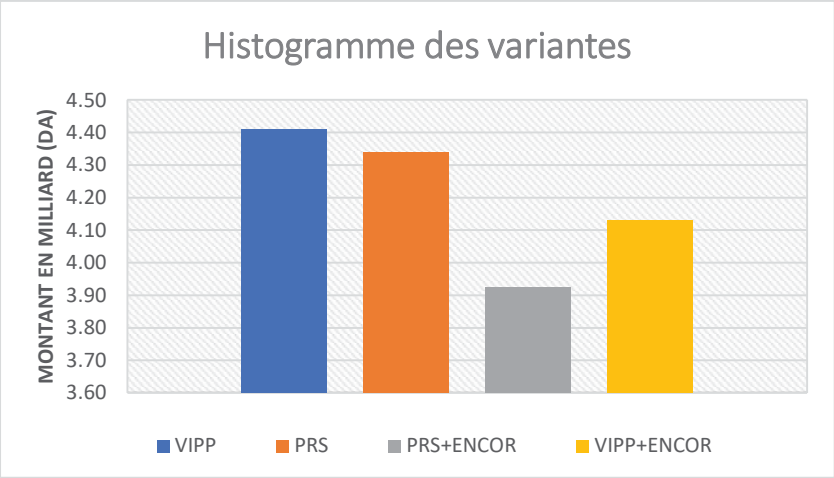
Tableau IV.5-II. Devis estimatif de variante 3.

		Variante 3 : viaduc a poutre métallique (PRS)+encorbellement				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA**
Tablier encorbellement	**Voussoirs**	Béton (m3)	9929	35,000.00	347,515,000.00	1,678,125,000.00
		Acier actif(t)	498	400,000.00	199,200,000.00	
		Acier passif(t)	1390	150,000.00	208,500,000.00	
Tablier mixte	**Hourdis**	Béton (m3)	2112	25,000.00	52,800,000.00	
		Acier (t)	527	130,000.00	68,510,000.00	
	Poutres	Acier de charpente(t)	2004	400,000.00	801,600,000.00	
Piles	**Hmoy=**	Béton (m3)	23270	35,000.00	814,450,000.00	1,303,050,000.00
		Acier (t)	3490	140,000.00	488,600,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	19,050,000.00
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Fondations	**Semelles**	Béton (m3)	11468	20,000.00	229,360,000.00	926,480,000.00
		Acier (t)	1376	120,000.00	165,120,000.00	
	Pieux	L=25m, nombre de pieux=320		1,750,000.00	532,000,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	66	250,000.00	16,500,000.00	16,500,000.00
TOTLAE (DA)		**3,924,155,000.00**				
Prix (DA/ml)		**3,018,580.769**				

Le devis estimatif de la variante 4 (VIPP+ encorbellement) est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.5-III.Devis estimatif de variante 4.

		Variante 4 : viaduc (VIPP)+encorbellement				
		Désignation	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**	**Totale partielle (DA**
Tablier encorbelleme-nt	**Voussoir**	Béton (m3)	9929	35,000.00	347,515,000.00	1,169,850,000.00
		Acier actif(t)	498	400,000.00	199,200,000.00	
		Acier passif(t)	1390	150,000.00	208,500,000.00	
Tablier VIPP	**Hourdis**	Béton (m3)	1260	20,000.00	25,200,000.00	
		Acier (t)	189	120,000.00	22,680,000.00	
	Poutres	Béton (m3)	5040	35,000.00	176,400,000.00	
		Acier actif(t)	286	400,000.00	114,400,000.00	
		Acier passif(t)	1007	150,000.00	15,105,000.00	
	Entretoises	Béton (m3)	980	35,000.00	34,300,000.00	
Culée		Béton (m3)	330	35,000.00	11,550,000.00	
		Acier (t)	50	150,000.00	7,500,000.00	
Piles	**Hmoy=45m**	Acier (t)	177	150,000.00	26,550,000.00	
		Béton (m3)	31587	35,000.00	1,105,545,000.00	1,816,245,000.00
Fondations	**Semelles**	Acier (t)	4738	150,000.00	710,700,000.00	
		Béton (m3)	12042	20,000.00	240,840,000.00	1,086,240,000.00
		Acier (t)	1445	120,000.00	173,400,000.00	
	Pieux	L=25m, nombre de pieux=384		1,750,000.00	672,000,000.00	
Equipements		Appareils d'appuis	192	250,000.00	48,000,000.00	48,000,000.00
TOTLAE (DA)		**4,139,385,000.00**				
PRIX (DA/ml)		**3,184,142.00**				



IV.6. CRITERES DE CHOIX

Le choix entre les variantes précédemment proposées se base sur plusieurs critères pour sélectionner la variante la plus optimale, on distingue les critères suivants :

IV.6.1. L'esthétique

Le principal critère d'esthétique qu'il faut respecter dans cette phase d'étude est bien le critère de la proportionnalité entre la longueur de travée et la hauteur de pile, car il a une influence directe sur le type d'ouvrage à choisir. Des relations harmonieuses entre la travée et la hauteur des piles devront être choisis ; il est recommandé donc de choisir des travées ayant des longueurs Egales au minimum 0.3 et au maximum 1.5 la hauteur de la pile.

IV.6.2. L'entretien de la voie

L'entretien de la voie est un coût d'exploitation significatif. L'impact des ouvrages d'art dans ce coût est spécialement lié à l'adoption (ou non) des appareils de dilatation de voie (ADV). Pour des raisons de sécurité, d'entretien et de confort de la voie, Il est toujours recommandé dans la mesure du possible de minimiser l'utilisation des appareils de dilatations de la voie au niveau des ponts et viaducs ferroviaires.

IV.6.3. L'entretien de l'ouvrage

L'entretien joue un rôle déterminant dans le cycle de vie d'un ouvrage pour assurer la sécurité et garantir la durabilité voulue (Durée de l'ouvrage 100 ans). Pour les structures en béton, les coûts associés aux travaux de réparation jouent le point faible dans cette solution, alors que les structures en acier c'est les coûts d'entretien de la corrosion.

Aussi, les appareils d'appui, dispositifs parasismiques et joints de dilatation ont toujours des coûts d'entretien et de substitution.

IV.6.4. Méthodes et durée de construction

Le choix de la méthode de construction est en fonction de la hauteur de la pile, la structure du tablier et l'obstacle à franchir. Pour les piles plus basses la pose des éléments préfabriqués pourra se faire par grue ou par lanceur, tandis que pour les piles plus hautes la méthode encorbellement sera proposée et dans le cas des tabliers PRS, le poussage pourra être adopté.

IV.6.5. L'économie

Le critère économique, parmi les critères les plus importants dans le choix optimal de la conception des ouvrages. Ce critère compris le coût de construction, le coût de l'entretien de l'ouvrage et de la voie.

IV.7. ANALYSE MULTICRITERE

Pour sélectionner la variante qui présente plus d'avantages et moins d'inconvénients sur tous les plans de comparaison (les critères dévaluations), une analyse soignée multicritère a été effectuée.

Afin d'évaluer chaque critère, on a affecté une note sur 5 et on multiplie ces notes par des coefficients selon l'importance du critère. On a affecté un coefficient de 3 pour le critère économique, il est le plus déterminant dans ce projet. Pour l'entretien et l'aspect architecturel, le coefficient attribué est de 2 et pour la méthode et la durée de construction, il est de 1.

Le tableau suivant regroupant l'analyse multicritère des variantes :

Tableau IV.7-I. Analyse multicritère.

Variante	Critères de choix					
	Esthétique	**Entretien de la voie**	**Entretien de l'ouvrage**	**Méthode et durée**	**Economie**	**Note finale /5**
Coefficient	2	2	2	1	3	
Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées en précontraintes (**V.I.P.P**).	**2**	**5**	**2**	**4**	**3**	**3.1**
Viaduc à poutre métallique **(P.R.S)**	**3**	**5**	**3**	**3**	**4**	**3.7**
Viaduc à poutre caisson en encorbellement+ **(P.R.S)**	**4**	**3**	**3**	**3**	**5**	**3.8**
Viaduc à poutre caisson en encorbellement+ **(V.I.P.P)**	**3**	**3**	**2**	**3**	**4**	**3.1**

- **Variante retenue :**

En se basant sur l'analyse multicritères des variantes, la faisabilité de projeter un ouvrage continue ou non, et en tenant compte les conditions d'implantation des appareils de dilatations (AD). En plus, la localisation de l'ouvrage, ses données géométriques et son environnement.

Le choix définitif pour cet ouvrage d'art, est **la variante N°3**, qui présente la solution la plus avantageuse, un pont qui comporte une partie continue en encorbellement pour les très grands franchissements et un pont, et une partie isostatique constitué des travées mixtes en bipoutre PRS pour les grands franchissements, ces deux parties permet de projeter un ouvrage optimal qui satisfait les critères précédents.

V.1. INTRODUCTION

L'objet principale de ce chapitre est de donner les valeurs indicatives des éléments principale de la variante retenue dans le chapitre précédent, (partie caisson en encorbellement successif avec une partie en PRS).

Le prédimensionnement d'un viaduc consiste à fixer au préalable les dimensions de différents éléments de viaduc (tablier, piles et culée), en respectant certaines conditions.

Toutes les dimensions prises seront justifiées par les conditions de calcul.

V.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Cette partie fait l'objet de proposer des dimensions pour chaque partie de la variante retenue :

- Section transversale de voussoir ;
- Les dimensions de PRS (âmes et semelle) ;
- Les entretoises et les contreventements.

V.2.1. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE CAISSON (ENCORBELLEMENT)

En élaborant dans ce paragraphe le prédimensionnement des déférentséléments constitutifs de voussoir. En basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003).
La figure ci-dessous précise les notations utilisées pour chaque élément de voussoir :

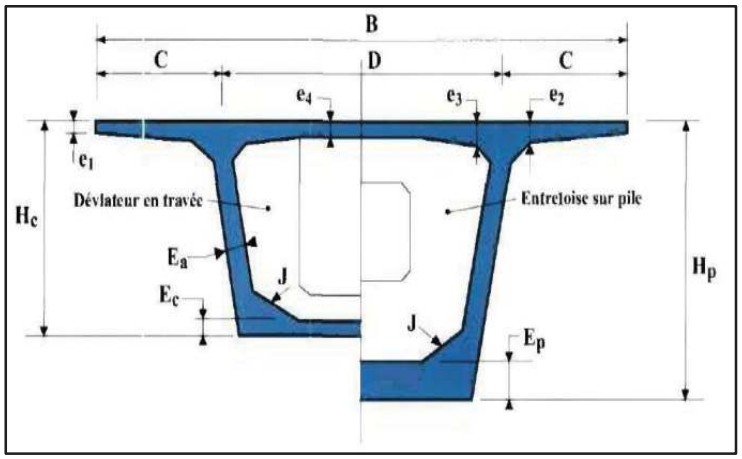


Figure V.2-I. Coupe transversale type d'un voussoir en béton armé

Les valeurs des notations précisées dans la **Figure V.2 I** sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.2-I. Pré-dimensions de voussoir

Eléments	Seuils	Valeurs calculées (cm)	Valeurs retenues (cm)
Hauteur de voussoir sur pile h_p	L/12	667	**650**
Hauteur de voussoir à la clef h_c	L/22	365	**350**
Largeur de voussoir	B	/	**1280**
C	B/4	340	**340**
D	B-2C	640	**600**
e_1	$e_1 \geq 16$	/	**25**
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	$40 \leq e_2 \leq 45.71$	**45**
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	$21.33 \leq e_4 \leq 25.6$	**35**
e_3	$e_3 > e_2 - 0.1$ et $e_3 > 1.5e_4$	$e_3 > 44.9$ et $e_3 > 37$	**45**
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	$E_a \geq 0.42$	**60**
E_c	$E_c \geq 18$ à 22 cm	/	**35**
E_p	$E_p \geq 35$ à 90 cm	/	**70**
Gossier supérieur	$30° \leq a \leq 45°$	/	**45°**
Gossier inferieur	$40° \leq a \leq 45°$	/	**45°**

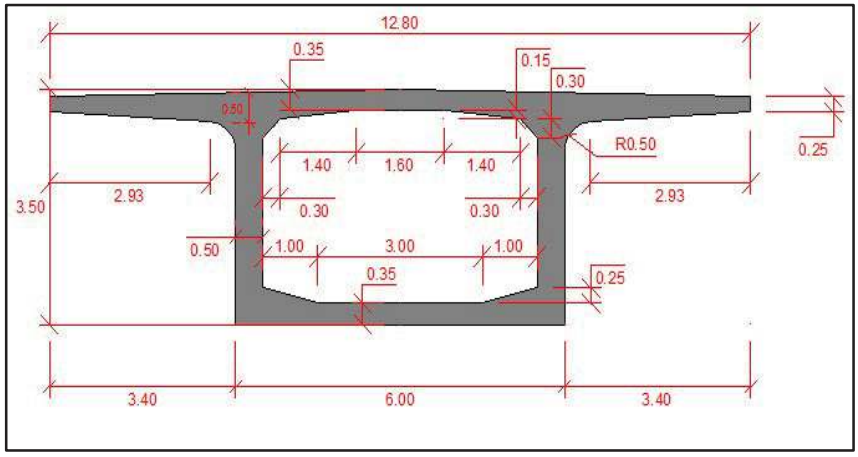


Figure V.2-II. Pré-dimensions de voussoir à la clef.

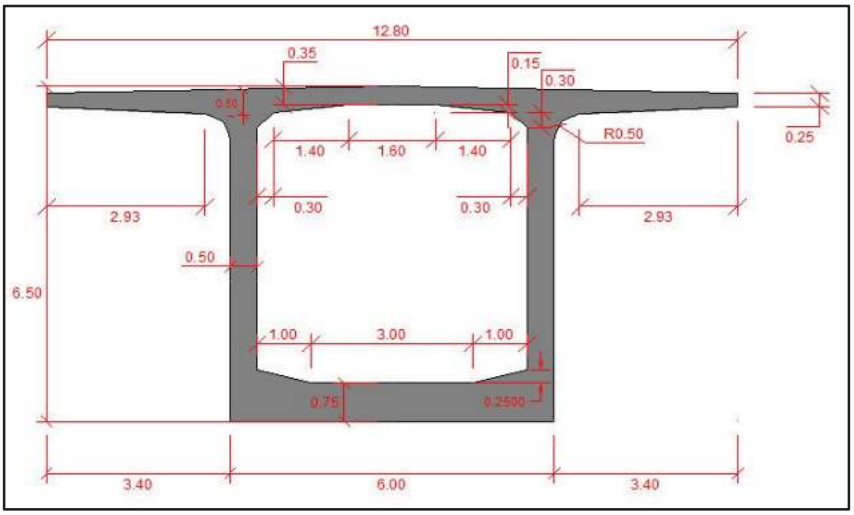


Figure V.2-III. Pré-dimensions de voussoir sur pile.

V.2.2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE MIXTE

V.2.2.1. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés avec entre axe de 6.00 m. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

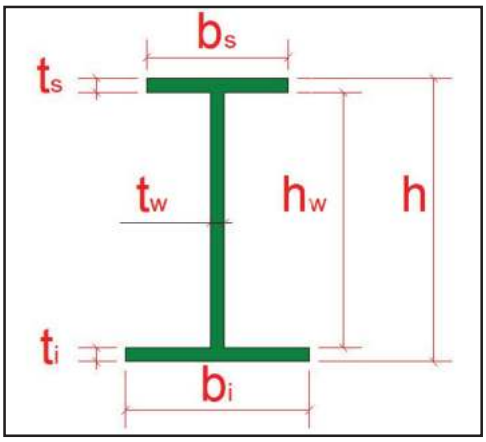


Figure V.2-IV. Coupe transversale de la poutre métallique principale

Tableau V.2-II. Pré dimensions de la poutre métallique principale.

Eléments	Seuils	Valeurs retenues (mm)
Epaisseur de la dalle en béton armé	250 à 400 mm	Varie de 250 à 350
Hauteur sur pile	H = L / 14	3600
Epaisseur de l'âme sue pile	$t_w \geq 0.005 h_w$	30
Epaisseur de l'âme à la clef	$t_w \geq 0.005 h_w$	20
Épaisseur semelle supérieure sur pile	$20 \leq ts \leq 150$	30
Épaisseur semelle supérieure à la clef	$20 \leq ts \leq 150$	40
Épaisseur semelle inférieure sur pile	$20 \leq ti \leq 150$	50
Épaisseur semelle inférieure à la clef	$20 \leq ti \leq 150$	70
Largeur semelle supérieure	$400 \leq bs \leq 1000$	1000
Largeur semelle inférieure	$500 \leq bi \leq 1200$	1200

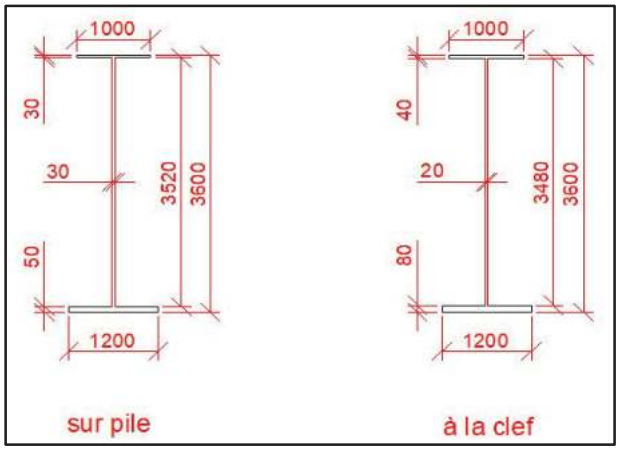


Figure V.2-V. Pré dimensions de la poutre principale sur pile et à la clef.

V.2.2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES

Ce sont des éléments transversaux (poutres secondaire), appelées aussi « entretoises », elles n'ont aucun contact avec la dalle en béton armé, mais elles augmentent la rigidité de l'ouvrage, comme elles assurent la répartition transversale des charges entre les poutres.

V.2.2.2.1. LES ENTRETOISES COURANTES

À mi- travée des bipoutres sont en générale de type IPE, HEA de 400 mm à 700 mm de hauteurs et des tubes de 300 à 400 mm, dans notre projet on a pris des tubes de Ø300mm. Les conditions assez sévères de non déversement des poutres peuvent conduire à renforcer entretoises courantes ; en abaissant le profilé courant et en le complétant par deux diagonales fixées.

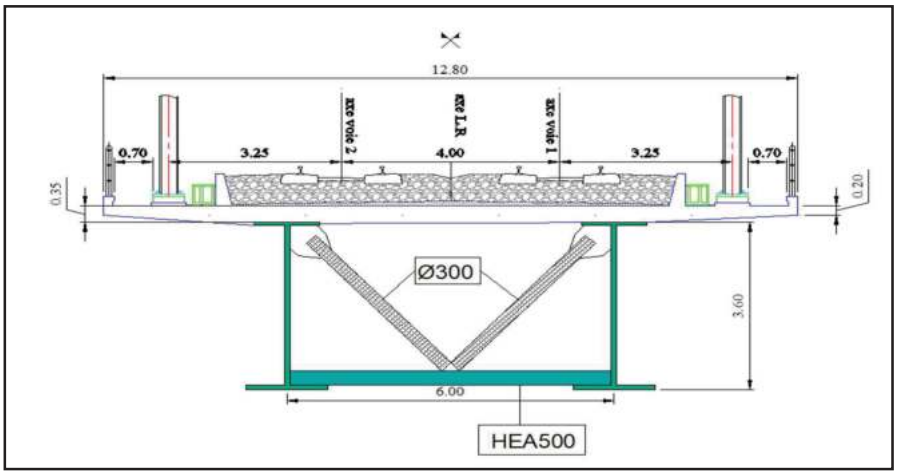


Figure V.2-VI. Entretoises courantes des poutres métalliques.

V.2.2.2.2. LES ENTRETOISES D'ABOUT

Les entretoises sur appuis sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes, sert aussi à l'opération de vérinage en cas d'entretien de l'ouvrage.

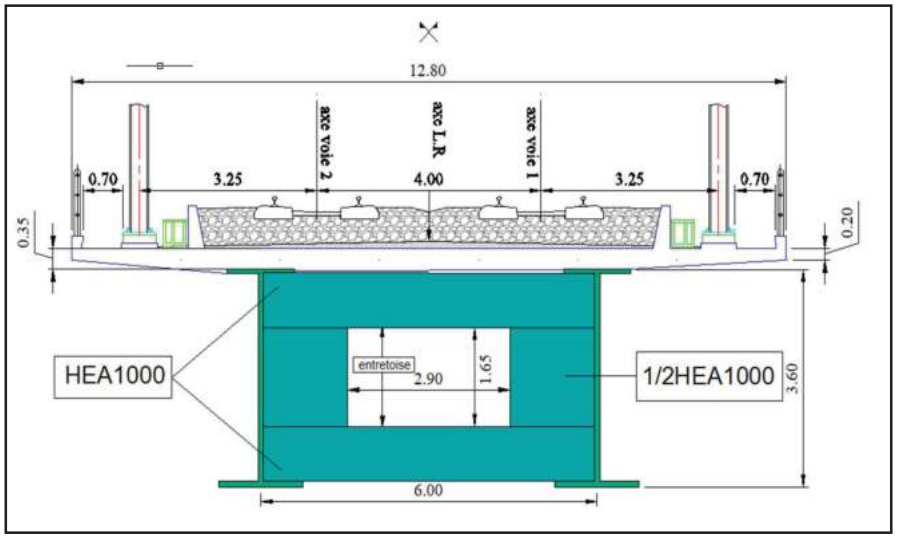


Figure V.2-VII. Entretoises d'about des poutres métalliques.

V.2.2.3. PREDIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Un système statique destiné à réduire la déformabilité transversale du tablier, le système bipoutre est rigidifié en torsion par l'addition d'un contreventement (1/2 HEA500) disposé dans le plan des semelles inferieures qui le transforme en un « profil quasi fermé ».

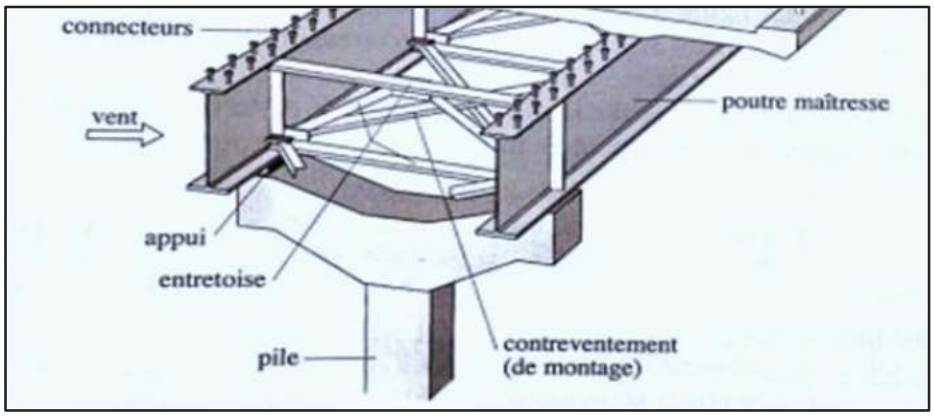


Figure V.2-VIII. Schéma illustratif de système d'entretoisement.

V.3. PREDIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE

V.3.1. Prédimensionnement des piles

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'ausol de fondation. Les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

La conception des piles est en fonction du type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations et certain contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre projet, nous avons opté pour la solution d'une pile caisson (section rectangulaire évidée), avec une largeur fixe pour les piles de hauteur inférieur à 25 m de la partie mixte, une largeur variable pour les autres piles.

Tableau V.3-I. Hauteur des piles

Piles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Hauteur(m)	**13.20**	**26.80**	**36.90**	**45.00**	**56.50**	**41.00**	**24.70**	**15.20**	**30.30**	**49.70**
Piles	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Hauteur(m)	**62.40**	**69.50**	**82.00**	**78.50**	**65.70**	**58.10**	**40.40**	**38.00**	**30.90**	**8.80**

V.3.2. Partie mixte

V.3.2.1. Piles avec une hauteur inférieure à 25 m (H<25 m)

Tableau V.3-II. Prédimensionnements des piles de la partie mixte(H<25m).

Eléments		**Partie pont mixte**
Section	**Description**	Rectangulaire creuse, de largeur constante du haut vers le bas.
	Prédimensionnement	4.00 m de longueur par 7.00 m de largeur au sommet et à la base.
Epaisseur		0.50 m dans tous les tronçons de la pile.
Le fruit		1

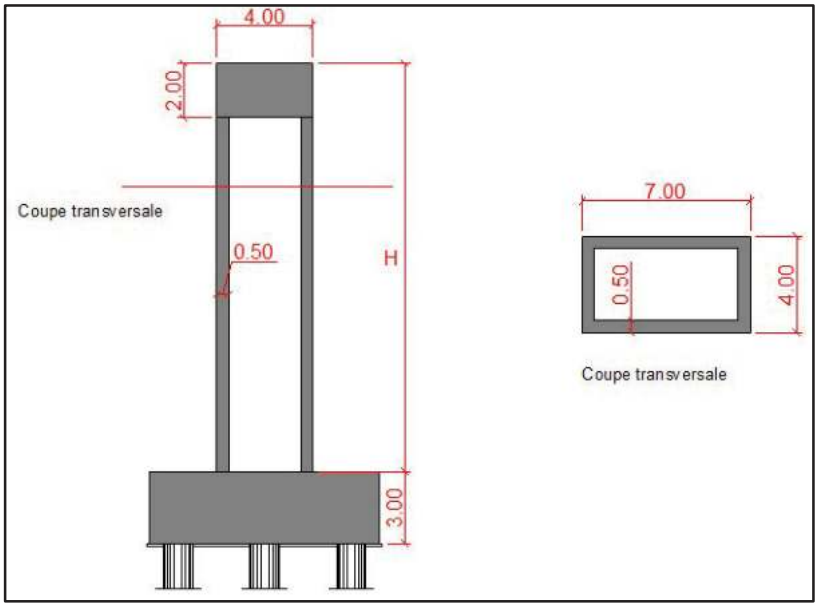


Figure V.3-I.Coupe transversale sur pile (H<25m) partie mixte.

V.3.2.2. Piles avec une hauteur supérieure à 25 m (H>25 m)

Tableau V.3-III. Prédimensionnement des piles de la partie mixte (H>25m).

Eléments		Partie pont mixte
Section	Description	Rectangulaire creuse, croissante du haut vers le bas.
	Prédimensionnement	3.50 m de longueur par 7.00 m de largeur au sommet.
Epaisseur		0.50 m dans tous les tronçons de la pile.
Le fruit		1/20

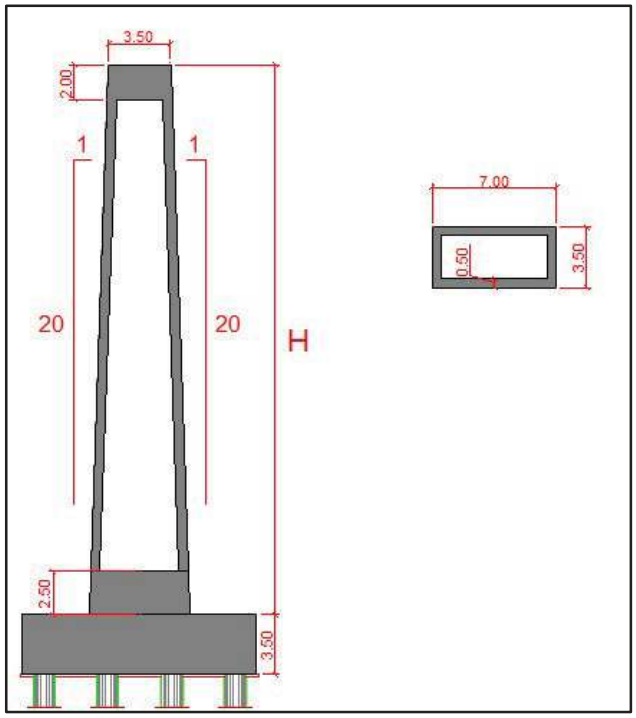


Figure V.3-II. Coupe transversale sur pile (H>25m) partie mixte.

V.3.3. Partie encorbellement

Tableau V.3-IV. Prédimensionnement de pile de la partie encorbellement H>25m..

Eléments		Partie pont encorbellement
Section	Description	Rectangulaire creuse, croissante du haut vers le bas.
	Prédimensionnement	5.00 m de longueur par 6.00 m de largeur au sommet.
Epaisseur		0.50 m dans tous les tronçons de la pile.
Le fruit		1/20

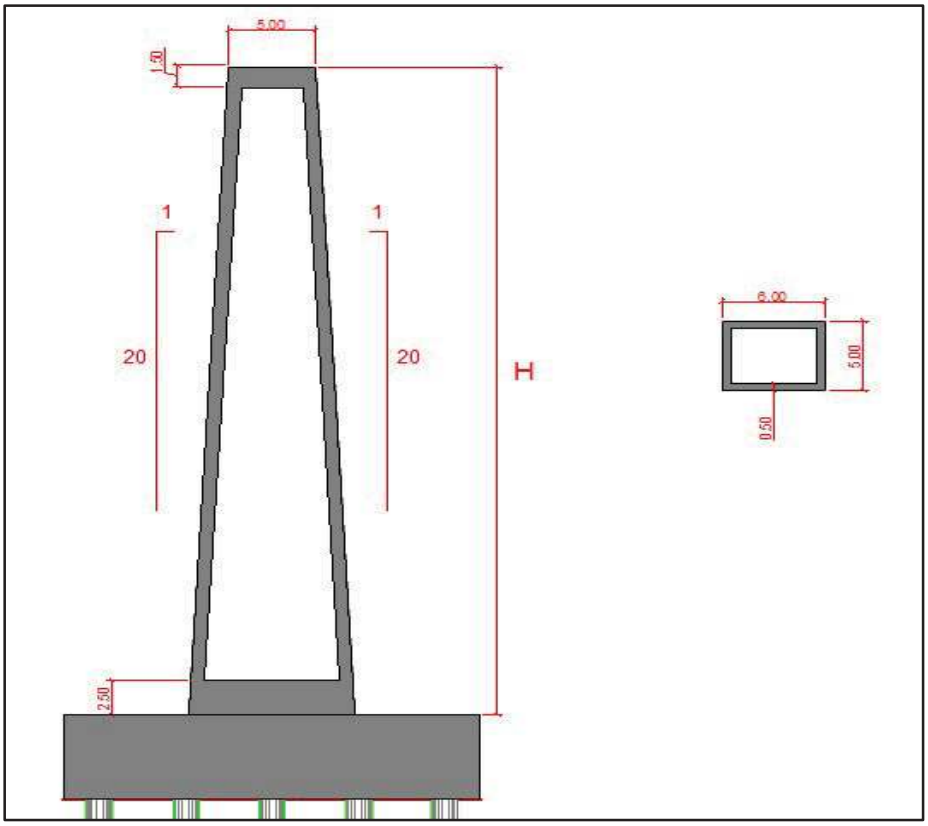


Figure V.3.3. Coupe transversale sur pile (partie encorbellement) H>25m.

V.3.4. PREDIMENSIONNEMENT DES CULEES

Les culées font partie du système d'appuis de tablier de l'ouvrage, contrairement aux appuis intermédiaires (piles), elles se trouvent à l'accès de l'ouvrage, son rôle principal est d'assurer la continuité en le tablier et la chaussé extérieur, Elles assurent à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

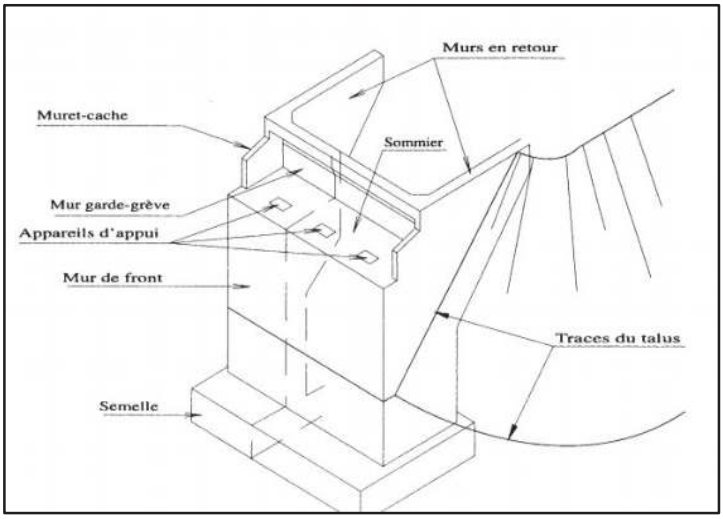


Figure V.3-III. Morphologie d'une culée remblayée.

- **Mur de front**
  - Hauteur : 2.70 m
  - Épaisseur :2.40 m
  - Longueur : 12.80 m
- **Mur de garde grève**
  - Hauteur : 4.24 m
  - Épaisseur :0.50 m
  - Longueur : 11.60 m
- **Mur cache**
  - Hauteur : 3.80 m
  - Épaisseur :0.30 m
  - Longueur : 1.90 m
- **Murs en retours**
  - Hauteur : 7.00 m
  - Épaisseur :1.00 m
  - Longueur supérieure : 7.90 m
  - Longueur inferieur : 5.20
  - Angle d'inclinaison de mur : tg (2/3) = 30°.

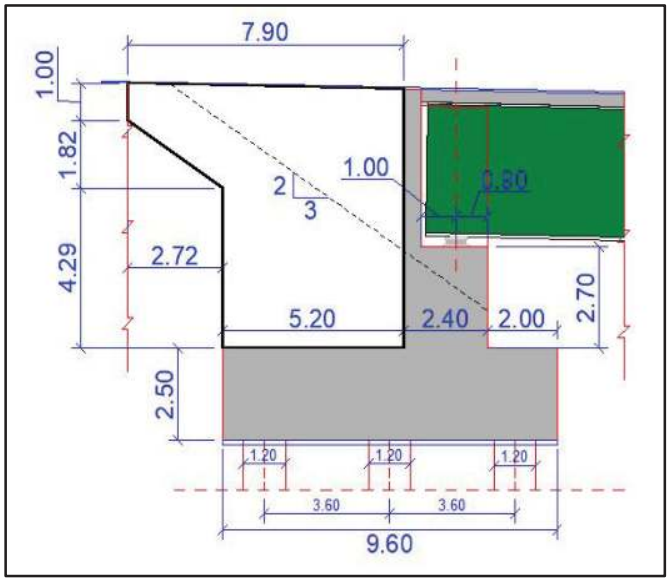


Figure V.3-IV..

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée et approfondie du tablier mixte de l'ouvrage, on se basera sur les résultats du logiciel de calcul pour la vérification et justification des sections de l'ouvrage qui sont déjà prés dimensionnés dans le chapitre précédent.

VI.2. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Nous précisons que les calculs seront effectués pour la phase de service, quand les poutres auront attenu leurs positions définitives, puis les calculs nécessaires pour la phase de réalisation seront déduit par une série de vérifications.

Les poids spécifiques utilisés sont déjà définis dans **chapitre III.**

VI.2.1. Charges permanentes

VI.2.1.1. Poids des éléments porteurs (CP)

On détermine les intensités en multipliant chaque section par le poids spécifique relatif.

Tableau VI.2-I. Poids propre des éléments structuraux.

Eléments		Unité	Surface [m^2]	Poids/mètre linière[kN/m]	Poids [kN]	Poids total [kN]
Poutres	Poutre sur appui	2	0.1956	15.06	301.20	602.40
	Poutre a mi-travée	2	0.1938	14.92	447.60	895.20
Entretoises	Entretoise d'about	2	0.0677	5.21	31.26	62.52
	Entretoise courante	7	0.0445	4.48	26.88	188.16
Contreventements		16	9.5×10^{-3}	0.73	6.22	99.52
Goussets		18	2.06	158.56	3.17	57.08
Goujons		1300	3.80×10^{-4}	0.023	7.34	14.68
$CP_{métallique}$[kN/m]						**38.39**
Passerelle de visite	Poutre IPE120	6	1.35×10^{-3}	0.104	5.20	31.2
	Caillebotis		0.031	2.39	119.50	119.5
$CP_{passrelle\ de\ visite}$ [kN/m]						**3.01**
Hourdis (béton armé)			4.86	121.60	6080	6080
$CP_{hourdis}$ [kN/m]						**121.60**
Somme [kN]						**8150.00**
CP_{total} [kN/m]						**163.00**

VI.2.1.2. Poids des éléments non porteurs (CCP)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2-II. Poids des éléments secondaires et équipements.

Eléments		Poids/mètre linière[kN/m]	Poids [kN]
Rails		2.40	120
Travers mono-bloc		9.60	480
Ballast (±30%)	**Max**	106.6	5330
	Min	88.83	4442
Etanchéité		12.28	614
Mur garde ballast		4.80	240
Caniveau		2.40	120
Garde corps		0.68	34
Somme [kN]		**6938**	**6050**
CCP [kN/m]		**138.76**	**121.00**
		Max	**Min**

Donc le poids total des charges permanentes est :

$$P_{tot} = CP + CCP = 8150.00 + 6938.00 = 15088.00\ kN$$

$$\mathbf{P_{tot} = 15088.00\ kN}$$

IV.2.2. Charge de trafic ferroviaire

Les charges ferroviaires sont définies dans le **chapitre III.**

IV.2.2.1. Coefficient de majoration dynamique $\boldsymbol{\phi}$

le coefficient de majoration dynamique $\boldsymbol{\phi}$, qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge LM71, SW2 et SW0 est pris égal à $\boldsymbol{\phi_2}$ ou à $\boldsymbol{\phi_3}$ en fonction de la qualité de l'entretien de la voie comme indiqué ci-après :

- Voie soigneusement entretenue :

$$\boldsymbol{\phi_2} = \frac{1.44}{\sqrt{L\Phi} - 0.2} + 0.82 \qquad \text{avec :} \qquad 1.00 < \boldsymbol{\phi_2} < 1.67$$

- Voie normalement entretenue :

$$\boldsymbol{\phi_3} = \frac{2.16}{\sqrt{L\Phi} - 0.2} + 0.73 \qquad \text{avec :} \qquad 1.00 < \boldsymbol{\phi_3} < 2.00$$

$L\Phi$est la longueur déterminante définie au tableau 6.2 EN 1991-2. (Voie normalement entretenue).

-Sens longitudinale $L\Phi$=50m donc $\boldsymbol{\phi_3}$**= 1.04.**

- Sens transversale $L\Phi$=3×espacement entre les poutres= 3× 6=18 donc $\boldsymbol{\phi_3}$**= 1.26.**

VI.3. MODELISATION DES ELEMENTSSTRUCTURAUX

L'analyse du tablier en service a été réalisée en utilisant trois modèles de calcul, préparé suivant la méthodologie prévue à la NF EN 1994-2 :

- **Modèle 1 <Met>** : modèle de la structure métallique seule, sur laquelle sont appliquées leur poids propre et le poids du béton de la dalle ;

- **Modèle 2 <Perm>** : modèle de calcul de la structure mixte pour les actions Permanentes, actions de longue durée, notamment, le poids des superstructures ;

- **Modèle 3<Rap>** : modèle de calcul pour l'analyse des effets des actions de courte durée.

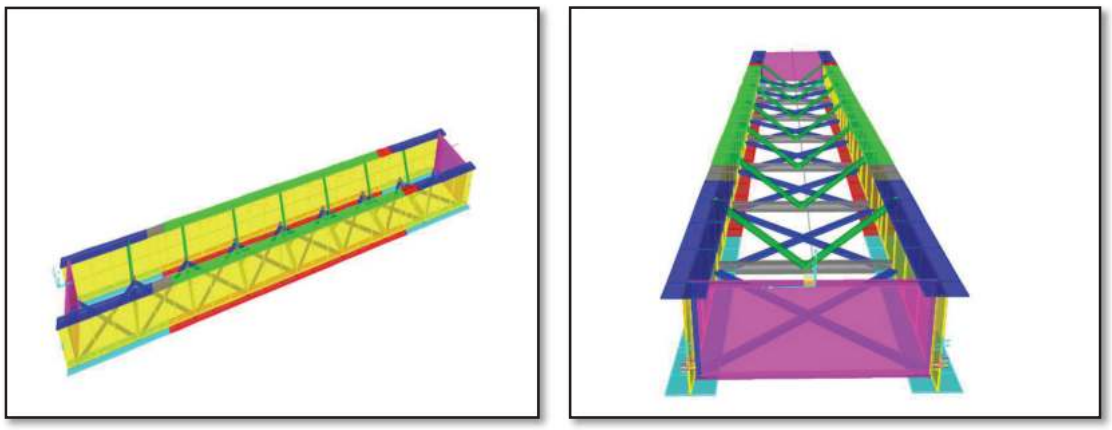


Figure VI.3-I. Modèle de calcul de la structure métallique seul (modèle1).

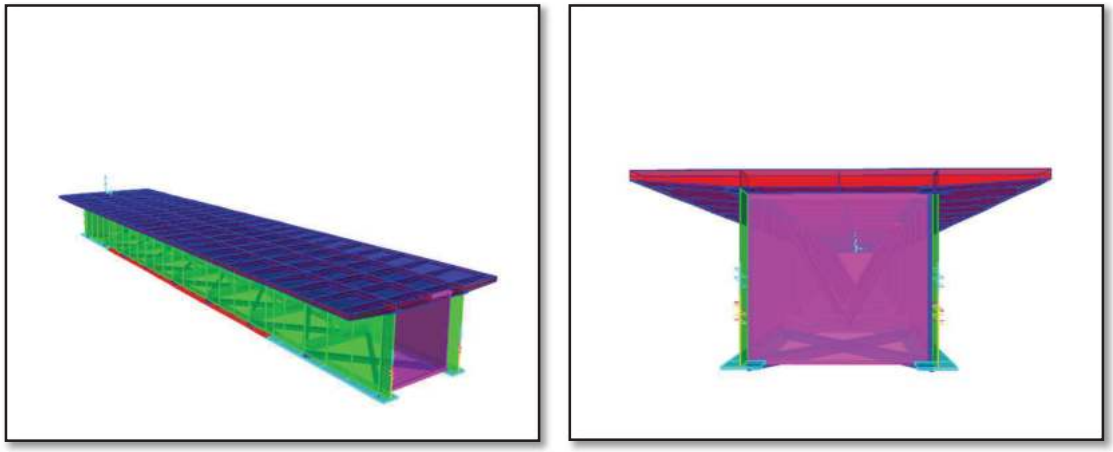


Figure VI.3-II. Modèle de calcul de la structure mixte (modèle 2 et 3).

VI.4. ANALYSE DE LA SECTION MIXTE

L'analyse de la section mixte sert à vérifier les sollicitations en flexion longitudinale et les contraintes correspondantes dans toutes les sections, en considérant deux états : à court terme et à long terme, lors de la mise en service de l'ouvrage.

VI.4.1. Hypothèses de calcul

On fait la vérification des poutres métalliques associées à une dalle orthotrope (section mixte), la participation du béton se fait en considérant les hypothèses suivantes :

- Le béton homogénéisé par rapport à l'acier, par l'intermédiaire des coefficients d'équivalences qui tiennent compte de façon simplifié du phénomène de fluage ;
- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaison appelées connecteurs.
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook, la vérification relative de la longueur de deux fibres de l'acier et de béton est :

- pour l'acier : $\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$

- pour le béton : $\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$

D'après de la première hypothèse on trouve : $\boldsymbol{n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}}$

n : coefficient d'équivalence varie en fonction de <E_b>.

VI.4.2. Coefficient d'équivalence

Les valeurs du coefficient d'équivalence sont en fonction des phasages de construction, elles sont importantes pour toutes les vérifications pendant la mise en place de l'ossature métallique et lors de bétonnage.

Les coefficients d'équivalence ont été calculées suivant la NF EN1994-2, 5.4.2.2 :

$$n_L = n_0(1 + \Psi_L \varphi_t)$$

Avec :

n_0 : coefficient d'équivalence pour les chargements a courte terme.

$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210}{34}$Donc :$n_0 = 6.16$

- Les valeurs de coefficient Ψ_L dépendent du type de chargement :
  - Pour les charges permanentes Ψ_{L-per} =1.1.
  - Pour le retrait $\Psi_{L-ret} = 0.55$.
- Les valeurs de φ_t sont égale à :
  - Pour les actions permanentes $\varphi_{t-per} = 1.45$.
  - Pour l'action de retrait $\varphi_{t-ret} = 3.29$.

Donc les coefficients d'équivalences sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4-I. Coefficients d'équivalence.

Sollicitation	Champ d'application	n_L
Poutre en acier seul	Charge permanente	∞
Charges instantanées	Surcharge	6.16
Charges de longue durée	CCP	16.08
Effets différées	Retrait	17.43

Pour plus de détaille voir annexe B

VI.4.3. Calcul de la largeur participante de la dalle

La largeur participante de la dalle est calculée comme suit :

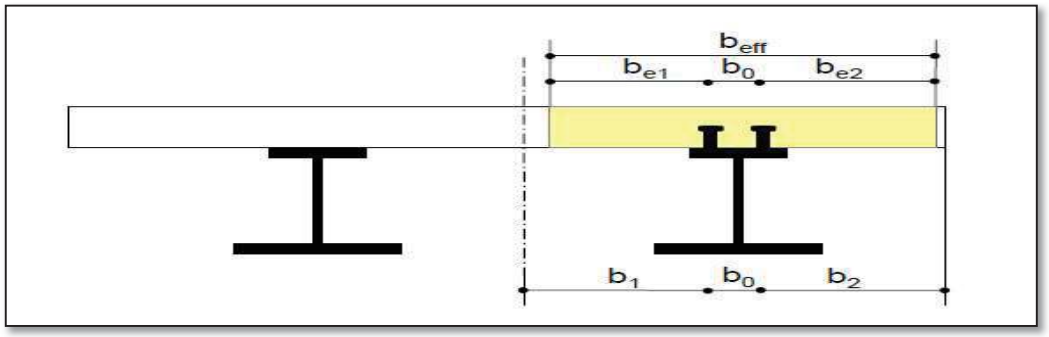


Figure VI.4-I. Schéma représentatif de la section participante.

On a **b_0=0.8 m** entre axe des goujons d'extrémités.

-$b_1 = \left(\frac{E_{poutre}}{2} - \frac{b_0}{2}\right) = 2.6\ m$ et $b_2 = \left(L_d - \frac{b_0}{2}\right) = 3.0\ m$

-$b_{e1} = min\left(\frac{L_{portée}}{8}; b_1\right) = 2.6\ m$ et $b_{e2} = min\left(\frac{L_{portée}}{8}; b_2\right) = 3.0\ m$

On trouve alors : $b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = \mathbf{6.40\ m}$.

VI.4.4. Caractéristiques des sections

Les caractéristiques élastiques des sections métalliques seul, section en béton et sections mixte sont présentés dans les tableaux suivants :

-Les caractéristiques de la section métallique est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-II. Caractéristiques de la section métallique seule.

	Notation	Section sur pile	Section a mi-travée
Aire	**A(m²)**	0.1956	0.2056
Centre de gravité	**V_S(m)**	2.0513	2.2687
	V_i(m)	1.5487	1.3313
Moment d'inertie	**I(m⁴)**	0.3874	0.4493

- Les caractéristiques de la dalle en béton est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-III. Caractéristiques de la section du béton.

	Notation	Section sur pile et mi-travée
Aire	**A(m^2)**	2.3040
Centre de gravité	**V_S(m)**	0.1800
	V_i(m)	0.1800
Moment d'inertie	**I(m^4)**	0.0249

-Les caractéristiques de la section mixte pour le calcul des surcharges à court terme avec un coefficient d'équivalence n_L=6.16, est donnée par :

Tableau VI.4-IV. Caractéristiques de la section mixte pour les surcharges.

	Notation	Section sur pile	Section a mi-travée
Aire	A(m^2)	0.5705	0.5796
Centre de gravité	V_S(m)	0.5885	0.6886
	V_i(m)	3.0115	2.9114
Moment d'inertie	I(m^4)	1.0328	1.2489

-Les caractéristiques de la section mixte pour le calcul de la superstructure à long terme avec un coefficient d'équivalence n_L=16.08, est donnée par :

Tableau VI.4-V. Caractéristiques de la section mixte pour la superstructure.

	Notation	Section sur pile	Section a mi-travée
Aire	A(m^2)	0.3398	0.3489
Centre de gravité	V_S(m)	1.1104	1.2630
	V_i(m)	2.4896	2.3370
Moment d'inertie	I(m^4)	0.8015	0.9572

-Les caractéristiques de la section mixte pour le calcul de retrait à moyen terme avec un coefficient d'équivalence n_L=17.43 est donnée par :

Tableau VI.4-VI. Caractéristiques de la section mixte pour l'action de retrait.

	Notation	Section sur pile	Section a mi-travée
Aire	A(m^2)	0.3287	0.3378
Centre de gravité	V_S(m)	1.1539	1.3104
	V_i(m)	2.4461	2.2896
Moment d'inertie	I(m^4)	0.7823	0.9332

VI.4.5. Calcul des efforts internes des poutres

Les tableaux suivants présentent les valeurs des efforts internes : moment de flexion, effort tranchant, contraintes et flèches, obtenus par logiciel de calcul en chaque poutre dans la phase de construction (poutre métallique) et en service (poutre mixte).

-Les valeurs du moment de flexion en phase de construction est donnée par le tableau suivant

Tableau VI.4-VII. Valeurs de moment de flexion en phase de construction.

	Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	X (m)	2.42	4.84	7.26	9.68	12.10	14.52	16.94	19.36	21.78	24.20
Poids propre de la structure métallique	M_{PP} (KN.m)	1134	2155	3036	3786	4444	4982	5413	5731	5930	**6035**
Poids de la dalle en béton	M_{DB} (KN.m)	3274	6266	8877	11170	13135	14794	16101	17036	17644	**17923**

- Les valeurs de l'effort tranchant en phase de construction est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-VIII. Valeurs de l'effort tranchant de construction.

	position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	x (m)	0.8	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
Poids propre de la structure métallique	V_{PP} (KN.m)	486	427	388	317	278	238	183	143	90	**50**
Poids de la dalle en béton	V_{DB} (KN.m)	1417	1236	1108	981	853	726	539	412	285	**157**

-Les valeurs du moment de flexion aux poutres mixte pour les surcharges est données par :

Tableau VI.4-IX. Valeur du moment de flexion aux poutres mixtes (KN.m).

	position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	x (m)	2.5	5	7.50	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
SUP	$M_{SUP\ (max)}$	4709	8990	12725	15991	18788	21122	23000	24338	25205	**25602**
	$M_{SUP(min)}$	3892	7441	10935	13269	15611	17564	19115	20222	20945	**21279**
LM71+LM71	$M_{LM71+LM71}$	7130	13540	18984	23415	27108	29914	32462	34303	35567	**36120**
SW2+LM71	$M_{SW2+LM71}$	7761	14724	20693	25496	29537	32602	35263	37119	38307	**38737**
SURT	M_{SURT}	14	27	39	49	58	67	73	77	80	**81**

-Les valeurs de l'effort tranchant aux poutres mixte pour les surcharges est données par :

Tableau VI.4-X. Valeurs de l'effort tranchant aux poutres mixtes (KN).

	Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	x (m)	0.80	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
SUP	$V_{SUP\ (max)}$	**1936**	1691	1516	1345	1170	995	738	563	390	216
	$V_{SUP\ (min)}$	**1674**	1462	1311	1164	1014	863	638	488	337	186
LM71+LM71	$V_{LM71+LM71}$	**3151**	2782	2542	2181	1981	1791	1571	1396	1253	1090
SW2+LM71	$V_{SW2+LM71}$	**3396**	2994	2731	2384	2150	1935	1692	1505	1349	1147

-Les valeurs des contraintes aux semelles est données par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XI. Valeurs des contraintes (MPa.)

	Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	X (m)	2.5	5	7.50	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
σ_{PP}	Semelle supérieur	6	11	16	20	22	25	27	29	30	**30**
	Semelle inférieur	5	9	12	15	13	15	16	17	18	**18**
σ_{DB}	Semelle supérieur	17	33	47	59	66	75	81	86	89	**91**
	Semelle inférieur	13	25	35	45	39	44	48	50	52	**53**
$\sigma_{SUP(max)}$	Semelle supérieur	7	12	18	22	25	28	30	32	33	**34**
	Semelle inférieur	15	28	39	50	46	52	56	59	62	**63**
$\sigma_{LM71+LM7}$	Semelle supérieur	4	8	11	13	15	16	18	19	20	**20**
	Semelle inférieur	21	39	55	68	63	70	76	80	83	**84**
$\sigma_{SW2+LM71}$	Semelle supérieur	4	8	12	15	16	18	19	20	21	**21**
	Semelle inférieur	23	43	60	74	69	76	82	87	89	**90**
$\sigma_{retrait}$	Semelle supérieur	6	6	6	6	9	9	9	9	9	**9**
	Semelle inférieur	13	13	13	13	15	15	15	15	15	**15**

-Les valeurs de flèche déterminer est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XII. Valeurs des flèches (mm).

	Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	X (m)	2.5	5	7.50	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
SUP	$f_{SUP(max)}$	6.09	17	23	28	31	35.3	36.1	36.8	37.5	**39**
OSSATURE METALLIQUE	f_{PP}	3.01	5.73	8.27	10.6	12.6	14.4	15.6	16.9	17.6	**18**
DALLE	F_{dalle}	7.07	14.5	20.9	26.8	32	36.6	40.3	43	44.8	**45.6**

VI.4.6. Calcul des forces de freinage et de démarrage

Les formules sont définies dans **le chapitre III.**

- Force de démarrage :
  - D_{LM71}= 33×50 = 1650 KN≥ 1000 donc la valeur retenue est **1000 KN**.
  - D_{SW2}= 33×43 = 1419 KN ≥ 1000 donc la valeur retenue est **1000 KN**.
- Force de freinage :
  - F_{LM71}= 20×50 = 1000 KN≤6000 donc la valeur retenue est **1000 KN**
  - F_{LM71}= 35×43 = **1505 KN**.

VI.4.7. Groupes de charge

Dans notre projet les groupes de charges choisies selon les caractéristiques de l'ouvrage sont le **gr25** et **gr23** pour avoir le calcul longitudinal le plus défavorable :

Tableau VI.4-XIII. Groupes de charge utilisée.

N° voie	Groupes de charges			Forces verticales			Forces horizontales		
	Nombre de voies charges	**Groupe de charge**	**Voie chargée**	**LM71 SW/0**	**SW/2**	**Train à vide**	**Accélération Freinage**	**Force centrifuge**	**Effort de Lacet**
2 voies	2	gr 23	V1	1	-	-	1	0.5	0.5
			V2	1	-	-	1	0.5	0.5
	2	gr 25	V1	-	1	-	1	0.5	0.5
			V2	1	-	-	1	0.5	0.5

VI.4.8. Combinaison des charges

- ELU fondamentale (résistance) :

-comb1 : ELU1=1.35(S_{PP}+S_{SUP})+1.45(S_{LM71}(voie1)+S_{LM71}(voie2))+1.5×0.8×S_{SURT}.

-comb2 : ELU2=1.35(S_{PP}+S_{SUP})+1.45(S_{LM71}(voie1))+1.20(S_{SW2}(voie2))+1.5×0.8×S_{SURT}.

- ELS caractéristiques :

- comb3 : ELS1=S_{PP}+S_{SUP}+S_{LM71}(voie1)+S_{LM71}(voie2) +0.8×S_{SURT}.

-comb4 : ELS2=S_{PP}+S_{SUP}+S_{LM71}(voie1) +S_{SW2}(voie2) +0.8×S_{SURT}.

Les tableaux suivants résument les combinaisons des efforts internes :

-les valeur de combinaison du moment de flexion est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XIV. Valeurs de combinaison du moment de flexion (KN.m).

position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
x (m)	2.5	5	7.50	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
M_{ELU1}	23078	43704	60814	75764	88386	98886	106948	112786	116405	**117708**
M_{ELU2}	23830	45060	62452	77604	90255	100672	108510	113697	117159	**117921**
M_{ELS1}	16545	31335	43617	54348	63410	70945	76730	80920	83516	**84454**
M_{ELS1}	18329	34628	47811	59318	68886	76780	82722	86870	89251	**89787**

-le moment de flexion (ELU1) donnée par le diagramme suivant :

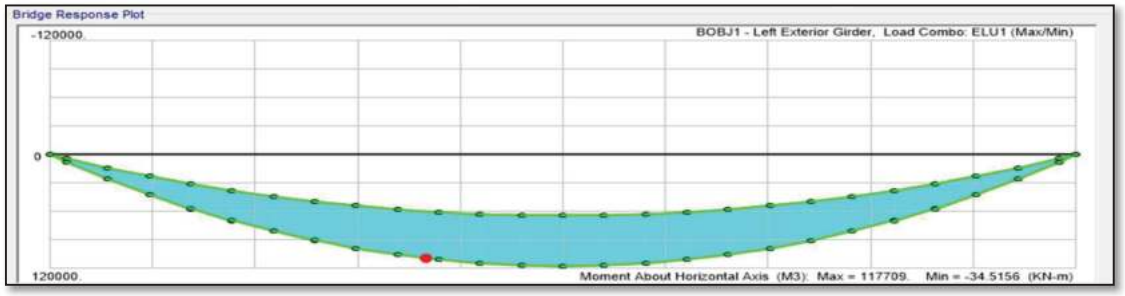


Figure VI.4-II. : Diagramme du moment de flexion ELU1 (KN.m).

-le moment de flexion (ELU2) donnée par le diagramme suivant :

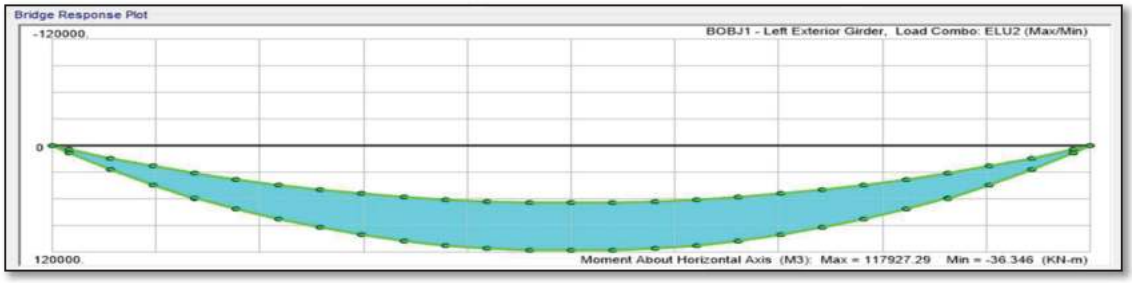


Figure VI.4-III. Diagramme du moment de flexion ELU2 (KN.m).

-le moment de flexion (ELS1) donnée par le diagramme suivant :

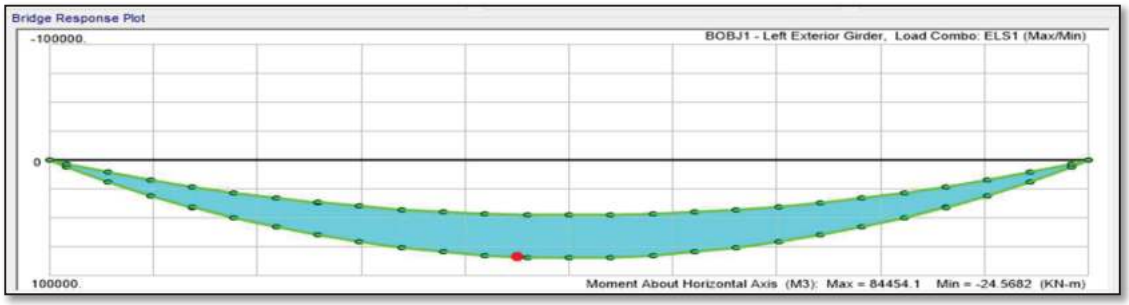


Figure VI.4-IV. Diagramme du moment de flexion ELS1 (KN.m).

-le moment de flexion (ELS2) donnée par le diagramme suivant :

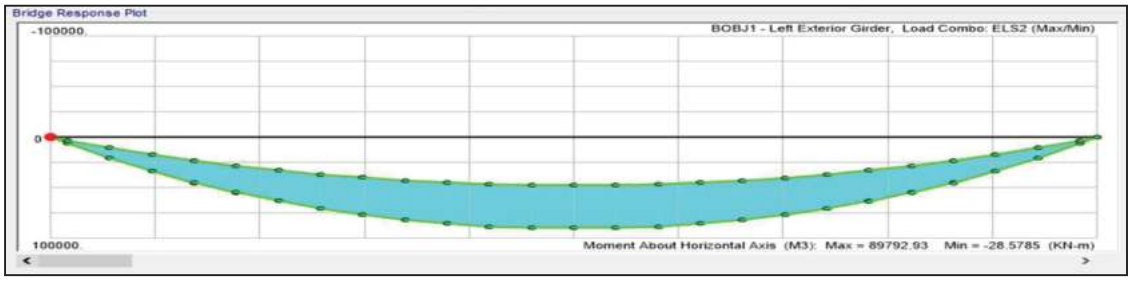


Figure VI.4-V. Diagramme du moment de flexion ELS2 (KN.m).

-Les valeurs de combinaison de l'effort tranchant est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XV. Valeur de combinaison de l'effort tranchant (KN).

Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
x (m)	0	2.5	5.5	7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5
V_{ELU1}	**9518**	8400	7594	6656	5897	5164	4224	3512	2793	2099
V_{ELU2}	**9630**	8488	7669	6730	5950	5196	4269	3552	2837	2138
V_{ELS1}	**6816**	6015	5437	4768	4221	3692	3013	2498	1976	1474
V_{ELS2}	**7060**	6227	5625	4963	4391	3836	3133	2607	2072	1558

-L'effort tranchant (ELU1) est donnée par le diagramme suivant :

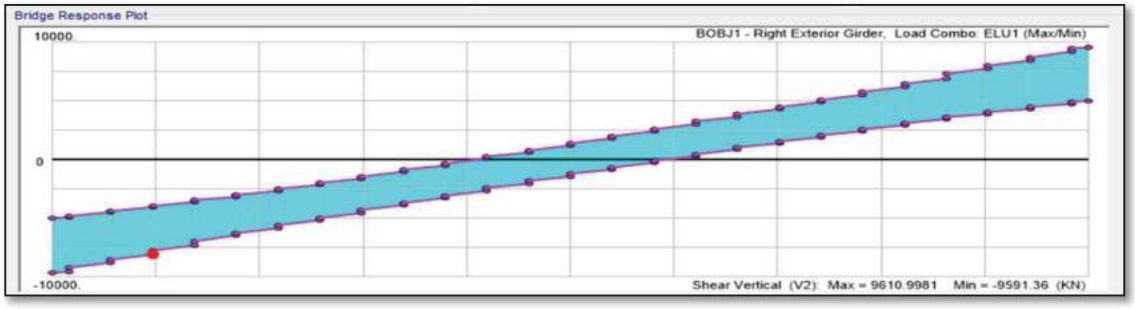


Figure VI.4-VI. Diagramme d'effort tranchant ELU1 (KN).

--L'effort tranchant (ELU2) est donnée par le diagramme suivant :

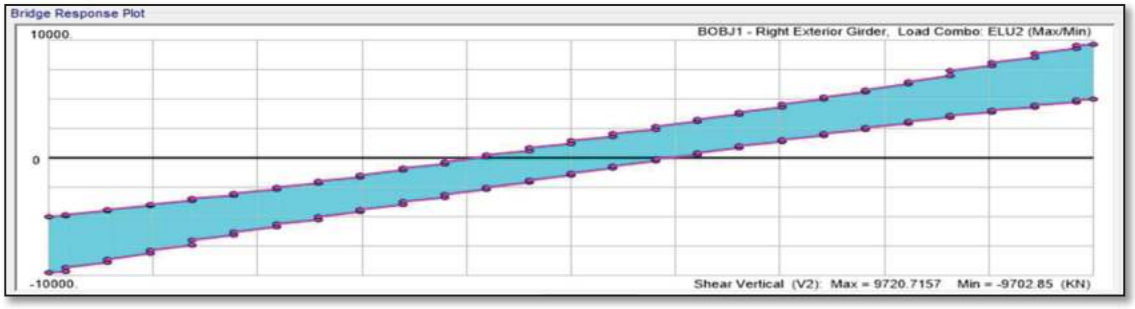


Figure VI.4-VII. Diagramme d'effort tranchant ELU2 (KN).

-L'effort tranchant (ELS1) est donnée par le diagramme suivant :

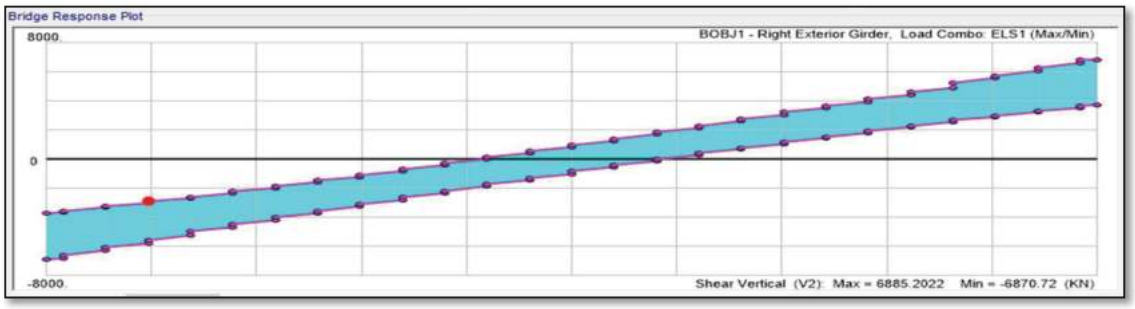


Figure VI.4-VIII. Diagramme d'effort tranchant ELS1 (KN).

-L'effort tranchant (ELS2) est donnée par le diagramme suivant :

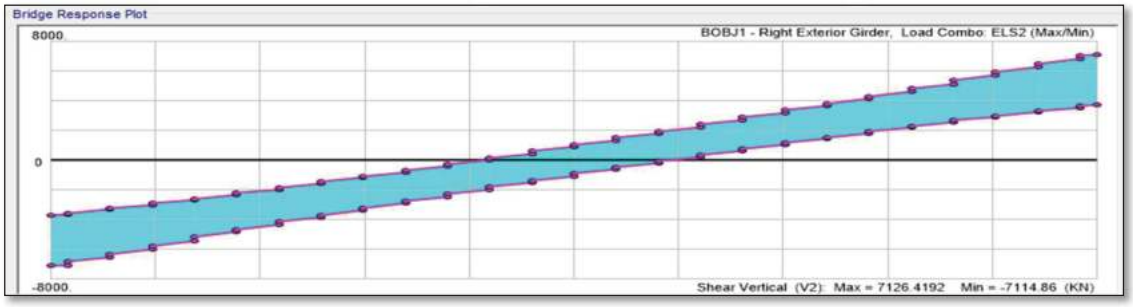


Figure VI.4-IX. Diagramme d'effort tranchant ELS2 (KN).

-Les contraintes des combinaisons est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XVI. Valeurs des combinaisons des contraintes (MPa).

	Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	x (m)	2.5	5	7.50	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
σ_{ELU1}	Semelle supérieur	54	96	133	164	187	208	225	238	246	**249**
	Semelle inférieur	91	158	215	264	244	270	292	308	318	**323**
σ_{ELU2}	Semelle supérieur	54	96	133	164	186	208	225	237	245	**249**
	Semelle inférieur	91	157	215	264	244	270	291	306	316	**320**
σ_{ELS1}	Semelle supérieur	40	71	98	121	137	153	165	175	180	**183**
	Semelle inférieur	66	114	155	191	176	195	211	222	229	**233**
σ_{ELS1}	Semelle supérieur	40	72	99	122	138	154	167	176	182	**185**
	Semelle inférieur	68	117	160	197	182	201	217	228	236	**239**

VI.4.9. Vérification aux états limite ultime

VI.4.9.1. Résistance aux états limites de flexion -analyse élastique-

Quelle que soit la classe d'une section, elle peut être justifiée par une analyse élastique, cette justification comporte la comparaison des contraintes aux valeurs de calcul de la résistance de l'élément à dimensionner :

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{Avec :} \gamma_{M0} = 1 \text{ (NF EN1993-2)}$$

La combinaison ELU2 nous donne le moment fléchissant maximum :

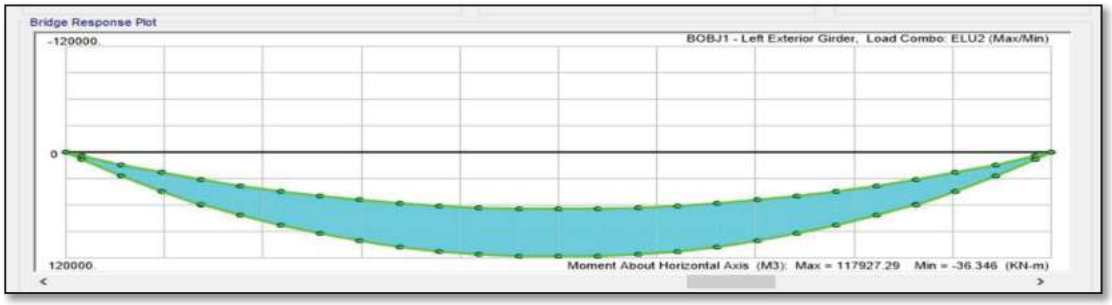


Figure VI.4-X. Diagramme du moment de flexion (ELU2).

Les contraintes à l'état limite ultime de flexion est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XVII. Vérification des états limites de flexion.

	position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	x (m)	2.42	4.84	7.26	9.68	12.1	14.52	16.94	19.36	22.78	24.2
Semelle supérieur	σ_{Ed}	54	96	133	164	187	208	225	238	246	249
	σ_{Rd}	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Ed}}$	**0.16** √	**0.28** √	**0.39** √	**0.48** √	**0.54** √	**0.60** √	**0.65** √	**0.69** √	**0.71** √	**0.72** √
Ame	$\sigma_{Ed,sup}$	53	93	129	159	181	202	218	231	239	242
	$\sigma_{Rd,sup}$	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	$\frac{\sigma_{Ed,sup}}{\sigma_{Rd,sup}}$	**0.15** √	**0.27** √	**0.38** √	**0.46** √	**0.52** √	**0.59** √	**0.63** √	**0.67** √	**0.69** √	**0.70** √
	$\sigma_{Ed,inf}$	88	153	208	263	239	266	286	300	308	**311**
	$\sigma_{Rd,inf}$	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	$\frac{\sigma_{Ed,inf}}{\sigma_{Rd,inf}}$	**0.25** √	**0.44** √	**0.60** √	**0.76** √	**0.70** √	**0.76** √	**0.82** √	**0.86** √	**0.88** √	**0.89** √
Semelle inférieur	σ_{Ed}	91	158	215	264	244	270	292	308	318	323
	σ_{Rd}	335	335	335	335	325	325	325	325	325	325
	$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Ed}}$	**0.27** √	**0.47** √	**0.64** √	**0.79** √	**0.75** √	**0.83** √	**0.90** √	**0.95** √	**0.98** √	**0.99** √

Conclusion : la résistance aux états limites de flexion est vérifiée.

VI.4.9.2. Classification de la section transversale -Analyse plastique-

La section transversale d'une poutre est classée en quatre types différents enfonction de l'élancement des semelles et de l'âme qui permet de préjuger la résistance ultime en flexion et en compression des sections en acier :

Claase1 : Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risquede voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.

Claase2 : Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.

Claase3 : Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.

Claase4 : Section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à
cause des risques de voilement.

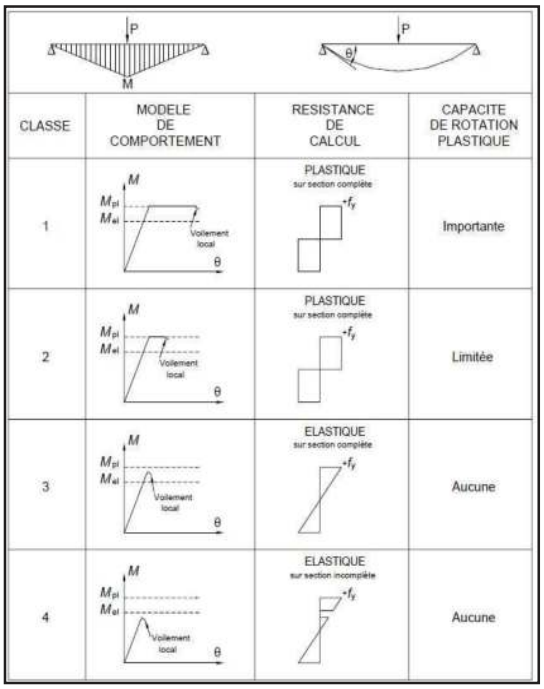


Figure VI.4-XI. Principe de classification des section.

D'après les caractéristiques de différentes classes on peut classer notre section comme
suite :

-Semelle supérieure :la semelle est comprimée mais la liaison à la dalle par connexion est considérée comme effective, d'accord avec la NF EN 1994-2, donc le voilement de la semelle est empêché par la dalle donc de **Classe 1.**

- Semelle inférieure :la semelle est tendue donc de **Classe1.**

-Ame :est classé par rapport à la position de l'axe neutre.

$X = \frac{F_{fs}+F_w+F_i-F_c}{2\times b_{fs}\times f_{yf}}$ (Position de l'axe neutre depuis la fibre extrême supérieur).

Tableau VI.4-XVIII. position de l'axe neutre

Section d'about			Section a mi-travée		
F_{fs}	(MN)	10.35	F_{fs}	(MN)	13.80
F_w		36.74	F_w		24.01
F_i		20.10	F_i		31.20
F_c		52.22	F_c		52.22
X=21.7 mm			X=24.3mm		

L'axe neutre est situé dans la semelle supérieure donc l'âme est de **classe1**.

Conclusion : la section d'about est à mi-travée est de **classe 1.**

- **Justification de la flexion par l'analyse plastique :**

Pour dire que la flexion est justifiée par une analyse plastique il faut que :

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

Sachant que $M_{pl,Rd}$ est le moment plastique résistant calculé a partir de l'axe neutre de la section.

Tableau VI.4-XIX. Résistance au moment de flexion plastique.

x(m)	2.42	4.84	7.26	9.68	12.10	14.52	16.94	19.36	21.78	24.20
$M_{pl,Rd}$	117	117	117	117	134	134	134	134	134	134
M_{Ed}	24	45	62	78	90	100	109	114	117	118
$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$	**0.20** √	**0.39** √	**0.53** √	**0.66** √	**0.67** √	**0.75** √	**0.81** √	**0.85** √	**0.87** √	**0.88** √

Conclusion : l'analyse plastique est justifiée.

VI.4.9.3. Résistance aux états limites d'effort tranchant

Pour les âmes raidies ou non, il convient d'évaluer la résistance vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$$

- **Contribution de l'âme pour la résistance à l'effort tranchant :**

La contribution de l'âme est donnée par :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$$

La détermination de coefficient χ_w fait à partir du EN1993-1-5, tableau 5.1 :

Tableau VI.4-XX. Coefficient de voilement par cisaillementχ_w

	Montant extrémité rigide	Montant extrémité non rigide
$\bar{\lambda}_w < \frac{0.83}{\eta}$	η	η
$\frac{0.83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$\frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$	$\frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$\frac{1.37}{0.7 + \bar{\lambda}_w}$	$\frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$

Avec :

- $\eta = 1.2$ Pour les aciers jusqu'à la nuance S460 incluse ;
- $\eta = 1$Pour des nuances supérieures.

On détermine l'élancement $\bar{\lambda}_w$ comme suit :

$\bar{\lambda}_w = 0.76\sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$ Où $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$ et $\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\upsilon^2)b^2} = 190\,000(\frac{t}{b})^2$ en [Mpa].

Le coefficient de voilement par cisaillement k_τ peut etre calculé avec les formules suivantes d'accord avec la EN1993-1-5, annexe A3 :

$$-k_\tau = 5.34 + 4.00\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \text{ lorsque } \frac{h_w}{a} \geq 1 ;$$
$$-k_\tau = 5.34 + 4.00\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \text{ lorsque } \frac{h_w}{a} < 1.$$

a : l'espacement entre les raidisseurs verticaux.

Tableau VI.4-XXI. Résistance à l'effort tranchant (contribution de l'âme).

x(m)	0.8	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
a	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05	6.05
k_τ	5.81	5.81	5.81	5.81	5.77	5.77	5.77	5.77	5.77	5.77
$\bar{\lambda}_w$	1.58	1.58	1.58	1.58	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
χ_w	0.60	0.60	0.60	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$V_{bw,Rd}(kN)$	11508	11508	11508	11508	5670	5670	5670	5670	5670	5670

- **Contribution des semelles pour la résistance à l'effort tranchant :**

La contribution des semelles est donnée par :

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f {t_f}^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

Avec : $M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$ et c=a$\left(0.25 + \frac{1.6 b_f {t_f}^2 f_{yf}}{t_w {h_w}^2 f_{yw}}\right)$

$M_{f,Rd}$: moment résistant de calcule de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles.

$b_f {t_f}^2 f_{yf}$: c'est la valeur minimale obtenu pour les deux semelles.

Tableau VI.4-XXII. Résistance à l'effort tranchant (contribution des semelles).

x(m)	0.8	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
$M_{f,Rd}$	73500	73500	73500	73500	117000	117000	117000	117000	117000	117000
M_{Ed}	0	23811	45005	62310	77304	90105	100472	108010	113560	117480
c	1.54	1.54	1.54	1.54	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
$V_{bf,Rd}$	**184**	**164**	**115**	**52**	**182**	**130**	**84**	**47**	**18**	**0**

Donc on trouve :

Tableau VI.4-XXIII. Résistance à l'état limite de l'effort tranchant.

x(m)	0.8	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
$V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$	11691	11672	11622	11559	11689	5800	5754	5717	5689	5670

$\frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$	22946	22946	22946	22946	15124	15124	15124	15124	15124	15124

- **Vérification de la section sous l'effort tranchant :**

Pour que la section la sécurité de la section sous l'effort tranchant, il faut que :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{rd}} \leq 1$$

Tableau VI.4-XXIV. Vérification de la section sous l'effort tranchant.

x(m)	0.8	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
V_{Ed}	9630	8488	7669	6730	5950	5196	4269	3552	2837	2138
V_{rd}	11691	11672	11622	11559	11689	5800	5754	5717	5689	5670
$\frac{V_{Ed}}{V_{rd}}$	**0.82** √	**0.73** √	**0.66** √	**0.58** √	**0.51** √	**0.89** √	**0.74** √	**0.62** √	**0.50** √	**0.38** √

Conclusion : la résistance à l'état limite d'effort tranchant est vérifiée.

VI.4.9.4. Interaction moment-effort tranchant

La vérification de la sécurité sous interaction d'efforts n'a pas d'être considérée si au moins une des deux conditions suivantes est vérifiée :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0.5 \quad ; \quad M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$$

Lorsque $\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$ ne dépasse pas 0.5, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul au moment fléchissant et à l'effort axial pour tenir compte du cisaillement (NF EN 19936165).

Tableau VI.4-XXV. Vérification de l'interaction M-V.

x(m)	0.8	3.22	5.64	8.06	10.48	12.90	15.32	17.74	20.16	22.58
$\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$	0.85	0.78	0.68	0.59	0.52	0.93	0.76	0.63	0.51	0.38
$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$	0	0.32	0.61	0.85	0.66	0.77	0.86	0.92	0.97	0.99
interaction	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

+ : pas d'interaction.
- : il y'a l'interaction.

Conclusion : d'après ces résultats on constate que ya pas d'influence sur le moment fléchissant, donc pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant.

VI.4.9.5. Vérification de la résistance à l'instabilité

La vérification des poutres fléchées vis-à-vis l'instabilité consiste à vérifier :

- Le diversement ;
- Le voilement.

VI.4.9.5.1. Vérification au déversement

La semelle est solidairement connectée à la dalle en béton par des connecteurs, et les poutres sont entretoisées tous les 6 mètres par des profilés normalisées. On peut dire donc qu'il n'y a pas de risque de déversement des poutres métallique.

VI.4.9.5.2. Vérification du voilement

La section est de classe1 c'est-à-dire le voilement de la semelle comprimée est empêché par la dalle donc il y'a pas de voilement.

Conclusion : la vérification de la résistance à l'instabilité est vérifiée.

VI.4.9.6. Vérification aux états limite de service

La vérification aux états limites de service basées sur :

- La limitation des contraintes en service aux poutres métalliques et au béton de la dalle ;
- La déformation ;
- La respiration de l'âme.

VI.4.9.6.1. Vérification des contraintes en service

La limitation de la contrainte $\sigma_{Ed,ser}$ et $\tau_{Ed,ser}$ résultante des combinaisons de charges caractéristiques est données par (NF EN 1993-2) :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad ; \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}\sqrt{3}} \quad ; \quad \sqrt{\left(\sigma_{Ed,ser}{}^2 + 3\tau_{Ed,ser}{}^2\right)} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

La valeur de $\tau_{Ed,ser}$ est négligeable devant $\sigma_{Ed,ser}$, donc on va vérifier $\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$ seulement ($\gamma_{M,ser} = 1$).

-Les valeurs de contrainte à l'état limite service est donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.4-XXVI. Vérification des contraintes en états limite de service.

	Position	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	x (m)	2.42	4.84	7.26	9.68	12.1	14.52	16.94	19.36	22.78	24.2
Semelle supérieur	σ_{Ed}	40	72	99	122	138	154	167	176	182	185
	σ_{Rd}	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Ed}}$	**0.12** √	**0.21** √	**0.29** √	**0.53** √	**0.40** √	**0.45** √	**0.48** √	**0.51** √	**0.53** √	**0.54** √
Ame	$\sigma_{Ed,sup}$	39	70	96	118	134	149	162	170	177	180
	$\sigma_{Rd,sup}$	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	$\frac{\sigma_{Ed,sup}}{\sigma_{Rd,sup}}$	**0.11** √	**0.20** √	**0.28** √	**0.34** √	**0.39** √	**0.59** √	**0.47** √	**0.49** √	**0.51** √	**0.52** √
	$\sigma_{Ed,inf}$	66	113	155	191	177	195	210	221	229	**232**
	$\sigma_{Rd,inf}$	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345

	$\frac{\sigma_{Ed,inf}}{\sigma_{Rd,inf}}$	**0.19** √	**0.33** √	**0.45** √	**0.55** √	**0.51** √	**0.57** √	**0.61** √	**0.64** √	**0.66** √	**0.67** √
Semelle inférieur	σ_{Ed}	68	117	160	197	182	201	217	228	236	239
	σ_{Rd}	335	335	335	335	325	325	325	325	325	325
	$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Ed}}$	**0.20** √	**0.35** √	**0.48** √	**0.59** √	**0.56** √	**0.62** √	**0.67** √	**0.70** √	**0.73** √	**0.74** √

Conclusion : les valeurs des contraintes sont inférieures aux limites prévues à la norme, donc la condition est vérifiée.

VI.4.9.6.2. Contrôle des déformations

On va présenter les flèches associées aux charges permanentes, obtenus à partir des modèles spécifiques à la section de mi-travée, ce contrôle sert à la vérification du confort des voyageurs et de la sécurité de la voie :

- Poids propre de la structure métallique : **18mm** ;
- Poids de la dalle appliqué sur la structure métallique : **45mm** ;
- Poids de la superstructure : **39mm** ;

Conclusion : la Contre flèche adoptée est : **(18+45+39) =102mm.**

-La flèche due au poids propre de structure métallique est donnée par le diagramme suivant :

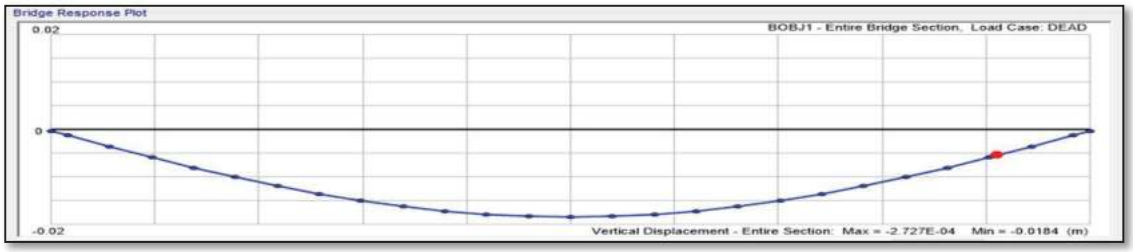


Figure VI.4-XII. Diagramme de la flèche sous le poids propre de la structure métallique (m).

-La flèche due au poids propre de la dalle est donnée par le diagramme suivant :

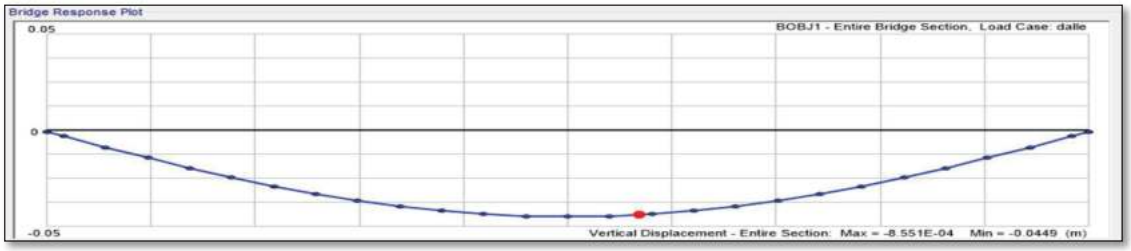


Figure VI.4-XIII. Diagramme de la flèche sous le poids propre de la dalle (m)

-La flèche due au poids de la superstructure est donnée par le diagramme suivant :

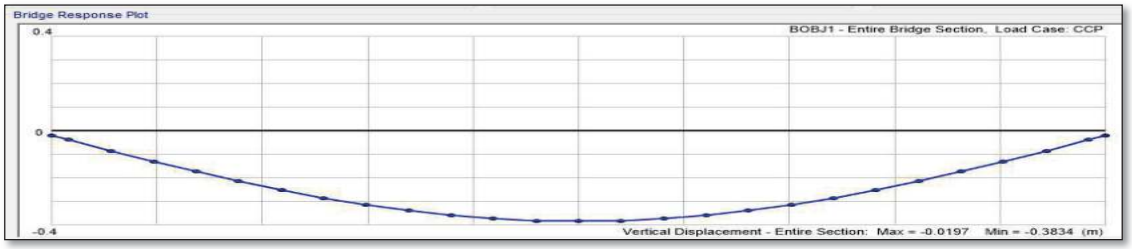


Figure VI.4-XIV. Diagramme de la flèche sous le poids de la superstructure (m).

VI.4.9.6.3. Respiration de l'âme

A chaque passage de véhicule sur le pont, l'âme se déforme légèrement hors de son plan, cette déformation répétée appelée de l'âme, est susceptible de générer des fissures de fatigue à la jonction âme/semelle ou âme/raidisseur vertical, on va vérifier la condition suivante :

$$R_{limite}{}^{inf} \leq R_{ame} \leq R_{limite}{}^{sup}$$

Avec :

-$R_{limite}{}^{inf} = \frac{h_w}{t_w}$ est la limite inferieur ;

-$R_{ame} = 55 + 3.3L_{portée} = 220$ est la respiration de l'âme ;

-$R_{limite}{}^{sup} = 250$ est la limite supérieure.

- **Section d'about :**

$$R_{limite}{}^{inf} = 117 \leq R_{ame} = 220 \leq R_{limite}{}^{sup} = 250$$

- **A mi-travée** :

$$R_{limite}{}^{inf} = 174 \leq R_{ame} = 220 \leq R_{limite}{}^{sup} = 250$$

Conclusion : la respiration de l'âme est vérifiée.

VI.4.10. Vérification des contreventements

Le système de contreventement disposé en forme de losange au niveau inferieure du tablier, sert à conduire les forces transversales jusqu'aux appuis.

Les contreventements dans notre cas sont des poutres de type 1/2HEA500 avec une limite élastique de 345 MPa.

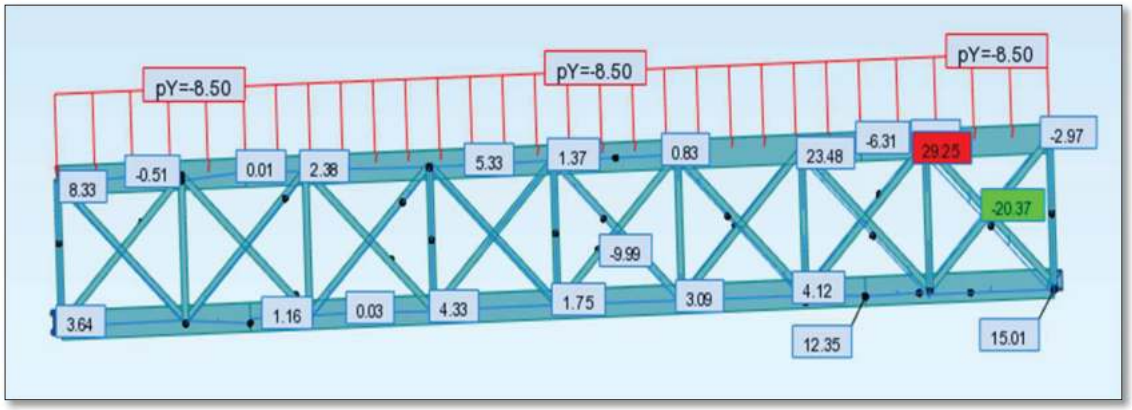


Figure VI.4-XV. Diagramme des contraintes contreventement.

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{contreventement} \leq \sigma_{Ed}$

$$\sigma_{cuntreventement} = 29MPa \leq \sigma_{Ed} = 345\ MPa \quad \text{(Vérifiée).}$$

VI.4.11. Vérification des entretoises

VI.4.11.1. Entretoise intermédiaire

Les entretoises intermédiaires dans notre cas sont des poutres horizontales en acier de type HEA500 et des tubes V en acier avec 3 mm d'épaisseur, qui ont une limite élastique de 345MPa.
On va vérifier la condition suivante : $\sigma_{entretoise} \leq \sigma_{Ed}$

$$\sigma_{entrtoise} = 231\ MPa \leq \sigma_{Ed} = 345\ MPa \quad \text{(Vérifiée).}$$

VI.4.11.2. Entretoise d'about

Les entretoises d'about dans notre cas sont des poutres en acier de type HEA1000, qui a une limite élastique de 345MPa.

$$\sigma_{entretoise} \leq \sigma_{Ed}$$

$$\sigma_{entrtoise} = 86\ MPa \leq \sigma_{Ed} = 345\ MPa \quad \text{(Vérifiée).}$$

VI.4.12. Vérification de la connexion des goujons

VI.4.12.1. Résistance d'un goujon à tête

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs (EN1994-2, 6.6.3.1(1)) :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$P_{Rk}{}^{(1)} = 0.8 f_u . \frac{\pi d^2}{4} = 0.8 \times 500 \times \frac{\pi 0.020^2}{4} =$ **0.126 MN**.

- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$P_{Rk}{}^{(2)} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} = 0.29 \times 0.020^2 \sqrt{40 \times 2114428} =$ **1.06 MN**.

Avec :

-d: diamétre du goujon ($16 \leq d \leq 25$ mm), on prend d=20mm;
-h :hauteur du goujon ;
-f_u:résistance ultime à la traction de l'acier du goujon ;
-f_{ck}:résistance caractéristique à la compression du béton ;
-E_{cm} : module d'élasticité du béton ;
-$\alpha = 0.2.\left(\frac{h}{d} + 1\right)$si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$, sinon $\alpha = 1$.

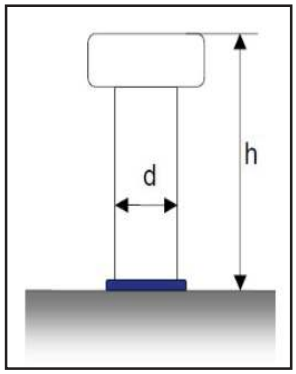


Figure VI.4-XVI. Schéma d'un goujon.

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors : $P_{Rk} = \min\left(P_{Rk}{}^{(1)}; P_{Rk}{}^{(2)}\right)$

La résistance de calcul P_{Rd} s'obtient par :

- à l'ELU, $P_{Rd}{}^{ELU} = 0.8.P_{Rk} = 0.8 \times 0.126 = \mathbf{0.101MN}$;
- à l'ELS, $P_{Rd}{}^{ELS} = k_s.P_{Rk} = 0.6 \times 0.126 = \mathbf{0.075MN}$.

Avec :
k_s=0.6 (est spimis au choix de l'annexe nationale, et la valeur recommandée de 0.75 a été modifée pour celle de 0.6).

VI.4.12.2. Flux de cisaillement

Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement, on doit vérifier alors en tout point x :

$$V_{L,Ed} \leq \frac{N_i}{I_i} P_{Rd} \text{Et} V_{L,Ed} = \frac{\mu_c V_{Ed}}{I_{mixte}}$$

Avec :
-N : densité de goujon par tronçons ;
-I : distance longitudinale entre chaque série de goujon ;
-μ_c : est le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte ;
-I_{mixte} : moment d'inertie de la section mixte ;
-V_{Ed} : l'effort tranchant sous le cas de charge considéré.

- **Vérification à l'ELU**

Pour vérifier le cisaillement a l'ELU on va diviser la poutre en 03 parties, puis vérifier l'équation suivante dans chaque partie :

$$V_{L,Ed}{}^{ELU} \leq \frac{N_i}{I_i} P_{Rd}{}^{ELU} \text{Et} V_{L,Ed}{}^{ELU} = 1.1 \times \frac{\mu_c V_{Ed}{}^{ELU}}{I_{mixte}}$$

Tableau VI.4-XXVII. Vérification de cisaillement à l'ELU.

Distance (x)	$0 \leq x \leq 5$	$5 < x \leq 15$	$15 < x \leq 25$
$P_{Rd}{}^{ELU}$(kN)	101		
μ_c (m^3)	1.87	1.87	2.11
N_i	250	250	65
I_i(m)	0.10	0.20	0.80
I_{mixte}(m^4)	0.8015	0.8015	0.9572
$V_{Ed}{}^{ELU}$(kN)	1910	920	220
$V_{L,Ed}{}^{ELU}$(kN/m)	4901	2361	533
$\frac{N_i}{I_i} P_{Rd}{}^{ELU}$(kN/m)	5050	2525	631
$\frac{V_{L,Ed}{}^{ELU}}{\frac{N_i}{I_i} P_{Rd}{}^{ELU}}$	**0.97** √	**0.94** √	**0.84** √

Conclusion : d'après les résultats de calcul on constate que le flux de cisaillement est vérifié à l'ELU.

- **Vérification à l'ELS**

Pour vérifier le cisaillement a l'ELS on va diviser la poutre en 03 parties, puis vérifier l'équation suivante dans chaque partie :

$$V_{L,Ed}{}^{ELS} \leq \frac{N_i}{I_i} P_{Rd}{}^{ELS} \text{ Et } V_{L,Ed}{}^{ELS} = 1.1 \times \frac{\mu_c V_{Ed}{}^{ELS}}{I_{mixte}}$$

Tableau VI.4-XXVIII. Vérification de cisaillement à l'ELS

Distance (x)	$0 \leq x \leq 5$	$5 < x \leq 15$	$15 < x \leq 25$
$P_{Rd}{}^{ELS}$(kN)	75		
μ_c (m^3)	1.87	1.87	2.11
N_i	250	250	65
I_i	0.10	0.20	0.80
I_{mixte}(m^4)	0.8015	0.8015	0.9572
$V_{Ed}{}^{ELS}$(kN)	1410	680	190
$V_{L,Ed}{}^{ELS}$(kN/m)	3619	1745	461
$\frac{N_i}{I_i} P_{Rd}{}^{ELS}$(kN/m)	3750	1875	488
$\frac{V_{L,Ed}{}^{ELS}}{\frac{N_i}{I_i} P_{Rd}{}^{ELS}}$	**0.97** √	**0.93** √	**0.94** √

Conclusion : d'après les résultats de calcul on constate que le flux de cisaillement est vérifié à l'ELS.

VI.4.13. Justification de la charpente en fatigue

Le phénomène de fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des sollicitations fluctuantes, alternées et répétées, qui se traduit par l'application et le développement des fissures.

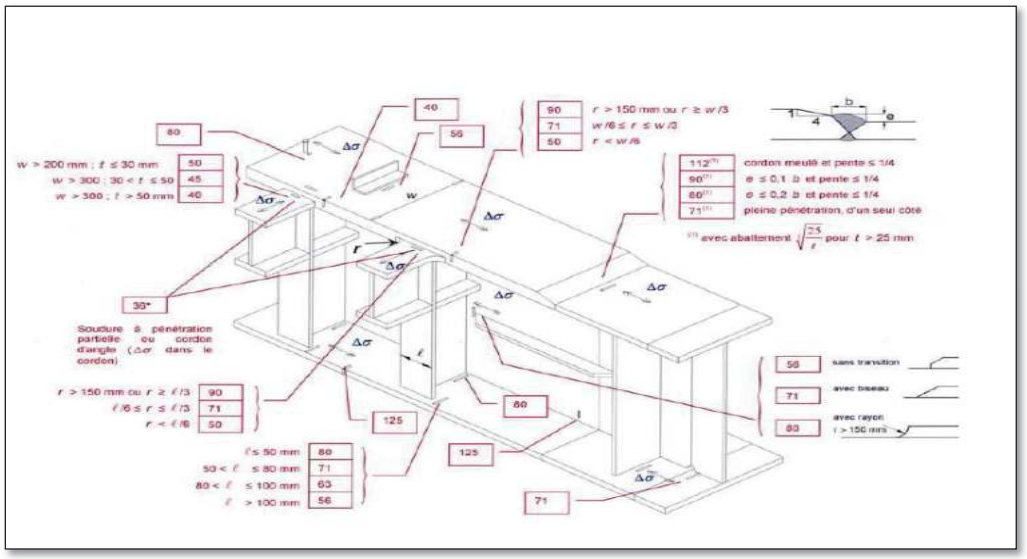


Figure VI.4-XVII. Détail classique d'un bipoutre (MPa).

A chaque point singulier (assemblage) de la charpente, on associe une classe détail $\Delta\sigma_c$ donnée pour laquelle on doit vérifier :

$$\Delta\sigma_{E,2_{max}} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \text{Et} \Delta\sigma_{E,2_{max}} = \lambda.\phi_{dyn}.\gamma_{Ff.}(\psi_1.\sigma_{LM71_{max}})$$

Avec :

- $\lambda = \min(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4)$: le coefficient de dommage équivalent est donné par :

-λ_1=0.66 prend en compte les effets de l'endommagement du au volume de trafic en fonction de la longueur L ;

-λ_2=0.96 rend compte la composition du trafic ;

-λ_3=1 est en fonction de la durée de vie de l'ouvrage (t=100 ans) ;

-λ_4=0.86 prend en compte les effets du trafic lourd sur les voies lentes ;

Donc λ=0.66.

-$\phi_{dyn} = 1.04$coefficient de majoration dynamique ;

-$\gamma_{Ff.} = 1$coefficient partiel de sécurité pour la résistance a la fatigue ;

-$\psi_1 = 0.70$combinaisons fréquentes ;

-$\sigma_{LM71_{max}}$contrainte due à la charge LM71 ;

-$\gamma_{Mf} = 1.35$coefficient partiel pour la résistance à la fatigue ;

-$\Delta\sigma_c = 71\ Mpa$catégorie de détaille (contrainte normale).

- **Justification de la semelle supérieure :**

C'est la justification de la soudure entre l'âme et la semelle supérieure pour cela on a :

$\sigma_{LM71_{max}} = 20$MPA donc$\Delta\sigma_{E,2_{max}} = 0.66 \times 1.04 \times 1 \times (0.70 \times 20) = 9.61$MPa

Alors on trouve : $\Delta\sigma_{E,2_{max}}$=9.61$\leq \frac{71}{1.35}$= **52.59 (vérifiée).**

- **Justification de la semelle inferieur :**

C'est la justification de la soudure entre l'âme et la semelle inferieur pour cela on a :

$\sigma_{LM71_{max}} = 84$MPA donc$\Delta\sigma_{E,2_{max}} = 0.66 \times 1.04 \times 1 \times (0.70 \times 84) = 40.4$MPa

Alors on trouve : $\Delta\sigma_{E,2_{max}}$=40.4$\leq \frac{71}{1.35}$= **52.59 (vérifiée)**.

Conclusion : la résistance à la fatigue est justifiée.

VI.5. ETUDE DE LA DALLE

Dans cette partie on va étudier la flexion transversale de la dalle, qui sert a déterminer la section nécessaire de la dalle.

VI.5.1. Analyse structurale

L'analyse structurale de la dalle du tablier a été réalisée par logiciel CSI bridge, l'hourdis est modélisé en utilisant l'élément barre, on prendra une longueur de l'hourdis égale à 1m, la largeur et l'épaisseur sont prises égale aux dimensions réels. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en **chapitre III.**

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes de flexion à l'état limite :

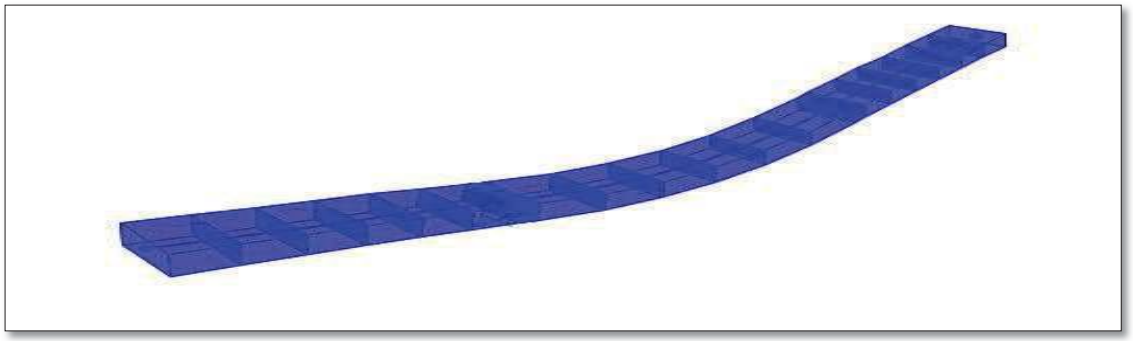


Figure VI.5-I. Déformation de la dalle sous chargement.

Le diagramme du moment de flexion transversale à l'ELU est donné par :

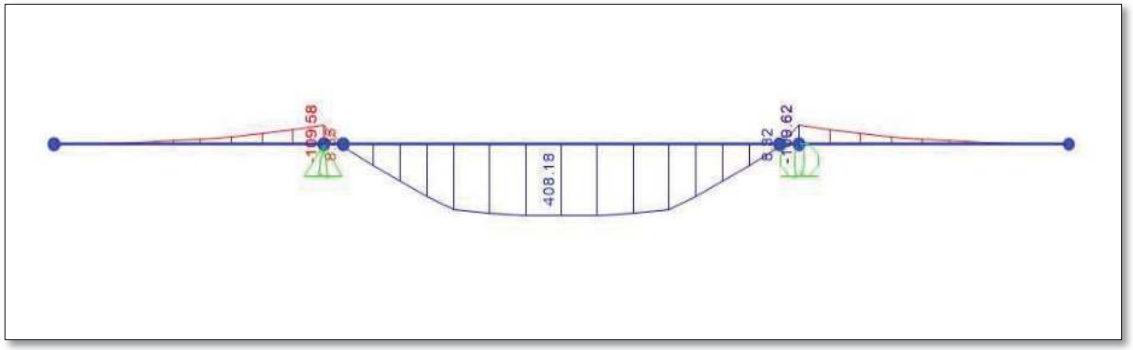


Figure VI.5-II. Diagramme du moment fléchissant transversal ELU (KN.m).

Le diagramme du moment de flexion transversale à l'ELS est donné par :

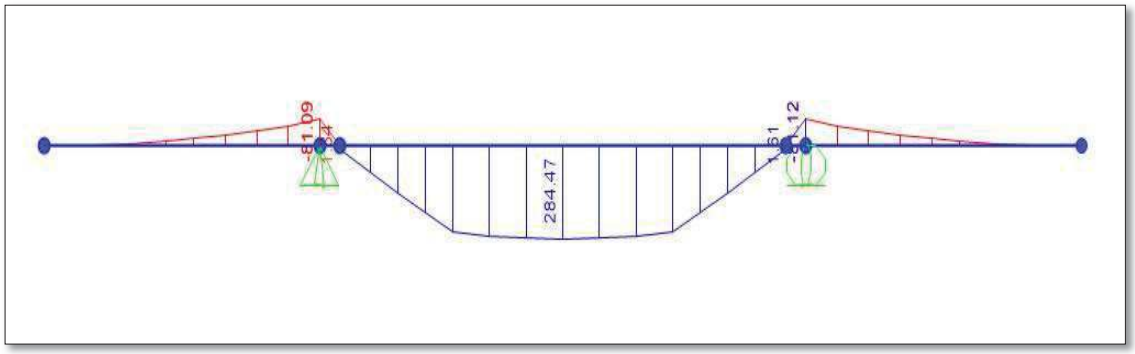


Figure VI.5-III. Diagramme du moment fléchissant transversal ELS (KN.m).

M_{max}^{ELU} =408.18 KN.m ;M_{min}^{ELU} =-109.58KN.m.

M_{max}^{ELS} =284.47 KN.m ;M_{min}^{ELS} =-81.09 KN.m.

VI.5.2. Ferraillage vis-à-vis l'état limite de flexion

Pour le ferraillage de la dalle, on a utilisé logiciel de calcul ROBOT EXPERT 2010 (voir annexe.).

Tableau VI.5-I. feraillage de la dalle.

	$A_s(cm^2)$	Armatures transversales (par ml)	Armatures longitudinales (par ml)
Mi-travée	29.70	8HA25	4HA25
Sur appui (poutre)	7.50	4HA20	2HA20

Les armatures transversales prévues à la dalle permettent d'assurer la sécurité à la flexion.

VII.1. INTRODUCTION

La construction par encorbellement successif permet de réaliser des ouvrages en béton précontraint très variés dans leur portées, voies portées et avec hauteur constante ou variable.

En exécutant des éléments voussoirs (par tronçons successifs), chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui précède et plaqué par la mise en tension des câbles de précontrainte.

Dans la suite de ce chapitre, nous allons traiter le problème de stabilité de fléau en construction puis la conception et justification du câblage longitudinale. Enfin le comportement transversal et local du caisson.

VII.2. STABILITE DU FLEAU

En première phase de construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs pile avant clavage avec le fléau voisin ou la partie coulée sur ceintre en travée de rive près des culées.

Nous allons d'abord évaluer les actions à prendre en compte sur chaque demi fléau afin d'éviter le phénomène de basculement sur la tête de pile. Les charges appliquées sont :

- Charges permanentes ;
- Charges variables d'exécution ;
- Actions accidentelles.

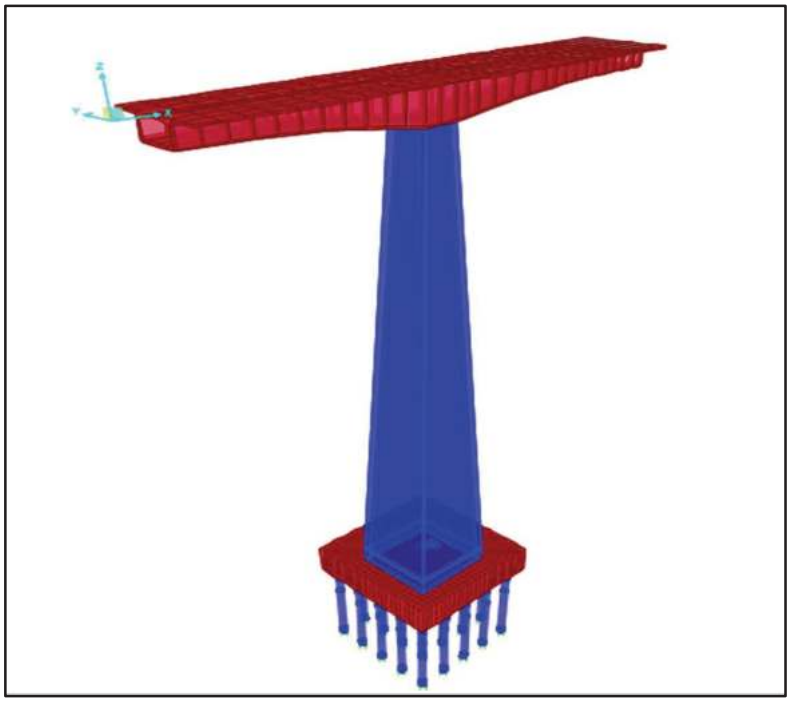


Figure VII.2-I. Vue 3-D du Fléau avant clavage.

VII.2.1. Poids propre du fléau

Le pois **G** du fléau est calculé avec un masse volumique gamma de 2.5 t/m^3 (fixé par le BAEL 91)

Tableau VII.2-I. Poids des éléments voussoirs

VOUSSOIR	LONGUEUR (m)	SURFACE (m²)	POIDS (ton)
VSP	5	14.43	180
V0	3.5	13.85	121
V1	3	13.37	100
V2	3	12.91	97
V3	3	12.47	94
V4	3	12.05	90
V5	4	11.51	115
V6	4	11.01	110
V7	4	10.53	105
V8	4	10.09	101
V9	4	9.68	97
POIDS DU DEMI FLÉAU	**1121 tonnes**		

VSP : voussoir sur pile.

Le poids du demis fléau situe àcôté de déséquilibre est majoré de 2 % (G_{max}), alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% (G_{min}) :

$$G_{max} = 1.02\ G\ ; G_{min} = 0.98\ G$$

VII.2.2. Charges variables d'exécution

VII.2.2.1. Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place il s'agit principalement du poids de l »'équipage mobile noté Q_{PRC1}, dont la valeur est égale à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP dans notre cas).

Ces charges doivent être minorées de +6 % du côté du demi fléau le plus lourd $Q_{PRC1\ max}$ ou minorée de 4 % du côté opposé $Q_{PRC1\ min}$.

QPRC1	**max**	1910.00	kN
	min	1730.00	kN

VII.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Ces charges correspondantaux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier, aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise pour une portée < 120 m :

- Une charge repartie (Qpra1) de 0.2 kN/m² sur un demi fléau le plus lourd, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;
- Une charge concentrée (Qpra2) de (50+5b) kN en bout de l'autre demi fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé (b désigne la largeur du l'hourdis supérieur du caisson en mètre),

Remarque : ces charges sont disposées de façon à produire l'effet le plus défavorable (figure)

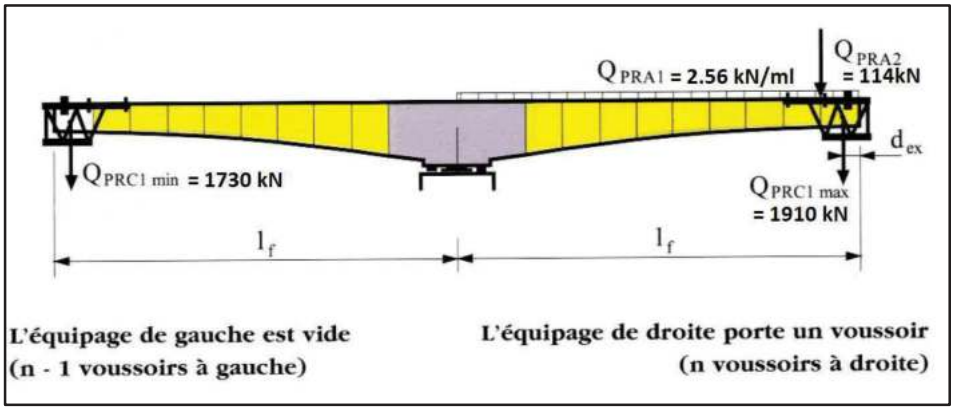


Figure VII.2-II. Situation temporaire de construction à considérer.

VII.2.3. Actions accidentelles

On prendre en compte la chute de l'ensemble de l'équipage mobile vide (F_A), cela revient d'inverser le sens du poids de l'autre équipage mobile ($Q_{prc1\ max}$) , donc :

$$F_A = - Q_{prc1\ max}$$

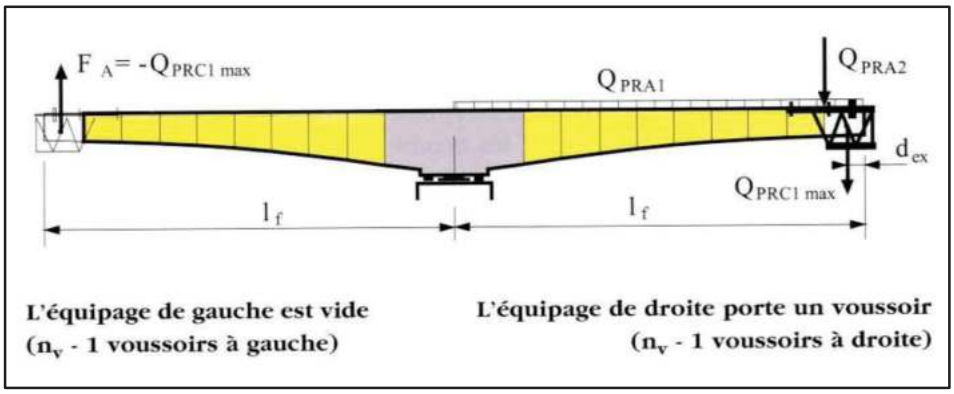


Figure VII.2-III. Situation accidentelle à considérer.

VII.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES

VII.3.1. Calcul des efforts internes en cours de réalisation

Premièrement, la justification du fléau doit être effectuée vis-à-vis de l'état ultime d'équilibre statique, ou l'on vise d'assurer la stabilité du fléau sur son pile.

VII.3.1.1. Combinaison d'actions en construction

Compte tenu de la nature des actions, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle.

VII.3.1.2. Combinaison en situation temporaire (type A)

Pour les ouvrages coulés en place, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoir

- Combinaison A1 : **1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 ($Q_{PRC1\ max}$ + $Q_{PRC1\ min}$ + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})**
- Combinaison A2 : **0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 ($Q_{PRC1\ max}$ + $Q_{PRC1\ min}$ + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2})**

VII.3.1.3. Combinaison en situation accidentelle (type B)

L'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile dans le cas des ouvrages coulés en place.

- Combinaison B1 : **1,1 (G_{max} + G_{min}) + F_A+($Q_{PRC1\ max}$ + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2})**
- Combinaison B2 : **0,9 (G_{max} + G_{min}) + F_A+($Q_{PRC1\ max}$ + Q_{PRA1}+ Q_{PRA2})**

Résultats du calcul :

Tableau VII.3-I. Evaluation des efforts dans les deux situations.

	COMBINAISON			
	A1(kN)	**A2(kN)**	**B1(kN)**	**B2(kN)**
AXE VSP	-308678.07	-286677.24	-189450.40	-171360.57
FIN VSP	-268583.13	-249373.31	-162468.64	-147088.73
FIN V0	-218900.06	-203598.97	-128143.82	-116104.20
FIN V1	-181584.31	-169083.04	-102321.62	-92756.89
FIN V2	-148135.40	-138135.74	-79331.48	-71952.27
FIN V3	-117515.88	-109780.59	-58807.65	-53363.67
FIN V4	-90923.93	-85123.76	-41626.33	-37792.13
FIN V5	-61318.69	-57616.65	-23654.32	-21493.59
FIN V6	-37094.02	-35024.45	-10692.32	-9729.49
FIN V7	-18619.12	-17693.92	-2894.94	-2643.82
FIN V8	-4932.00	-4716.05	10.36	9.63
FIN V9	0.00	0.00	0.00	0.00

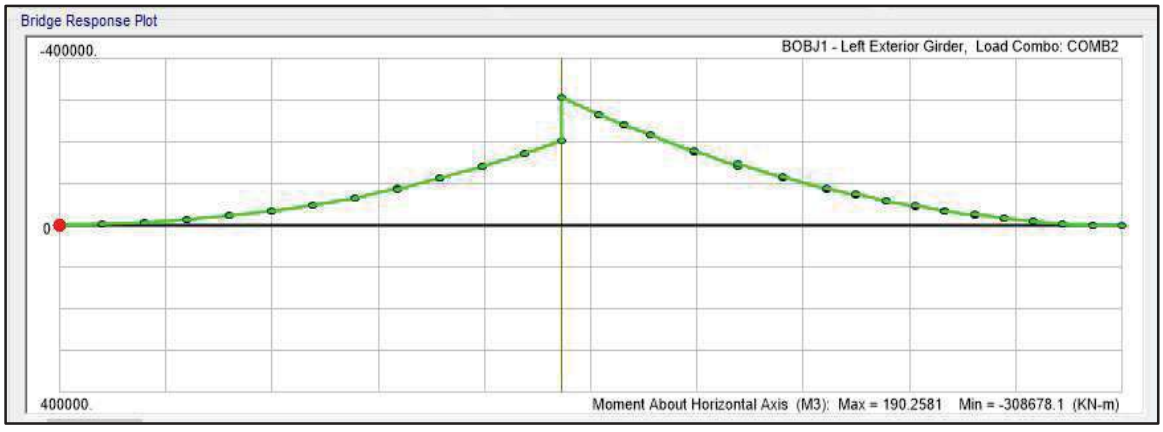


Figure VII.3-I. Diagramme du moment du fléau combinaison A1.

VII.3.2. Calcul des efforts internes en service

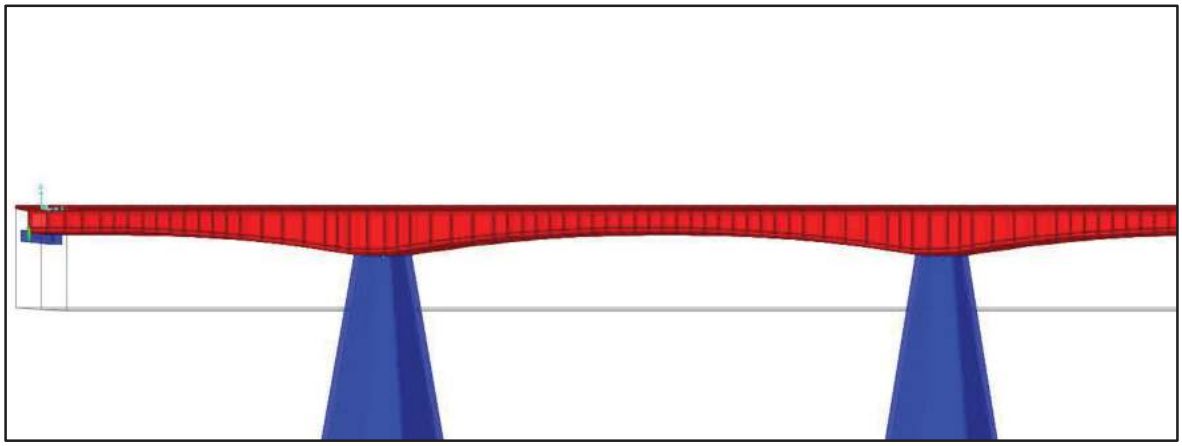


Figure VII.3-II. Vue longitudinale de la travée principale et la travée de rive.

VII.3.2.1. Combinaisons d'action

- **ELU 1 : $1.35 \times (G + CCP) + 1.45 \times LM71(\text{appliqué dans les 02 voies}) + 1.5\ \text{surchg. trottoir}$**
- **ELU 2 : $1.35 \times (G + CCP) + 1.45 \times LM71(\text{voie 1}) + 1.2 \times SW2(\text{voie 2}) + 1.5\text{surchg. trottoir}$**
- **ELU 3 : $1.35 \times (G + CCP) + 1.45 \times SW0(\text{appliqué dans les 02 voies}) + 1.5\ \text{surchg. trottoir}$**
- **ELS 1 : $(G + CCP) + LM71(\text{appliqué dansles02voies}) + \text{surchg. trottoir}$**
- **ELS 2 : $(G + CCP) + LM71(\text{voie1}) + SW2(\text{voie2}) + \text{surchg. trottoir}$**
- **ELS 3 : $(G + CCP) + SW0(\text{appliqué dansles02voies}) + \text{surchg. trottoir}$**

VII.3.2.2. Coefficient de majoration dynamique

Pour une voie normalement entretenue, le coefficient dynamique qui majore l'effet statique dus aux modèles de charge LM71, SW/2 :

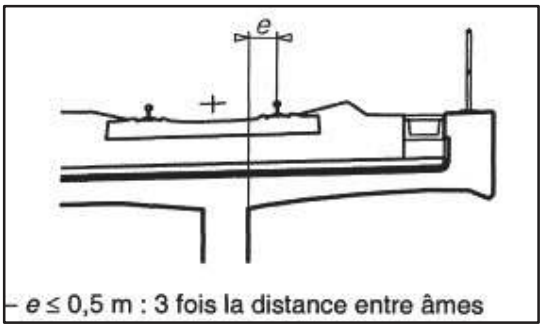
Coefficient transversal :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi} - 0.2} + 0.73$$

$avec\ L_\varphi$:

$longueur\ déterminante, et\ 1.0 \leq \varphi_3 \leq 2.0$

A.N : $\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{3\times5.5}-0.2} + 0.73$; $\boldsymbol{\varphi_3 = 1.23}$



$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi}-0.2} + 0.73\ ;\ 1.0 \leq \varphi_3 \leq 2.0$$

Coefficient longitudinal :

$avec\ L_\varphi$: $longueur\ déterminante$

A.N : $\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{80}-0.2} + 0.73$; $\boldsymbol{\varphi_3 = 1.00}$

VII.3.2.3. Résultats des combinaisons

Tableau VII.3-II. Récapitulatif des résultats obtenus

COMBINAISON	A mi-travée		Sur pile	
	M3 (kN.m)	V2 (kN)	M3 (kN.m)	V2 (kN)
ELU 1	110104.54	22417.93	332871.00	22481.93
ELU 2	111014.30	22392.67	316111.00	22419.92
ELS 1	78222.70	161121.79	240276.20	16168.65
ELS 2	78644.02	16806.91	24310.9	16911.99

ELU 1 : $\mathbf{1.35} \times (G + CCP) + \mathbf{1.45} \times LM71(appliqué\ dans\ les\ 02\ voies) + \mathbf{1.5}\ surchg.trottoi$

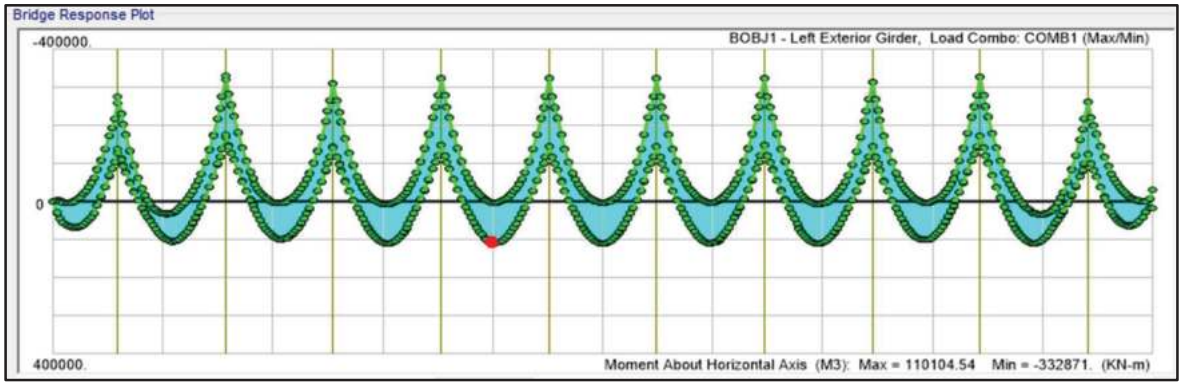


Figure VII.3-III. Diagramme du Moment de combinaison ELU 1

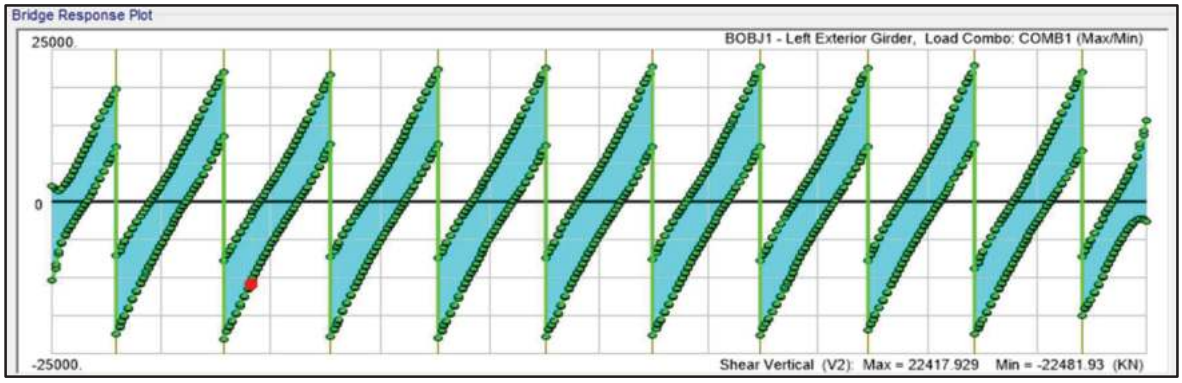


Figure VII.3-IV. Diagramme de l'effort tranchant de combinaison ELU 1

ELU 2 : $\mathbf{1.35} \times (G + CCP) + \mathbf{1.45} \times LM71(voie\ 1) + \mathbf{1.2} \times SW2(voie\ 2) + \mathbf{1.5}\ surchg.trottoir$

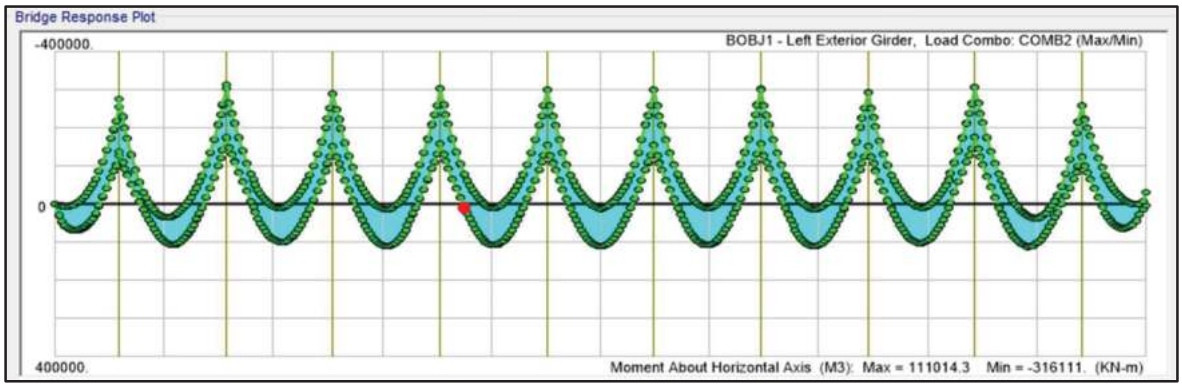


Figure VII.3-V. Diagramme du Moment de combinaison ELU 2.

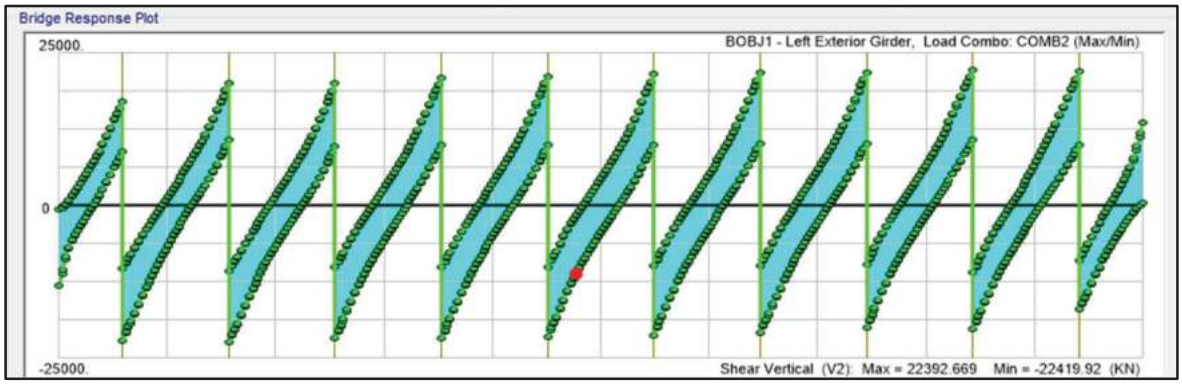


Figure VII.3-VI. Diagrammede l'effort tranchant de combinaison ELU 2.

ELS 1: $(\mathbf{G + CCP}) + \mathbf{LM71(appliqué\ dansles02voies)} + \mathbf{surchg.trottoir}$

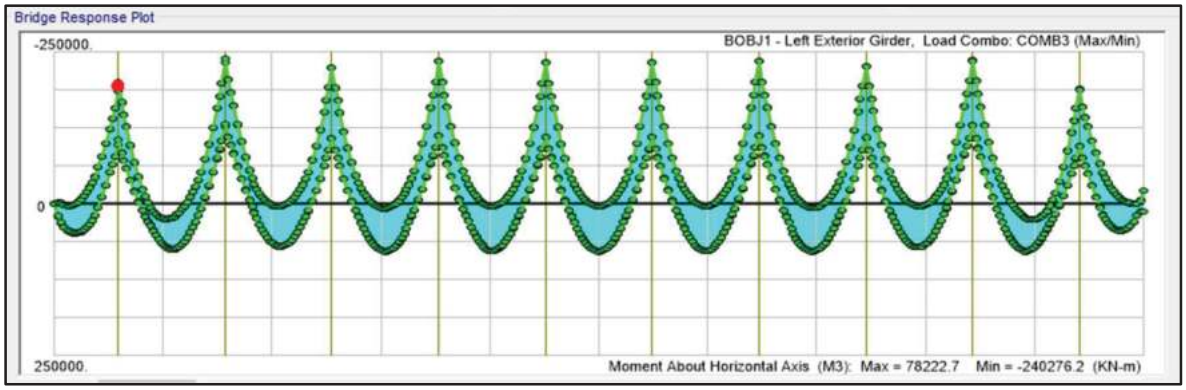


Figure VII.3-VII. Diagramme du Moment de combinaison ELS 1.

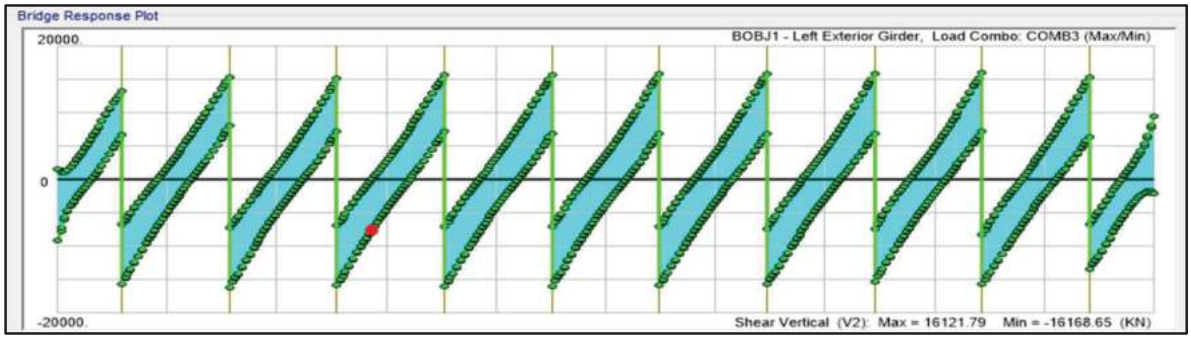


Figure VII.3-VIII. Diagrammede l'effort tranchant de combinaison ELS 1

- **ELS 2 : (G + CCP) + LM71(voie1) + SW2(voie2) + surchg. trottoir**

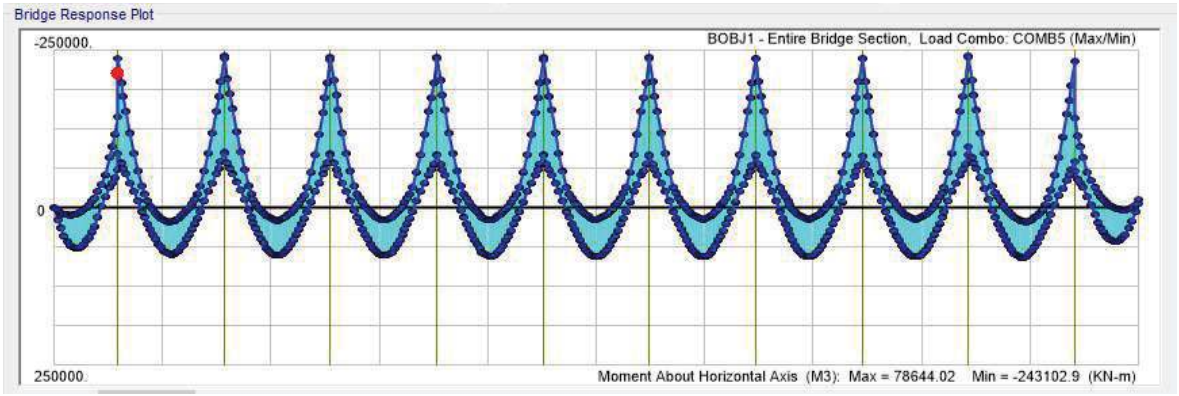


Figure VII.3-IX. Diagramme du Moment de combinaison ELS 2.

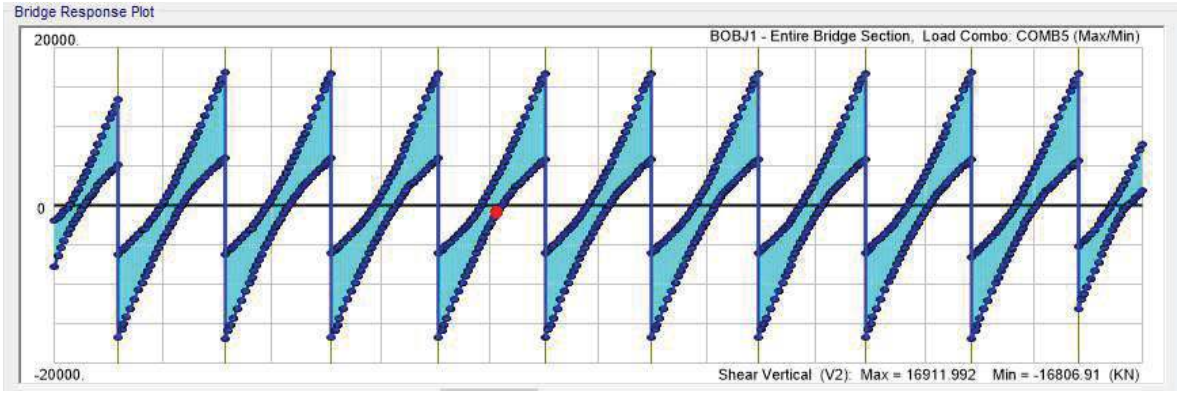


Figure VII.3-X. Diagramme de l'effort tranchant de combinaison ELS 2.

VII.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VII.4.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation : $\boldsymbol{n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}}$

P : l'effort à reprendre par les câbles précontraints

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **19T15s** peut créer, **P_0** est estimé à 25% de perte.

Tableau VII.4-I. Caractéristiques des torons utilisés

T15s	Notion	Valeur	Unité
Diamètre nominal	Ø	15.7	mm
Section nominale	A	150	mm²
Charge de rupture garantie du câble	f_{pk}	1860	MPa
Charge à la limite conventionnelleélastique	$f_{p0.1k}$	1640	MPa
Tension initiale ducâbleMin (0.9 f_{pk} ; 0.8 $f_{p0.1k}$)	f_i	1476	MPa

- Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

Pour un câble de **19T15s** : $\boldsymbol{P_0 = f_i \times 19 \times A \rightarrow P_0 = 4.21\ MN}$

- Evaluation de l'effort de précontrainte P d'après la formule : $\boldsymbol{\frac{P}{s} + \frac{p.e.v}{I} - \frac{M \times v}{I} = 0}$;

La valeur de **P** est calculée à partir de la formule suivante : $\boldsymbol{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}}$; $\boldsymbol{e = v - d.}$

Tableau VII.4-II. Calcul de nombre des câbles du Fléau.

	X (m)	M (MN.m) COMB A1	P (MN)	N câbles	N retenus
AXE VSP	0	308.68	61.36	19.45	**26**
FIN VSP	2.5	268.58	53.39	16.92	**26**
FIN V0	6	218.90	47.72	15.12	**26**
FIN V1	9	181.58	42.83	13.58	**24**
FIN V2	12	148.14	37.77	11.97	**22**
FIN V3	15	117.52	32.32	10.24	**20**
FIN V4	18	90.92	26.87	8.52	**18**
FIN V5	22	61.32	19.80	6.27	**16**
FIN V6	26	37.09	12.92	4.09	**12**
FIN V7	60	18.62	6.89	2.18	**8**
FIN V8	34	4.93	1.90	0.60	**4**
FIN V9	38	0.00	0.00	0.00	**2**

VII.4.2. Position et enrobage des câbles

Tableau VII.4-III. Espacements et enrobages des câbles.

-	Seuils	Valeurs (mm)	Valeurs retenues
Espacement horizontal entre axes de deux câbles	eh ≥ 2·Φg	≥ 200	200
Espacement vertical entre axes de deux câble	ev ≥ 2·Φg	≥ 200	200
Enrobage	C = max (3/4 a, Φ, d)	187.5	200

Avec :

- a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits;
- Φ : diamètre de la gaine (Φ = 100 mm) ;
- d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VII.4.3. Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S'sur toute la longueur.

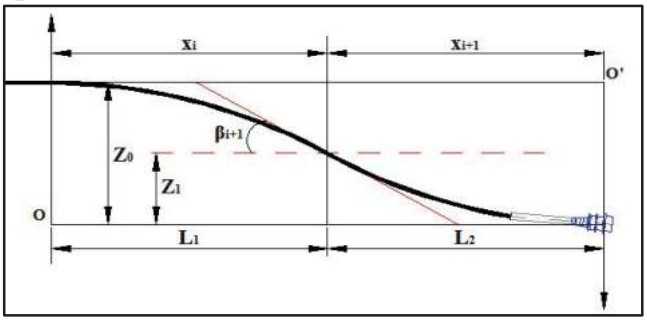


Figure VII.4-I. Tracé en plan du câble précontraint.

❖ Allure en plan des câbles du fléau

L'équation de la parabole :$\boldsymbol{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)(\frac{X}{L})^2}$;

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\boldsymbol{R_i(x) = \frac{(X_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\boldsymbol{R_{i+1}(x) = \frac{(X_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$;

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\boldsymbol{\beta_i(x) = Arctg\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{X_i}}$;

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$.

VII.4.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;

- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissentune déviation parabolique.

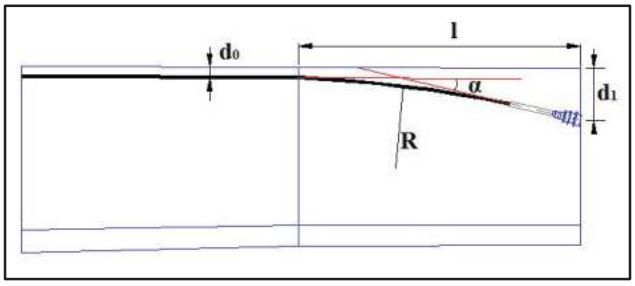


Figure VII.4-II. Tracé en élévation du câble précontraint.

L'équation de la parabole :$\boldsymbol{y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{X}{L})^2}$;

Le rayon de courbure en un point située à une distance x : $\boldsymbol{R_c(x) = \frac{X^2}{2\times(d_1-d_0)} \geq R_{min}}$;

L'angle de déviation **:** $\boldsymbol{\alpha = \frac{X}{L^2} \times Arctg(2 \times (d_0 - d_0))}$;

R_{min} : Rayon de courbure minimum dans les déviateurs pour les câbles **19T15S**,**R_{min} = 4,0 m**.

VII.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

VII.4.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

Le nombre de câbles déterminé par la relation : $\boldsymbol{n \geq \frac{P}{0.75\times P_0}}$

P : l'effort à reprendre par les câbles précontraints

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **31T15s** peut créer, **P_0** est estimé à 25% de perte.

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

Pour un câble de **31T15s** : $\boldsymbol{P_0 = f_i \times 31 \times A \rightarrow P_0 = 6.86\ MN}$

- Evaluation de l'effort de précontrainte **P** d'après la formule : $\boldsymbol{\frac{P}{s} + \frac{p.e.v}{I} - \frac{M\times v}{I} = 0}$

La valeur de P est calculée à partir de la formule : $\boldsymbol{P = \frac{\frac{M\times v}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e\times v}{I}}}$; $\boldsymbol{e = v - d}$

Tableau VII.5-I. Calcul du nombre des câbles de continuité en travée principale.

	x (m)	M(MN.m)	H (m)	I (m⁴)	P(MN)	N câbles	N retenus
FIN V3	15	-62.16	4.76	43.38	-1.71	-0.33	**2**
FIN V4	18	100.43	4.46	36.62	2.97	0.58	**4**
FIN V5	22	301.22	4.11	29.70	9.72	1.89	**6**
FIN V6	26	490.18	3.84	24.72	17.07	3.32	**8**
FIN V7	60	633.25	3.66	21.22	23.42	4.55	**8**
FIN V8	34	728.56	3.54	18.88	28.09	5.46	**8**
FIN V9	38	776.33	3.50	17.39	30.65	5.95	**8**
Axe.Clvg	40	782.23	3.50	17.39	30.88	6.00	**8**
FIN V9	42	775.96	3.50	17.39	30.63	5.95	**8**
FIN V8	46	728.34	3.54	18.88	28.08	5.46	**8**
FIN V7	50	633.10	3.66	21.22	23.41	4.55	**8**
FIN V6	54	490.61	3.84	24.72	17.08	3.32	**8**
FIN V5	58	305.79	4.11	29.70	9.87	1.92	**6**
FIN V4	62	108.18	4.46	36.62	3.20	0.62	**4**
FIN V3	65	-50.95	4.76	43.38	-1.40	-0.27	**2**

VII.4.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calculque ceux de la travée principale.
Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.5-II. Calcul du nombre des câbles de continuité en travée de rive.

	X (m)	M (MN.m)	H (m)	I (m⁴)	P (MN)	N câbles	N retenus
FIN VSC 1	2.5	19.99	3.50	17.39	7.89	1.53	**2**
FIN VSC 2	5	31.75	3.50	17.39	12.53	2.43	**4**
FIN VSC 3	7.5	39.14	3.50	17.39	15.45	3.00	**6**
FIN VSC	10	43.98	3.50	17.39	17.36	3.37	**6**
FIN V9	14	47.83	3.54	18.88	18.44	3.58	**6**
FIN V8	18	47.46	3.66	21.22	17.55	3.41	**4**
FIN V7	22	42.81	3.84	24.72	14.91	2.90	**2**

VII.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La force de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait des frottements ;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton d'une part, de la relaxation des aciers d'autre part.

Ainsi, les pertes de tension se trouvent ventilées en deux catégories :

- Les pertes instantanées ;
- Les pertes différées.

VII.6.1. Les pertes instantanées

Elles se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, dues aux :
- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VII.6.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles avec la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0}\left[1 - exp[-(f\alpha + \varphi)]\right]$$

Avec :

σ_{p0}: la tension à l'origine ;
e: la base des logarithmes népériens ;
f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
φ: coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;

x: la distance de la section considérée (m).

Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale à considérer estla somme :$\boldsymbol{\theta = \alpha + \beta}$;
Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$\tan\theta = \sqrt{\tan^2\beta + \tan^2\alpha}$$

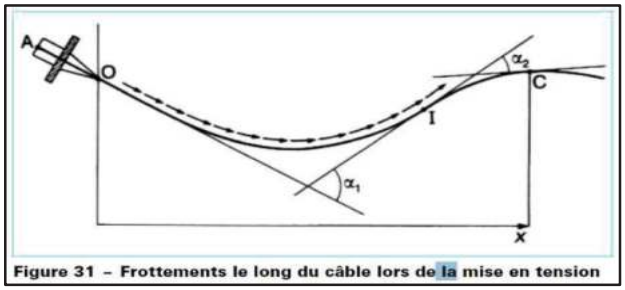


Figure 31 – Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Figure VII.6-I. Frottement des câbles lors de la mise en tension

VII.6.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes de tension résultent 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** », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k(d - x); \boldsymbol{avec\ k} = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad \boldsymbol{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{P0} k}}$$

Avec :
k: fonction croissante ;
d: longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: Contrainte initiale ;
g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage ;
E_p = 190 000 MPa : module d'élasticité des aciers.

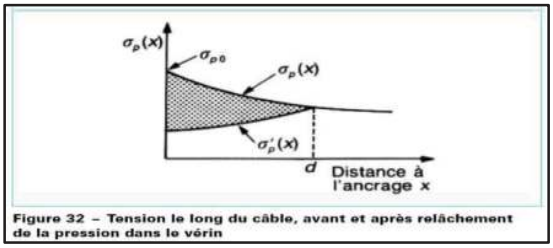


Figure 32 – Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin

Figure VII.6-II. Pertes de tension par recul d'ancrage

VII.6.1.3. Pertes de tension par déformations instantanées du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}}\sigma_b \quad \boldsymbol{et} \quad \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :
σ_b: Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
P : effort de précontrainte, **$P = P_0 (1 - \Delta P)$** ;
M_p: moment dû au poids propre.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

VII.6.2. Les pertes différées

VII.6.2.1. Pertes par retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\varepsilon r\ [1 - r\ (t_0)].$$

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma r = Ep\ \varepsilon r\ [1 - r\ (t_0)]$

Très souvent, on peut négliger $r\ (t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx Ep\ \varepsilon r$$

Avec :

εr: retrait final, estimé par 2×10-4 pour région tempérée ;

$r\ (t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

VII.6.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} \approx Ep\ \varepsilon f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon r = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

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

$$\text{D'où : : } \Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{bj}}$$

Et comme : $\frac{E_p}{E_{bj}} \approx 6$ **:** $\Delta\sigma_{fl} = 15 \times \sigma_b$

VII.6.2.3. Pertes par relaxation

L'acier fortement tendu sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement. Ce phénomène, appelé relaxation, est corrélatif du fluage (variation de longueur sous contrainte constante). Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta_{\sigma_p} = \frac{6}{100}\rho_{1000}\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right)\sigma_p$$

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h,

μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très Basse relaxation (TBR)

VII.6.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta_{\sigma_p}$

VII.6.3. Pertes totales

$\Delta\sigma_{totales} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$; $\Delta\sigma_{totales} \approx 22\ \%$ **, voir annexe d**

VII.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bt}\ ;\ \sigma_y = \frac{P}{B} + \frac{P.e_0+M}{I}y$$

Avec :
P : effort de précontrainte ;
B : surface de la section considérée ;
I : inertie de la section considérée ;
e_0: excentricité du câble de précontrainte moyen ;
M : moment extérieur ;
y: les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VII.7.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

La vérification des contraintes est conditionnée par :

- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{ck} = 18$ MPa(Contrainte limite de compression).
- $\sigma_{bt} = -0.7 \times f_{ctm} = -2.45\ MPa$ (Contrainte limite de traction)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7-I. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	X (m)	N° câbles	M (MN.m)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ Sup (MPa)	σInf (MPa)	Observation
Axe VSP	0	26	308.68	2.25	85.54	2.05	10.16	Vérifie
Fin VSP	2.5	26	268.58	2.25	85.54	3.39	8.70	Vérifie
Fin V0	6	26	218.90	1.97	85.54	4.28	8.27	Vérifie
FinV01	9	24	181.58	1.75	78.96	4.08	7.93	Vérifie
Fin V02	12	22	148.14	1.55	72.38	3.92	7.50	Vérifie
Fin V03	15	20	117.52	1.36	65.80	3.85	6.91	Vérifie
Fin V04	18	18	90.92	1.20	59.22	3.79	6.24	Vérifie
Fin V05	22	16	61.32	1.40	52.64	5.36	3.62	Vérifie
Fin V06	26	12	37.09	1.48	39.48	5.04	1.75	Vérifie
Fin V07	60	8	18.62	1.35	26.32	3.75	0.85	Vérifie
Fin V08	34	4	4.93	1.25	13.16	2.20	0.05	Vérifie
Fin V09	38	2	0.00	1.21	6.58	1.32	-0.28	Vérifie

VII.7.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- $\sigma_{bc} = 0.45 \times f_{ck} = 18\ MPa$ (Contrainte limite de compression).

- $\sigma_{bt} = -0.7 \times f_{ctm} = -2.45\ MPa$ (Contrainte limite de traction).

Les résultats sont mentionnés dans les ***Annexes.***

VII.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

Alors que la résistance à la flexion conditionne les membrures d'une poutre, c'est la résistance à l'effort tranchant qui permet de dimensionner les âmes et de préciser le tracé à donner aux câbles dans les zones où la flexion n'est pas prépondérante.

VII.8.1. Valeur de l'effort tranchant à considérer

Dans la section droite, l'effort tranchant est la composante verticale de la somme des forces :

- Les charges extérieurs (et leur réaction d'appui), donnant l'effort tranchant extérieur $V_{ext.}$
- Les forces que le câble exerce sur le béton,qui génèrent l'effort tranchant isostatique de précontrainte P sin α.

Donc : **$V = V_{ext} + P \sin \alpha$**

VII.8.2. Vérification vis-à-vis de l'ELS

Pour vérifier la contrainte de cisaillement, on doit vérifier la condition suivante

$$\boldsymbol{\tau_{max} < \min(\tau_1; \tau_2)}\ ; avec :\ \boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}}{Z.b_n}}$$

Tel que :

$\boldsymbol{\tau^2_1 = 0.4 \times f_{tk} \times [f_{tk} + \sigma_x]}$;

$\boldsymbol{\tau^2_2 = 2.\frac{f_{tk}}{f_{ck}}.[0.6 \times f_{ck} - \sigma_x].[f_{tk} + \sigma_x].}$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_x}$: contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;
$\boldsymbol{z}$: le bras de levier $z = (\frac{I}{S})$, et par simplification $z = (\frac{1+\rho}{2}) \times h$;
$\boldsymbol{\rho}$: le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \left(\frac{I}{B.v.v'}\right)$;
b_n: Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de L'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : **$b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$** ;
b_0 : l'épaisseur brute de l'âme **;**
n: nombre de câble ;
k=0.5 ; injection de coulis de ciment ;
Φ : diamètre de la gaine. (0.1 m)

Application numérique :

V_{Ser}= 16.17 MN τ= **0.23 MPa**
α_{moy}= 0.18 radσ_x= **5.66 MPa**
P= 85.54 MNτ_1 = **3.59 MPa**
V_{red}= 7.23 MN;ρ= 61.1 %τ_1 = **5.43 MPa**

f_{ck} = 40MPa; f_{ctm}= 3.51 MPa

Les contraintes de cisaillement sont **bien vérifiées** au voisinage de la section VSP.

VII.8.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une section vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La section des armatures transversale **At**, donnée par :

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

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

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

f_e: limite d'élasticité de l'acier ;

γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n: largeur nette de la section d'appui.

β_u **:** l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, βu=45° car il y à reprise de bétonnage.

Application numérique :

$V_{max\ comb-ElU\ 1}$= 22.48MN ; τ_u = 1.71 MPa
f_{ctm}= 3.51 MPa ; f_e= 500 MPa
γ_s= 1,15 ; b_n= 0.8 m ; β_u = 45° $\frac{A_t}{S_t} \geq 9.92\ cm^2/m$

Le pourcentage minimum a disposé :

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 11.04\ cm^2/m$$

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

$\tau \leq \frac{fck}{6} = 6.67\ MPa$, **Ce qui est vérifié.**

VII.9. ETUDE TRANSVERSALE

VII.8.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par logiciel CSI bridge**.** La section de notre ouvrage sous forme de caisson sera représentée par un ensemble de barres, avec des dimensions de ses éléments, on commence par traiter le voussoir sur pile et après le voussoir à clé.
La modélisation se fait par mètre linéaire de longueur.

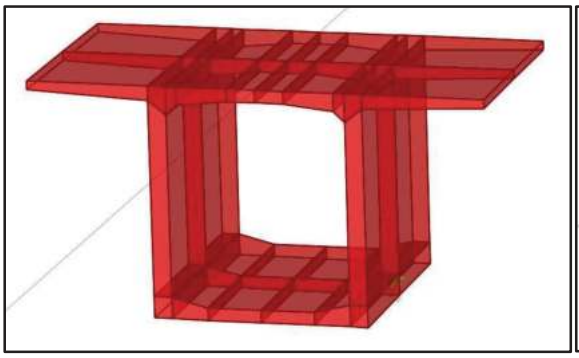


Figure VII.9-II. Vue en 3D du caisson sur pile.

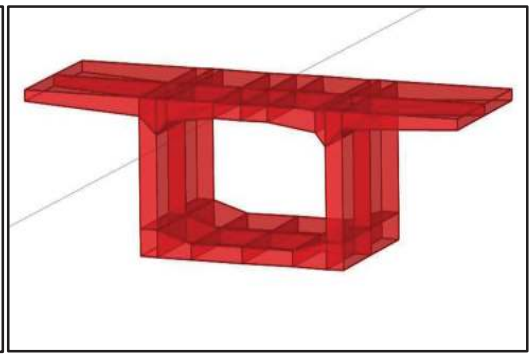


Figure VII.9-I. Vue en 3D du caisson à la clé.

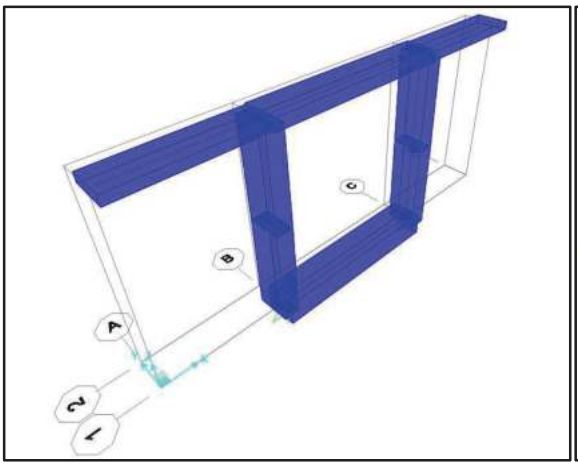


Figure VII.9-IV.. Modélisation par 1 mètre linéaire du voussoir.

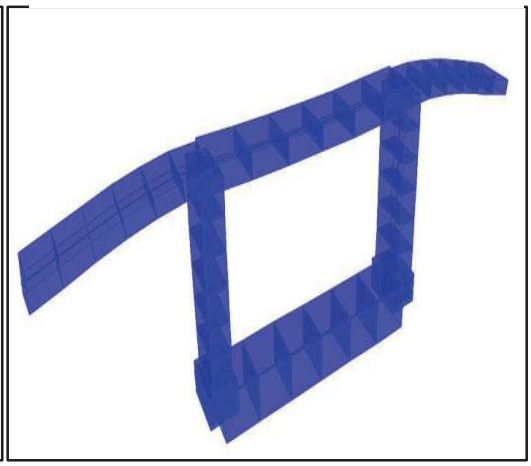


Figure VII.9-III. Mode de la déformation transversale du voussoir.

VII.8.2. Combinaisons

Les combinaisons utilises dans les calculs suivants sont :

- **ELU** :$\mathbf{1.35} \times (G + CCP) + \mathbf{1.45} \times LM71(\text{appliqé dans les 02 voies}) + \mathbf{1.5}\ \text{surchg. trottoir}$
- **ELS:**$(G + CCP) + LM71(\text{appliqé dans les 02 voies}) +\ \text{surchg. trottoir}$

Résultats :

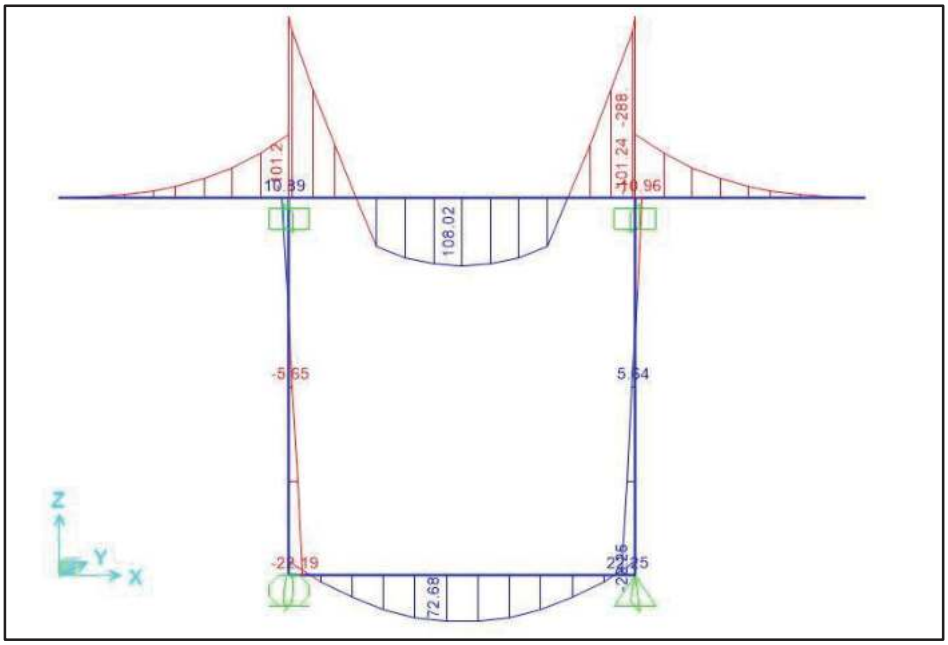


Figure VII.9-V. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile à l'ELU.

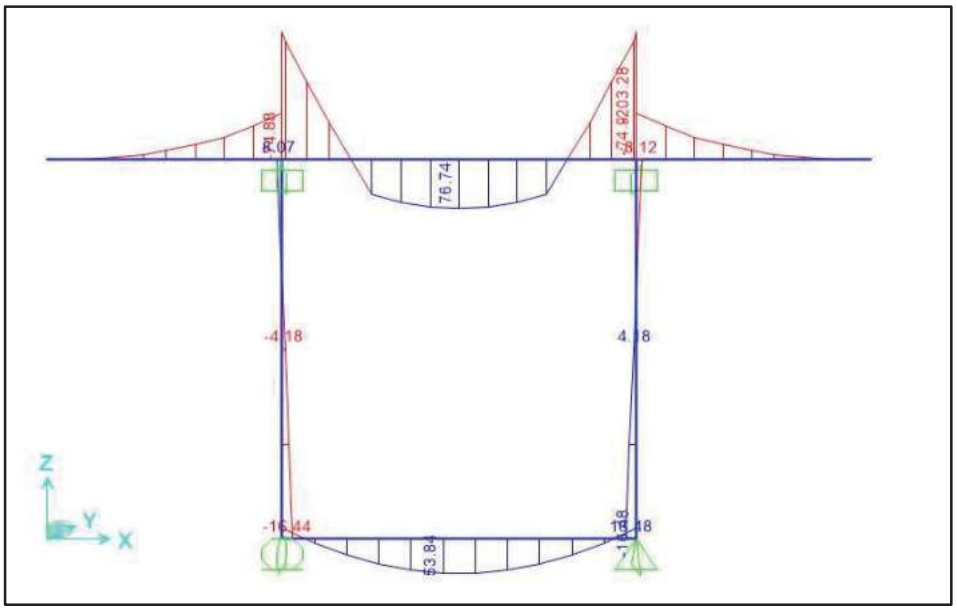


Figure VII.9-VI. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile à l'ELS

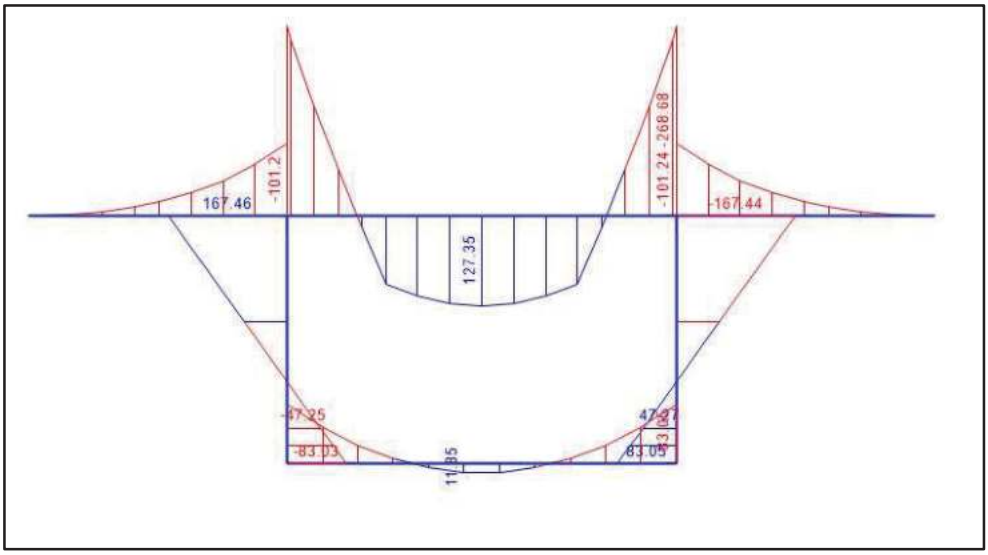


Figure VII.9-VII. Moments extrêmes dans le voussoir à clé à l'ELU.

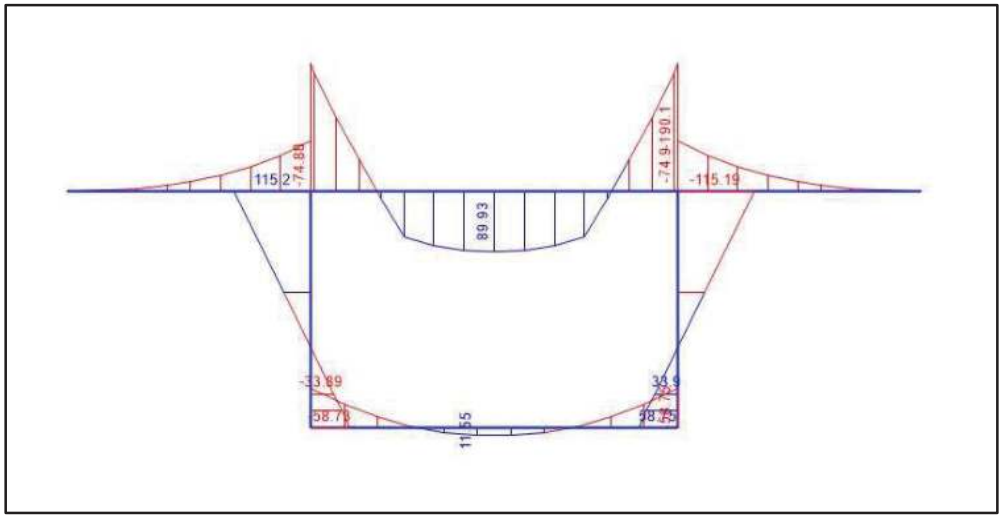


Figure VII.9-VIII. Moments extrêmes dans le voussoir à clé à l'ELS.

VII.8.3. Ferraillage des voussoirs

Pour reprendre la flexion transversale, on considère que le voussoir est subdivisé en trois éléments, chaque élément est sollicité d'une manière différente, on distingue :

- Un hourdis supérieur : qui travaille en **flexion simple** ;
- Un hourdis inférieur : qui travaille en **flexion simple** ;
- Deux âmes : qui travaillent en **flexion composée.**

Les résultats de nombre des barres HA500 par mètre linéaire sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9-I. Ferraillage passif du VSP et VC.

Voussoir	Élément	Position	Section d'action calculées (cm^2/ml)	Nombre de barres retenues
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	13.1	8 HA16
		Nappe Sup	24.5	9 HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	8.4	5 HA16
		Nappe Sup	8.4	5 HA16
	Ame	Nappe Int	9.9	6 HA16
		Nappe Ext	9.9	6 HA16
VC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	12.0	8 HA16
		Nappe Sup	25.8	9 HA20
	Un hourdis inférieur	Nappe Sup	8.4	5 HA16
		Nappe Inf	8.4	5 HA16
	Ame	Nappe Int	10.2	6 HA16
		Nappe Ext	10.2	6 HA16

Pour plus de détaille voie annexe C.

VIII.1. INTRODUCTION

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations (et accélération du tablier associé sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La vitesse de circulation franchissant l'ouvrage et son inertie, et qui influe sur la rapidité de mise en charge ;
- La succession des passages de charges espacées de façon plus ou moins régulière, qui peut engendrer des vibrations importantes selon la fréquence d'excitation… ;
- Vibrations des charges de roue résultant des imperfections de la voie du véhicule.

Ces phénomènes doivent être pris en compte pour déterminer les effets des actions du trafic ferroviaire.

Les principaux facteurs influençant le comportement dynamique sont les suivants :

- Vitesse de franchissement du pont ;
- La portée de l'élément et longueur de la ligne d'influence de la flèche de l'élément considéré ;
- La masse, amortissement, fréquence propre et modes propres de l'ouvrage et ses éléments le long du tracé de la voie ;
- Caractéristiques dynamiques de la voie (ballast, traverses, composants de la voie, etc.).

Une analyse statique doit être réalisée avec les modèles des charges définies dans le chapitre…, les résultats doit être multipliés par le coefficient dynamique φ. Ensuit il y a des critères qui permettant de déterminer une analyse dynamique est nécessaire ou non.

VIII.2. LA NECESSITE D'UNE ANALYSE DYNAMIQUE

Pour vérifier la nécessité d'une analyse dynamique, on doit passer par :

❖ Pont encorbellement

C'est un pont à travées continue, donc analyse dynamique non requise.

❖ Pont mixte

Comme est un pont isostatique, donc il faut calculer la valeur de la première fréquence propre de flexion du tablier n_0. Elle doit être dans les limites dans la figure de à l'EN1991-2.

Pour une longueur de travée $20 \leq L \leq 100\ m$:

- Limite inférieure de la fréquence propre

  $n_0 = 23.58 \times L^{-0.592} = 2.33\ Hz$

- Limite supérieure de la fréquence propre

  $n_0 = 94.76 \times L^{-0.748} = 5.08\ Hz$

  Avec : L=50 m.

La valeur de la première fréquence propre a été calculée directement par le logiciel CSIbridge21 :



Figure VIII 1: valeur de la période obtenue par CSIbridge

Pour cela on trouve : $n_0 = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.39949} = \mathbf{2.50\ Hz}$

Donc on va projeter les résultats trouvés sur l'abaque ci-dessous :

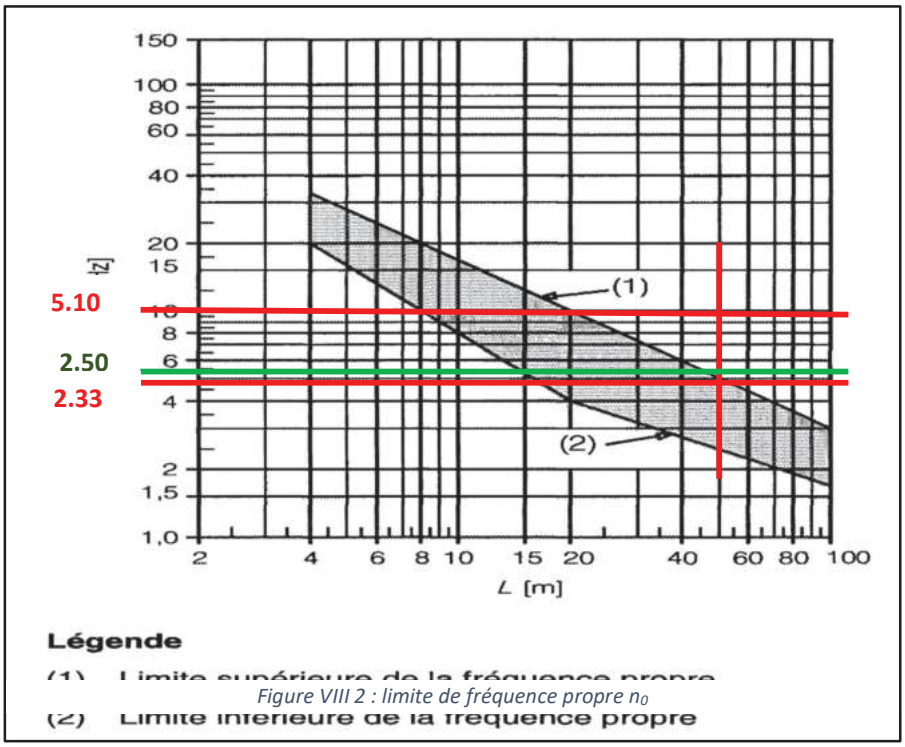


Figure VIII 2 : limite de fréquence propre n_0

Conclusion : la fréquence propre de notre ouvrage est située dans l'intervalle des fréquence propre donnée par EN 1991-2.

Pour dire que l'analyse dynamique est requise ou non, on va suivre le diagramme ci-dessous :

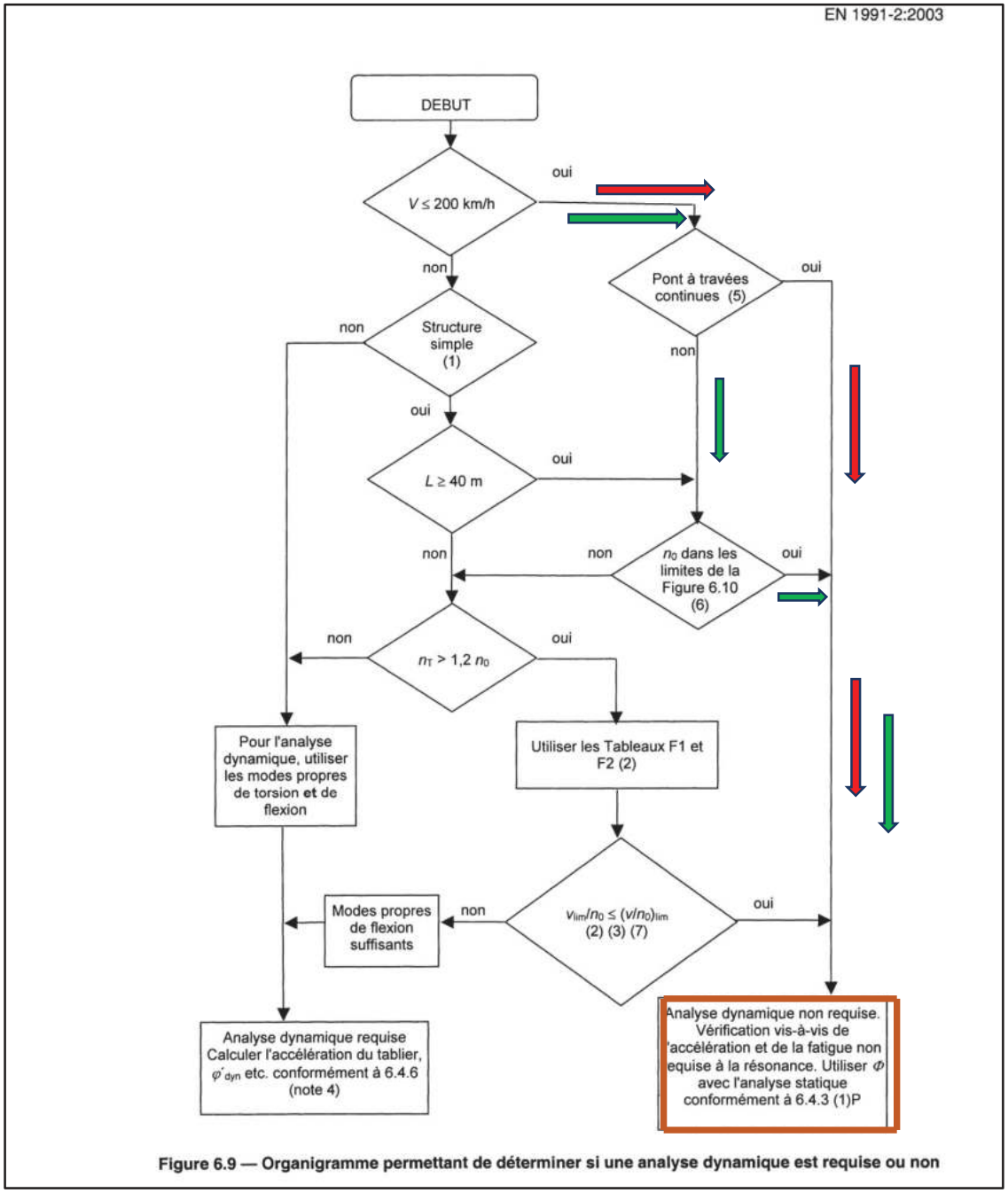


Figure 6.9 — Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non

Figure VIII.2-I. Organigramme permettant la détermination si une analyse dynamique est requise ou non

Pont encorbellement →

Pont mixte →

Conclusion : d'après le résultats obtenus et suivant le diagramme ci-dessu, l'analyse dynamique est **non requise.**

VIII.3. VERIFICATIONS DE LA SECURITE DE LA VOIE ET DU CONFORT DES PASSAGERS

Les critères de vérification de la sécurité de la voie et du confort des passagers doivent être effectués sur les points suivants d'accord avec NF EN 1990-Annexe A2 :

- Les accélérations verticales du tablier ;
- La flèche verticale que prend le tablier tout au long de chaque travée ;
- Confort des passagers.

VIII.3.1. Accélération verticale du tablier

Les valeurs maximales pour les valeurs de crête de l'accélération du tablier, calculées le long de chaque voie, ne doivent pas excéder les valeurs de calcul suivantes :

- $\gamma_{bt} = 3.5\ m/s^2$ Pour une voie ballastée ;
- $\gamma_{bt} = 5\ m/s^2$ Pour les voies posées directement, où les voies et les éléments structuraux sont calculés pour les circulations à grande vitesse.

Quand il est nécessaire réaliser une analyse dynamique d'interaction voie-structure, l'accélération verticale du tablier en conséquence du passage des trains doit être inférieur à 3.5 m/s^2. Cette condition a pour but de garantir la stabilité du ballast.

Mais dans ce cas, on a déjà conclu que cet ouvrage n'a pas besoin d'une analyse dynamique parce que la structure en question n'est pas susceptible d'entrer en résonance lors du passage des trains, donc ce critère de sécurité est automatiquement vérifié, d'accord avec la norme NF EN 1991-2.

VIII.3.2. Déformation verticale du tablier

Pour toutes les configurations de structures, chargées avec le chargement vertical caractéristique classifié selon l'EN 1991-2, 6.3.2, il convient de limiter la flèche verticale totale maximale sous trafic ferroviaire, mesurée le long de chacune des voies, à L/600 pour le chargement des trains LM71 et SW2, dans les deux voies.

La déformation maximale obtenue dans les modèles vaut :

❖ Tablier mixte

$\boldsymbol{\delta = 0.045m}$= L/1111< $L/600$ =**0.083m** pour les 2 voies LM71 ;

$\boldsymbol{\delta = 0.071m}$= L/705< $L/600$ =**0.083m** pour LM71+SW2.

Avec : L = 50m

❖ Tablier en encorbellement

$\boldsymbol{\delta = 0.105m}$= L/1676< $L/600$ =**0.293m** pour les 2 voies LM71 ;

$\boldsymbol{\delta = 0.113m}$= L/707< $L/600$ =**0.293m** pour LM71+SW2.

Conclusion : la déformation verticale du tablier est **garantie**.

VIII.4. GARANTIE DU CONFORT DES PASSAGERS

VIII.4.1. Critère du confort

Le confort des passagers dépend de l'accélération verticale b_v à l'intérieur des voitures lors de l. approche, du passage sur le pont, et au sortir du pont d'accord avec la norme NF EN 1990-Annexe A2.
Il y a lieu de spécifier les niveaux de confort et les valeurs limites correspondantes pour L'accélération verticale (Tableau A2.9 NF EN 1990).

Tableau VIII.4-I. Niveaux recommandés de confort.

Niveau de confort	Accélération verticale bv (m/s2)
Très bon	1.0
Bon	1.3
Acceptable	2.0

VIII.4.2. Critères de flèche pour vérifier le confort des passagers

Pour limiter l'accélération verticale du véhicule aux valeurs données dans le tableau précédant, des valeurs sont dans la norme NF EN 1990-Annexe A2 pour la flèche verticale maximale permise δ des ponts ferroviaires le long de l'axe de la voie, qui sont fonction de :

- La longueur de la travée L [m]
- La vitesse du train V [km/h]
- Le nombre de travées
- Et le type de pont (travée indépendante, poutre continue).

Il y a lieu de déterminer les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 7(charger qu'une seule) multiplié par le coefficient Φ et en prenant la valeur α = 1, conformément à l'EN 1991-2, Section 6.

On doit comparer les résultats obtenus avec le graphique suivant qui donne la déformation maximale acceptable, en fonction de la travée et de la vitesse de projet, pour garantir une accélération de 1.0 m/s² qui correspond à un niveau de confort « très bon ».

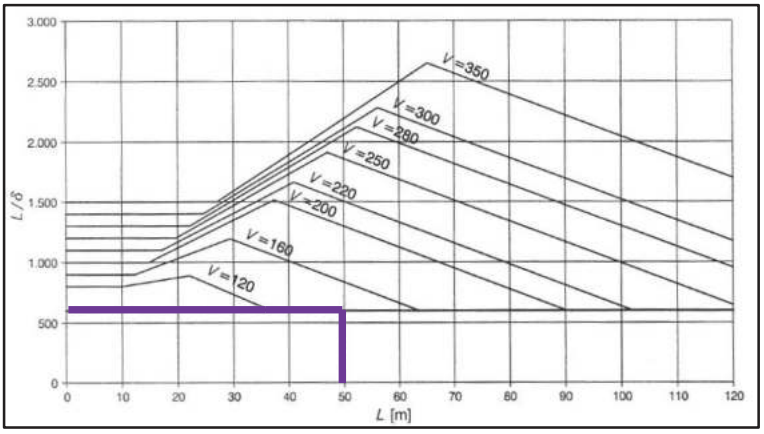


Figure VIII.4-I. Flèche verticale maximale autorisée pour des ponts ferroviaires.

Tableau VIII.4-II. Vérification de confort des passagers.

	Tablier mixte	Tablier en encorbellement
La flèche (m)	0.045	0.105
La flèche verticale maximale autorisée pour les ponts ferroviaires	L/900=0.056 m Avec (L=50m)	L/600=0.293m Avec (L=176)
Observation	**Vérifier**	**Vérifier**

Conclusion : la vérification du confort des passagers est **assurée**.

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure présente une phase très importante dans la stabilité de l'ouvrage pendant sa durée de vie, avec les piles qui assurent la transmission des charges exercé sur le tablier au sol à travers des fondations (semelles et pieux). Cela exige qu'il soit une liaison efficace entre la superstructure et l'infrastructure.

Dans le présent chapitre, on va étudier l'ensemble des piles, fondations et leur ferraillage.

IX.2. MODELISATION

La figure suivante présente le modèle global en 3D de l'ouvrage :

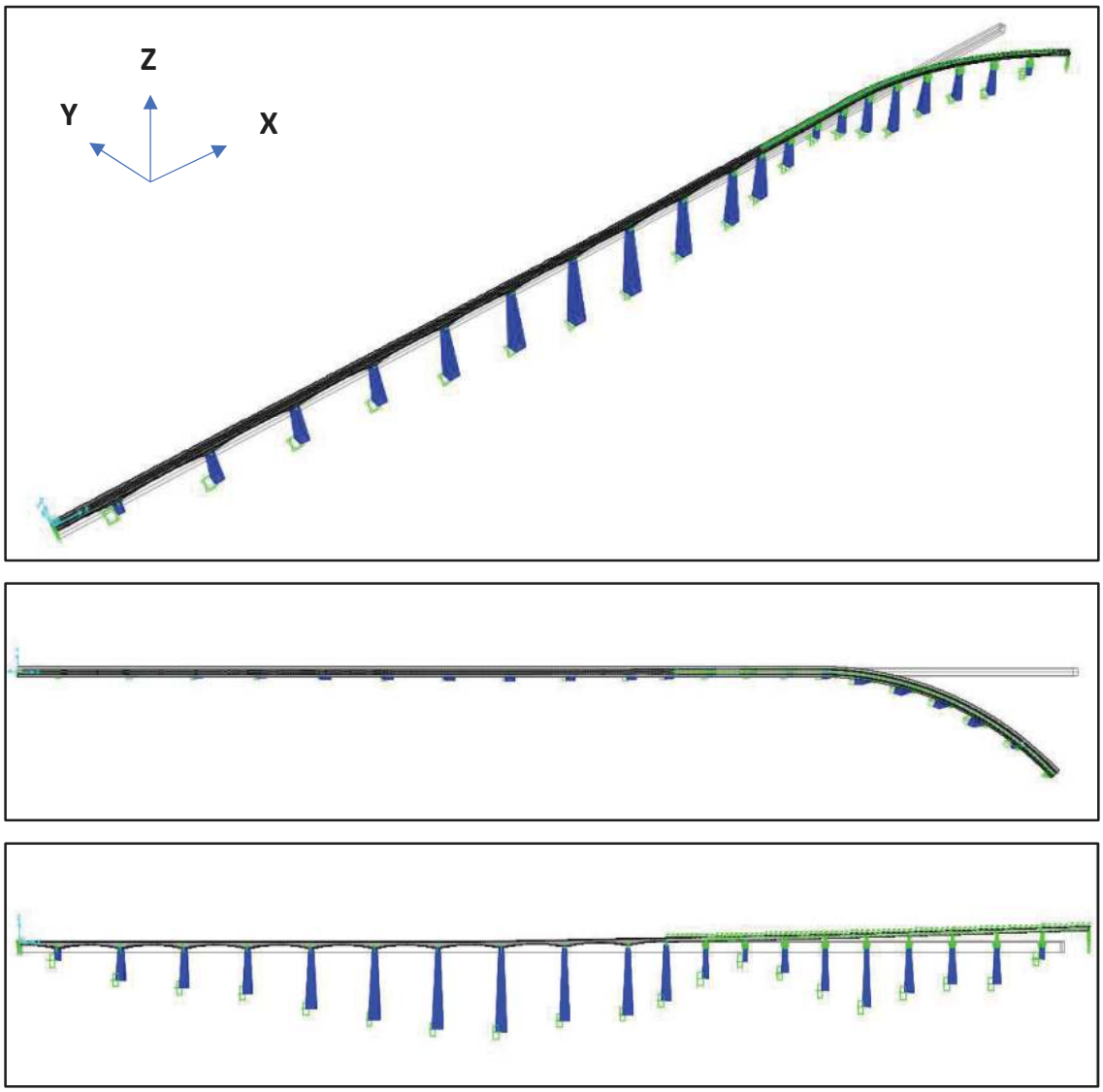


Figure IX 1: modèle global en 3D de l'ouvrage

IX.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IX.3.1. Force centrifuge EN1991-2. 6.5.1

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée avec les formules suivantes :

$$\boldsymbol{Q_{tk}} = \frac{V^2}{g \times r}(f \times Q_{Vk}) = \frac{V^2}{127}(f \times Q_{Vk}) \; ; \; \boldsymbol{q_{tk}} = \frac{V^2}{g \times r}(f \times q_{Vk}) = \frac{V^2}{127r}(f \times q_{Vk})$$

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW/0, (égale à 1 pour les autres cas).

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

$$f = 1 \; pour \; V \leq 120 \; km/h$$

Dans le présent ouvrage on a : **r = 400 m ; V = 120 km/h**

$\boldsymbol{Q_{tk(LM71)} = 70.87kN}$; $\boldsymbol{q_{tk(LM71)} = 22.78kN/m}$; $\boldsymbol{q_{tk(SW2)}}$ = **42.52 kN/m.**

IX.3.2. Accélération et force de freinage

❖ **Force d'accélération**

$Q_{lak} = 33 \; kN/m \times L_{ab} \leq 1000 \; kN$; Pour les modèles LM71, SW0, SW2.

- Pont mixte : L = 50 m ; $Q_{lak} = 1650 > 1000 \; kN$, on prend $\boldsymbol{Q_{lak} = 1000 \; kN}$
- Pont voussoir : L = 816 m ; $Q_{lak} = 26928 > 1000 \; kN$, on prend $\boldsymbol{Q_{lak} = 1000 \; kN}$

❖ **Force de freinage**

$Q_{lb} = 20 \; kN/m \times L_{ab} \leq 6000 \; kN$; Pour les modèles LM71, SW0.

- Pont mixte : L = 50 m, $Q_{lb} = 1000 < 6000 \; kN$, on prend $\boldsymbol{Q_{lb} = 1000 \; kN}$
- Pont voussoir **:** L = 816 m, $Q_{lb} = 16320 > 6000 kN$**,** on prend $\boldsymbol{Q_{lb} = 6000 \; kN}$

$Q_{lb} = 35 \; kN/m \times L_{ab}$; Pour les modèles SW2.

- Pont mixte : L = 50 **m,on prend** $\boldsymbol{Q_{lb} = 1750 \; kN}$
- Pont voussoir : L = 816 m,on prend $\boldsymbol{Q_{lb} = 6000 \; kN}$

IX.3.3. Déraillement

❖ **Situation 1 :**

- $\boldsymbol{Q_{A1d} = 0.7 \times Q_{Vk(LM71)} = 0.7 \times 250 = 175 \; kN \; par \; axe}$
- $\boldsymbol{q_{A1d} = 0.7 \times q_{Vk(LM71)} = 0.7 \times 80 = 56 \; kN/m \; par \; axe}$

❖ **Situation 2 :**

La charge considéré est distribuée sur une longueur maximale de 20 m est vaut :

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

- $\boldsymbol{q_{A2d}} = 1.4 \times (1000 + 80.0 \text{ x } (20.0 - 6.4)) / 20.0 = \boldsymbol{146.2 \text{ KN/m}}$

IX.3.4. Retrait et fluage

Cette action peut être considérée d'une façon simplifiée comme une variation lente et uniforme de température appliquée au béton de la dalle.Avec : $\alpha_T = 10^{-5}; \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}; \Delta T = \frac{\varepsilon_T}{\alpha_T} = -20°$.

IX.4. SCHEMA DES APPAREILLES D'APPUI

1- Les travées de la partie mixte sont conditionnées par le schéma d'appui suivant :

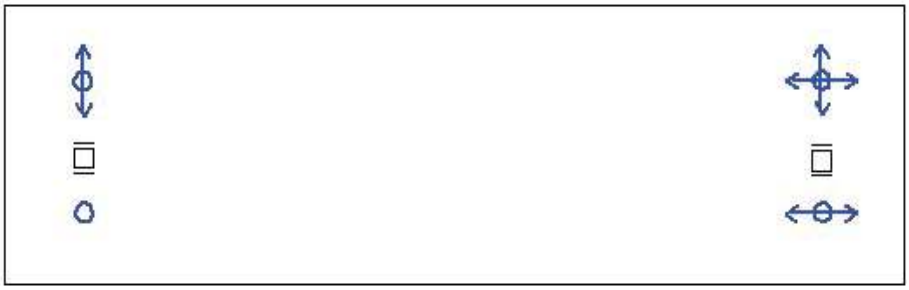


figure IX 2: schéma d'appui de la partie mixte

2- Les travées de la partie encorbellement de P12 à P20 sont conditionnées par le schéma d'appui suivant :

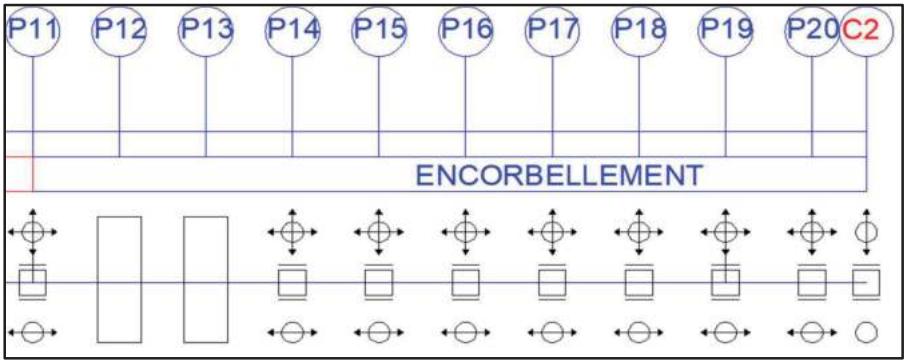


Figure IX 3: schéma d'appui partie encorbellement

Avec :

Appareil d'appui pot fixe :

Appareil d'appui pot unidirectionnel (sens longitudinale) :

Appareil d'appui pot unidirectionnel (sens transversale)

Appareil d'appui pot multidirectionnels :

La butée de sécurité transversale

Encastrement :

IX.5. COMPORTEMENT SISMIQUE

La susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques, rend nécessaire une analyse de comportement sous séisme de l'ensemble de l'ouvrage et prévoir un system de dissipation d'énergie efficace.

Pour avoir un comportement sismique à ductilité limitée, avec un coefficient de comportement **q=1.5** pour les piles quasi-élastique conformément à l'EN1998-1.

IX.6. ÉTUDES DES PILES

À cause de la grande hauteur des piles et le facteur d'économie, nous avons choisi des piles de type caisson (creuse) avec section rectangulaire variable pour mieux optimiser l'ouvrage.

Dans cette partie, On va étudier les piles les plus sollicitées d e l'ouvrage avec leur ferraillage et fondations nécessaires.

Le tableau suivant résume les dimensions géométriques des piles de l'ouvrage :

Tableau IX 1: caractéristiques géométrique de la pile

	Travée N°	Pile N°	Condition d'appui	Hauteur (m)	Largeur longitudinale sur tête (m)	Longueur transversale sur tête (m)	Largeur longitudinale en pied (m)	Longueur transversale en pied (m)
			-					
Partie mixte	T1	P1	Mobile	14.50	4.00	7.00	4.00	7.00
		P2	Fixe	28.50	3.50	7.00	6.35	9.85
	T2	P2	Mobile	28.50	3.50	7.00	6.35	9.85
		P3	Fixe	38.50	3.50	7.00	7.35	10.85
	T3	P3	Mobile	38.50	3.50	7.00	7.35	10.85
		P4	Fixe	47.50	3.50	7.00	8.25	11.75
	T4	P4	Mobile	47.50	3.50	7.00	8.25	11.75
		P5	Fixe	61.50	4.00	7.00	10.15	13.15
	T5	P5	Mobile	61.50	4.00	7.00	10.15	13.15
		P6	Fixe	45.50	3.50	7.00	8.05	11.55
	T6	P6	Mobile	45.50	3.50	7.00	8.05	11.55
		P7	Fixe	27.50	3.50	7.00	6.25	9.75
	T7	P7	Mobile	27.50	3.50	7.00	6.25	9.75
		P8	Fixe	15.50	4.00	7.00	6.85	10.35
	T8	P8	Mobile	15.50	4.00	7.00	6.85	10.35
		P9	Fixe	33.50	3.50	7.00	6.85	10.35
	T9	P9	Mobile	33.50	3.50	7.00	6.85	10.35
		P10	Fixe	55.50	5.00	7.00	10.55	12.55
	T10	P10	Mobile	55.50	5.00	7.00	10.55	12.55
Partie encorbellement		P11	Fixe	66.50	5.00	6.00	11.65	12.65
	T11	P11	Fixe	66.50	5.00	6.00	11.65	12.65
		P12	Fixe	72.50	5.00	6.00	12.25	13.25
	T12	P12	Fixe	72.50	5.00	6.00	12.25	13.25
		P13	Mobile	84.50	5.00	6.00	13.45	14.45
	T13	P13	Mobile	84.50	5.00	6.00	13.45	14.45
		P14	Mobile	81.50	5.00	6.00	13.15	14.15
	T14	P14	Mobile	81.50	5.00	6.00	13.15	14.15
		P15	Mobile	71.50	5.00	6.00	12.15	13.15
	T15	P15	Mobile	71.50	5.00	6.00	12.15	13.15

		P16	**Mobile**	61.00	5.00	6.00	11.10	12.10
	T16	**P16**	**Mobile**	61.00	5.00	6.00	11.10	12.10
		P17	**Mobile**	45.50	5.00	6.00	9.55	10.55
	T17	**P17**	**Mobile**	45.50	5.00	6.00	9.55	10.55
		P18	**Mobile**	40.00	5.00	6.00	8.25	9.25
	T18	**P18**	**Mobile**	40.00	5.00	6.00	8.25	9.25
		P19	**Mobile**	32.50	5.00	6.00	8.25	9.25
	T19	**P19**	**Mobile**	32.50	5.00	6.00	8.25	9.25
		P20	**Mobile**	12.50	5.00	6.00	5.00	6.00

IX.6.1. Calculs des sollicitations

IV.6.1.1. Combinaisons d'actions

Les combinaisons de charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur l'infrastructure sont les suivantes :

ELU : état limite ultime

ELU1 : $1.35 \times (G + CCP + retrait + fluage) + 1.45 \times [LM71(appliqé\ dans\ les\ 02\ voies) + démarage//feinage + 0.5 \times centrifuge] + 1.5 \times surchg.trottoir + 0.9 \times T° + 1.5 \times vent$

ELU2 : $1.35 \times (G + CCP + retrait + fluage) + 1.45 \times [LM71(voie1) + démarage//feinage + 0.5 \times centrifuge] + 1.20[SW2(voie2) + démarage//feinage + 0.5 \times centrifuge] + 1.5 \times surchg.trottoir + 0.9 \times T° + 1.5 \times vent$

ELS: état limite de service

ELS1: $(G + CCP + retrait + fluage) + [LM71(appliqé\ dans\ les\ 02\ voies) + démarage//feinage + 0.5 \times centrifuge] + surchg.trottoir + T° + vent$

ELS2 : $(G + CCP + retrait + fluage) + [LM71(appliqé\ dans\ les\ 02\ voies) + démarage//feinage + 0.5 \times centrifuge] + [SW2(voie2) + démarage//feinage + 0.5 \times centrifuge]\ surchg.trottoir + T° + vent$

ELA : état limite accidentelle (sismique) :

Suivant X : $(G + CCP) + 0.3 \times LM71(appliqé\ dans\ les\ 02\ voies) + surchg.trottoir + (Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez) + 0.4T + D + P$

Suivant Y : $(G + CCP) + 0.3 \times LM71(appliqé\ dans\ les\ 02\ voies) + surchg.trottoir + (0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez) + 0.4T + D + P$

Suivant Z ; $(G + CCP) + 0.3 \times LM71(appliqé\ dans\ les\ 02\ voies) + surchg.trottoir + (0.3Ex + 0.3Ey \pm Ez) + 0.4T + D + P$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par CSIBridge des piles :

- Les sollicitations maximales à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS) sont données par le tableau suivant :

Tableau IX.6-I. Sollicitation maximale à l'ELU et à l'ELS

		ELU			ELS		
		P (KN)	My-trans (kN.m)	Mx-long (kN.m)	P (KN)	My-trans (kN.m)	Mx-long (kN.m)
Mixte	P1	40 855	43 020	13 472	29 586	30 198	9 280
	P2	52 787	49 162	30 538	38 427	34 108	21 036
	P3	53 898	55 886	30 586	39 251	38 602	21 070
	P4	60 773	64 514	37 283	44 344	44 498	25 690
	P5	64 526	68 203	47 243	47 125	46 792	32 554
	P6	54 252	57 916	36 117	39 516	39 846	24 899
	P7	47 039	39 171	23 224	34 172	26 834	16 017
	P8	40 957	27 539	14 530	29 668	18 802	10 021
	P9	52 811	36 719	29 632	38 165	24 883	22 657
	P10	65 437	57 019	30 587	47 988	38 600	23 624
Encorbellement	P11	103 660	102 118	1 342 561	75 557	68 610	914 444
	P12	114 943	115 007	794 489	84 113	77 312	532 147
	P13	125 726	129 531	0	91 955	87 004	0
	P14	126 092	126 618	0	92 071	85 212	0
	P15	116 795	114 960	0	85 231	77 310	0
	P16	108 765	101 488	0	79 271	68 310	0
	P17	98 178	83 295	0	71 435	56 190	0
	P18	93 668	75 886	0	68 116	51 231	0
	P19	90 302	65 467	0	65 665	44 254	0
	P20	73 397	33 505	0	53 241	22 762	0

- Les sollicitations maximales à l'état limite ultime accidentelle (ELA) est donnée par le tableau suivant :

Tableau IX.6-II. Sollicitations maximales à l'ELA.

		ELA (suivant X)			ELA (suivant Y)			ELA (suivant Z)		
		P (KN)	M-trans (kN.m)	M-long (kN.m)	P (KN)	M-trans (kN.m)	M-long (kN.m)	P (KN)	M-trans (kN.m)	M-long (kN.m)
Mixte	P1	23 590	28 682	21 101	23 678	34 180	26 026	24 024	42 485	29 079
	P2	32 677	72 801	57 570	32 801	107 614	92 274	32 974	130 147	80 055
	P3	33 353	69 799	55 126	33 690	118 661	83 229	33 567	121 473	63 958
	P4	38 433	82 555	80 750	38 723	125 431	150 786	38 571	154 167	77 821
	P5	41 331	103 179	68 821	41 854	117 392	168 205	41 390	244 716	78 568
	P6	33 396	86 357	50 008	33 751	120 812	122 999	33 464	169 078	48 522
	P7	28 025	31 154	4 947	28 343	43 610	5 166	28 029	50 969	4 963
	P8	23 338	8 428	3 070	23 341	10 215	3 191	23 338	12 651	3 066
	P9	29 531	13 148	22 023	30 038	13 500	47 555	29 512	33 523	24 306
	P10	43 573	48 021	36 109	44 145	48 400	133 106	43 553	146 328	38 751
Encorbelleme	P11	64 364	68 812	292 356	65 012	69 341	166 387	64 340	217 780	57 144
	P12	74 662	109 942	199 895	75 392	110 529	405 038	74 632	352 160	162 495
	P13	80 920	154 225	0	81 098	154 524	0	80 911	500 008	0
	P14	79 628	147 745	0	79 829	147 904	0	73 163	312 442	0
	P15	73 182	98 238	0	73 289	98 596	0	73 163	312 442	0
	P16	67 189	97 513	0	67 464	98 101	0	67 168	310 365	0

	P17	59 376	75 511	0	59 576	76 112	0	59 359	237 106	0
	P18	56 297	78 610	0	56 599	78 970	0	56 283	247 786	0
	P19	57 237	57 198	0	54 549	58 151	0	54 223	176 126	0
	P20	42 820	13 154	0	43 217	13 407	0	42 790	35 900	0

Avec :**P** : effort normal. ; **M-long** : moment longitudinal ; **M-trans** : moment transversal.

IX.6.2. Ferraillage des piles

On va ferrailler trois (03) piles dans notre projet, la pile P13 la plus haute pile qui se trouve dans la partie encorbellement, la pile P12 (pile fixe) et la pile P1 la plus petite pile qui se trouve dans la partie mixte.

IX.6.2.1. Pile P13 (la plus haute)

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par CSI bridge de la pile P13 :

Tableau IX 2: sollicitations maximales pile P13

Combinaisons	P(kN)	My-long(kN.m)	Mx-trans(kN.m)
ELU	125 726	0	129 531
ELS	91 955	0	87 004
ELA	81 098	0	500 008

- **Géométrie de la pile :**

Le tableau suivant résume les caractéristiques géométriques de la pile P13 :

Tableau IX 3: sollicitation géométrique pile P13

	Condition d'appui	Hauteur	Largeur longitudinale sur tète	Longueur transversale sur tète	Largeur longitudinale en pied	Longueur transversale en pied
	-	m	m	m	m	m
P13	**Mobile**	84.50	5.00	6.00	13.45	14.45

- **Calcul du moment de second ordre**

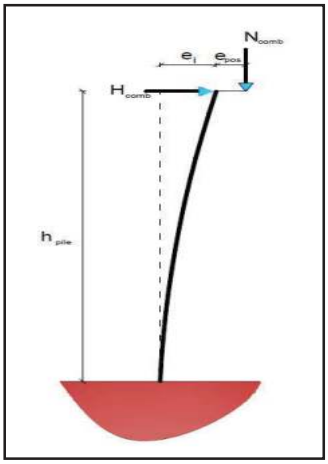


Figure IX.6-I. Schéma illustratif du moment de second ordre.

Le tableau suivant présente les caractéristiques mécaniques de la pile P13 :

Tableau IX.6-III. Les caractéristiques mécaniques de la pile P13.

$A_{sec}(m^2)$	$I_{long}(m^4)$	$I_{trans}(m^4)$	$r_{long}(m)$	$r_{trans}(m)$	$u_{sec}(m)$	$h_0(mm)$
26.90	452.15	586.23	4.10	4.67	55.8	964

-défaut d'inclinaison : $e_i = \theta_i . h_p$ AN $e_i = 0.084$ m

Avec : $\boldsymbol{\theta_i = 0.001 rad}$

-défaut de positionnement : $e_{pos} = 5cm$

-élancement : $\lambda_{long} = \frac{2.h_p}{r_{long}}$ AN $\lambda_{long} = 41.21$

$\lambda_{trans} = \frac{2.h_p}{r_{trans}}$ AN λ_{trans}=36.10

-rigidité équivalente :

$k_s = 1$

$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$ AN $k_1 = 1.225$

$k_{2-long} = min\left(n.\frac{\lambda_{long}}{170}; 0.2\right)$ AN $k_{2-lon} = 0.056$

$k_{2-trans} = min\left(n.\frac{\lambda_{trans}}{170}; 0.2\right)$ AN $k_{2-trans}$=0.049

$k_{c-l} = \frac{k_1 k_{2-long}}{1+\varphi_{ef-long}}$ AN k_{c-long} =0.069

$k_{c-tra} = \frac{k_1 k_{2-trans}}{1+\varphi_{ef-trans}}$ AN $k_{c-trans}$=0.056

Avec :$n = \frac{N_{Ed}}{A_{sec} f_{cd}}$ =0.233 et $\varphi_{ef-long}$ =0 et $\varphi_{ef-trans}$=0.063

$EI_{long} = k_{c-lon} . E_{cm} . I_{long} + k_s E_s I_S$ AN EI_{long} = 1018508 MN.m^2

$EI_{trans} = k_{c-trans} . E_{cm} . I_{trans} + k_s E_s I_S$ AN EI_{trans}=1077987 MN.m^2

-charge critique du flambement :

$N_{long} = \frac{\pi^2 EI_{long}.}{(2.h_p)}$ AN $\mathbf{N_{long}}$**= 352000 KN**$\geq \boldsymbol{N_{Ed} = 125726\ kN}$

$N_{trans} = \frac{\pi^2 EI_{trans}.}{(2.h_p)}$ AN $\mathbf{N_{trans}}$**=372000 KN**$\geq \boldsymbol{N_{Ed} = 125726 kN}$

Conclusion : pas de risque de flambement.

-calcul du moment total de second ordre :

$$M_{2-long} = M_{long}.\left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_{long}}{N_{Ed}} - 1}\right) \qquad \text{AN} \qquad \boldsymbol{M_{2-long}}\textbf{= 0 KN}$$

$$M_{2-trans} = M_{trans}.\left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_{trans}}{N_{Ed}} - 1}\right) \qquad \text{AN} \qquad \boldsymbol{M_{2-trans}}\textbf{= 137456 KN.}$$

- **Section d'acier :** $\mathbf{A_s}$**=269cm²**(sens transversal et longitudinal)

Soit **55HA25**

IX.6.2.2. Pile P12

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par CSI bridge de la pile P11 :

Tableau IX.6-IV. Les sollicitations maximales de la pile P12.

Combinaisons	P(kN)	M-long(kN.m)	M-trans(kN.m)
ELU	114 943	794 489	28 007
ELS	84 113	532 147	19 312
ELA	75 392	405 038	352 160

- **Géométrie de la pile :**

Le tableau suivant résume les caractéristiques géométriques de la pile P11 :

Tableau IX 4: caractéristiques géométriques de la pile P11

	Condition d'appui	Hauteur	Largeur longitudinale sur tète	Longueur transversale sur tète	Largeur longitudinale en pied	Longueur transversale en pied
	-	m	m	m	m	m
P13	**Fixe**	72.50	5.00	6.00	12.25	13.25

- **Calcul du moment de second ordre**

Le tableau suivant présente les caractéristiques mécaniques de la pile P13 :

Tableau IX.6-V. Caractéristiques mécaniques de la pile P13.

A_{sec} (m^2)	I_{long} (m^4)	I_{trans} (m^4)	r_{long} (m)	r_{trans} (m)	u_{sec} (m)	h_0 (m)
24.50	345.17	306.13	3.75	3.53	51.00	961

-défaut d'inclinaison : $e_i = \theta_i . h_p$ AN $e_i = 0.085$ m **Avec : $\theta_i = 0.002$rad**

-défaut de positionnement : $e_{pos} = 5cm$

-élancement : $\lambda_{long} = \frac{2.h_p}{r_{long}}$ AN $\lambda_{long} = 38.66$

$\lambda_{trans} = \frac{2.h_p}{r_{trans}}$ AN λ_{trans}=41.07

-rigidité équivalente :

$$k_s = 1$$

$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$ AN $k_1 = 1.225$

$k_{2-long} = min\left(n.\frac{\lambda_{long}}{170}; 0.2\right)$ AN $k_{2-l} = 0.053$

$k_{2-trans} = min\left(n.\frac{\lambda_{trans}}{170}; 0.2\right)$ AN $k_{2-trans}=0.057$

$k_{c-lon} = \frac{k_1 k_{2-long}}{1+\varphi_{ef-long}}$ AN $k_{c-long}=0.060$

$k_{c-tra} = \frac{k_1 k_{2-t}}{1+\varphi_{ef-trans}}$ AN $k_{c-trans}=0.066$

Avec :$n = \frac{N_{Ed}}{A_{sec} f_{cd}} = 0.234$ et $\varphi_{ef-long} = 0.03$ et $\varphi_{ef-trans} = 0.061$

$EI_{long} = k_{c-long}.E_{cm}.I_{long} + k_s E_s I_S$ AN $EI_{long} = 608048$ MN.m^2

$EI_{trans} = k_{c-tra}.E_{cm}.I_{trans} + k_s E_s I_S$ AN $EI_{trans}=663449$ MN.m^2

-charge critique du flambement :

$N_{long} = \frac{\pi^2 EI_{long}.}{(2.h_p)}$ AN $\mathbf{N_{long} = 319000\ KN \geq N_{Ed} = 114943 KN}$

$N_{trans} = \frac{\pi^2 EI_{long}.}{(2.h_p)}$ AN $\mathbf{N_{trans} = 311000\ KN \geq N_{Ed} = 114943 KN}$

Conclusion : pas de risqué de flambement.

-calcul moment total de second ordre :

$M_{2-lon} = M_{long}.\left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_{long}}{N_{Ed}} - 1}\right)$ AN $\boldsymbol{M_{2-long}}$**= 1242015 KN**

$M_{2-trans} = M_{trans}.\left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_{trans}}{N_{Ed}} - 1}\right)$ AN $\boldsymbol{M_{2-trans}}$**= 138006 KN**

- **Section d'acier :**

A_s=439.5cm^{2}pour le sens longitudinal (voir annexe) soit**90HA25 ;**

A_s=245cm^{2}pour le sens transversal (voir annexe) soit**50HA25.**

IX.6.2.3. Pile P1 (la plus petite)

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par CSI bridge de la pile P1 :

Tableau IX.6-VI. Sollicitations maximales de la pile P1.

Combinaisons	P(kN)	M-long(kN.m)	M-trans(kN.m)
ELU	40 855	13 472	34 755
ELS	29 586	9 280	24 688
ELA	24 024	29 079	42 485

- **Géométrie de la pile :**

Le tableau suivant résume les caractéristiques géométriques de la pile P1 :

Tableau IX.6-VII. Caractéristiques géométriques de la pile P1.

	Condition d'appui	Hauteur	Largeur longitudinale sur tète	Longueur transversale sur tète	Largeur longitudinale en pied	Longueur transversale en pied
	-	m	m	m	m	m
P13	**Mobile**	14.50	4.00	7.00	4.00	7.00

- **Section d'acier :**

A_s=100cm² pour les deux sens transversal et longitudinal (voir annexe) soit 21**HA25**

IX.6.3. Estimation de nombre des pieux

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de formule suivante :

$$N = \frac{Effort\ normale\ maximal}{capacité\ portance\ d'un\ pieux}$$

IV.6.3.1. Pile P13 (la plus haute)

Le nombre de pieux estime pour cette pile est :

$N = \frac{125762}{4000} = 31.44$Donc on prend **N=36 pieux**

-Nombre de files selon X $N_{file\text{-}pieux_X}$=6 pieux

-Nombre de files selon Y $N_{file\text{-}pieux_Y}$=6 pieux.

On prend un diamètre égal à Φ_{pieux}=1.20 m, et entraxe (E_X=E_Y) =3Φ_{pieux}=3.6m.

IV.6.3.2. Pile P12

Le nombre de pieux estime pour cette pile est :

$N = \frac{103606}{4000} = 25.90$Donc on prend **N=30 pieux**

-Nombre de files selon X $N_{file\text{-}pieux_X}$=5 pieux

-Nombre de files selon Y $N_{file\text{-}pieux_Y}$=6 pieux.

On prend un diamètre égal à Φ_{pieux}=1.50 m, et entraxe (E_X=E_Y) =3Φ_{pieux}=4.5m.

IV.6.3.3. Pile P1 (la plus petite)

Le nombre de pieux estime pour cette pile est :

$N = \frac{40855}{4000} = 10.21$Donc on prend **N=12 pieux**

-Nombre de files selon X $N_{file\text{-}pieux_X}$=3 pieux

-Nombre de files selon Y $N_{file\text{-}pieux_Y}$=4 pieux.

On prend un diamètre égal à Φ_{pieux}=1.20 m, et entraxe (E_X=E_Y) =3Φ_{pieux}=3.6m.

IX.6.4. Vérification des portances des pieux

La portance des pieux est donnée par :

- Pour Φ_{pieux}=1.2m

-Portance admissible de pieux à l'ELS $P_{adm\text{-}pieux\text{-}ELS}$=4000 KN.

- Portance admissible de pieux à l'ELU $P_{adm\text{-}pieux\text{-}ELU}$=6000 KN.

- Portance admissible de pieux à l'ELA $P_{adm\text{-}pieux\text{-}ELA}$=8000 KN.

- Pour Φ_{pieux}=1.5m

-Portance admissible de pieux à l'ELS $P_{adm\text{-}pieux\text{-}ELS}$=6000 KN.

- Portance admissible de pieux à l'ELU $P_{adm\text{-}pieux\text{-}ELU}$=9000 KN.

- Portance admissible de pieux à l'ELA $P_{adm\text{-}pieux\text{-}ELA}$=12000 KN.

L'effort revenant a chaque pieux est donné par la formule suivante :

$$R_{min,max} = \frac{R + P_{sem}}{N_{pieux}} \pm \frac{M_{long}\left[\left(N_{file-pieux_Y} - 1\right).E_y/2\right]}{N_{pieux}\left[\left(N_{file-pieux_Y} - 1\right).E_y/2\right]^2} \pm \frac{M_{trans}\left[\left(N_{file-pieux_X} - 1\right).E_x/2\right]}{N_{pieux}\left[\left(N_{file-pieux_X} - 1\right).E_x/2\right]^2}$$

IX.6.4.1. Pile P13 (la plus haute)

- **Prédimensionnement de la semelle :**

-Largeur : est déterminé par la formule suivante :

$B = (N-1) \times E + 2 \times \Phi$ AN $B = (6-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$**B=22.4m**

-Longueur : est déterminé par la formule suivante :

$L = (N-1) \times E + 2 \times \Phi$ AN$B = (6-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$**B=22.4m**

-Epaisseur : pour assurer la rigidité de la semelle d'après le fascicule 62, il faut vérifier la relation suivante : $e > \frac{E}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44m$ donc on prend e**=2m.**

Donc le poids de la semelle :

$P_{sem} = B \times L \times h \times \gamma_b$ AN: P_{sem}=22.4×22.4×2×25 $\boldsymbol{P_{sem}}$**=25088 KN**

Donc on a trouvé les résultats suivants :

Tableau IX.6-VIII. vérification des portances des pieux (P13).

Combinaisons	ELS	ELU	ELA
R_{min}	3191	4100	331
R_{max}	3313	4273	5567
$P_{adm\text{-}pieux}$	4000	6000	8000
Vérifier	**oui**	**oui**	**oui**

IX.6.4.2. Pile P12

- **Prédimensionnement de la semelle :**

-Largeur : est déterminé par la formule suivante :

$B = (N-1) \times E + 2 \times \Phi$ AN : $B = (5-1) \times 4.5 + 2 \times 1.5$**B=21m**

-Longueur : est déterminé par la formule suivante :

$L = (N-1) \times E + 2 \times \Phi$ AN L$= (6-1) \times 4.5 + 2 \times 1.5$**B=25.5m**

-Epaisseur : pour assurer la rigidité de la semelle d'après le fascicule 62, il faut vérifier la relation suivante :

$e > \frac{E}{2.5} = \frac{4.5}{2.5} = 1.8m$Donc on prend e**=3m.**

Donc le poids de la semelle :

$P_{sem} = B \times L \times h \times \gamma_b$ AN: P_{sem}=21×25.5×3×25 $\boldsymbol{P_{sem}}$**=40163 KN**

Donc on a trouvé les résultats suivants :

Tableau IX.6-IX. Vérification des portances des pieux (P12).

combinaisons	ELS	ELU	ELA
R_{min}	2496	2715	1349
R_{max}	5790	7625	6355
$P_{adm\text{-}pieux}$	6000	9000	12000
Vérifier	**oui**	**oui**	**oui**

IX.6.4.3. Pile P1 (la plus petite)

- **Prédimensionnement de la semelle :**

-Largeur : est déterminé par la formule suivante :

$B = (N-1) \times E + 2 \times \Phi$ AN : $B = (3-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$**B=9.6m**

-Longueur : est déterminé par la formule suivante :

$L = (N-1) \times E + 2 \times \Phi$ AN : $B = (4-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$**B=13.2m**

-Epaisseur : pour assurer la rigidité de la semelle d'après le fascicule 62, il faut vérifier la relation suivante :

$e > \frac{E}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44m$Donc on prend e=**2m.**

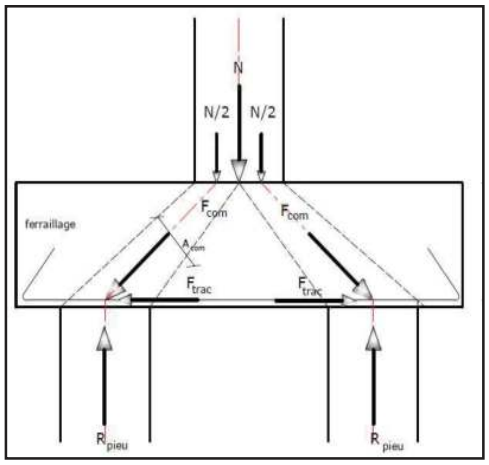


Figure IX.6-II. Schéma de la méthode des bielle et tirants.

Donc le poids de la semelle :

$P_{sem} = B \times L \times h \times \gamma_b$ AN: P_{sem}=9.6×13.2×2×25 $\boldsymbol{P_{sem}}$**=6336 KN**

Donc on a trouvé les résultats suivants :

Tableau IX.6-X. Vérification des portances des pieux.

Combinaisons	ELS	ELU	ELA
R_{min}	2 506	3 240	1 537
R_{max}	3 482	4 624	3 523
$P_{adm\text{-}pieux}$	4 000	6 000	8 000
Vérifier	**oui**	**oui**	**oui**

IX.6.5. Dimensionnement de la semelle

IX.6.4.1. Semelle (P13)

- **Géométrie de la semelle**

-la largeur : B=22.4 m ;

-la longueur L=22.4 m ;

-l'épaisseur e=4 m.

La méthode utilisée pour le ferraillage de la semelle est la méthode des bielles et tirants.

Pour cela on propose :

-diamètre de ferraillage $\phi_{fer} = 32mm$;

-Nombre de nappe N_{nappe}=2 ;

-$d_{sem} = e - C_a N_{nappe} \frac{\phi_{fer}}{2}$;

Avec : C_a= 5 cm ; AN : d_{sem}=3.99 m.

- **Angle de diffusion**

Les angles de diffusion ($\alpha_{comp-pla}$ et α_{sem}) sont calculés comme suit :

-$B_{l_diff} = \frac{(N_{fille-pieux-X}-1)\times E_X}{2} - \frac{B_{pille}}{4}$ AN B_{l_diff}= 5.39 m;

-$L_{l_diff} = \frac{(N_{fille-pieux-Y}-1)\times E_Y}{2} - \frac{L_{pille}}{4}$ AN L_{l_diff}= 5.63 m;

-$L_{diff} = \sqrt{B_{l-dif}{}^2 + L_{l-dif}{}^2}$ AN L_{diff}= 7.79 m;

-$\alpha_{comp-pla} = \tan^{-1}(\frac{L_{l_diff}}{B_{l_diff}})$ AN $\alpha_{comp-plan}$= 46.30°;

-$\alpha_{sem} = \tan^{-1}(\frac{d_{sem}}{L_{_diff}})$ AN α_{sem}= 27.12°.

- **Force de compression**

On va calculer la force de compression dans les trios états limites (ELU, ELS et ELA) :

-$F_{comp-ELU} = \frac{R_{maxELU}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN $F_{comp-ELU}$= 9373 KN;

-$F_{comp-ELS} = \frac{R_{maxELS}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN $F_{comp-ELS}$= 7267 KN;

-$F_{comp-ELA} = \frac{R_{maxELA}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN $F_{comp-ELA}$= 12212 KN.

- **Force de traction**

On va calculer la force de traction dans les trios états limites (ELU, ELS et ELA) :

-$F_{trac-ELU} = F_{comp-ELU}.\cos(\alpha_{sem})$ AN $F_{trac-ELU}$= 8342KN;

-$F_{trac-ELS} = F_{comp-ELS}.\cos(\alpha_{sem})$ AN $F_{trac-ELS}$= 6468 KN;

-$F_{trac-ELA} = F_{comp-ELA}.\cos(\alpha_{sem})$ AN $F_{trac-ELA}$= 10869 KN.

- **Contrainte de compression**

On va vérifier la contrainte de compression à l'état limite :

-$\sigma_{comp-ELU} = \frac{F_{comp_ELU}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELU} = 14.20$ MPA

$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELU} < f_{cd-ELU}}$**=20 MPA**

-$\sigma_{comp-ELS} = \frac{F_{comp_ELU}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELS} = 11.01$ MPA

$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELS} < f_{cd-ELS}}$**=18 MPA**

-$\sigma_{comp-ELA} = \frac{F_{comp_ELA}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELA} = 18.50$MPA

$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELA} < f_{cd-ELU}}$**=25 MPA**

Avec :$S_{com} = \Phi_{pieux}{}^2 \times \sin(\alpha_{sem})$ AN : $S_{com} = 0.66m^2$.

Conclusion : la contrainte de compression à l'ELU ; l'ELS et l'ELA est**vérifié.**

- **Section d'acier**

$-A_{s-sem-ELU-} = \frac{F_{trac-ELU} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELU}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELU-X}}$= **132.80 cm²**

Soit **17HA32**

$-A_{s-sem-ELU-} = \frac{F_{trac-ELU} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-EL}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELU-Y}}$= **138.96 cm²**

Soit **18HA32**

$-A_{s-sem-ELS-} = \frac{F_{trac-ELS} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-E}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELS-X}}$= **111.72 cm²**

Soit **14HA32**

$-A_{s-sem-ELS-Y} = \frac{F_{trac-ELS} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELS}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELS-Y}}$= **116.90 cm²**

Soit **15HA32**

$-A_{s-sem-ELA-X} = \frac{F_{trac-ELA} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-E}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELA-X}}$=**168.74 cm²**

Soit **21HA32**

$-A_{s-sem-ELA-} = \frac{F_{trac-ELA} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELA}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELA-Y}}$= **176.57 cm²**

Soit **22HA32**

$A_{min} = \frac{0.23.f_{ctm}}{f_{yk}}.h_{sem}$ AN: $\mathbf{A_{min} = 66.47 \frac{cm^2}{m}}$

IX.6.4.2. Semelle (P12)

- **Géométrie de la semelle**

-la largeur : B=21 m ;

-la longueur L=25.5 m ;

-l'épaisseur e=5.00 m.

La méthode utilisée pour le ferraillage de la semelle est la méthode des bielles et tirants.

Pour cela on propose :

-diamètre de ferraillage $\phi_{fer} = 32mm$;

-Nombre de nappe N_{nappe}=2 ;

$-d_{sem} = e - C_a N_{nappe} \frac{\phi_{fer}}{2}$;

Avec : C_a= 5 cm ;

AN : d_{sem}=4.99 m.

- **Angle de diffusion**

Les angles de diffusion ($\alpha_{comp-plan}$et α_{sem}) sont calculés comme suit :

$-B_{l_diff} = \frac{(N_{fille-pieux-X}-1)\times E_x}{2} - \frac{B_{pille}}{4}$ AN: B_{l_diff}= 5.68 m;

$-L_{l_diff} = \frac{(N_{fille-pieux-Y}-1)\times E_Y}{2} - \frac{L_{pille}}{4}$ AN: L_{l_diff}= 8.18 m;

$-L_{diff} = \sqrt{B_{l-diff}^{\ 2} + L_{l-diff}^{\ 2}}$ AN: L_{diff}= 9.96 m;

$-\alpha_{comp-plan} = \tan^{-1}(\frac{L_{l_diff}}{B_{l_diff}})$ AN: $\alpha_{comp-plan}$= 55.22°;

$-\alpha_{sem} = \tan^{-1}(\frac{d_{sem}}{L_{_diff}})$ AN: α_{sem}= 26.61°.

- **Force de compression**

On va calculer la force de compression dans les trios états limites (ELU, ELS et ELA) :

$-F_{comp-ELU} = \frac{R_{maxELU}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN: $F_{comp-ELU}$= 17023 KN;

$-F_{comp-ELS} = \frac{R_{maxELS}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN: $F_{comp-ELS}$= 12926 KN;

$-F_{comp-ELA} = \frac{R_{maxELA}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN: $F_{comp-ELA}$= 14188 KN.

- **Force de traction**

On va calculer la force de traction dans les trios états limites (ELU, ELS et ELA) :

$-F_{trac-ELU} = F_{comp-ELU}.\cos(\alpha_{sem})$ AN: $F_{trac-ELU}$= 15220 KN;

$-F_{trac-ELS} = F_{comp-ELS}.\cos(\alpha_{sem})$ AN: $F_{trac-ELS}$= 11556 KN;

$-F_{trac-ELA} = F_{comp-ELA}.\cos(\alpha_{sem})$ AN: $F_{trac-ELA}$= 12685KN.

- **Contrainte de compression**

On va vérifier la contrainte de compression à l'état limite :

$-\sigma_{comp-ELU} = \frac{F_{comp_ELU}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELU} = 16.85$ MPA

$$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELU} < f_{cd-ELU}=20\ MPA}$$

$-\sigma_{comp-ELS} = \frac{F_{comp_ELS}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELS} = 12.83$ MPA

$$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELS} < f_{cd-ELS}=18\ MPA}$$

$-\sigma_{comp-ELA} = \frac{F_{comp_ELA}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELA} = 14.04MPA$

$$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELA} < f_{cd-ELU}=25\ MPA}$$

Avec :$S_{com} = \Phi_{pieux}{}^2 \times \sin(\alpha_{sem})$ AN : $S_{com} = 1.01m^2$.

Conclusion : la contrainte de compression à l'ELU ; l'ELS et l'ELA est**vérifié.**

- **Section d'acier**

$-A_{s-sem-ELU-} = \frac{F_{trac-ELU} \times \cos(\alpha_{comp-pla})}{f_{yd-ELU}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELU-X}= 200\ cm^2}$

Soit **25HA32**

$-A_{s-sem-ELU-} = \frac{F_{trac-ELU} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELU}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELU-Y}= 288.04\ cm^2}$

Soit **36HA32**

$-A_{s-sem-ELS-} = \frac{F_{trac-ELS} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELS}}$ AN :$\mathbf{A_{s-sem-ELS-X}= 164.80\ cm^2}$

Soit **21HA32**

$-A_{s-sem-ELS-Y} = \frac{F_{trac-ELS} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELS}}$ AN : $\mathbf{A_{s-sem-ELS-Y}= 237.29\ cm^2}$

Soit **30HA32**

$-A_{s-sem-ELA-} = \frac{F_{trac-ELA} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELA}}$ AN : $\mathbf{A_{s-sem-ELA-X}=144.72\ cm^2}$

Soit **18HA32**

$-A_{s-sem-ELA-Y} = \frac{F_{trac-ELA} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-EL}}$ AN : $\mathbf{A_{s-sem-ELA-Y}= 208.37\ cm^2}$

Soit **26HA32**

$A_{min} = \frac{0.23.f_{ctm}}{f_{yk}}.h_{sem}$AN :$\mathbf{A_{min} = 66.47\frac{cm^2}{m}}$

IX.6.4.3. Semelle (P1)

- **Géométrie de la semelle**

-la largeur : B=9.60 m ;

-la longueur L=13.20 m ;-l'épaisseur e=2.00 m.

La méthode utilisée pour le ferraillage de la semelle est la méthode des bielles et tirants.

Pour cela on propose :

-diamètre de ferraillage $\phi_{fer} = 32mm$;

-Nombre de nappe N_{nappe}=2 ;

-$d_{sem} = e - C_a N_{nappe} \frac{\phi_{fer}}{2}$;

Avec : C_a= 5 cm ;

AN : d_{sem}=1.99 m.

- **Angle de diffusion**

Les angles de diffusion ($\alpha_{comp-plan}$et α_{sem}) sont calculés comme suit :

-$B_{l_diff} = \frac{(N_{fille-pieux} - 1) \times E_x}{2} - \frac{B_{pille}}{4}$ AN: B_{l_diff}= 1.85 m;

-$L_{l_diff} = \frac{(N_{fille-pieux-Y} - 1) \times E_Y}{2} - \frac{L_{pille}}{4}$ AN: L_{l_diff}= 4.40 m;

-$L_{diff} = \sqrt{B_{l-dif}{}^2 + L_{l-dif}{}^2}$ AN: L_{diff}= 4.77 m;

-$\alpha_{comp-plan} = \tan^{-1}(\frac{L_{l_diff}}{B_{l_diff}})$ AN: $\alpha_{comp-plan}$= 67.20°;

-$\alpha_{sem} = \tan^{-1}(\frac{d_{sem}}{L_{_diff}})$ AN: α_{sem}= 22.75°.

- **Force de compression**

On va calculer la force de compression dans les trios états limites (ELU, ELS et ELA) :

-$F_{comp-ELU} = \frac{R_{maxELU}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN: $F_{comp-ELU}$= 11962 KN;

-$F_{comp-ELS} = \frac{R_{maxELS}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN: $F_{comp-ELS}$= 9008 KN;

-$F_{comp-ELA} = \frac{R_{maxELA}}{\sin(\alpha_{sem})}$ AN: $F_{comp-ELA}$= 9114 KN.

- **Force de traction**

On va calculer la force de traction dans les trios états limites (ELU, ELS et ELA) :

-$F_{trac-ELU} = F_{comp-ELU} . \cos(\alpha_{sem})$ AN: $F_{trac-ELU}$= 10998 KN;

-$F_{trac-ELS} = F_{comp-ELS} . \cos(\alpha_{sem})$ AN: $F_{trac-ELS}$= 8308 KN;

-$F_{trac-ELA} = F_{comp-ELA} . \cos(\alpha_{sem})$ AN: $F_{trac-ELA}$= 8406 KN.

- **Contrainte de compression**

On va vérifier la contrainte de compression à l'état limite :

-$\sigma_{comp-ELU} = \frac{F_{comp_ELU}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELU} = 16.61$ MPA

$$\sigma_{comp-ELU} < f_{cd-ELU}=20 \text{ MPA}$$

$-\sigma_{comp-ELS} = \frac{F_{comp_ELU}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELS} = 12.51$ MPA

$$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELS} < f_{cd-ELS}=18\ MPA}$$

$-\sigma_{comp-ELA} = \frac{F_{comp_ELA}}{S_{com}}$ AN: $\sigma_{comp-ELA} = 12.66$MPA

$$\boldsymbol{\sigma_{comp-ELA} < f_{cd-ELU}=25\ MPA}$$

Avec :$S_{com} = \Phi_{pieux}{}^2 \times \sin(\alpha_{sem})$ AN : $S_{com} = 0.72\ m^2$.

Conclusion : la contrainte de compression à l'ELU ; l'ELS et l'ELA est**vérifié.**

- **Section d'acier**

$-A_{s-sem-ELU-} = \frac{F_{trac-ELU} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELU}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELU-X}= 98.06\ cm^2}$

Soit **13HA32**

$-A_{s-sem-ELU-} = \frac{F_{trac-ELU} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELU}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELU-Y}= 233.17\ cm^2}$

Soit **29HA32**

$-A_{s-sem-ELS-} = \frac{F_{trac-EL} \times \cos(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELS}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELS-X}= 80.52\ cm^2}$

Soit **11HA32**

$-A_{s-sem-ELS-} = \frac{F_{trac-ELS} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-ELS}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELS-Y}= 191.46\ cm^2}$

Soit **24HA32**

$-A_{s-sem-ELA-} = \frac{F_{trac-ELA} \times \cos(\alpha_{comp-pla})}{f_{yd-ELA}}$ AN: $\mathbf{A_{s-sem-ELA-X}=65.17\ cm^2}$

Soit **9HA32**

$-A_{s-sem-ELA-} = \frac{F_{trac-ELA} \times \sin(\alpha_{comp-plan})}{f_{yd-E}}$ AN $\mathbf{A_{s-sem-ELA-Y}= 154.97\ cm^2}$

Soit **20HA32**

$A_{min} = \frac{0.23.f_{ctm}}{f_{yk}}.h_{sem}$AN $\mathbf{A_{min} = 33.24\ \frac{cm^2}{m}}$

IX.7. VERIFICATION DE LA CULEE

Pour cette partie on va vérifier la portance des pieux et la résistance de la semelle sous l'effet de chargement de la culée C2 (partie encorbellement) :

- **Mur de front**
  - Hauteur : 2.70 m
  - Épaisseur :2.40 m
  - Longueur : 12.80 m
- **Mur de garde grève**
  - Hauteur : 4.24 m
  - Épaisseur :0.50 m
  - Longueur : 11.60 m
- **Mur cache**
  - Hauteur : 3.80 m
  - Épaisseur :0.30 m
  - Longueur : 1.90 m
- **Murs en retours**
  - Hauteur : 7.00 m
  - Épaisseur :1.00 m
  - Longueur supérieure : 7.90 m
  - Longueur inferieur : 5.20
  - Angle d'inclinaison de mur : tg (2/3) = 30°

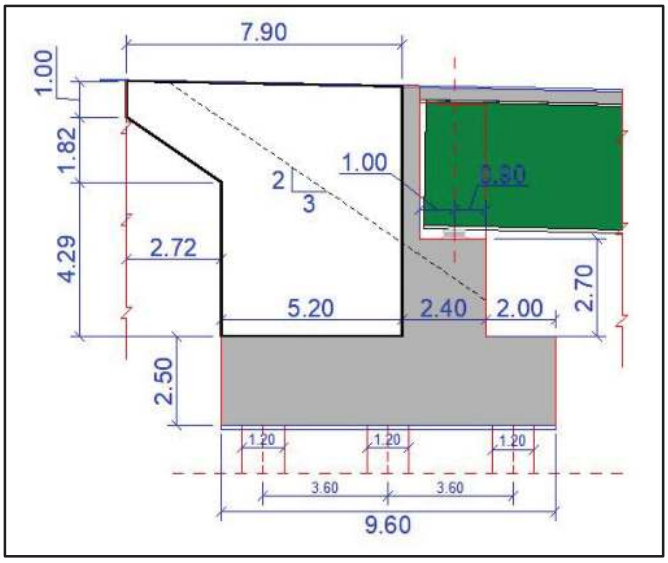


Figure IX.7-I. Coupe transversale de la culée.

- **Combinaisons des moments (résistant et renversant)**

Etat limite ultime (voir annexe E)

$-M_{R_ELU} = \alpha_{P_ELU}.M_{stat_ter} + M_{H_ELU} + \alpha_{q_ELU}.M_{R_\exp\ _lin} M_{R_ELU} = 27727\ kN.m$;

$-M_{S_ELU} = \alpha_{P_{ELU}}.(M_{s_{pp}} - M_{V_{pp}}) + M_{V_ELU} + \alpha_{q_ELU}.M_{S_Q\exp\ _lin} M_{S_ELU} = 3778\ kN.m$;

$-V_{S_ELU} = \alpha_{P_{ELU}}.(V_{s_{pp}} - R_{PP_culée}) + R_{ELU_culéé} + \alpha_{q_ELU}.p_{S_Q\mathrm{e}\quad\ _lin} V_{S_ELU} = 50869\ kN.$

Etat limite de service (voir annexe E)

$-M_{R_ELS} = \alpha_{P_ELS}.M_{stat_ter} + M_{H_ELS} + \alpha_{q_ELS}.M_{R_\exp\ _lin} M_{R_ELS} = 20178\ kN.m$;

$-M_{S_ELS} = \alpha_{P_{ELS}}.(M_{s_{pp}} - M_{V_{pp}}) + M_{V_ELS} + \alpha_{q_ELS}.M_{S_Q\exp\ _lin} M_{S_ELU} = 3116\ kN.m$;

$V_{S_ELS} = \alpha_{P_{ELS}}.(V_{s_{pp}} - R_{PP_culée}) + R_{ELS_culéé} + \alpha_{q_ELS}.p_{S_Q\exp\ _lin} V_{S_ELS} = 37088\ kN$.

Etat limite accidentel (voir annexe E)

$-M_{R_ELA} = \alpha_{P_ELA}.M_{dyn_ter} + \alpha_{P_ELA}.M_{E_ter} + \alpha_{p_ELA}.M_{i_culée} + M_{H_ELA} M_{R_ELA} = 32417\ kN.m$;

$-M_{S_ELA} = \alpha_{P_ELA}.M_{S_culée} + \alpha_{P_ELA}.M_{S_ter} + \alpha_{p_ELA}.M_{ter_patin} + M_{V_ELA} M_{S_ELA} = 7725\ kN.m$;

$-V_{S_ELA} = \alpha_{P_ELA}.P_{S_culée} + \alpha_{P_ELA}.w_{ter} + \alpha_{p_ELA}.M_{ter_patin} + R_{ELA_culée} V_{S_ELA} = 26263\ kN$

Avec :$\alpha_{P_{ELS}} = \alpha_{q_ELS} = \alpha_{P_ELA} = 1$; $\alpha_{P_ELU} = 1.35$ et $\alpha_{q_ELU} = 1.45$ (coefficients partiels de combinaison) .

- **Vérification des portances des pieux**

On doit vérifier la portance en (03) états limites : ultime (ELU) ; de service (ELS) et accidentelle (ELA) par la formule suivante :

$$R_{p-état\ limite} = \frac{V_{S-état\ limite}}{N_{pieux}} \pm \frac{|M_{R-état\ limite} - M_{S-état\ limite}|.E_X}{N_{pieux} \times {E_X}^2}$$

Avec :$N_{pieux} = 12$ et $E_X = 3.6m$

-la vérification à l'état limite ultime ELU, de service ELS et accidentel ELA sont données par le tableau suivant :

Tableau IX.7-I. Vérification à l'ELU, ELS et ELA des pieux du culées.

Combinaisons	ELU	ELS	ELA
R_{P_min}	3 684	2 696	1 617
R_{P_max}	4 793	3 486	2 760
$P_{adm\text{-}pieux}$	6 000	4 000	8 000
Vérifier	**oui**	**oui**	**oui**

Conclusion : la portance des pieux à ELU, ELS et ELA est **vérifiée**.

IX.8. APPAREIL D'APPUI

Dans le cadre de notre projet fin d'étude, on a opté pour des appareils d'appuis de type <<appareil d'appuis à pot>>, vu que l'ouvrage en question se trouve dans une zone à faible sismicité.

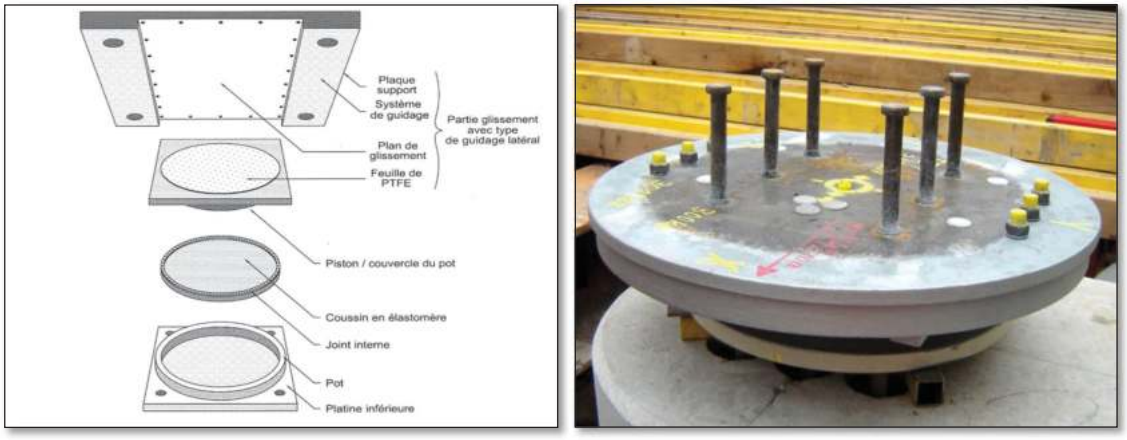


Figure IX.8-I. Appareil d'appui a pot

Pour notre viaduc on a utilisé trois (03) configurations d'appareils d'appuis à pot :

- Guidée longitudinalement ;
- Guidée transversalement ;
- Fixe
- Libre dans le sens longitudinal et verticale

Les caractéristiques des appareils d'appuis à pot sont :

- Permettent de reprendre des charges verticales très importantes ;
- Assurent une répartition presque uniforme des charges sur la structure ;
- Engendrent des forces de rappel élastiques beaucoup moins importante pour d'autre types d'appareils d'appuis.

IX.9. INTERACTION VOIE OUVRAGE

L'interaction entre la voie et l'ouvrage est les conséquences que le comportement de l'un sur le comportement de l'autre, de manifeste à cause des liaisons qui existe entre les deux.

L'interaction voie-ouvrage doit être prise en compte pour la vérification du comportement de l'ouvrage afin d'éviter soit une rupture de rail, ou une détérioration de la liaison entre la voie et l'ouvrage tel que cette liaison ne puisse plus assurer la stabilité de la voie.

D'une manière générale, les exigences de la réglementation internationale à cet effet doivent être respectées suivant l'UIC 77463 et l'EN 1991-2.

- Le déplacement du tablier au sens longitudinal dû à la charge de freinage et de démarrage doit être inferieur ou égale à **5 mm.**

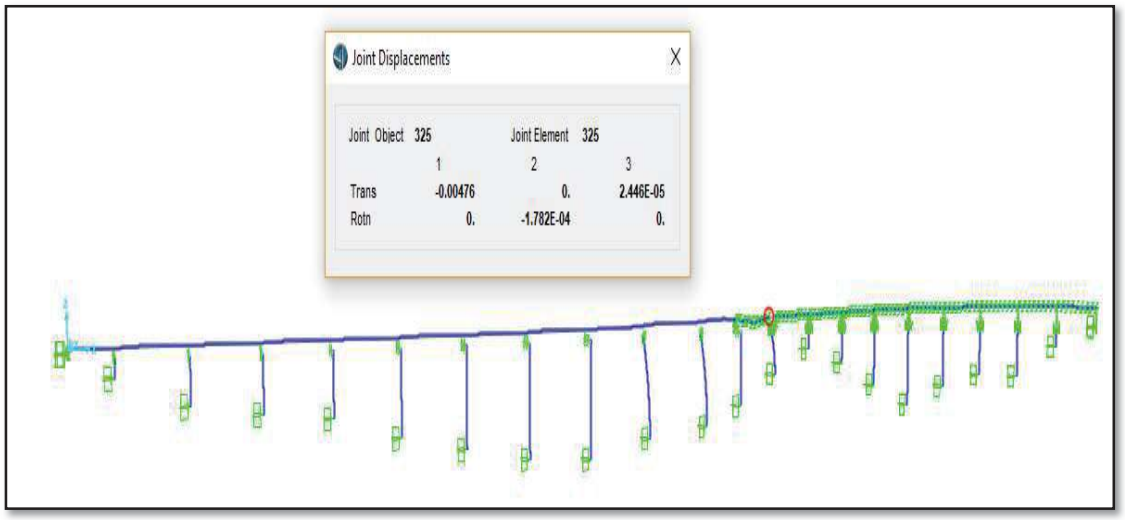


Figure IX.9-I. Déplacement de la structure sous freinage-démarrage.

Pour notre ouvrage on a $\mathbf{d_{fre_dém}} = \mathbf{4.76mm} < 5mm$

- Le déplacement du tablier au sens longitudinal dû au séisme de service (30% de séisme moyen) doit être inferieur ou égale à **20mm.**

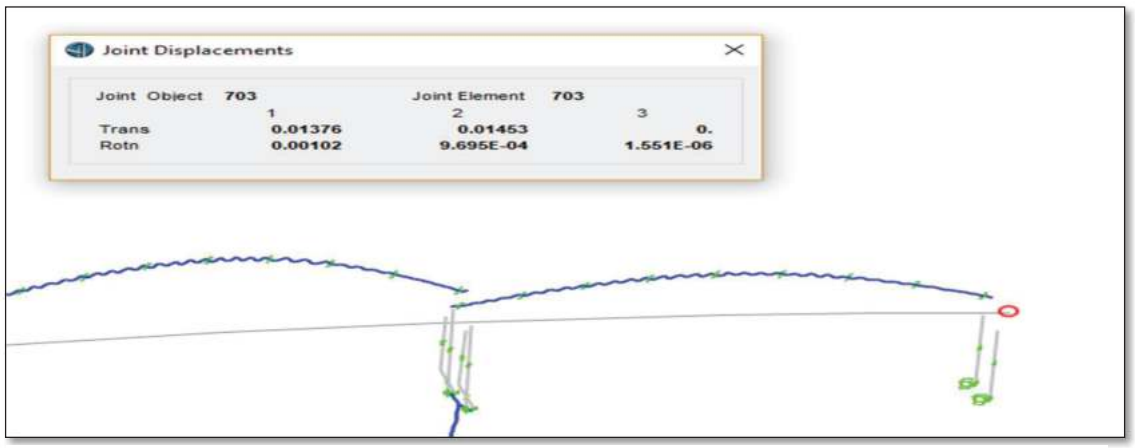


Figure IX.9-II. Déplacement de la structure sous l'effet de séisme de service.

Pour notre ouvrage $\mathbf{d_{siésme-service} = 13.76mm < 20mm}$

Conclusion : pas d'interaction rail-structure**.**

IX.10. MODES DE VIBRATIONS

Les figures suivantes présentent le déplacement de la structure dans déférents modes :

- Mode1 (T=1.240s et f=0.806)

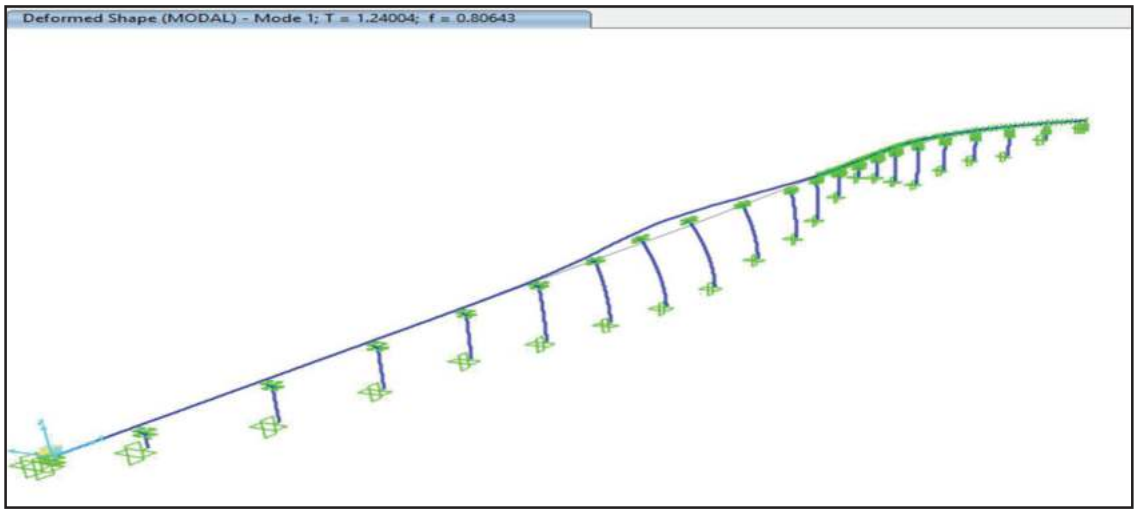


Figure IX.10-I. Déplacement de la structure sous le mode1.

- Mode2 (T=1.12s et f=0.90)

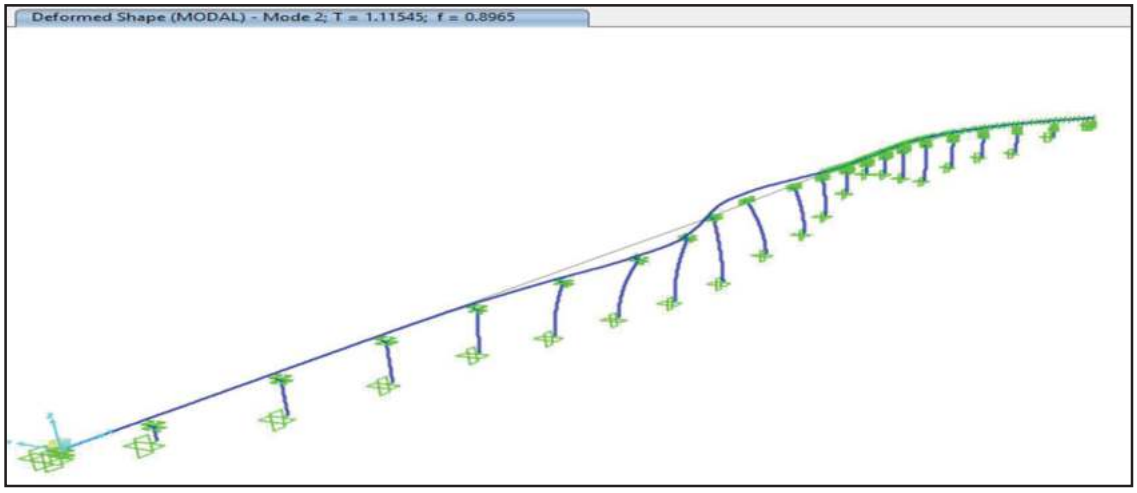


Figure IX.10-II. Déplacement de la structure sous le mode2.

- Mode3 (T=0.99s et f=1.0145)

Les figures suivantes présentent le déplacement de la structure dans déférents modes :

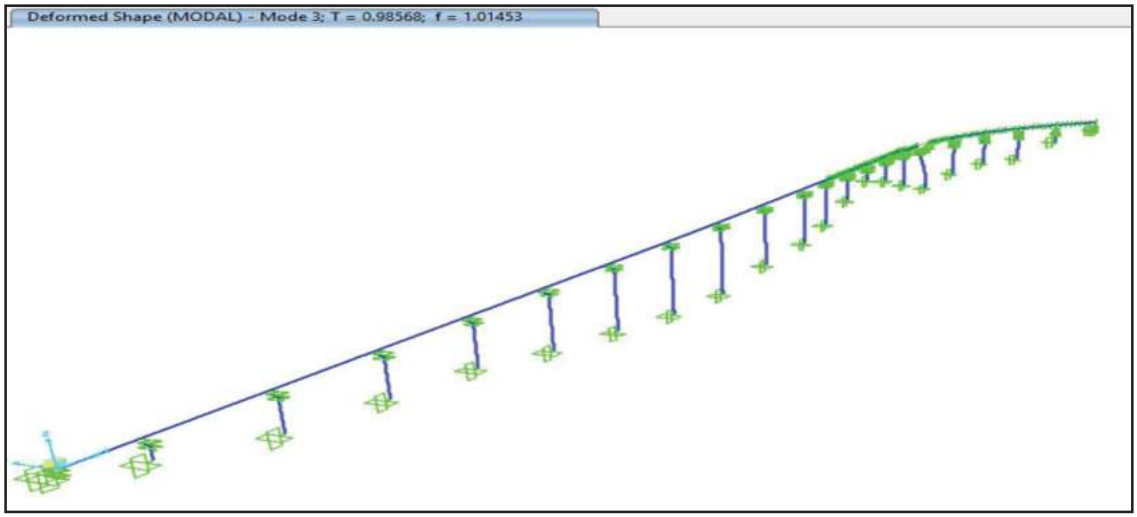


Figure IX.10-III. Déplacement de la structure sous le mode3.

X.1. INTRODUCTION

Le choix des procédés de construction joue un rôle très important qui peut fournir un conseil technique à l'encadrement de chantier en vue d'optimiser :

- ✓ Déroulement des études technique ;
- ✓ Le cout de la construction ;
- ✓ La sécurité des travailleurs et de l'environnement du chantier ;
- ✓ La satisfaction du client.

X.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UN TABLIER MIXTE

X.2.1. Lançage des Ossatures métalliques

Les poutres métalliques sont poussées dans leur alignement puis, au terme de ce parcours, ils sont pris en charge sur des vérins pour être descendu sur ses appuis.

Le lançage proprement dit est une opération qui consiste à faire rouler les poutres sur des appuis à galets ou à le faire glisser sur des patins acier inoxydable-Téflon. Ils sont tirés par effet de rappel à l'aide d'une installation comprenant un treuil de traction, un treuil de retenue et les mouflages nécessaires. L'avant du tablier est souvent prolongé par une structure légère appelée « avant-bec » et destinée à réduire les effets du poids en porte-à-faux

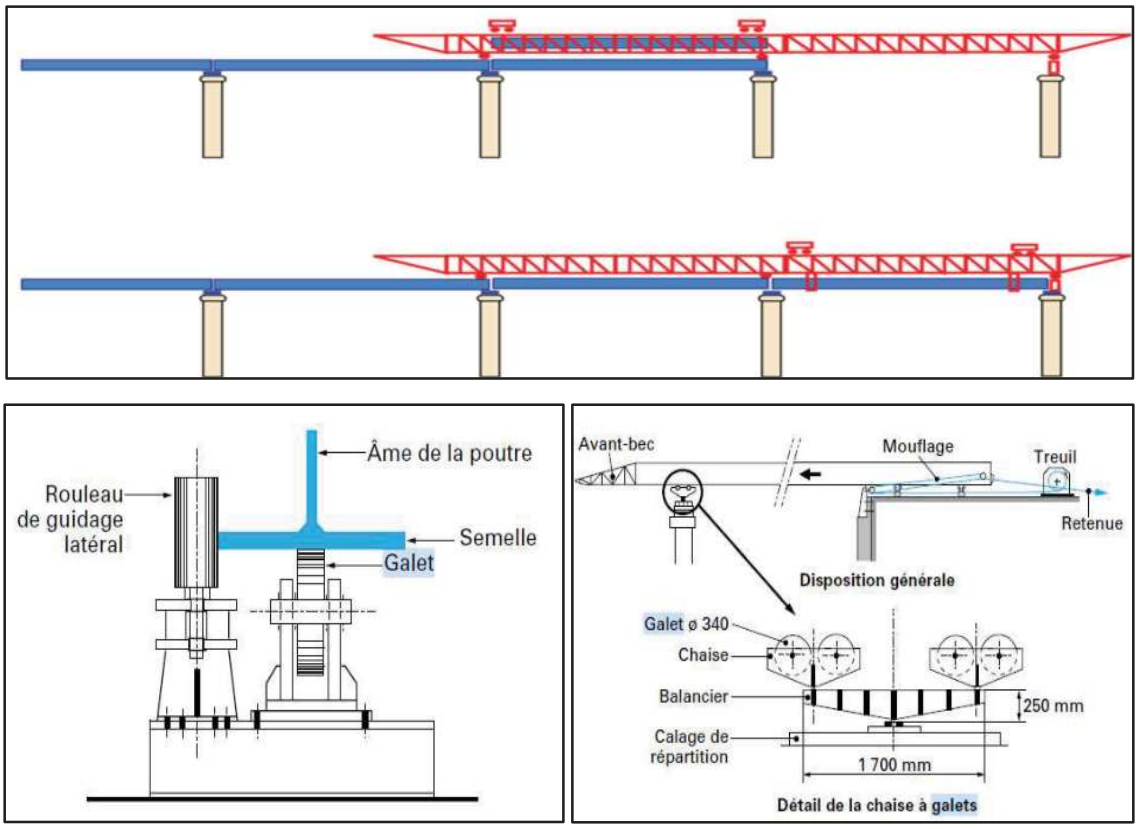


Figure X.2-I. Méthode de construction par lançage.

X.2.2. Mises en œuvre de la dalle

La dalle coulée en place sur l'ossature à l'aide d'un outil de coffrage mobile complété parfois par un coffrage traditionnel est actuellement la méthode la plus répandue.

Un système de connecteurs assurant la liaison et la transmission des efforts de glissement entre la tôle et la dalle ; connecteurs goujons

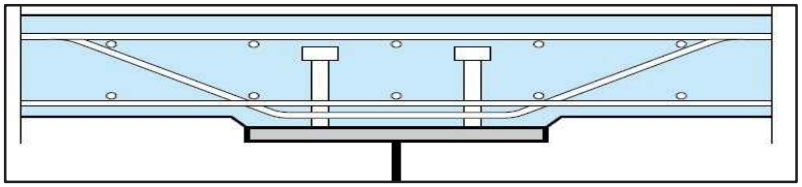


Figure X.2-II. Dalle en béton. Appui et connexion sur poutre.

X.3. METHODE DE CONSTRUCTION D. UN TABLIER ENENCORBELLEMENT

Cette technique consiste à construire le tablier par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.
La construction est réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau. Mais pour réduire les délais d'exécution les fléaux peuvent être construits simultanément. Dès qu'un fléau est terminé il est solidarisé par clavage avec le fléau précédent.

Après bétonnage d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

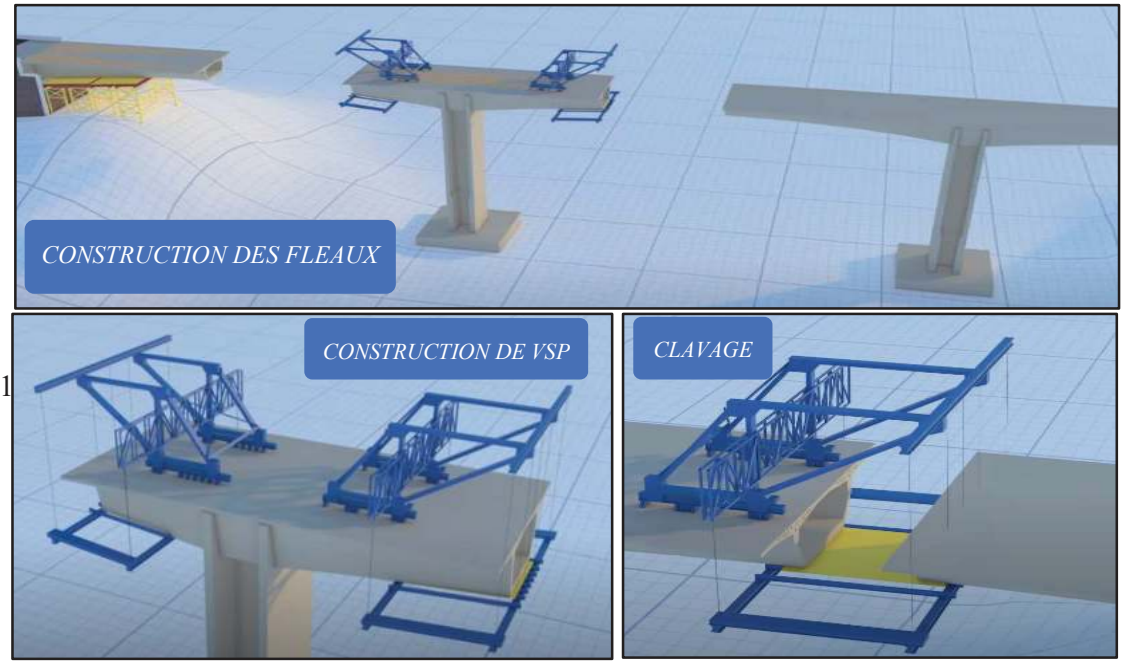


Figure X.3-I. Méthode de construction en encorbellement successif.

CONCLUSION GENERALE

Le projet fin d'études que nous avons établé nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant ces trois années à l'Ecole Nationale Supérieur des Travaux publics.

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maitrise de la réglementation, normes et références régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art ferroviaire. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieur et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails, les étapes à suivre afin d'étudier un viaduc ferroviaire, ainsi que l'acquisition des informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrage.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élèves ingénieurs, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

❖ REFERENCES

- ***Éditions techniques de l'ingénieur**, Infrastructure ferroviaire et matériel roulant Ti602 - Systèmes ferroviaires Réf. Internet : 42576 | 3e édition.*
- ***Les ouvrages d'art ferroviaires**, SNCF Réseau - Département Ouvrages d'Art*
- ***Calgaro, J.A & Virlogeux, M**. Projet et construction des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).*
- ***Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A**. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).*
- ***Document SETRA**, Ponts courants en zone sismique**.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000) .*
- ***Document SETRA**, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs**.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003).*
- ***Document SETRA**, Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009) .*
- ***Practical Railway Engineering**, Clifford F. Bonnett , 1996.*
- ***Interaction and Multiscale Mechanics**, Vol. 5, No. 1 (2012) 1-12*
- ***Methodology for evaluating thermal track buckling in dual gauge tracks with continuous welded rail,** Ignacio Villalba Sanchis, Ricardo Insa Franco, Pablo Salvador Zuriaga and Pablo Martinez Fernandez Affiliations : Department of Transport Engineering and Infrastructure, Universitat Politècnica de València, Spain.*
- ***RDSO GUIDELINES** for carrying out rail-structure interaction studies on metro systems Version 1 et 2, Somesh Mishra, Spandan Murthy.*

2. Essais « STANDARD PENETRATION TEST» (SPT)

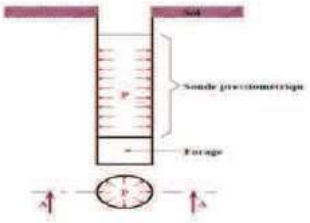
L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm, il consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu au fond d'un forage préalable. En fonction de la profondeur, on donne le nombre de coups de mouton **N** nécessaire pour enfoncer le carottier de **30 cm**. Ce nombre **N** caractérise la résistance à la pénétration.

Les résultats sont obtenus dans les tableaux suivants :

Sondage	Profondeur d'essai (m)		Nombre de coups	Classe
	Début	Fin		
F44	4.00	4.45	84	Très Dense
	8.00	8.45	50	Très Dense
	12.00	12.45	69	Très Dense
	16.00	16.45	refus	Très Dense

3 Essais pressiométriques :

Un (01) sondage pressiométrique a été réalisé.
L'essai préssiométrique consiste à **dilater radialement** dans le sol **une sonde cylindrique** et à déterminer la relation entre la pression « **P** » appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (voir figure).



L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde V en fonction de la pression appliquée « **P** ».
Il permet d'obtenir le module préssiométrique ***EM***, la pression limite ***Pl***, la pression de fluage *Pf* et la pression de contact avec le terrain *P1*
Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 30 et 60 secondes.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit avec l'état de consolidation selon la classification des sols basée sur le rapport E/Pl Selon la D60 :

PR	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl (bar)	$\frac{\overline{Ep}}{\overline{Pl}}$	Etat de consolidation	$\overline{Ep}$ (bars)	$\overline{Pl}$ (bars)	Catégorie selon RPOA
SP 31	85,16-736.43	10.6-61.20	8.02-24.5	12.2	Normalement consolidé	221.6	18.7	S_3

Les résultats des essais préssiométriques ont donnés de bonnes valeurs pour toute la couche des argiles où la pression limite varie entre 10.6 bar et 61.2 bar, et le module de déformation varie entre 85.16 et 736 bars. Ces résultats dénotent un sol **Normalement consolidé** classé en **catégorie** S_3 (Sol meuble) selon le RPOA 2008.

ANNEXE B

CALCUL PRATIQUE DES COEFFCIENT D'EQUIVALENCE POUR LES CHARGES DE LONGUE DUREE D'APPLICATION

- **Coefficient n_0 :**

$$n_0 = \frac{E_a}{22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}} = 6.55$$

- **Coefficient ψ_L :**

ψ_L traduit la dépendance du coefficient d'équivalence au type de charge appliquée :

-ψ_L=1.1 pour les charges permanentes ;

-ψ_L=0.5 pour le retrait du béton ;

- **Fonction de fluage :**

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 . \beta_c(t, t_0) = \varphi_0 . \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3}$$

Avec : β_H coefficient qui ne dépend que de l'humidité.

- $\varphi_0 = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.10.\sqrt[3]{h_0}} . \alpha_1\right] . \alpha_2 . \left[\frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}\right] . \left[\frac{1}{0.1 + {t_0}^{0.2}}\right]$

- $\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 1$

- $\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 1$

-t_0 est l'âge moyen du béton (en jours) lorsque le cas de charge considéré est appliqué sur la structure :

❖ bétonnage :

L'âge moyen du béton pour toutes les phases de bétonnage était égal à la moitié de la durée de bétonnage de la dalle complète, soit t_0= 66/2 = 33 jours.

❖ Charge permanente (superstructure) :

Le cas de charge des superstructures s'applique 44 jours après la fin du bétonnage. L'EN 1994-2 donne la valeur moyenne des âges du béton des différents plots à cet instant : t_0=79.25 jours.

❖ Retrait du béton :

ANNEXE B

Le retrait est supposé commencer dés la mise en œuvre du béton et s'étale pendant toute la durée de vie. L'EN1994-2 impose une valeur de t_0=1 jour pour le calcul des coefficients d'équivalence correspondant.

- Calcul de n_L :

Le tableau suivant récapitule les valeurs de calcul intermédiaires de la fonction de fluage, ainsi que les valeurs des coefficients d'équivalence utilisés dans le calcul :

Chargement	ψ_L	t_0 (juors)	$\varphi(t,t_0)$	n_L
Bétonnage	1.10	33	1.45	15.61
Retrait	0.55	1	1.94	17.43
Superstructure	1.10	79.25	1.59	16.08

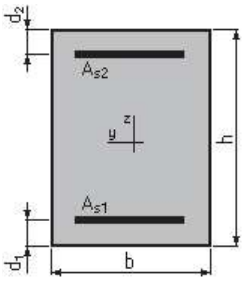
Ferraillage de l'hourdi (section mixte)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	408.18	-109.58
Etat **L**imite de **S**ervice	248.47	-81.09
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 29.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 7.5 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4.2 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 160.0 (cm2)
théorique	ρ = 1.06 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.12 (%)	maximum	ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 408.18 (kN*m) M_{min} = -109.58 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	0.80	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 0.1	(cm)
Bras de levier:	Z = 35.0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.25	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 248.47 (kN*m)** **M_{min} = -81.09 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.20
Position de l'axe neutre: y = 0.4 (cm)
Bras de levier: Z = 34.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.7 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\ lim}$= 35.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 29.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 400.0 (MPa)

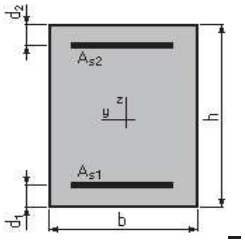
Calcul de Section en Flexion Composée
Âmes du VC

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	76.68	210.56
2.	ELS	44.08	117.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10.2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 10.2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 10.0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.41 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.20 (%)	maximum	ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 76.68 (kN) M = 210.56 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 43.3	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 1.21	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 44.08 (kN) M = 117.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.56
Position de l'axe neutre:	y = 11.0 (cm)
Bras de levier:	Z = 41.3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2.6 (MPa)
Contrainte limite:	40.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:	σ_s = 32.9 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 35.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

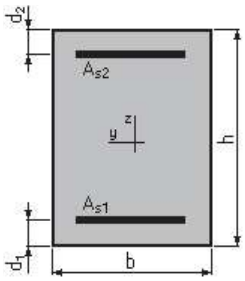
Calcul de Section en Flexion Simple
Hourdis inferieur nappe supérieure du VC

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	37.82	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	25.77	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 37.82 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 6.62 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.9 (cm)
Bras de levier: Z = 68.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.75 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 25.77 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 8.59
Position de l'axe neutre: y = 12.9 (cm)
Bras de levier: Z = 65.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.3 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$ = 40.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 3.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

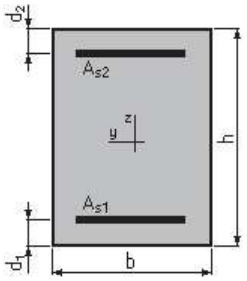
Calcul de Section en Flexion Simple
Hourdis supérieur nappe inférieure du VC

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	149.10	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	90.83	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.9 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 140.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.40 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)	maximum	ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 149.10 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.0 (cm)
Bras de levier: Z = 28.5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1.55 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 90.83 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.42
Position de l'axe neutre: y = 9.3 (cm)
Bras de levier: Z = 26.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$= 40.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 281.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

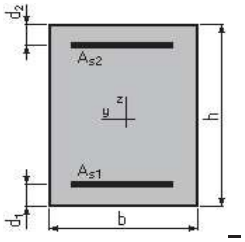
Calcul de Section en Flexion Composée
Ames voussoirs sup pile VSP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	45.74	197.20
2.	ELU	31.56	135.40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 9.9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 9.9 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 10.0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.39 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.20 (%)	maximum	ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 45.74 (kN) M = 197.20 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 43.4	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 1.15	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 435.2	(MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 31.56 (kN) M = 135.40 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.46	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 43.4	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 1.15	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 435.2	(MPa)

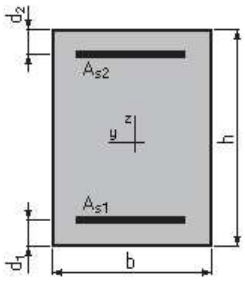
Calcul de Section en Flexion Simple
Hourdis inferieur nappe inférieure du VSP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	5.75	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	8.08	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 5.75 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 43.54 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.9 (cm)
Bras de levier: Z = 68.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.75 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 8.08 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 27.39
Position de l'axe neutre: y = 12.9 (cm)
Bras de levier: Z = 65.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.1 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$ = 40.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 1.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

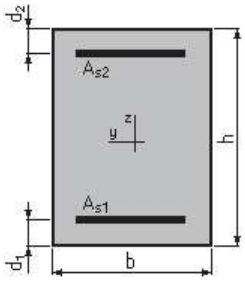
Calcul de Section en Flexion Simple
Hourdis inferieur nappe supérieure du VSP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	88.20	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	61.50	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8.4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 88.20 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2.84 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.9 (cm)
Bras de levier: Z = 68.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.75 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 61.50 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 3.60
Position de l'axe neutre: y = 12.9 (cm)
Bras de levier: Z = 65.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.6 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$= 40.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 9.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

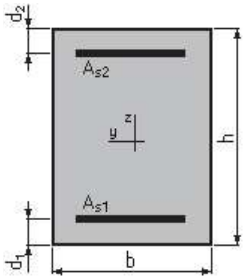
Calcul de Section en Flexion Simple
Hourdis supérieur nappe supérieure du VSP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	293.74	0.00

Etat **L**imite de **S**ervice	206.84	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.9 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 140.0 (cm2)
théorique ρ = 0.82 (%)
minimum ρ_{min} = 0.13 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 293.74 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.3 (cm)
Bras de levier: Z = 27.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.65 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 206.84 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.23
Position de l'axe neutre: y = 12.3 (cm)
Bras de levier: Z = 25.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13.0 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$ = 40.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 325.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

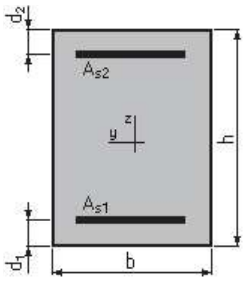
Calcul de Section en Flexion Simple
Hourdis supérieur nappe inférieure du VSP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 4
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	162.62	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	113.94	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.9 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 140.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.44 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)	maximum	ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 162.62 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.2 (cm)
Bras de levier: Z = 28.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.64 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 435.2 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 113.94 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.23
Position de l'axe neutre: y = 9.6 (cm)
Bras de levier: Z = 26.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.8 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$ = 40.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 324.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

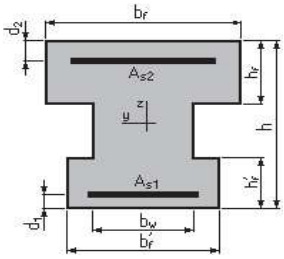
Ferraillage de la pile P1 (sens longitudinal)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b_f = 700.0 (cm)
b_f' = 700.0 (cm)
b_w = 100.0 (cm)

h = 400.0 (cm)
h_f = 50.0 (cm)
h_f' = 50.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	40855.00	13472.00
2.	ELS	29586.00	9280.00
3.	ELA	24024.00	29079.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 100.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 100.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 200.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 4000.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 40855.00 (kN) M = 13472.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.67 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 501.3 (cm)
Bras de levier: Z = 301.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.04 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 435.2 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 29586.00 (kN) M = 9280.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.46
Position de l'axe neutre: y = 976.3 (cm)
Bras de levier: Z = 225.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.6 (MPa)
Contrainte limite: 30.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 67.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 24024.00 (kN) M = 29079.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.96 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 352.8 (cm)
Bras de levier: Z = 310.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.42 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 83.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.5 (MPa)

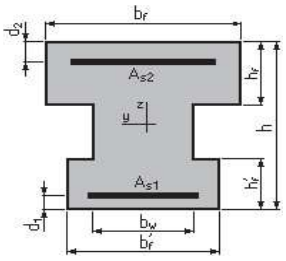
Ferraillage de la pile P1 (sens transversal)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b_f = 400.0 (cm)
b_f' = 400.0 (cm)
b_w = 100.0 (cm)

h = 700.0 (cm)
h_f = 50.0 (cm)
h_f' = 50.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	40855.00	34755.00
2.	ELS	29586.00	24688.00
3.	ELA	24024.00	42485.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 100.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 100.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 200.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 4000.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 40855.00 (kN) M = 34755.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.39 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 746.1 (cm)
Bras de levier: Z = 459.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.35 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 435.2 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 29586.00 (kN) M = 24688.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.39
Position de l'axe neutre: y = 1098.5 (cm)

Bras de levier: Z = 425.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.2 (MPa)
Contrainte limite: 30.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 78.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 400.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 24024.00 (kN) M = 42485.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.16 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 573.8 (cm)
Bras de levier: Z = 508.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.74 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 147.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.5 (MPa)

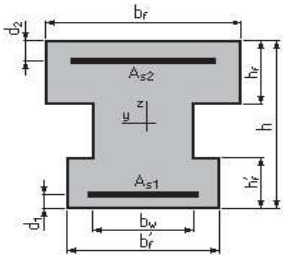
Ferraillage de la pile P12 (sens longitudinal)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b_f = 1325.0 (cm)
b_f' = 1325.0 (cm)
b_w = 100.0 (cm)

h = 1225.0 (cm)
h_f = 50.0 (cm)
h_f' = 50.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	114943.00	894489.00
2.	ELS	84113.00	532147.00
3.	ELA	75392.00	405038.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 439.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 245.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 490.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 9800.0 (cm2)
théorique ρ = 0.28 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 114943.00 (kN) M = 894489.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 202.1 (cm)
Bras de levier: Z = 1185.9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.99 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 435.2 (MPa) comprimée: σ_s' = 387.2 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 84113.00 (kN) M = 532147.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.28
Position de l'axe neutre: y = 622.5 (cm)
Bras de levier: Z = 1132.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.5 (MPa)
Contrainte limite: 30.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 33.4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 158.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 75392.00 (kN) M = 405038.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.09 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 754.9 (cm)
Bras de levier: Z = 1050.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 2.16 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 431.3 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.5 (MPa)

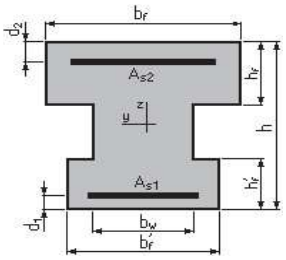
Ferraillage de la pile P12 (sens transversal)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b_f = 1225.0 (cm)
b_f' = 1225.0 (cm)
b_w = 100.0 (cm)

h = 1325.0 (cm)
h_f = 50.0 (cm)
h_f' = 50.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	114943.00	138006.00
2.	ELS	84113.00	19312.00
3.	ELA	75392.00	352160.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 245.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 245.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 490.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 9800.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 114943.00 (kN) M = 138006.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.17 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 1639.6 (cm)
Bras de levier: Z = 953.2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.06 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 435.2 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 84113.00 (kN) M = 19312.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.62
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 679.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.5 (MPa)
Contrainte limite: 30.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 65.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 75392.00 (kN) M = 352160.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.51 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 937.4 (cm)
Bras de levier: Z = 1085.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.43 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 285.7 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.5 (MPa)

ANNEXE D

Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa).

X	Câbles	L	α 1	α 2	Axe VSP	FIN VSP	FIN V0	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
6	C1	3.50	0.00	0.13	64.23	53.61	0.00									
9	C2	3.00	0.00	0.24	107.82	97.52	82.97	0.00								
12	C3	6.00	0.00	0.15	94.97	84.57	69.88	57.17	0.00							
15.00	C4	3.00	0.27	0.24	201.62	192.02	178.47	166.74	154.91	0.00						
18.00	C5	3.00	0.27	0.24	213.04	203.53	190.10	178.47	166.74	82.97	0.00					
22.00	C6	4.00	0.00	0.11	125.48	115.31	100.95	88.52	75.97	63.32	50.55	0.00				
22.00	C7	4.00	0.00	0.12	126.40	116.24	101.88	89.46	76.93	64.28	51.51	0.00				
26.00	C8	4.00	0.00	0.00	110.75	100.47	85.96	73.39	60.71	47.91	35.00	17.61	0.00			
26.00	C9	4.00	0.00	0.00	110.75	100.47	85.96	73.39	60.71	47.91	35.00	17.61	0.00			
30.00	C10	4.00	0.00	0.00	127.04	116.88	102.54	90.12	77.59	64.95	52.19	35.00	17.61	0.00		
30.00	C11	4.00	0.00	0.00	127.04	116.88	102.54	90.12	77.59	64.95	52.19	35.00	17.61	0.00		
34.00	C12	4.00	0.00	0.00	143.13	133.09	118.92	106.65	94.27	81.78	69.17	52.19	35.00	17.61	0.00	
38.00	C13	4.00	0.00	0.00	159.03	149.11	135.11	122.98	110.75	98.41	85.96	69.17	52.19	35.00	17.61	0.00
Moyenne					**131.637**	**121.517**	**104.251**	**94.751**	**86.924**	**61.648**	**47.953**	**28.323**	**20.401**	**13.152**	**8.803**	**0.000**
EN (%)					**8.92**	**8.23**	**7.06**	**6.42**	**5.89**	**4.18**	**3.25**	**1.92**	**1.38**	**0.89**	**0.60**	**0.00**

Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa).

X	Câbles	L	Thêta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V0	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
6.00	C1	6.00	0.132	0.007	5.89	0.00	52.37	128.99									
9.00	C2	9.00	0.244	0.008	5.53	0.00	0.00	62.87	137.51								
12.00	C3	12.00	0.153	0.006	6.82	0.00	0.00	0.00	62.43	111.51							
15.00	C4	15.00	0.509	0.010	5.13	0.00	0.00	0.00	0.00	61.50	148.22						
18.00	C5	18.00	0.509	0.009	5.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	62.69	139.39					
22.00	C6	22.00	0.114	0.004	7.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.74	47.50	95.19				
22.00	C7	22.00	0.118	0.004	7.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.46	47.50	95.55				
26.00	C8	26.00	0.000	0.003	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.19	46.62	82.04			
26.00	C9	26.00	0.000	0.003	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.19	46.62	82.04			
30.00	C10	30.00	0.000	0.003	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.19	46.62	82.04		
30.00	C11	30.00	0.000	0.003	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.19	46.62	82.04		
34.00	C12	34.00	0.000	0.003	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.19	46.62	82.04	
38.00	C13	38.00	0.000	0.003	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.19	46.62	82.04
Moyenne						**0.00**	**4.03**	**14.76**	**16.66**	**15.73**	**23.41**	**28.53**	**38.29**	**44.75**	**55.47**	**64.33**	**82.04**
En (%)						**0.00**	**0.27**	**1.00**	**1.13**	**1.07**	**1.59**	**1.93**	**2.59**	**3.03**	**3.76**	**4.36**	**5.56**

Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	26	3.11	0.857	2.25	92.93	14.43	308.68	3.83	12.83	0.87
FIN VSP	26	3.11	0.857	2.25	92.93	14.43	268.58	3.85	15.54	1.05
FIN V0	26	2.83	0.857	1.97	74.78	13.85	218.90	3.87	17.73	1.20
FIN V1	24	2.61	0.857	1.75	62.15	13.37	181.58	3.89	17.07	1.16
FIN V2	22	2.40	0.857	1.55	51.80	12.91	148.14	3.91	16.42	1.11
FIN V3	20	2.22	0.857	1.36	43.38	12.47	117.52	3.96	15.99	1.08
FIN V4	18	2.05	0.857	1.20	36.62	12.05	90.92	3.99	15.29	1.04

ANNEXE D

FIN V5	16	1.86	0.457	1.40	29.70	11.51	61.32	4.02	18.35	1.24
FIN V6	12	1.70	0.227	1.48	24.72	11.01	37.09	4.02	16.94	1.15
FIN V7	8	1.57	0.227	1.35	21.22	10.53	18.62	4.01	12.17	0.82
FIN V8	4	1.47	0.227	1.25	18.88	10.09	4.93	4.00	6.80	0.46
FIN V9	2	1.40	0.187	1.21	17.39	9.68	0.00	3.97	3.93	0.27

Les pertes totales instantanées (MPa).

	Axe VSP	**FIN VSP**	**FIN V0**	**FIN V1**	**FIN V2**	**FIN V3**	**FIN V4**	**FIN V5**	**FIN V6**	**FIN V7**	**FIN V8**	**FIN V9**
PERTES INSTANTANES (%)	9.788	9.559	9.264	8.705	8.067	6.846	6.218	5.756	5.562	5.474	5.42	5.82

ANNEXE D

Pertes dues au fluage.

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	26	3.11	0.86	2.25	92.93	14.43	308.68	3.79	71.15	4.82
FIN VSP	26	3.11	0.86	2.25	92.93	14.43	268.58	3.80	86.18	5.84
FIN V0	26	2.83	0.86	1.97	74.78	13.85	218.90	3.82	98.28	6.66
FIN V1	24	2.61	0.86	1.75	62.15	13.37	181.58	3.84	94.79	6.42
FIN V2	22	2.40	0.86	1.55	51.80	12.91	148.14	3.87	91.39	6.19
FIN V3	20	2.22	0.86	1.36	43.38	12.47	117.52	3.92	89.16	6.04
FIN V4	18	2.05	0.86	1.20	36.62	12.05	90.92	3.95	85.46	5.79
FIN V5	16	1.86	0.46	1.40	29.70	11.51	61.32	3.96	102.31	6.93
FIN V6	12	1.70	0.23	1.48	24.72	11.01	37.09	3.97	94.72	6.42
FIN V7	8	1.57	0.23	1.35	21.22	10.53	18.62	3.98	68.37	4.63
FIN V8	4	1.47	0.23	1.25	18.88	10.09	4.93	3.98	38.41	2.60
FIN V9	2	1.40	0.19	1.21	17.39	9.68	0.00	3.96	22.25	1.51

. Pertes dues à la relaxation des câbles.

Abcs	N° cables	Seg i	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	26	1331.53	0.716	0.43	57.10	3.87
FIN VSP	26	1334.91	0.718	0.43	57.61	3.90
FIN V0	26	1339.26	0.720	0.43	58.26	3.95
FIN V1	24	1347.52	0.724	0.43	59.52	4.03
FIN V2	22	1356.93	0.730	0.43	60.97	4.13
FIN V3	20	1374.95	0.739	0.43	63.78	4.32
FIN V4	18	1384.22	0.744	0.43	65.24	4.42
FIN V5	16	1391.04	0.748	0.43	66.33	4.49
FIN V6	12	1393.90	0.749	0.43	66.78	4.52
FIN V7	8	1395.21	0.750	0.43	66.99	4.54
FIN V8	4	1396.07	0.751	0.43	67.13	4.55
FIN V9	2	1390.03	0.747	0.43	66.16	4.48

Pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V0	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
PERTES DIFFEREES	10.62	11.67	12.52	12.36	12.21	12.22	12.05	13.25	12.76	10.99	11.00	10.94
PERTES INSTANTANES	9.79	9.56	9.26	8.70	8.07	6.85	6.22	5.76	5.56	5.47	5.42	5.82
Total (%)	**20.41**	21.22	21.79	21.06	20.28	19.06	18.27	19.01	18.32	16.46	16.41	16.77

VI.Calcul des efforts

VI.1. Efforts renversants

- **Poussée statique des terres**

Force horizontale $P_{stat_ter} := k_0 \cdot \gamma_r \cdot \frac{H_t^2}{2} \cdot L_{mf}$ $P_{stat_ter} = 4826.018 \cdot kN$

Bras de levier $y_{stat_ter} := \frac{H_t}{3}$ $y_{stat_ter} = 3.147\,m$

Moment renversant $M_{stat_ter} := P_{stat_ter} \cdot y_{stat_ter}$ $M_{stat_ter} = 15185.869 \cdot kN \cdot m$

- **Poussée due aux surcharges d'exploitations uniformément réparties**

Force horizontale $P_{exp_lin} := k_0 \cdot Q_{exp_lin} \cdot H_t \cdot L_{mf}$ $P_{exp_lin} = 1022.461 \cdot kN$

Bras de levier $y_{exp_lin} := \frac{H_t}{2}$ $y_{exp_lin} = 4.72\,m$

Moment renversant $M_{R_exp_lin} := P_{exp_lin} \cdot y_{exp_lin}$ $M_{R_exp_lin} = 4826.018 \cdot kN \cdot m$

- **Poussée dynamique du sol**

  - Cas du séisme descendant

$P_{ad1} := \frac{1}{2} K_{ad1} \cdot (1 + k_v) \cdot \gamma_r \cdot H_t^2 \cdot L_{mf}$ $P_{ad1} = 4295.675 \cdot kN$

  - Cas du séisme ascendant

$P_{ad2} := \frac{1}{2} K_{ad2} \cdot (1 - k_v) \cdot \gamma_r \cdot H_t^2 \cdot L_{mf}$ $P_{ad2} = 3856.902 \cdot kN$

$P_{dyn_ter} := \max(P_{ad1}, P_{ad2})$ $P_{dyn_ter} = 4295.675 \cdot kN$

$M_{dyn_ter} := P_{dyn_ter} \cdot \frac{H_t}{2}$ $M_{dyn_ter} = 20275.584 \cdot kN \cdot m$

- **Forces sismique due au poids propre du sol**

Poids des terres :

$w_{ter} := (B_2 + B_3) \cdot (H_t - E_{sem_culée}) \cdot L_{mf} \cdot \gamma_r$ $w_{ter} = 9166.352 \cdot kN$

Forces horizontales dynamiques :

$P_{E_ter} := w_{ter} \cdot k_h$ $P_{E_ter} = 1374.953 \cdot kN$

Bras de levier :

$y_{E_ter} := E_{sem_culée} + \frac{(H_t - E_{sem_culée})}{2}$ $y_{E_ter} = 5.97\,m$

Moment:

$M_{E_ter} := P_{E_ter} \cdot y_{E_ter}$ $M_{E_ter} = 8208.468 \cdot kN \cdot m$

- **Forces sismique d'inerties**

Semelle

Forces	$F_{i_sem} := B_{sem_culée} \cdot L_{sem_culée} \cdot E_{sem_culée} \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_sem} = 1188 \cdot kN$
Bras de levier	$y_{i_sem} := \frac{E_{sem_culée}}{2}$	$y_{i_sem} = 1.25\,m$
Moment renversant	$M_{i_sem} := F_{i_sem} \cdot y_{i_sem}$	$M_{i_sem} = 1485 \cdot kN \cdot m$

mur frontal

Forces	$F_{i_mf} := L_{mf} \cdot h_{mf} \cdot E_{mf} \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_mf} = 308.61 \cdot kN$
Bras de levier	$y_{i_mf} := E_{sem_culée} + \frac{h_{mf}}{2}$	$y_{i_mf} = 3.85\,m$
Moment renversant	$M_{i_mf} := F_{i_mf} \cdot y_{i_mf}$	$M_{i_mf} = 1188.148 \cdot kN \cdot m$

mur garde gréve

Forces	$F_{i_gg} := L_{mf} \cdot h_{gg} \cdot E_{gg} \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_gg} = 100.965 \cdot kN$
Bras de levier	$y_{i_gg} := E_{sem_culée} + h_{mf} + \frac{h_{gg}}{2}$	$y_{i_gg} = 7.32\,m$
Moment renversant	$M_{i_gg} := F_{i_gg} \cdot y_{i_gg}$	$M_{i_gg} = 739.064 \cdot kN \cdot m$

mur en retour

Forces	$F_{i_mr1} := L_{mr1} \cdot (E_{mr1} + E_{mr2}) \cdot (H_t - E_{sem_culée}) \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_mr1} = 270.66 \cdot kN$
	$F_{i_mr2} := L_{mr2} \cdot (E_{mr1} + E_{mr2}) \cdot \left(\frac{h_{mr2}}{2}\right) \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_mr2} = 18.564 \cdot kN$
	$F_{i_mr3} := L_{mr2} \cdot (E_{mr1} + E_{mr2}) \cdot (h_{mr3}) \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_mr3} = 20.4 \cdot kN$
Bras de levier	$y_{i_mr1} := E_{sem_culée} + \frac{(H_t - E_{sem_culée})}{2}$	$y_{i_mr1} = 5.97\,m$
	$y_{i_mr2} := E_{sem_culée} + h_{mr1} + \frac{2}{3} \cdot h_{mr2}$	$y_{i_mr2} = 7.833\,m$
	$y_{i_mr3} := E_{sem_culée} + h_{mr1} + h_{mr2} + \frac{h_{mr3}}{2}$	$y_{i_mr3} = 8.94\,m$
Moment renversant	$M_{i_mr1} := F_{i_mr1} \cdot y_{i_mr1}$	$M_{i_mr1} = 1615.84 \cdot kN \cdot m$
	$M_{i_mr2} := F_{i_mr2} \cdot y_{i_mr2}$	$M_{i_mr2} = 145.418 \cdot kN \cdot m$
	$M_{i_mr3} := F_{i_mr3} \cdot y_{i_mr3}$	$M_{i_mr3} = 182.376 \cdot kN \cdot m$

murettes

Forces	$F_{i_mu} := L_{mu} \cdot h_{gg} \cdot (E_{mu1} + E_{mu2}) \cdot \gamma_b \cdot k_h$	$F_{i_mu} = 9.063 \cdot kN$
Bras de levier	$y_{i_mu} := h_{mf} + E_{sem_culée} + \frac{h_{gg}}{2}$	$y_{i_mu} = 7.32\,m$
Moment renversant	$M_{i_mu} := F_{i_mu} \cdot y_{i_mu}$	$M_{i_mu} = 66.341 \cdot kN \cdot m$

Force d'inertie totale $F_{i_culée} := F_{i_mr1} + F_{i_mr2} + F_{i_mr3} + F_{i_gg} + F_{i_mf} + F_{i_sem} + F_{i_mu}$

Momement total $M_{i_culée} := M_{i_mr1} + M_{i_mr2} + M_{i_mr3} + M_{i_gg} + M_{i_mf} + M_{i_sem} + M_{i_mu}$

- **Réactions horizontale du tablier**

Bras de levier $y_H := E_{sem_culée} + h_{mf}$ $y_H = 5.2\,m$

Moment renversant $M_{H_PP} := 0 \cdot y_H$ $M_{H_PP} = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{H_ELS} := H_{ELS_culée} \cdot y_H$ $M_{H_ELS} = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{H_ELU} := H_{ELU_culée} \cdot y_H$ $M_{H_ELU} = 0 \cdot kN \cdot m$

$M_{H_ELA} := H_{ELA_culée} \cdot y_H$ $M_{H_ELA} = 0 \cdot kN \cdot m$

VI.2. Efforts stabilisant

- **Poids de la culée**

Semelle

Forces $P_{sem_culée} := B_{sem_culée} \cdot L_{sem_culée} \cdot E_{sem_culée} \cdot \gamma_b$ $P_{sem_culée} = 7920 \cdot kN$

Bras de levier $X_{sem_culée} := 0$ $X_{sem_culée} = 0$

Moment renversant $M_{S_sem} := P_{sem_culée} \cdot X_{sem_culée}$ $M_{S_sem} = 0 \cdot kN \cdot m$

mur frontal

Forces $P_{mf} := L_{mf} \cdot h_{mf} \cdot E_{mf} \cdot \gamma_b$ $P_{mf} = 2057.4 \cdot kN$

Bras de levier $X_{mf} := B_1 + \frac{E_{mf}}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{mf} = -1.6\,m$

Moment renversant $M_{S_mf} := P_{mf} \cdot X_{mf}$ $M_{S_mf} = -3291.84 \cdot kN \cdot m$

mur garde gréve

Forces $P_{gg} := L_{mf} \cdot h_{gg} \cdot E_{gg} \cdot \gamma_b$ $P_{gg} = 673.1 \cdot kN$

Bras de levier $X_{gg} := B_1 + L_a + L_b + \frac{E_{gg}}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{gg} = -0.65\,m$

Moment renversant $M_{S_gg} := P_{gg} \cdot X_{gg}$ $M_{S_gg} = -437.515 \cdot kN \cdot m$

mur en retour

Forces $P_{mr1} := L_{mr1} \cdot (E_{mr1} + E_{mr2}) \cdot (H_t - E_{sem_culée}) \cdot \gamma_b$ $P_{mr1} = 1804.4 \cdot kN$

$P_{mr2} := L_{mr2} \cdot (E_{mr1} + E_{mr2}) \cdot \left(\frac{h_{mr2}}{2}\right) \cdot \gamma_b$ $P_{mr2} = 123.76 \cdot kN$

$P_{mr3} := L_{mr2} \cdot (E_{mr1} + E_{mr2}) \cdot (h_{mr3}) \cdot \gamma_b$ $P_{mr3} = 136 \cdot kN$

Bras de levier $X_{mr1} := B_1 + E_{mf} + \frac{L_{mr1}}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{mr1} = 2.2\,m$

$X_{mr2} := B_1 + E_{mf} + L_{mr1} + \frac{L_{mr2}}{3} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{mr2} = 5.707\,m$

$X_{mr3} := B_1 + E_{mf} + L_{mr1} + \frac{L_{mr2}}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{mr3} = 6.16\,m$

Moment renversant $M_{S_mr1} := P_{mr1} \cdot X_{mr1}$ $M_{S_mr1} = 3969.68 \cdot kN \cdot m$

$M_{S_mr2} := P_{mr2} \cdot X_{mr2}$ $M_{S_mr2} = 706.257 \cdot kN \cdot m$

$M_{S_mr3} := P_{mr3} \cdot X_{mr3}$ $M_{S_mr3} = 837.76 \cdot kN \cdot m$

murrettes

Forces $P_{mu} := L_{mu} \cdot h_{gg} \cdot (E_{mu1} + E_{mu2}) \cdot \gamma_b$ $P_{mu} = 60.42 \cdot kN$

Bras de levier $X_{mu} := B_1 + \frac{(L_a + L_b)}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{mu} = -1.85\,m$

Moment stabilisant $M_{S_mu} := P_{mu} \cdot X_{mu}$ $M_{S_mu} = -111.777 \cdot kN \cdot m$

Poids total de la culée $P_{S_culée} := P_{mr1} + P_{mr2} + P_{mr3} + P_{gg} + P_{mf} + P_{sem_culée} + P_{mu}$

Moment total de la culée $M_{S_culée} := M_{S_mr1} + M_{S_mr2} + M_{S_mr3} + M_{S_gg} + M_{S_mf} + M_{S_sem} + M_{S_mu}$

- **Poids des terres**

Poids des terres sur le talon :

Forces $w_{ter} = 9166.352 \cdot kN$ $w_{ter} = 9166.352 \cdot kN$

Bras de levier $X_{ter} := B_1 + E_{mf} + \frac{(B_2 + B_3)}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{ter} = 2.2\,m$

Moment renversant $M_{S_ter} := w_{ter} \cdot X_{ter}$ $M_{S_ter} = 20165.974 \cdot kN \cdot m$

Poids des terres sur le patin avant : $E_{fiche} := if(D_{f_culée} - E_{sem_culée} \le 0, 0, D_{f_culée} - E_{sem_culée})$

Poids des terres sur le patin $w_{ter_patin} := E_{fiche} \cdot B_1 \cdot L_{sem_culée} \cdot \gamma_r$ $w_{ter_patin} = 264 \cdot kN$

Bras de levier du poids des terres sur le patin $X_{ter_patin} := \frac{B_1}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{ter_patin} = -3.8\,m$

Moment stabilisant poids des terres sur le patin $M_{ter_patin} := w_{ter_patin} \cdot X_{ter_patin}$ $M_{ter_patin} = -1003.2 \cdot kN \cdot m$

- **Poids de la surcharge uniformément répartie**

Poids de la surcharge $P_{S_Qexp_lin} := Q_{exp_lin} \cdot (B_2 + B_3) \cdot L_{mf}$ $P_{S_Qexp_lin} = 1320.8 \cdot kN$

Bras de levier $X_{Qexp_lin} := B_1 + E_{mf} + \frac{(B_2 + B_3)}{2} - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_{Qexp_lin} = 2.2\,m$

Moment stabilisant du a la surcharge $M_{S_Qexp_lin} := P_{S_Qexp_lin} \cdot X_{Qexp_lin}$ $M_{S_Qexp_lin} = 2905.76 \cdot kN \cdot m$

- **Réactions verticales du tablier**

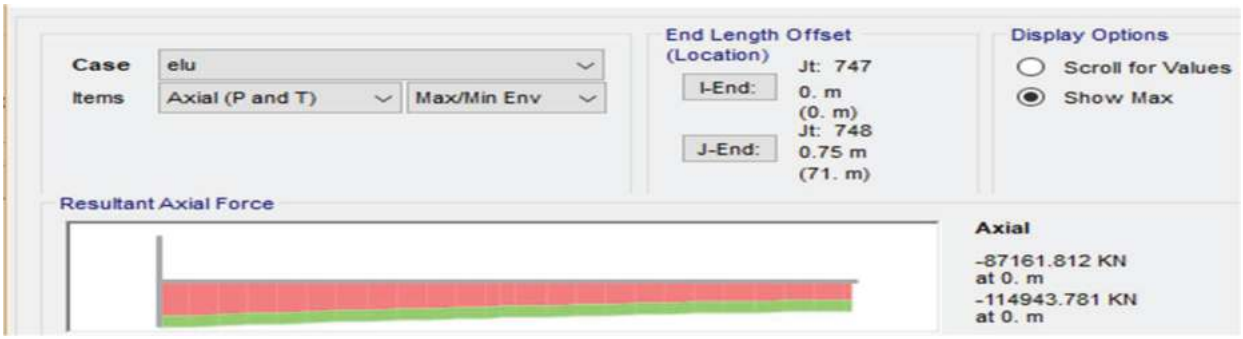
Bras de levier $X_v := B_1 + L_a - \frac{B_{sem_culée}}{2}$ $X_v = -1.9\,m$

Moment renversant $M_{V_PP} := R_{pp_culée} \cdot X_v$ $M_{V_PP} = -13110 \cdot kN \cdot m$

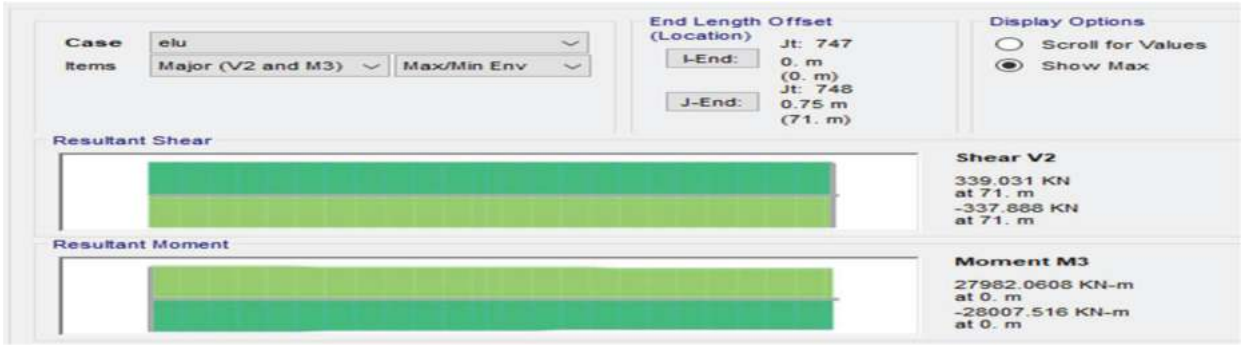
$M_{V_ELS} := R_{ELS_culée} \cdot X_v$ $M_{V_ELS} = -20624.5 \cdot kN \cdot m$

$M_{V_ELU} := R_{ELU_culée} \cdot X_v$ $M_{V_ELU} = -28562.7 \cdot kN \cdot m$

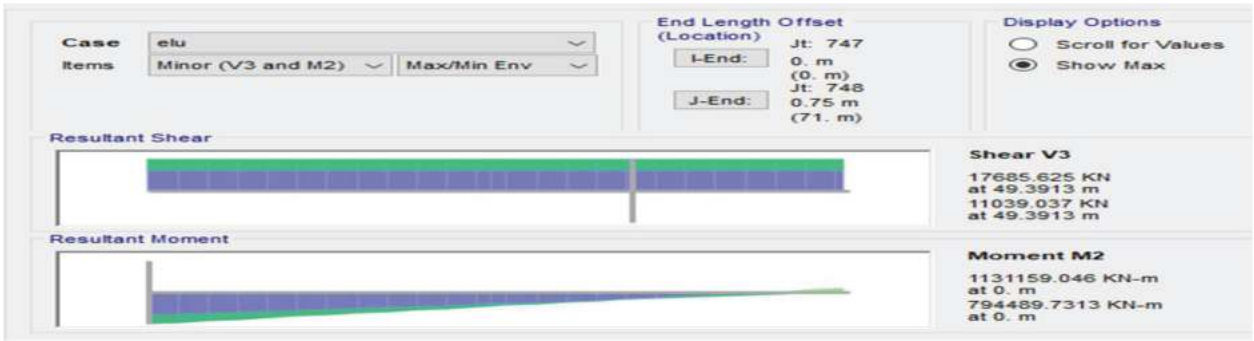
$M_{V_ELA} := R_{ELA_culée} \cdot X_v$ $M_{V_ELA} = -13110 \cdot kN \cdot m$



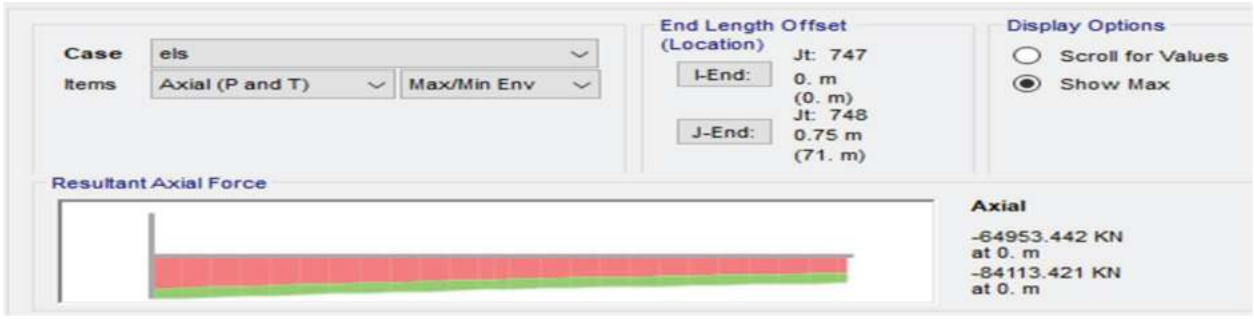
Annexe F.1 diagramme des forces axiales (ELU1)



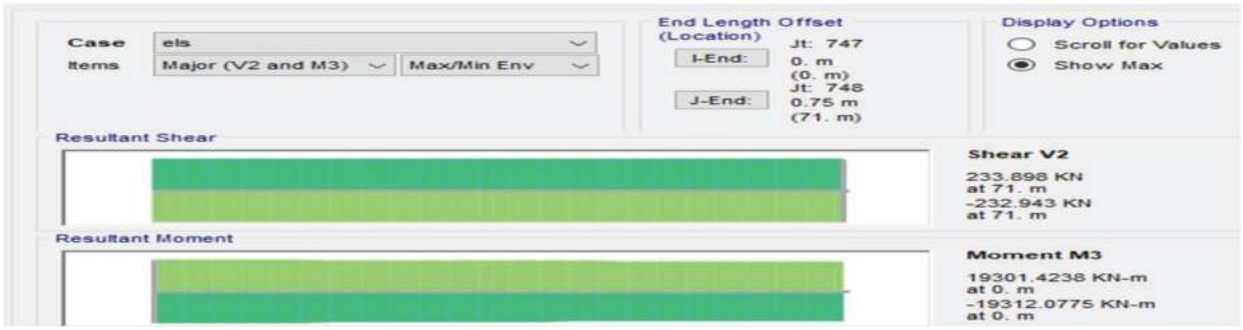
Annexe F.2 diagramme du moment fléchissant transversal (ELU1)



Annexe F.3 diagramme du moment fléchissant longitudinal (ELU1)



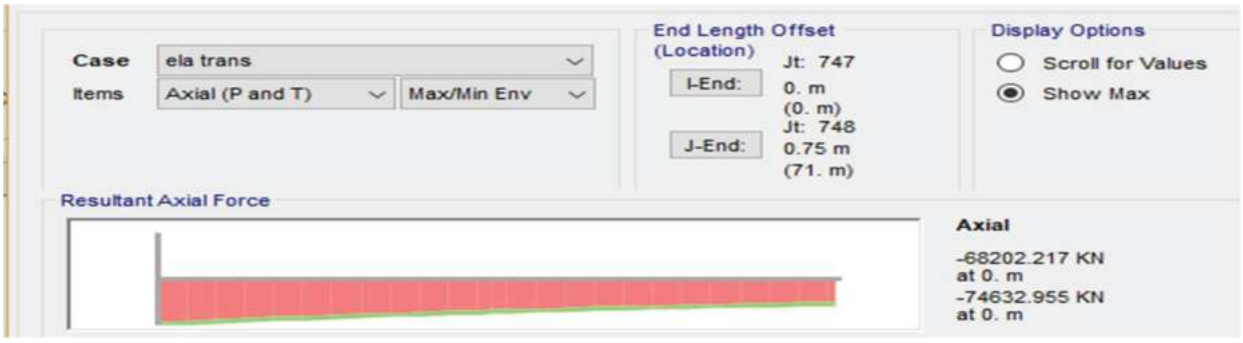
Annexe F.4 diagramme des forces axiales (ELS1)



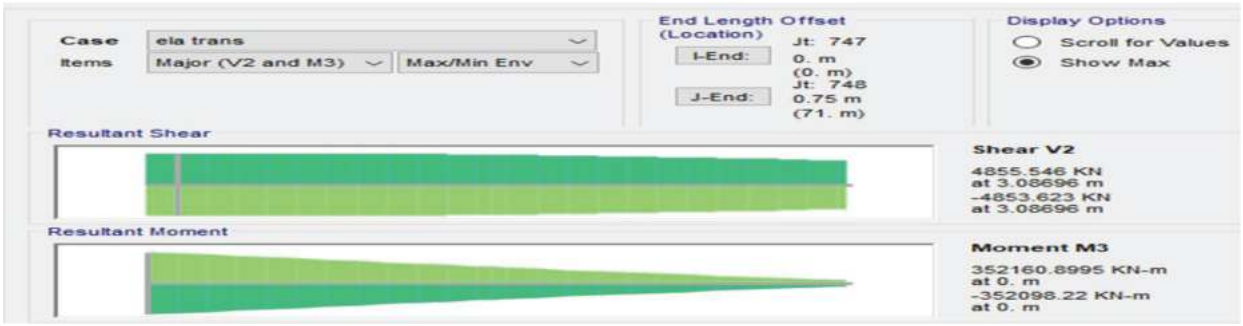
Annexe F.5 diagramme du moment fléchissant transversal (ELS1)



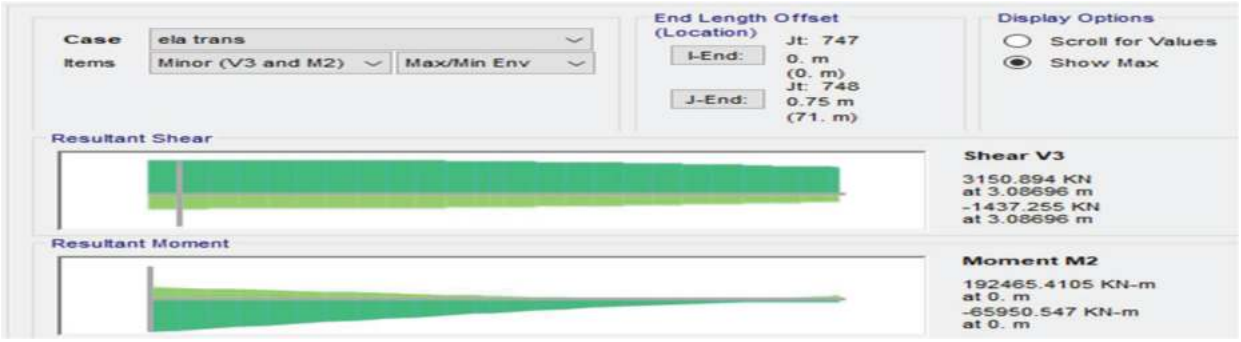
Annexe F.6 diagramme du moment fléchissant longitudinal (ELS1)



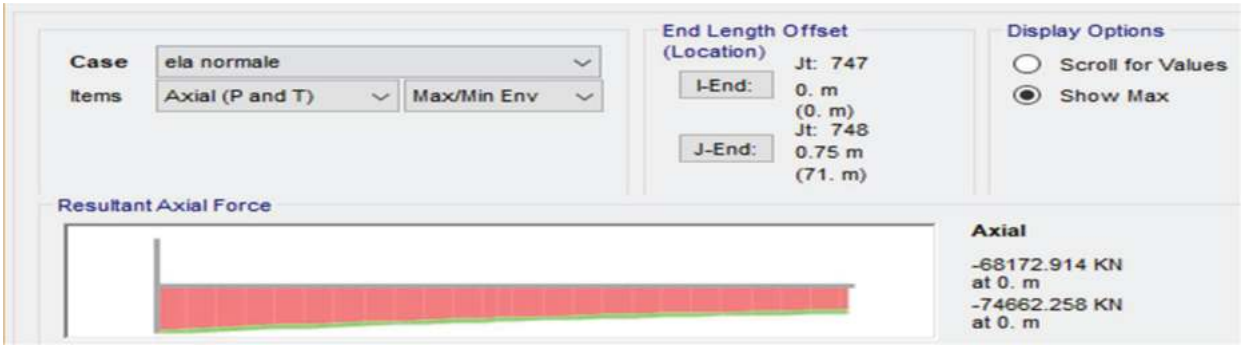
Annexe F.7diagramme des forces axiales (ELA transversale)



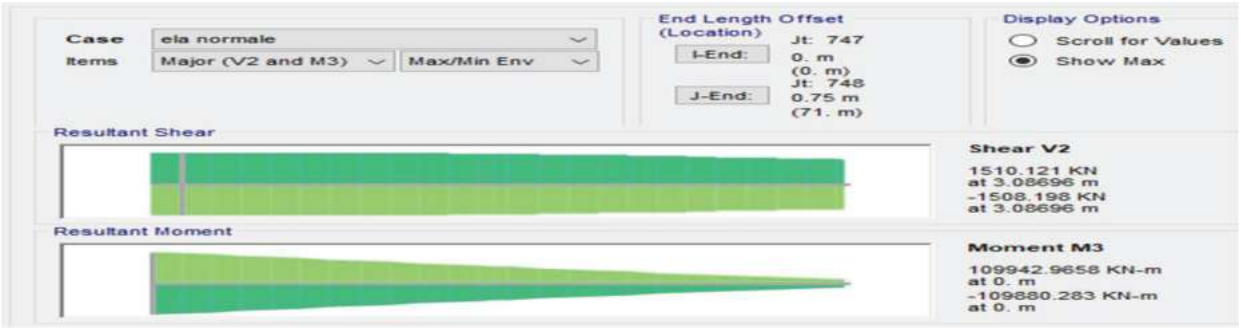
Annexe F.8 diagramme du moment fléchissant transversal (ELA transversale)



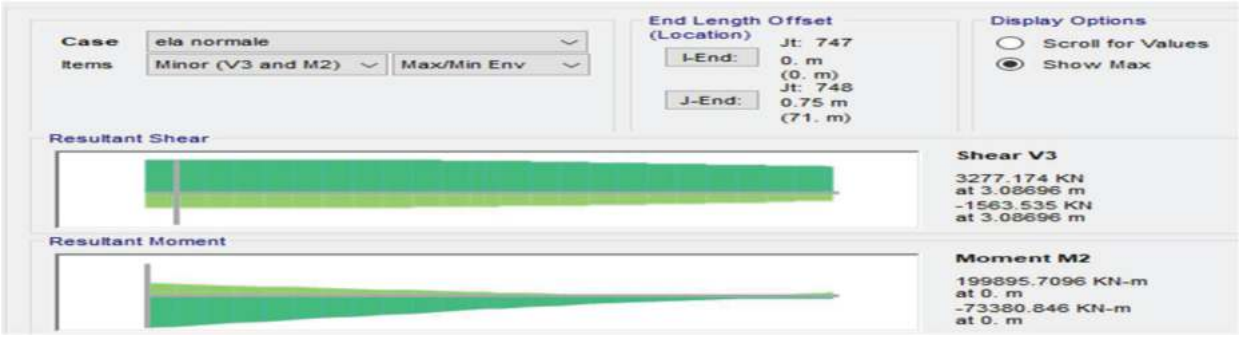
Annexe F.9 diagramme du moment fléchissant longitudinal (ELA transversale)



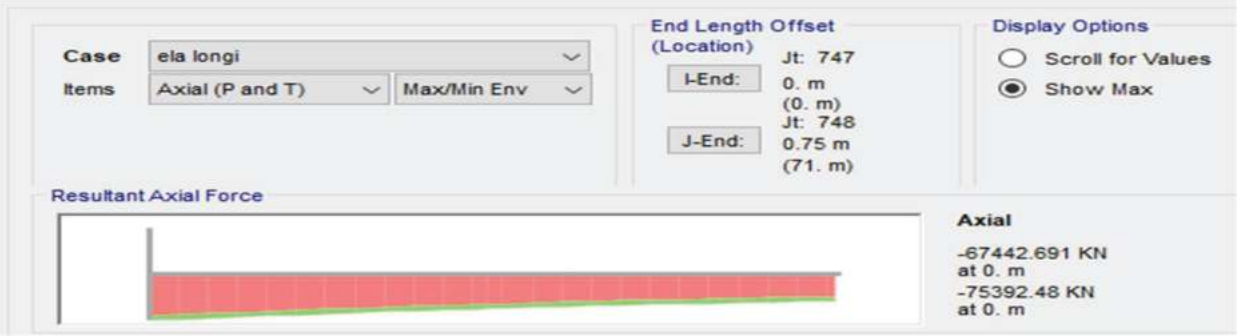
Annexe F.10diagramme des forces axiales (ELA normale)



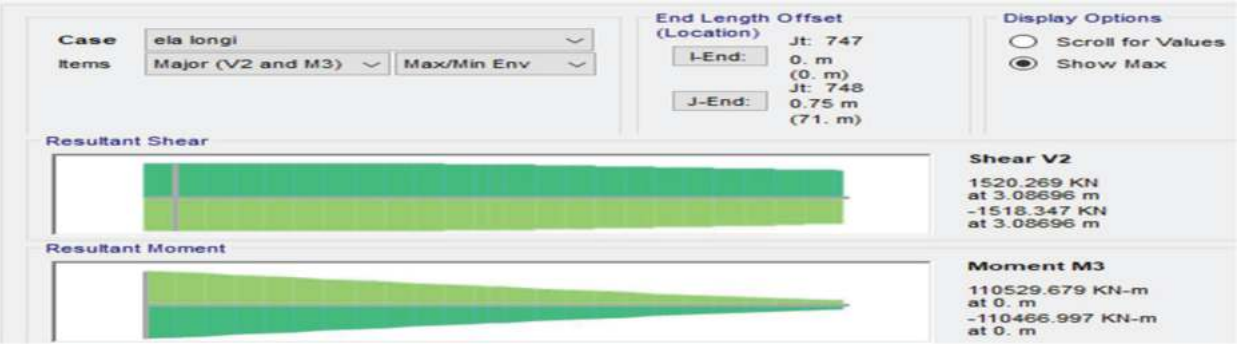
Annexe F.11 diagramme du moment fléchissant transversal (ELA normale)



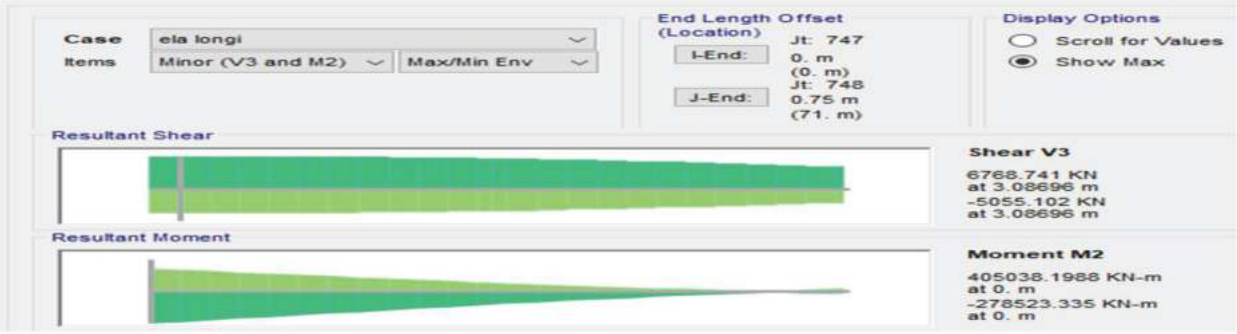
Annexe F.12 diagramme du moment fléchissant longitudinal (ELA normale)



Annexe F.13 diagramme des forces axiales (ELA longitudinale)



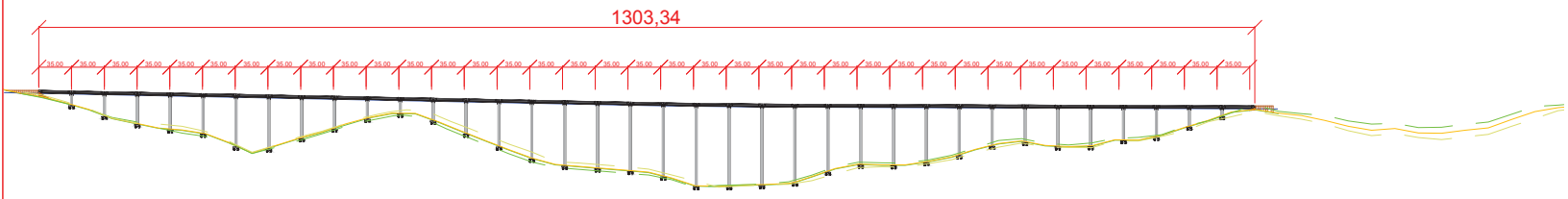
Annexe F.14 diagramme du moment fléchissant transversal (ELA longitudinale)



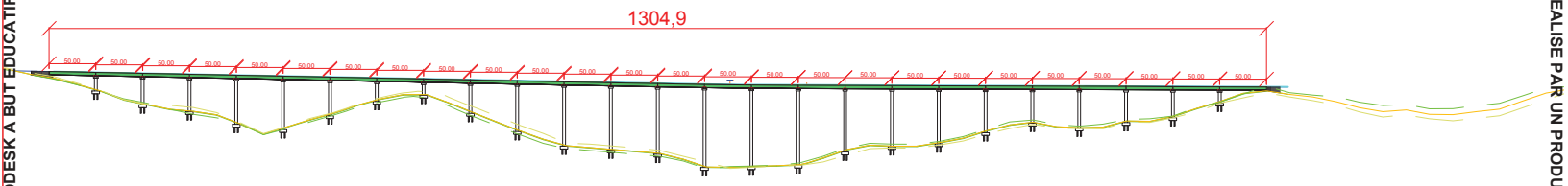
Annexe F.15 diagramme du moment fléchissant longitudinal (ELA longitudinale)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VARIANTE N°1 VIPP



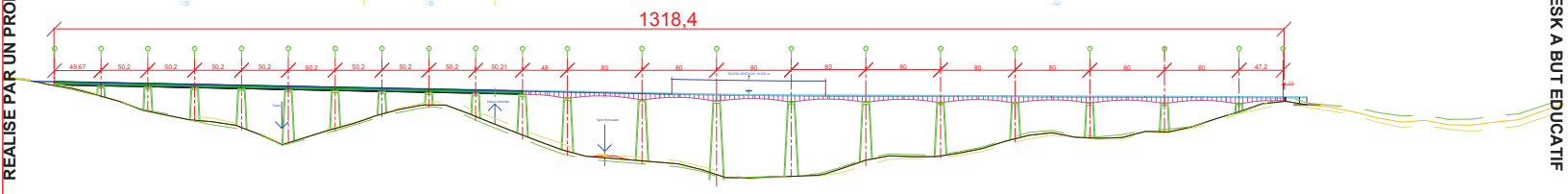
VARIANTE N°2 PRS



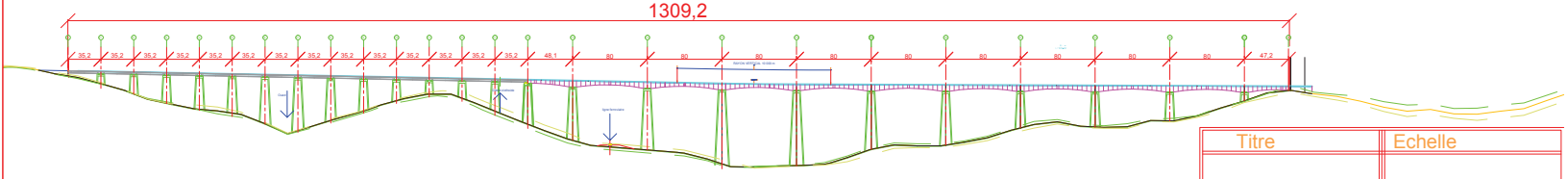
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VARIANTE N°3 VIPP + ENCORBELLEMENT

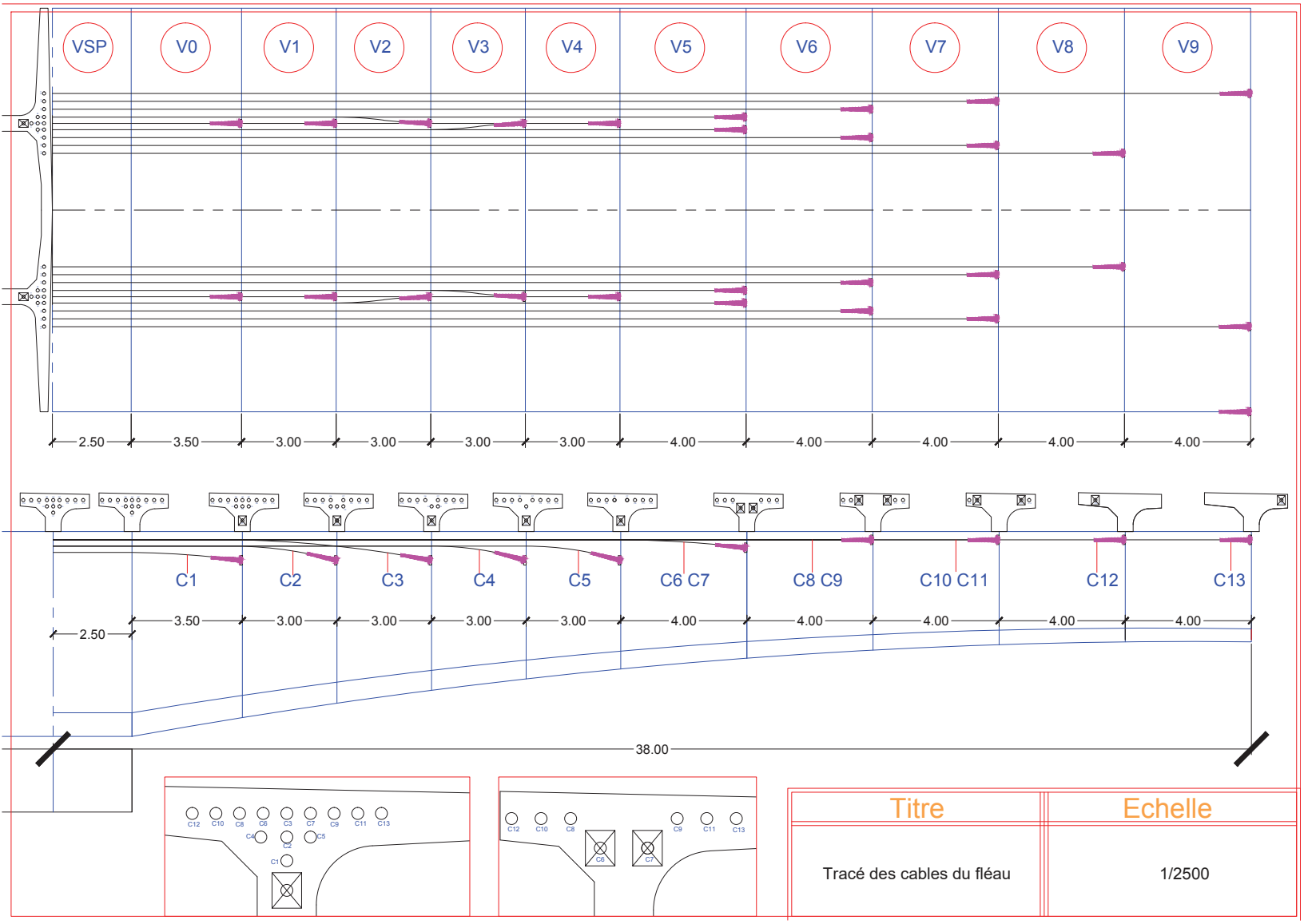


VARIANTE N°4 PRS + ENCORBELLEMENT



Titre	Echelle
profils en longs des variantes	1/4000

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Titre	Echelle
Tracé des cables du fléau	1/2500