

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

École Nationale Polytechnique

Département du Génie Civil



Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'État en Génie Civil



Intitulé :

**Etude d'un pont mixte de type BOW-STRING
et le soutènement de ses culées**

Cas du pont de Ouled-Moussa, W. Boumerdès

Réalisé par :

M. MAHAMDI OUA Sif Eddine

M. SEHAKI Youghourta

Dirigé par :

Mme R. KETTAB

Promotion Juillet 2010

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes ancêtres

***Massaoud et Mokhtar (Rahimahom Allah),
Papa Ali, Mama Fatima et Mama Yamina
(Hafidahom Allah).***

Mes très chers bons parents

Mes frères et mes sœurs

A toute la famille

A tous mes amis, mes voisins et ma belle ville

El-Harrouche

*A tous ceux qui ont contribué à ma formation
d'ingénieur.*

Sif (SEM)



Dédicace

À mes très chers parents,

À mes frères et sœurs,

À ma sœur Houria et sa petite famille,

À toute la famille Sehakj,

À toute la famille Senhadji,

À la famille Touat,

À tous mes amis,

Et à tous ceux qui m'aiment...

Je dédie ce travail.

Youghourta



Remerciements

Louange à Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux, qui, grâce à Lui, que ce travail a vu la lumière et apparaît dans cette forme. Ensuite, nous remercions profondément nos parents et nos familles pour leur soutien.

Nous tenons aussi à remercier nos promotrices **M^{me} MITICHE-KETTAB** pour l'aide qu'elle nous a donnés.

Nos remerciements s'adressent également à toute personne qui a aidé, de loin ou de près, dans l'élaboration de ce modeste travail, notamment :

- **M^{elle} AMRAOUI**, chef de département de la recherche et de la formation de l'ANA ;
- **M. BEN LAALAM**, directeur de l'unité de l'ANA sise à Birtouta ;
- **M. SAHNOUN** et **M. MERASKA**, chefs du projet de l'ANA ;
- **M. FERCHANI**, chef de la sécurité de l'unité de Birtouta ;
- **M. Hamza**, ingénieur de l'ANA qui nous a beaucoup aidés ;
- **M^{elle} Hanane**, ingénieur de l'ENGOA ;
- **M. Sofiane et ses collègues**, ingénieurs de l'ENGOA ;
- **M^{me} ZAIDI**, chef de département d'études techniques de l'ENGOA ;

Et sans oublier personne, nous exprimons notre reconnaissance à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

الملخص

إن الغرض من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر من نوع Bow-string، يبلغ طوله 42.75 م، وعرضه 10.02 م، مع حائط الإسناد المخصص لحماية أسسه . نظام حمل هذه المنشأة يتمثل في قوسين حديديين تتصل بواسطة حبال أسطوانية بلوبع روافد حديدية، مما يضمن لنا تحمل الجسر لجميع الأثقال المطبقة عليه. ومن أجل تحقيق هذه الغاية استعملنا الحاسب الآلي وذلك بواسطة ROBOT Millennium 17.5 لدراسة الجسر، كما طبقنا أيضا برنامج EXPERT لحساب حائط الإسناد، مع إجراء مختلف المراجعات اللازمة حسب القوانين المعمول بها في هذا الشأن.

كلمات مفتاحية : جسر Bow-string، حائط الإسناد، نظام الحمل، روافد حديدية، حبال أسطوانية.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont en arc de type bow-string d'une longueur totale de 42.75 m et une largeur de 10.02 m avec le soutènement des semelles-culées. Le système porteur du tablier est garanti par quatre entretoises intermédiaires en caissons métalliques reliées à l'arc par des suspentes, reprennent la quasi-totalité des charges et surcharges appliquées. Le calcul automatique a été effectué sous le logiciel ROBOT Millennium v17.5 pour le pont, et le module EXPERT pour le soutènement. Plusieurs vérifications ont été faites conformément aux règlements en vigueur.

Mots clef: Bow-string, soutènement, système porteur, entretoises métalliques, suspentes.

Abstract

The purpose of this work is the design and the study of a bow-string arch bridge with an overall length of 42.75 m and a width of 10.02 m with the retaining of the sole-abutments. The roadway carrier system is guaranteed by four interties caissons connected to the arc by suspending rods, takes again the near total of the loads and overloads applied. Automatic calculation was carried out under the software ROBOT Millennium v17.5 for the bridge, and the EXPERT module for the retaining wall. Several checks were made in accordance with the rules in force.

Key Words: Bow-string, retaining, carrier system, metal interties, suspending rods (strings).

Sommaire

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| - Un ouvrage d'Art de quoi s'agit-il?..... | 2 |
| - Nature d'un ouvrage d'art..... | 2 |
| - Familles d'ouvrages d'art..... | 2 |
| - Notion générale d'un pont..... | 3 |
| - Description et historique des ponts..... | 3 |
| - Différents types de ponts..... | 3 |
| PRESENTATION DU PROJET..... | 5 |
| Introduction..... | 6 |
| ➤ Description de l'ouvrage OA 52..... | 6 |
| ➤ Emplacement de l'ouvrage..... | 6 |
| Conclusion..... | 7 |
| <u>PARTIE (A) : CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART (PONT)</u> | |
| Préambule..... | 9 |
| I. Démarche du concepteur..... | 10 |
| ➤ Recueil des données de l'ouvrage et du site..... | 10 |
| 1) Topographie..... | 10 |
| 2) Géotechnique..... | 10 |
| 3) Hydrologie..... | 11 |
| II. Choix du type d'ouvrage..... | 11 |
| II.1. Les paramètres définissant le choix..... | 11 |
| II.2. Variantes proposées..... | 12 |
| ▪ Variante 1 : Pont en arc métallique à poutre précontrainte..... | 12 |
| ▪ Variante 2 : Pont en arc métallique avec prédalle à poutres IPE 400..... | 13 |
| ▪ Variante 3 : Pont en arc métallique à dalle élégie précontrainte..... | 13 |
| Conclusion..... | 13 |
| CHAPITRE I : Conception générale..... | 14 |
| Introduction..... | 15 |
| I. Fondation..... | 15 |
| I.1. Description..... | 15 |
| I.2. Données géotechniques..... | 15 |
| Conclusion..... | 15 |
| I.3. Pieux..... | 15 |
| a) Définition d'un pieu..... | 15 |
| b) Choix du type pour l'ouvrage..... | 16 |
| II. Pile-culée..... | 16 |
| II.1. Généralités et représentation schématique..... | 16 |
| II.2. Choix du type selon les avantages..... | 17 |
| II.3. Les dés d'appuis..... | 17 |

Sommaire

| | |
|---|-----------|
| II.4. Les appareils d'appuis..... | 17 |
| III. Tablier..... | 18 |
| IV. Les équipements | 18 |
| IV.1. Les principaux équipements..... | 18 |
| IV.2. Les joints de chaussée..... | 19 |
| IV.3. Protection anticorrosion..... | 19 |
| Conclusion..... | 20 |
| CHAPITRE II : Caractéristiques des matériaux..... | 21 |
| Introduction..... | 22 |
| I. Béton armé..... | 22 |
| I.1. La résistance à la compression..... | 22 |
| I.2. La résistance à la traction..... | 22 |
| I.3. Module de déformation longitudinale du béton «E»..... | 23 |
| I.4. Contrainte ultime de compression..... | 23 |
| I.5. Coefficient de poisson ν | 23 |
| II. Les aciers..... | 24 |
| II.1. Acier de charpente | 24 |
| II.1.1. Voussoirs constituant les arcs (1) et (2)..... | 24 |
| II.1.2. Entretoises supérieures de liaison entre les arcs..... | 24 |
| II.1.3. les entretoises inférieures (entretoises du tablier)..... | 25 |
| II.2. Les câbles de suspension..... | 26 |
| II.3. Les caractéristiques de calcul..... | 27 |
| Conclusion..... | 27 |
| CHAPITRE III : Charges et surcharges..... | 28 |
| Introduction..... | 29 |
| I. Evaluation des charges permanentes..... | 29 |
| I.1. Poids propre du tablier..... | 29 |
| I.2. Poids propre de l'ouvrage..... | 29 |
| II. Caractéristiques du pont..... | 30 |
| II.1. Classe du pont..... | 30 |
| II.2. La largeur chargeable, nombre et largeur de voies..... | 30 |
| Conclusion..... | 31 |
| III. Evaluations des charges roulantes..... | 31 |
| III.1. Système de charge A(I)..... | 31 |
| III.2. Systèmes de surcharges B..... | 32 |
| a) Système Bc..... | 33 |
| b) Système Bt..... | 34 |
| c) Système Br..... | 36 |
| d) Charges type Bf..... | 36 |
| III.3. Surcharges militaires MC120..... | 37 |

Sommaire

| | |
|--|-----------|
| III.4. Convoi exceptionnel..... | 38 |
| a) Convoi type D..... | 38 |
| b) Convoi type E..... | 38 |
| III.5. Coefficient de majoration dynamique..... | 39 |
| IV. Évaluation de charges extérieures..... | 40 |
| IV.1. Charges thermiques..... | 40 |
| a) Variations linéaires..... | 40 |
| b) Gradient Thermique..... | 40 |
| IV.2. Autres charges..... | 41 |
| a) Le vent..... | 41 |
| b) Forces centrifuges..... | 41 |
| c) Forces de frottement parasite des appuis..... | 41 |
| IV.3. Actions sismiques..... | 41 |
| Conclusion..... | 42 |
| CHAPITRE IV: Modélisation et combinaisons de charges..... | 43 |
| Introduction..... | 44 |
| I. Présentation du logiciel robot Millennium..... | 44 |
| I.1. Caractéristiques principales du logiciel Robot Millennium..... | 44 |
| I.2. Principes de fonctionnement de logiciel Robot Millennium..... | 44 |
| II. Modélisation..... | 45 |
| - Conditions d'appuis..... | 46 |
| III. Combinaisons d'actions..... | 47 |
| III.1. Les coefficients de pondération des combinaisons..... | 47 |
| III.2. Etats limites ultime et de service..... | 48 |
| Conclusion..... | 48 |
| CHAPITRE V: Etude statique..... | 49 |
| Introduction..... | 50 |
| Vérification du déplacement élastique..... | 50 |
| L'étude de la dalle..... | 51 |
| II.1. Modèle de calcul de la dalle..... | 51 |
| II.2. Méthode de travail..... | 52 |
| II.3. Diagrammes des moments..... | 52 |
| II.3.1. Le moment fléchissant dû au poids propre..... | 52 |
| II.3.2. Le moment fléchissant dû au gradient thermique..... | 53 |
| II.3.3. Le moment fléchissant dû aux charges routières..... | 53 |
| II.4. Calcul des sollicitations..... | 58 |
| II.4.1. Vérification à l'état limite de service..... | 58 |
| II.4.2. Vérification à l'état limite ultime (pour les poutres mixtes)..... | 60 |

Sommaire

| | |
|--|-----------|
| II.5. Calcul du ferrailage..... | 64 |
| L'étude de la charpente..... | 66 |
| III.1. Etude des entretoises du tablier..... | 66 |
| III.1.1. Vérification à l'état limite ultime..... | 66 |
| III.1.2. Vérification à l'état limite de service..... | 68 |
| III.1.3. Calcul des connecteurs (goujons soudés)..... | 68 |
| III.2. Etude des arcs..... | 70 |
| III.2.1. Vérification à l'état limite ultime..... | 70 |
| III.2.2. Vérification à l'état limite de service..... | 73 |
| III.3. Vérification des entretoises des arcs..... | 74 |
| III.3.1. Vérification à l'état limite ultime..... | 74 |
| III.3.2. Vérification à l'état limite de service..... | 76 |
| III.4. Vérification des assemblages par soudure..... | 76 |
| III.5. Vérification des suspentes..... | 77 |
| Conclusion..... | 79 |
| CHAPITRE VI : Etude dynamique..... | 80 |
| Introduction..... | 81 |
| I. Evaluation des fréquences propres du pont..... | 81 |
| I.1. Fréquence propre de flexion..... | 81 |
| I.1.1. Calcul à l'aide de la méthode de Rayleigh..... | 81 |
| I.1.2. Calcul à l'aide du logiciel..... | 83 |
| I.2. Fréquence propre de torsion..... | 83 |
| II. Comportement aérodynamique..... | 83 |
| III. Les effets physiologiques de vibration (la résonance)..... | 84 |
| IV. Comportement sismique du pont..... | 85 |
| V. Définition de l'analyse modale spectrale..... | 87 |
| VI. Application de la charge sismique..... | 90 |
| VII. Vérification à l'ELU..... | 94 |
| VIII. Vérification de la dalle mixte..... | 95 |
| VIII.1. Ferrailage de la dalle..... | 95 |
| a. Vérification des armatures minimales..... | 95 |
| b. Vérification des armatures maximales..... | 95 |
| VIII.2. Vérification des déplacements des appuis..... | 96 |
| Conclusion..... | 96 |
| Conclusion de la partie A..... | 98 |

Sommaire

PARTIE (B): SOUTÈNEMENT DES SEMELLES

| | |
|---|------------|
| Présentation de l'ouvrage..... | 100 |
| Introduction..... | 101 |
| Description de l'ouvrage..... | 101 |
| Choix du type de l'ouvrage..... | 101 |
| Conclusion..... | 101 |
| CHAPITRE I : Généralités et techniques de soutènement..... | 102 |
| Introduction..... | 103 |
| Principaux types et emplois des murs de soutènement..... | 103 |
| Conclusion..... | 105 |
| CHAPITRE II : Principes de calcul des murs de soutènement..... | 106 |
| Introduction..... | 107 |
| I. Calcul des murs de soutènement..... | 107 |
| I.1. Informations générales..... | 107 |
| I.2. Caractéristiques du sol..... | 107 |
| I.3. Surcharges..... | 108 |
| II. Prédimensionnement..... | 108 |
| III. Poussées des terres..... | 108 |
| III. Conditions de stabilité..... | 109 |
| IV.1. Bilan des forces..... | 110 |
| IV.2. Vérification du non-poinçonnement du sol d'assise..... | 110 |
| IV.3. Vérification du non-renversement..... | 112 |
| IV.4. Vérification du non-glissement..... | 112 |
| V. Calcul du patin et du talon..... | 114 |
| VI. Ferrailage..... | 115 |
| Conclusion..... | 116 |
| CHAPITRE III : Calcul du mur de soutènement..... | 117 |
| Introduction..... | 118 |
| I. Prédimensionnement et géométrie du mur..... | 118 |
| II. Les données de calcul..... | 118 |
| III. Les résultats de calcul..... | 120 |
| IV. Schéma de ferrailage..... | 122 |
| Conclusion..... | 124 |
| Conclusion de la partie B..... | 124 |

Sommaire

PARTIE C : PROCESSUS DE REALISATION ET D'EXECUTION DE TRAVAUX

| | |
|--|------------|
| Préambule..... | 126 |
| Introduction..... | 126 |
| Les phases de réalisation..... | 126 |
| - Phase 1 : L'infrastructure..... | 126 |
| - Phase 2 : Les semelles-culées..... | 128 |
| - Phase 3 : Les entretoises du tablier..... | 128 |
| - Phase 4 : Le tablier..... | 128 |
| - Phase 5 : Les arcs..... | 129 |
| - Phase 6 : Les suspentes..... | 129 |
| - Phase 7 : Déblaiement et soutènement..... | 130 |
| Conclusion..... | 130 |
| <u>CONCLUSION GENERALE.....</u> | 131 |

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure 1. Différents types de ponts..... | 4 |
| Figure 2. Localisation géographique de l'ouvrage sur le site concerné..... | 7 |
| Figure A.1. Plages de portées selon le type du pont..... | 12 |
| Figure A.2. Schéma d'un pont à poutres précontraintes..... | 12 |
| Figure A.3. Schéma d'un tablier à poutres IPE..... | 13 |
| Figure A.4. Schéma d'un tablier à dalle élégiée précontrainte..... | 13 |
| Figure A.I.1. Vue panoramique d'une culée..... | 16 |
| Figure A.I.2. Culée du pont en objet..... | 17 |
| Figure A.I.3. Dé d'appui..... | 17 |
| Figure A.I.4. Les mouvements relatifs d'un appareil d'appui..... | 18 |
| Figure A.I.5. Dalle et prédalle (Détail de la section transversale typique)..... | 18 |
| Figure A.I.6. Différents équipements d'un pont..... | 19 |
| Figure A.I.7. Schéma d'un joint de chaussée..... | 19 |
| Figure A.II.1. Section des voussoirs (1) et (2)..... | 24 |
| Figure A.II.2. Section des entretoises supérieures..... | 24 |
| Figure A.II.3. Vue en 3D des voussoirs des arcs et leurs entretoises de liaison..... | 25 |
| Figure A.II.4. Vue frontale des entretoises du tablier..... | 25 |
| Figure A.II.5. Coupe transversale des entretoises Inférieures (Coupe centrale - Hmax)..... | 25 |
| Figure A.II.6. Coupe transversale des entretoises Inférieures (Coupe latérale - Hmin)..... | 26 |
| Figure A.II.7. Diagramme Contrainte-Déformation de l'acier..... | 27 |
| Figure A.III.1. La charge type A sur toute la longueur du tablier (positions typiques N° 1 et 2)..... | 32 |
| Figure A.III.2. Position typique n°3 de la charge type A (2 voies chargées)..... | 32 |
| Figure A.III.3. Les dimensions du système Bc..... | 33 |
| Figure A.III.4. Charge type Bc (valeur nominale – camions par file)..... | 34 |
| Figure A.III.5. Les dimensions du système Bt..... | 35 |
| Figure A.III.6. Charge Br..... | 36 |
| Figure A.III.7. Camion Bf..... | 36 |
| Figure A.III.8. Charge type Bf (valeur nominale)..... | 36 |
| Figure A.III.9. Les dimensions de la surcharge militaire Mc120..... | 37 |
| Figure A.III.10. Disposition de la charge type D (ancienne)..... | 38 |
| Figure A.III.11. Disposition de la charge type D (nouvelle)..... | 38 |
| Figure A.III.12. Disposition de la charge type E..... | 39 |
| Figure A.IV.1. Logiciel Robot Millennium..... | 44 |
| Figure A.IV.2. Vue en 3D du modèle de la structure..... | 46 |
| Figure A.IV.3. Modélisation du poids propre des équipements du pont..... | 47 |
| Figure A.V.1. La flèche du tablier seul (sans système porteur)..... | 50 |
| Figure A.V.2. La flèche de la structure entière (avec système porteur)..... | 51 |
| Figure A.V.3. Détail de la section transversale de la dalle..... | 51 |
| Figure A.V.4. Diagramme du moment fléchissant dû au poids propre..... | 52 |
| Figure A.V.5. Diagramme du moment fléchissant dû au gradient thermique..... | 53 |
| Figure A.V.6. Modélisation de la charge $A_1(l)$ | 53 |
| Figure A.V.7. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge $A_1(l)$ | 54 |

| | |
|--|----|
| Figure A.V.8. Modélisation de la charge $A_2(l)$ | 54 |
| Figure A.V.9. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge $A_2(l)$ | 55 |
| Figure A.V.10. Modélisation de la charge $A_3(l)$ | 55 |
| Figure A.V.11. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge $A_3(l)$ | 56 |
| Figure A.V.12. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge B_c | 56 |
| Figure A.V.13. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge B_f | 57 |
| Figure A.V.14. Diagramme du moment fléchissant dû à la surcharge Mc_{120} | 57 |
| Figure A.V.15. Diagramme du moment fléchissant dû à la surcharge D_{240} | 58 |
| Figure A.V.16. Section d'une barre IPE..... | 61 |
| Figure A.V.17. Voilement de l'âme..... | 62 |
| Figure A.V.18. Schéma de ferrailage pour une série de 3 IPE..... | 65 |
| Figure A.V.19. Diagramme du moment fléchissant | 66 |
| Figure A.V.20. Diagramme de l'effort tranchant..... | 66 |
| Figure A.V.21. Diagramme de l'effort normal..... | 66 |
| Figure A.V.22. Section des entretoises inférieures..... | 67 |
| Figure A.V.23. Schéma d'un goujon soudé..... | 68 |
| Figure A.V.24. Vue en 3D de la déformation des arcs..... | 70 |
| Figure A.V.25. Diagramme du moment fléchissant des arcs..... | 71 |
| Figure A.V.26. Diagramme de l'effort tranchant..... | 71 |
| Figure A.V.27. Diagramme de l'effort normal..... | 72 |
| Figure A.V.28. Section des arcs..... | 72 |
| Figure A.V.29. Diagramme du moment fléchissant | 74 |
| Figure A.V.30. Diagramme de l'effort tranchant..... | 74 |
| Figure A.V.31. Diagramme de l'effort normal..... | 74 |
| Figure A.V.32. Section des entretoises supérieures..... | 75 |
| Figure A.V.33. Soudure des arcs..... | 76 |
| Figure A.V.34. Soudure des caissons..... | 76 |
| Figure A.V.35. Diagramme de l'effort normal des câbles..... | 77 |
| Figure A.VI.1. Schéma d'un système à 1 degré de liberté..... | 82 |
| Figure A.VI.2. Schéma d'un système à n degrés de liberté..... | 82 |
| Figure A.VI.3. Classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement..... | 85 |
| Figure A.VI.4. Spectre de réponse horizontale en accélération..... | 87 |
| Figure A.VI.5. Spectre de réponse verticale en accélération..... | 87 |
| Figure A.VI.6. Mode N°1 ($F=1.993$ Hz ; $T=0.502$ s)..... | 88 |
| Figure A.VI.7. Mode N°2 ($F=2.443$ Hz ; $T=0.409$ s)..... | 88 |
| Figure A.VI.8. Mode N°4 ($F=3.427$ Hz ; $T=0.206$ s)..... | 89 |
| Figure A.VI.9. Mode N°6 ($F=4.466$ Hz ; $T=0.224$ s)..... | 89 |
| Figure A.VI.10. Mode N°7 ($F=4.857$ Hz ; $T=0.206$ s)..... | 89 |
| Figure A.VI.11. Mode N°10 ($F=6.495$ Hz ; $T=0.154$ s)..... | 90 |
| Figure A.VI.12. Mode N°13 ($F=8.414$ Hz ; $T=0.119$ s)..... | 90 |
| Figure A.VI.13. Diagramme du moment fléchissant dû à l'action sismique longitudinale..... | 91 |
| Figure A.VI.14. Diagramme de l'effort normal dû à l'action sismique longitudinale..... | 91 |
| Figure A.VI.15. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'action sismique longitudinale..... | 91 |
| Figure A.VI.16. Diagramme du moment fléchissant dû à l'action sismique transversale..... | 92 |
| Figure A.VI.17. Diagramme de l'effort normal dû à l'action sismique transversale..... | 92 |
| Figure A.VI.18. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'action sismique transversale..... | 92 |
| Figure A.VI.19. Diagramme du moment fléchissant dû à l'action sismique verticale..... | 93 |

| | |
|---|-----|
| Figure A.VI.20. Diagramme de l'effort normal dû à l'action sismique verticale..... | 93 |
| Figure A.VI.21. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'action sismique verticale..... | 93 |
| Figure A.VI.22. Ferrailage de la dalle mixte..... | 95 |
| | |
| Figure B.I.1. Murs de soutènement classiques..... | 103 |
| Figure B.I.2. Utilisation courante des murs de soutènement..... | 104 |
| Figure B.II.1. Dimensions courantes des murs profilés..... | 108 |
| Figure B.II.2. Équivalence des forces et moments ($MG_{ser} = MG_{serH} + MG_{serV}$)..... | 111 |
| Figure B.II.3. Dispositions diverses pour les bèches..... | 113 |
| Figure B.II.4. Vérification du non-glissement en présence d'une bêche..... | 113 |
| Figure B.II.5. Sollicitations dans les sections S1, S2, S3..... | 114 |
| Figure B.II.6. Ferrailage schématique d'un mur sans contreforts..... | 115 |
| Figure B.III.1. Schéma détaillé du mur de soutènement..... | 118 |
| Figure B.III.2. Disposition des couches de sol par rapport au mur..... | 119 |
| Figure B.III.3. Plan de ferrailage du mur de soutènement calculé..... | 123 |
| | |
| Figure C.1. Les étapes de réalisation des pieux à paroi moulée..... | 127 |
| Figure C.2. Coupe longitudinale montrant les pieux des deux culées..... | 127 |
| Figure C.3. Fraise hydraulique de forage..... | 127 |
| Figure C.4. Vue des pieux sur site..... | 127 |
| Figure C.5. Réalisation des semelles et les élévations culées..... | 128 |
| Figure C.6. Déblaiement et mise en œuvre des entretoises du tablier..... | 128 |
| Figure C.7. Mise en œuvre du tablier..... | 128 |
| Figure C.8. Mise en œuvre des arcs..... | 129 |
| Figure C.9. Mise en œuvre et réglage des suspentes..... | 129 |
| Figure C.10. Vue de l'ouvrage en service (totalement achevé)..... | 130 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tableau A.II.1. Dégressivité de f_y et f_u en fonction de l'épaisseur t de la tôle..... | 26 |
| Tableau A.III.1. Récapitulatif des charges permanentes..... | 30 |
| Tableau A.III.2. Les valeurs du Coefficient a_1 | 31 |
| Tableau A.III.3. Charges $A(l)$ revenues aux différentes travées..... | 32 |
| Tableau A.III.4. Valeurs du coefficient b_c | 34 |
| Tableau A.III.5. Valeurs de la surcharge B_c | 34 |
| Tableau A.III.6. Valeurs du coefficient b_t | 35 |
| Tableau A.III.7. Valeurs de la surcharge B_t | 35 |
| Tableau A.III.8. Coefficients de majoration dynamique..... | 40 |
| Tableau A.IV.1. Les coefficients de majoration pour chaque charge..... | 47 |
| Tableau A.IV.2. Les différentes combinaisons de charges..... | 48 |
| Tableau A.V.1. Vérification des contraintes à l'ELS..... | 60 |
| Tableau A.V.2. Résumé des contraintes avant durcissement du béton..... | 62 |
| Tableau A.VI.1. Valeurs des fréquences et des périodes pour chaque mode de vibration..... | 83 |
| Tableau A.VI.2. Valeurs des plus importantes fréquences et périodes et leurs modes correspondants.... | 88 |
| Tableau A.VI.3. Tableau des déplacements des appuis | 96 |
| Tableau B.I.1. Les principaux types de murs de soutènement..... | 105 |
| Tableau B.III.1. Différentes couches du sol sous le mur..... | 119 |
| Tableau B.III.2. Couches de sol en amont..... | 119 |
| Tableau B.III.3. Couches de sol en aval..... | 119 |
| Tableau B.III.4. Valeurs des K pour les différentes couches du sol en amont..... | 120 |
| Tableau B.III.5. Valeurs des K pour la couche de sol en aval..... | 120 |
| Tableau B.III.6. Le détail du ferrailage | 122 |

Introduction Générale

UN OUVRAGE D'ART, DE QUOI S'AGIT-IL?

Un **ouvrage d'art** est soit une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication (**route, voie ferrée, canal, etc.**), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, soit enfin un dispositif de retenue des eaux (**digue, barrage**).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle **l'art de l'ingénieur**.

NATURE D'UN OUVRAGE D'ART

L'ouvrage d'art peut être qualifié selon le milieu dans lequel il est construit soit en ouvrages d'art terrestres, maritimes ou de montagne.

FAMILLES D'OUVRAGES D'ART

➤ **Ouvrages d'art liés à des voies de communication**

- Les **ponts** et **viaducs**, qui sont des ouvrages aériens qui permettent de franchir une rivière, un bras de mer, un val, une autre voie de communication ou tout autre obstacle;
- Les **tunnels**, qui sont des ouvrages souterrains permettant le franchissement de tout obstacle similaire à ceux franchis par les ponts,
- Les structures en élévation comme les auvents de **péage**, les grands **murs antibruit**, les grands mâts et les portiques.
- Les **écluses** et les **ascenseurs à bateaux** sont des ouvrages d'art liés à des **voies navigables**.

➤ **Ouvrages d'art destinés à la protection contre l'action de la terre ou de l'eau**

- Les **murs de soutènement**, qui sont des ouvrages assurant la stabilité de la voie de communication portée.
- Les **gabions**, les **jetées**, les **brise-lames**, etc.

➤ **Ouvrages d'art destinés à la retenue des eaux**

- Les **barrages** qui sont des grands ouvrages de génie civil, sont souvent rangés dans la famille des ouvrages d'art.
- Les **digues**, etc.

Et comme notre projet consiste essentiellement à étudier les ouvrages : pont et mur de soutènement, nous donnons ci-dessous un petit aperçu sur les ponts.

NB : Un autre aperçu sur le soutènement sera donné en deuxième partie.

NOTION GENERALE D'UN PONT

Un pont est une construction qui permet le franchissement d'un obstacle ou d'un espace vide (cours d'eau, route, voie ferrée, vallée) entre deux points bien distincts ; en général, un pont soutient une route. Il peut également supporter des canaux ou des conduites d'eau : on l'appelle alors aqueduc. Un viaduc est par contre un ouvrage routier ou ferroviaire assez long, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche. Le terme passerelles désigne parfois des ponts relativement petits.

DESCRIPTION ET HISTORIQUE DES PONTS

➤ 1ère préindustrielle

Depuis le XXème siècle avant JC, on a construit des ponts de bois utilisés jusqu'à la révolution industrielle.

En 800 avant JC, les Étrusques construisent les premières voûtes en maçonnerie. Les Romains généralisèrent le procédé et développèrent l'emploi d'un ciment naturel et du caisson pour creuser le sol en site aquatique.

➤ De la révolution de 1848 à la guerre de 1914

L'histoire des ponts métalliques est liée à celle de la sidérurgie. L'architecture de fer est indissociablement liée au XIXème siècle.

Dès la fin du XVIIIème siècle, les premiers ponts en fonte en Angleterre furent en arc car la fonte a une mauvaise résistance à la traction.

A partir de 1848 qu'a été germée l'idée de construire des ponts suspendus d'abord puis ponts à poutres triangulées.

Le béton armé est inventé dans les années 1850, mais il ne sera utilisé pour les ponts qu'en 1890. Il triomphe entre les deux guerres jusqu'à l'invention de la précontrainte.

➤ Entre les deux guerres

Après la première guerre mondiale, la construction des ponts en béton armé de grandes portées se développe sous l'impulsion de deux ingénieurs : Albert Caquot et Eugène Freyssinet qui mettent au point la technique de décintrement par vérins ; on comprime l'arc de manière à ce qu'il se soulève de quelques centimètres. Le décintrement peut alors se faire sans risques.

Eugène Freyssinet définit les principes de la précontrainte en 1928. Mais les premiers grands ponts en béton précontraint seront réalisés après 1945.

DIFFERENTS TYPES DE PONTS

➤ Pont en arc

Le pont en arc exerce une réaction inclinée due à la poussée de l'arc. Cette poussée à une forte composante horizontale.

Lorsqu'on construit les arches les unes après les autres, les piles doivent être massives car chaque pile doit pourvoir reprendre la poussée de l'arche déjà construite.

Cependant, lorsque le pont est en service, la résultante des efforts appliqués aux piles est à peu près verticale. On distingue trois types de ponts en arcs : arcs à tablier supérieur (le tablier est placé au-dessus de l'arc) arcs à tablier intermédiaire (le tablier est placé au-dessous ou au milieu de l'arc) arc à tablier inférieur (le tablier est suspendu à l'arc par des suspentes).

➤ **Pont suspendu**

Les ponts suspendus transmettent, par l'intermédiaire de grands câbles porteurs, des réactions de traction sur les massifs d'ancrage. Les câbles travaillent en tension.

Dans les ponts suspendus, le tablier est suspendu à un câble ou des câbles porteurs par des suspentes.

➤ **Pont à poutre**

Un pont à poutre n'exerce sur ses appuis que des réactions verticales ou quasi verticales. Ces poutres travaillent essentiellement en flexion longitudinale.

La nature des poutres peut être très différente selon les ponts :

- Poutres à âme pleine
- Poutres en treillis
- "Bow-strings"

➤ **Pont à béquilles**

Un pont à béquille fonctionne à la fois comme un pont à poutre et comme un pont en arc.

➤ **Pont à haubans**

Dans le pont à haubans, le tablier est directement supporté par une série de câbles.

➤ **Bow-string**

Les bow-strings ne sont en fait que des cas particuliers de ponts à poutres triangulées. Mais leur fonctionnement est plus en rapport avec les caractéristiques techniques du béton armé.

L'arc supérieur travaille en compression et le tablier joue aussi le rôle de tirant en équilibrant la poussée de l'arc.

Les suspentes qui remontent les charges du tablier vers l'arc sont parfois en acier.

Les bow-strings en béton ont été abandonnés à cause de la complication des coffrages.

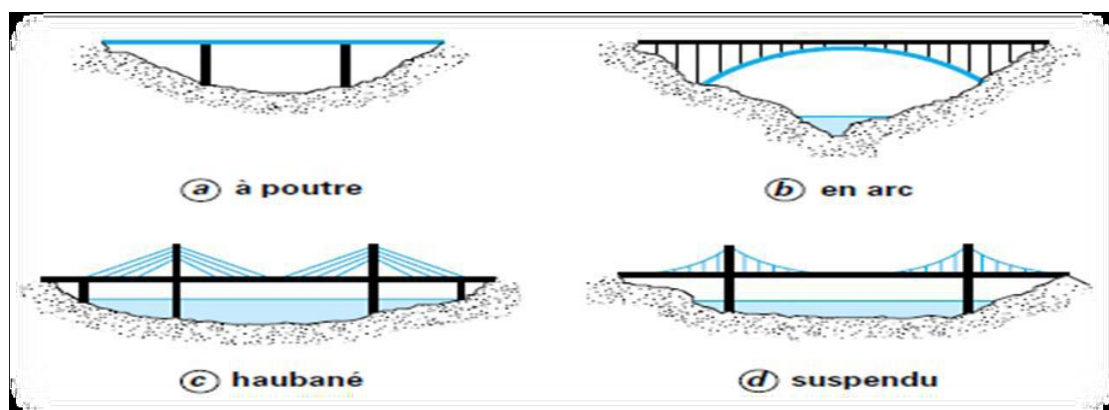


Figure 1: Différents types de ponts

Présentation
Du
Projet

INTRODUCTION

C'est le projet du siècle - l'autoroute **EST-OUEST** -, le plus grand chantier des travaux publics, un projet structurant et hautement stratégique...les expressions n'ont pas manqué pour illustrer l'importance que revêt le projet autoroutier EST-OUEST, fort d'une longueur historique de **1216 km** qui aura à assurer la liaison entre Annaba et Tlemcen, avec la desserte des principaux pôles en touchant directement **24 wilayas du nord du pays**. [1]

Plusieurs rocade ont été aménagées à cet effet, telle que la 2^{ème} rocade qui fera partie du projet autoroute est-ouest. Cette dernière traverse la périphérie sud de la ville d'Alger allant de Boudouaou jusqu'à la banlieue de Zéralda. En reliant directement les wilayas de Boumerdès, Blida et Tipaza afin de contourner le Grand Alger.

L'ouvrage **OA52** se trouve sur cette deuxième rocade ; elle comporte le pont en arc de type bow-string avec le soutènement de ses culées qui font l'objet de notre projet de fin d'études.

➤ Description de l'ouvrage OA 52

La longueur totale de l'ouvrage est de 200 ml, ce qui nécessite la réalisation d'un soutènement par la réalisation des pieux jointifs avec système de stabilisation en tirants d'ancrage permettant d'assurer le rétablissement du chemin communal Kara Mustapha par le biais d'un passage supérieur d'une portée de 40 ml de type **bow-string**.

➤ Emplacement de l'ouvrage

L'ouvrage est caractérisé comme suit :

- **Lieu** : Wilaya de Boumerdès, Commune d'Ouled-Moussa
- **Maitre de l'ouvrage** : Agence Nationale des Autoroutes.
- **Auteur du projet** : INGEGNERI ZUCCOLO COSTRUZIONI.
- **Réalisation** : TEIXEIRA DUARTE / ENGOA / OHL.

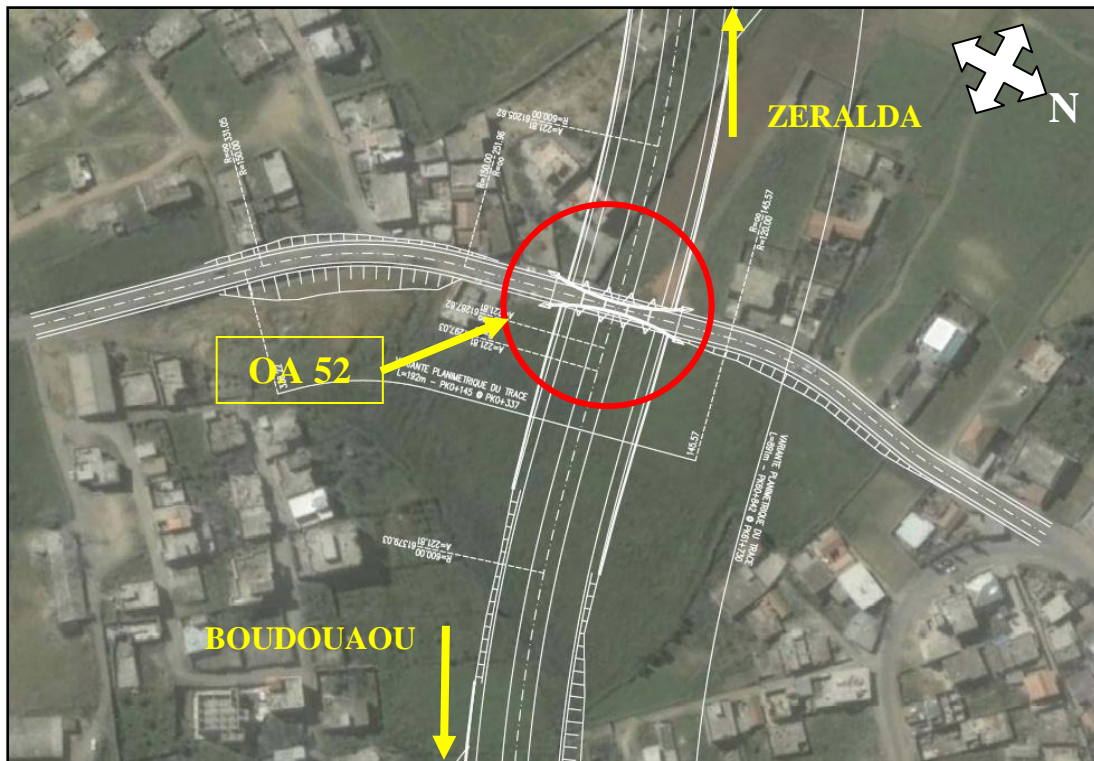


Figure 2. Localisation géographique de l'ouvrage sur le site concerné

CONCLUSION

Notre travail sera traité en trois parties :

- **Partie A** : Conception et étude d'un ouvrage d'art (pont de type **bow-string**)
- **Partie B** : Etude du soutènement des semelles-culées
- **Partie C** : Organisation de chantier (partie pratique, réalisation).

PARTIE A

Conception et Etude

D'un

Ouvrage D'art

(Pont)

Préambule

Comme tout projet, il est indispensable de passer par la conception et l'étude pour entamer sa réalisation. Pour cela, il y a une démarche à suivre :

I. DEMARCHE DU CONCEPTEUR [2]

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi ;
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques ;
- L'étude de détail de la solution retenue.

▪ Recueil des données de l'ouvrage et du site : [2]

- Le projeteur doit collecter en détail l'ensemble des données du franchissement.
- La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

1) Topographie : [2]

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

2) Géotechnique : [3]

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le (ou les) niveau(x) possible(s) de fondation.

En ce qui concerne le terrain naturel, le projeteur doit, bien évidemment, connaître avec précision sa topographie afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terres et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

La connaissance du niveau de la nappe est un des éléments qui lui permettra de choisir le type d'ouvrage et de fondation des appuis, ainsi que les procédés d'exécution de ces fondations.

Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- a) Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante) ;
- b) Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage) ;
- c) Compacité (pour les problèmes de terrassements) ;
- d) Perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles).

Dans le cas des ouvrages en site montagneux, la reconnaissance doit permettre de connaître les zones instables éventuelles, les failles et les diaclases de la matrice rocheuse et, si possible, les cheminements d'eau préférentiels qui constituent l'un des principaux facteurs d'instabilité des couches d'éboulis.

3) Hydrologie : [2]

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient donc de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

II. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

II.1. Les paramètres définissant le choix :

Le choix du type de l'ouvrage dépend de plusieurs paramètres.

Pour les ponts, ce choix est basé essentiellement sur le système porteur du tablier qui est défini et sur le type du tablier.

Il existe plusieurs techniques pour porter le tablier et généralement, le type du système porteur spécifie le type du pont. Et parmi les systèmes les plus courants on site :

- Les piles
- Les suspentes
- Les haubans
- Les arcs

Pour l'ouvrage en objet, le système porteur du tablier doit être bien adapté au site tel que :

- L'existence de piles est totalement exclue, car elles gêneraient la partie de la route de la 2^{ème} rocade d'Alger.
- Les ponts suspendu et haubané ne sont pas des solutions adéquates car généralement, ils sont réalisés pour des ouvrages de grande portée ($L > 200$ m). (voir figure ci-après)

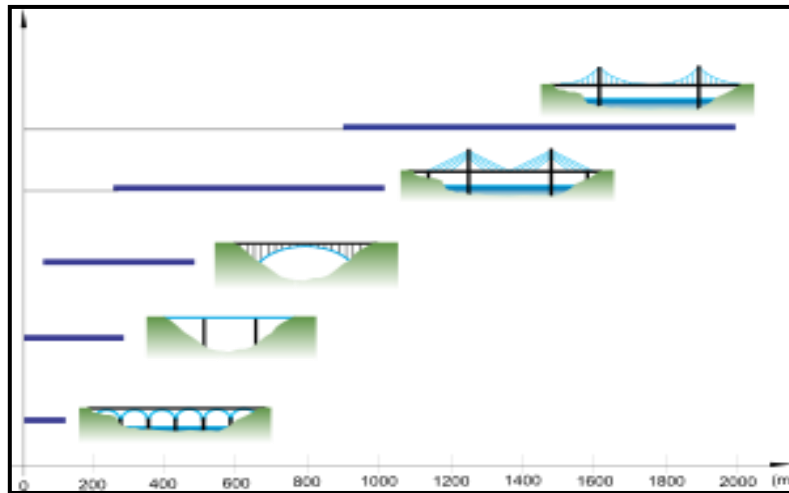


Figure A.1. Plages de portées selon le type du pont

Pour les portées supérieures à 30 m, comme dans notre cas, les types d'ouvrages les plus utilisés sont les ponts mixtes, les ponts métalliques et les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif...etc.

Donc, on a opté pour un pont en arc métallique (système porteur). Ensuite, on propose les variantes suivantes pour fixer le type du tablier en question:

II.2. Variantes proposées :

- **Variante 1** : Pont en arc métallique à poutre précontrainte

- **Les avantages :**

- Optimiser la structure en utilisant de grandes portées pour réduire le nombre de piles intermédiaires,
- Réduire les flèches et avoir une meilleure résistance à la flexion ainsi qu'à la traction et à la compression,
- Une baisse de coûts des structures porteuses en réduisant les sections des poutres.

- **Les inconvénients :**

- Absence d'aire pour la fabrication des poutres sur chantier,
- Coût élevé de préfabrication et du transport.



Figure A.2. Schéma d'un pont à poutres précontraintes

▪ **Variante 2** : Pont en arc métallique avec prédalle à poutres IPE 400

- **Les avantages :**

- Facilité de mise en œuvre sur chantier et de transport des éléments constitués,
- Gain en quantité et en qualité des matériaux,
- Bonne adhérence entre ces profilés et le béton.

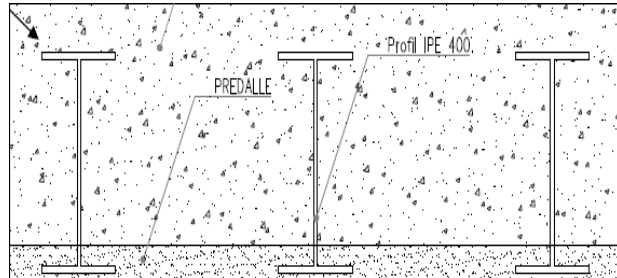


Figure A.3. Schéma d'un tablier à poutres IPE

- **Les inconvénients :**

- Petite portée ;
- Mise en œuvre de prédalle.

▪ **Variante 3** : Pont en arc métallique à dalle élégie précontrainte

- **Les avantages :**

- Légèreté de la structure,
- Offre de portées plus importantes,
- Bonne résistance aux sollicitations,
- Réduction de la flèche.

- **Les inconvénients :**

- Absence d'aire de fabrication sur le site (chantier),
- Difficulté de mise en œuvre,
- Coût élevé de la préfabrication et du transport.



Figure A.4. Schéma d'un tablier à dalle élégie précontrainte

CONCLUSION

Vu ses avantages de résistance et de facilité de mise en œuvre, ainsi que la satisfaction des exigences imposées, la 2^{ème} variante (pont en arc métallique à poutre IPE) est retenue pour la réalisation de cet ouvrage.

CHAPITRE I

Conception Générale

INTRODUCTION

Un ouvrage d'art (pont) est constitué de deux parties essentielles :

- **Infrastructure** : qui comporte les fondations ou les appuis
- **Superstructure** : qui comporte le tablier et les piles

I. LES FONDATIONS

I.1. Description : [3]

Afin de transmettre les charges venues de l'ouvrage au sol, et en fonction de la portance de ce dernier où sont localisés les appuis, le concepteur devra choisir entre **fondations superficielles** ou **fondations profondes**. Les fondations superficielles reposent sur le sol ou y sont faiblement encastrées. Elles travaillent grâce à la résistance du sol sur lequel elles s'appuient. Les fondations profondes traversent en général un sol médiocre et sont encastrées dans un sol consistant. Elles travaillent par frottement latéral du sol contre ses éléments. Des dispositions complémentaires peuvent être prises pour renforcer la portance du sol, comme par exemple l'injection de coulis de ciment dans le sol. La qualité et la précision des études géotechniques sont ainsi essentielles pour concevoir correctement les fondations d'un ouvrage.

I.2. Données géotechniques :

Suite à la campagne géotechnique faite par le bureau d'études géotechniques **GEOMAG**, les résultats ont donné que le bon sol (**substratum**) est à **22 ml** de profondeur par rapport au **TN**, et qui représente un sol marneux compact d'une couleur grise.

N.B : Pour plus de détails concernant le rapport de forage du site concerné, veuillez consulter l'**annexe**.

- **Conclusion** :

Après examen et analyse des résultats de la campagne géotechnique, il a été conclu que la fondation de l'ouvrage soit sur pieux.

I.3. Les pieux :

a) Définition d'un pieu :

Un **pieu** est un élément de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes. Les pieux font partie du domaine des fondations profondes ou fondations spéciales.

b) Choix du type des pieux :

On trouve comme variantes aux pieux : les micropieux, les barrettes, les parois moulées ...etc.

Et en ce qui concerne notre ouvrage, vu les conditions géotechniques, on a opté à réaliser des semelles sur pieux.

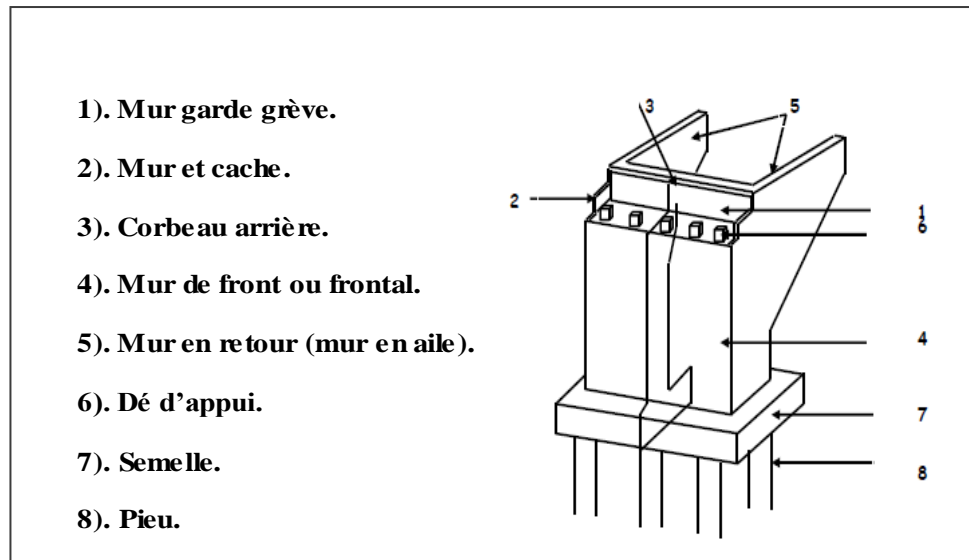


Figure A.I.1. Vue panoramique d'une culée

II. CULEE**II.1. Généralités et représentation schématique :**

Une culée bien conçue doit satisfaire toutes les exigences de la fonction prévue, qui se décompose en :

- **Fonctions mécaniques :**

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela, il faut avoir une bonne transmission des efforts au sol de fondation en essayant d'aboutir à une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous les charges permanentes car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

- **Fonction technique :**

Il faut que la pile-culée soit conçue de façon que l'accès à ses différentes composantes soit assuré pour les équipes techniques de contrôle et d'entretien.

II.2. Choix d'un type selon les avantages :

Dès les premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Mais, ce n'est pas le cas pour notre ouvrage.

Alors, vu les conditions géotechniques du sol du site (fondations profondes : pieux) que présente notre ouvrage, on a donc opté à une **culée sur pieux**.

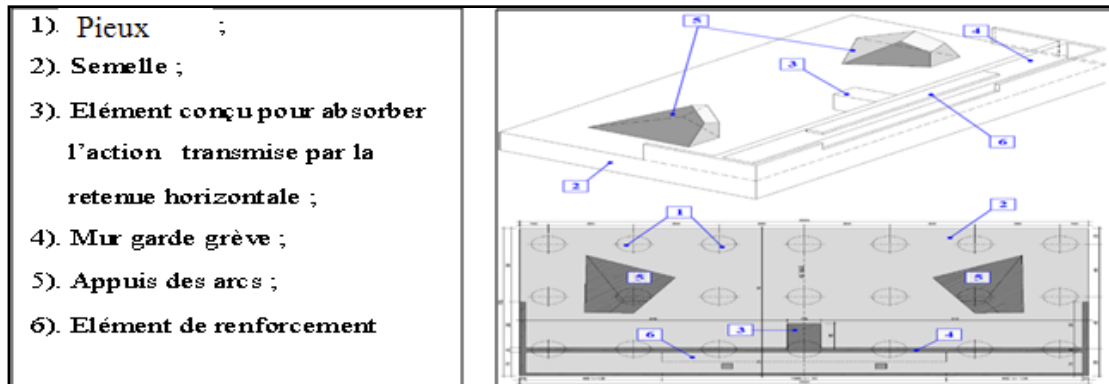


Figure A.I.2. Culée du pont en objet

N.B : Les détails des pieux seront présentés dans la partie C.

II.3. Les dés d'appuis :

Ce sont des bossages recevant les appareils d'appui, ils sont conçus pour :

- Permettre la diffusion des efforts et éviter l'accumulation des débris préjudiciables à la durabilité des appareils d'appui ;
- Faciliter l'inspection des appareils d'appui ;

On distingue le dé inférieur situé sous l'appareil d'appui et le dé supérieur situé sur l'appareil d'appui.



Figure A.I.3. Dés d'appui

II.4. Les appareils d'appuis : [2]

Ce sont des dispositifs transmettant à un appui les efforts provenant du tablier.

- On distingue :
 - Les appareils d'appui fixes, qui ne permettent pas de translation et permettent seulement les rotations ;
 - Les appareils d'appui mobiles qui permettent les mouvements relatifs de rotation et de translation :
 - . Unidirectionnels,
 - . Multidirectionnels.

- On appelle appareil d'appui anti soulèvement un appareil d'appui qui transmet une réaction de traction.

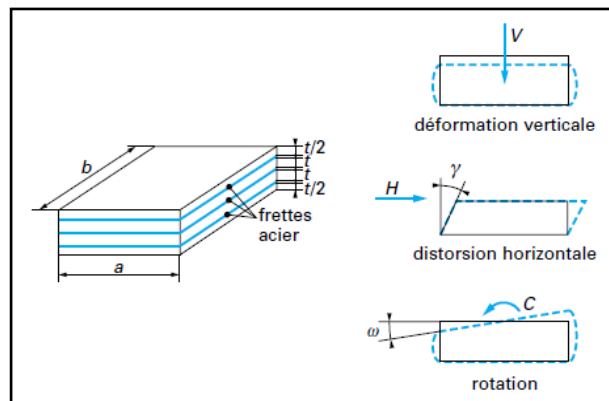


Figure A.I.4. Les mouvements relatifs d'un appareil d'appui

III. TABLIER

L'ouvrage n'a que 42.75 m de portée, alors on a choisi un tablier avec dalle et prédalle avec des profilés IPE 400, ce type de tablier présente un grand avantage concernant la disponibilité des matériaux, facilité du transport, de fabrication et de mise en œuvre ainsi que des coûts généralement raisonnables. Les détails sont montrés sur la figure suivante :

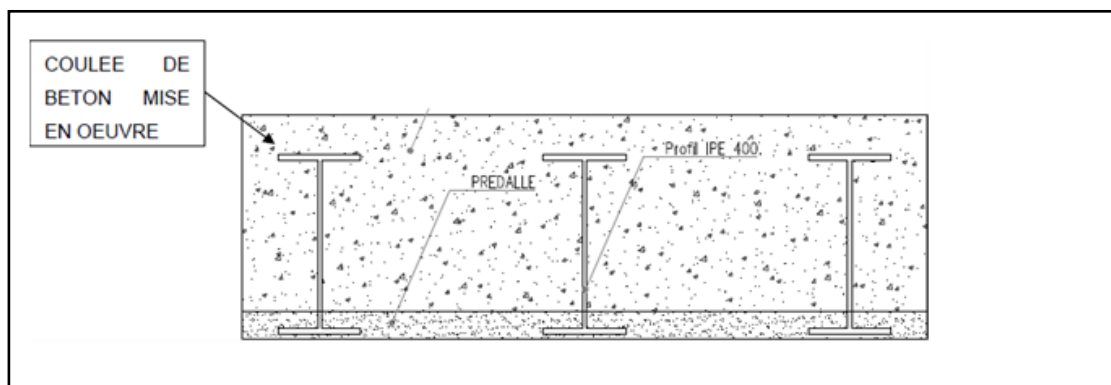


Figure A.I.5. Dalle et prédalle (Détail de la section transversale typique)

IV. LES EQUIPEMENTS [4]

IV.1. Les principaux équipements :

Le schéma ci-après (Figure A.I.6.) englobe les principaux équipements, mais il y a d'autres tels que :

- Glissière de sécurité,
- Déshumidificateurs dans les massifs d'ancrage,
- Conduites VRD ... etc.

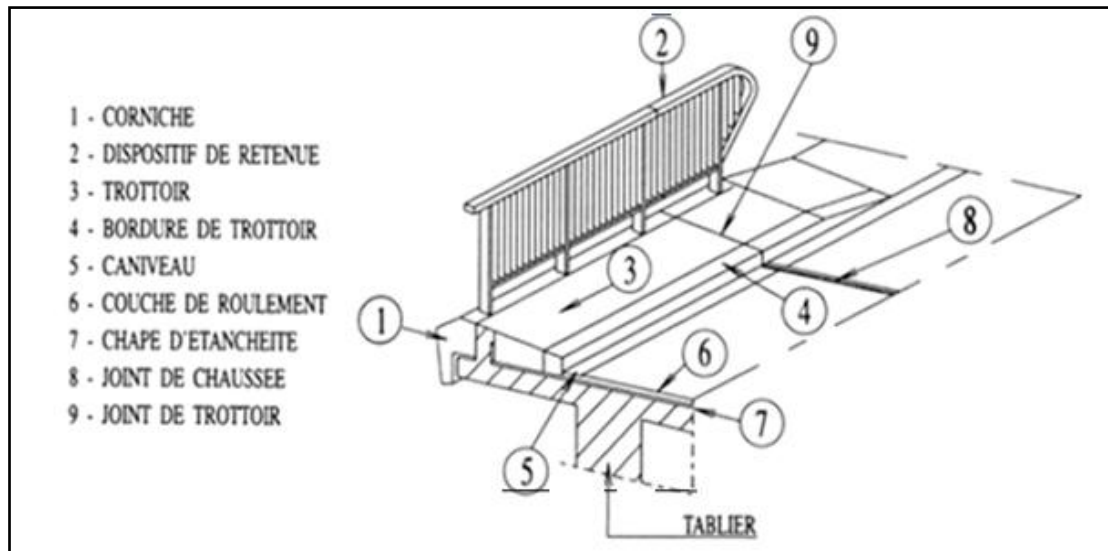


Figure A.I.6. Différents équipements d'un pont

IV.2. Les joints de chaussée : [4]

Pour rendre le tablier librement dilatable, en plus du fait que la jonction entre deux parties du tablier (ou tablier et culée) doit se faire de sorte à créer un confort de passage aux usagers, on prévoit des joints de chaussée disposés transversalement. Et il existe plusieurs types.

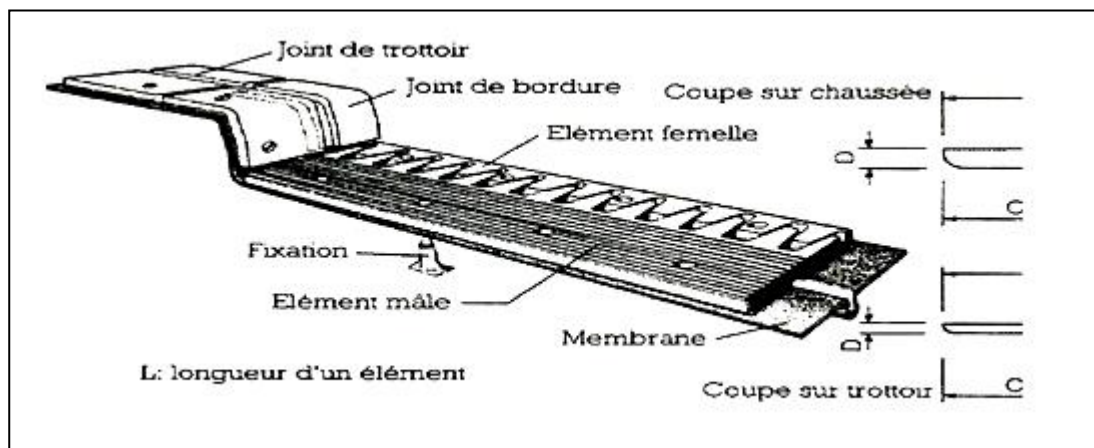


Figure A.I.7. Schéma d'un joint de chaussée

IV.3. Protection anticorrosion : [2]

On se limite ici à rappeler que l'efficacité de la protection anticorrosion dépend non seulement de la qualité des produits et du soin apporté à leur mise en œuvre, mais aussi, et pour une partie importante, de la conception même de la structure. Pour une meilleure exécution des travaux, le projeteur doit s'attacher à rendre toutes les zones accessibles au peintre. Il doit veiller à éliminer toute rétention d'eau par un drainage approprié et éviter les angles morts susceptibles d'accumuler des saletés gorgées d'humidité.

Une bonne ventilation naturelle des zones semi-fermées, telles que les abouts de tabliers sur culée, contribue grandement à repousser l'attaque de la corrosion.

CONCLUSION

A la fin de cette conception générale, le choix définitif retenu est de réaliser un pont en arc de type **bow-string** à cause de la portée principale de l'ouvrage faisant 42.75 m qui présente un paramètre très important, des conditions géotechniques du site, de la nature du pont ainsi que la prise en compte des aspects économique, esthétique et la satisfaction des autres exigences fixées pour l'ouvrage en objet.

CHAPITRE II

Caractéristiques

Des

Matériaux

INTRODUCTION

Vu l'importance majeure qu'ont les matériaux utilisés dans la construction de n'importe quel ouvrage, il est nécessaire de se fixer quelques caractéristiques afin de bien faire une meilleure conception et étude du projet en question.

Et donc, en ce qui suit, nous citons les différentes caractéristiques du béton ainsi que celles des aciers utilisés dans la réalisation de notre projet.

I. LE BETON ARME

I.1. Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, celle-ci est notée f_{c28} , elle est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

- Pour un béton âgé de j jours, on a alors : [5]

- Pour le béton des pieux de fondation :

$$f_{cj} \geq \begin{cases} 25 \text{ MPa} \\ \frac{j}{4.76+0.83*j} \times f_{c28} \end{cases} \begin{cases} \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour le béton du massif, des structures d'élévation et des appuis des arcs :

$$f_{cj} \geq \begin{cases} 30 \text{ MPa} \\ \frac{j}{4.76+0.83*j} \times f_{c28} \end{cases} \begin{cases} \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour le béton des entretoises de soutènement de culée, dalles et pré-dalles du tablier :

$$f_{cj} \geq \begin{cases} 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{4.76+0.83*j} \times f_{c28} \end{cases} \begin{cases} \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

I.2. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa).

Donc pour les différents bétons en question, on a : [5]

- $f_{t28} \geq 2.1 \text{ MPa}$
- $f_{t28} \geq 2.4 \text{ MPa}$
- $f_{t28} \geq 3.0 \text{ MPa}$

I.3. Module de déformation longitudinale du béton E : [5]

Il y a deux types de module de déformation selon la durée :

- Module de déformation instantanée (courte durée) : $E_{\text{instantané}} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
 - $E_{1 \text{ instantané}} = 32164.2 \text{ MPa}$
 - $E_{2 \text{ instantané}} = 34179.5 \text{ MPa}$
 - $E_{3 \text{ instantané}} = 37619.5 \text{ MPa}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{\text{différé}} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
 - $E_{1 \text{ différé}} = 10818.9 \text{ MPa}$
 - $E_{2 \text{ différé}} = 11496.7 \text{ MPa}$
 - $E_{3 \text{ différé}} = 12653.8 \text{ MPa}$

I.4. Contrainte ultime de compression : [5]

Les règles **B.A.E.L** fixent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'état limite ultime : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$

Où : γ_b est le coefficient de sécurité pour la situation durable ou transitoire, et qui est pris égal à **1.5**.

Alors, pour les différents bétons utilisés, on a :

- $f_{bu1} = 14.16 \text{ MPa}$
- $f_{bu2} = 17 \text{ MPa}$
- $f_{bu3} = 22.67 \text{ MPa}$

I.5. Coefficient de poisson ν :

Le coefficient de poisson ν représente le rapport de la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L}$

Avec :

a : Cote de l'élément considéré.

L : Longueur de l'élément considéré.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0.3, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0.2, quand au cas d'un béton fissuré ν devient nul.

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes :

- $\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré

II. LES ACIERS [5]

Les aciers qui peuvent être utilisés dans les ouvrages en béton sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont des aciers passifs, leurs détails sont les suivants :

II.1. Aciers de charpente :

II.1.1. Voussoirs (1) et (2) constituants les arcs :

- **Caractéristiques géométriques :**
 $H_Y=50,0$ cm ; $H_Z=100,0$ cm ; $t_f=t_w= 2,4$ cm ;
 $A_X=696,960$ cm² ; $I_X=713490,400$ cm⁴ ;
 $I_Y=916781,300$ cm⁴ ; $I_Z=309059,7$ cm⁴.

- **Caractéristiques du matériau :**
 Poids volumique = 7,7 t/m³
 $E = 210000,00$ MPa
 $\nu = 0,30$
 $G = 80800,00$ MPa
 $R_e=355,00$ MPa ; $L_X=1,22 \times 10^{-5}$ [1/°C].

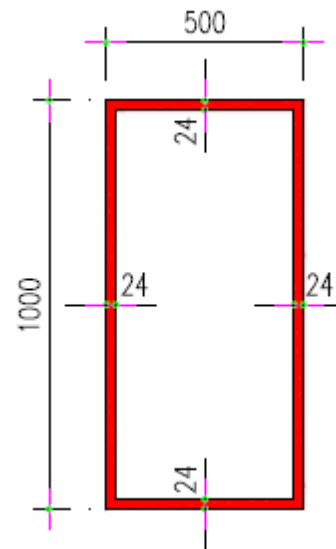


Figure A.II.1. Section des voussoirs (1) et (2)

II.1.2. Entretoises supérieures de liaison entre les arcs :

- **Caractéristiques géométriques :**
 $H_Y=50,0$ cm ; $H_Z=51,7$ cm ; $t_f=5,0$ cm ; $t_w =2,0$ cm ;
 $A_X=666,8$ cm²
 $I_X=304993,6$ cm⁴ ; $I_Y=297823,4$ cm⁴ ;
 $I_Z=200299,0$ cm⁴.
- **Caractéristiques du matériau :**
 Poids volumique = 7,7 t/m³
 $E = 210000,00$ MPa
 $\nu = 0,30$;
 $G = 80800,00$ MPa
 $R_e=355,00$ MPa ; $L_X=1,22 \times 10^{-5}$ [1/°C]

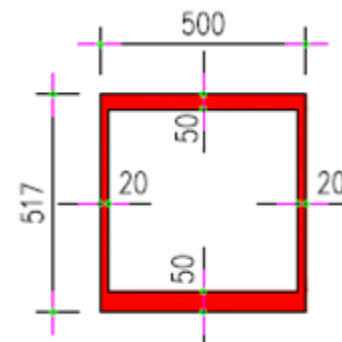


Figure A.II.2. Section des entretoises supérieures

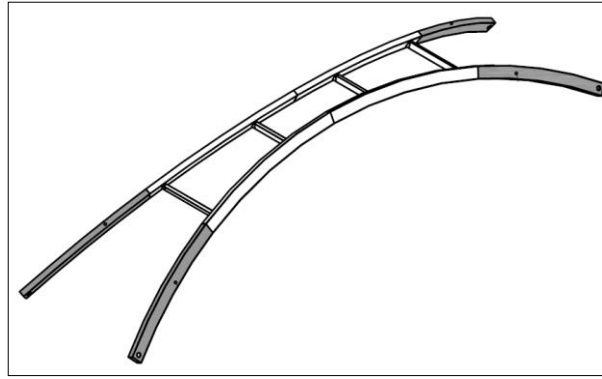


Figure A.II.3. Vue en 3D des voussoirs des arcs et leurs entretoises de liaison

II.1.3. Les entretoises inférieures (entretoises du tablier) :

Pour ce cas là, on a une section variable maximale au milieu et qui devient minimale latéralement. (Voir figure ci-dessous)

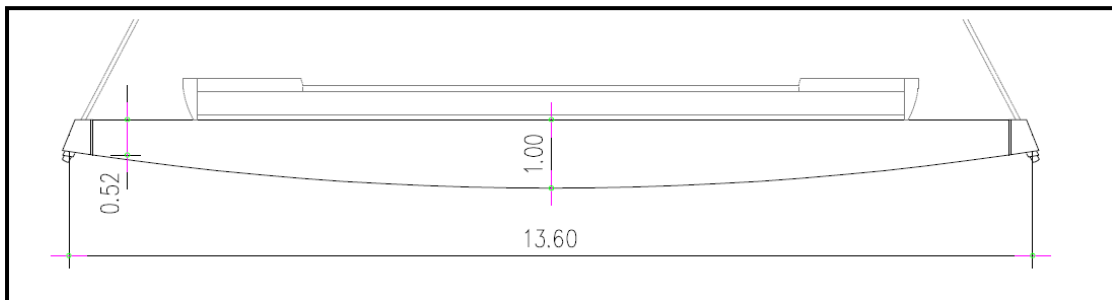


Figure A.II.4. Vue frontale des entretoises du tablier

a) Section centrale :

▪ Caractéristiques géométriques :

$H_Y=50,0$ cm ; $H_Z=100,0$ cm ; $t_f =2,0$ cm ;

$t_w=5,0$ cm ;

$A_X=860,0$ cm² ;

$I_X=728322,2$ cm⁴ ;

$I_Y=1372166,0$ cm⁴ ;

$I_Z=311646,6$ cm⁴

▪ Caractéristiques du matériau :

Poids volumique =7,7 t/m³

$E =210000,00$ MPa

$\nu = 0,30$

$G =80800,00$ MPa

$R_e=355,00$ MPa

$L_X=1,22 \times 10^{-5}$ [1/°C]

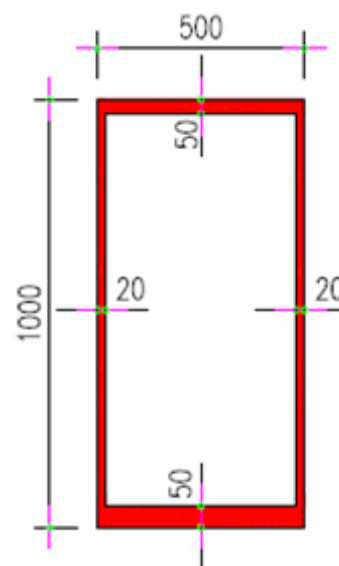


Figure A.II.5. Coupe transversale des entretoises

Inférieures (Coupe centrale - Hmax)

b) Section latérale :

▪ **Caractéristiques géométriques :**

$H_Y=50,0$ cm ; $H_Z=51,7$ cm ; $t_f=5,0$ cm ; $t_w=2,0$ cm ; $A_X=666,8$ cm²
 $I_X=304993,6$ cm⁴ ; $I_Y=297823,4$ cm⁴ ; $I_Z=200299,0$ cm⁴

▪ **Caractéristiques du matériau :**

Poids volumique=7,7 t/m³

$E=210000,00$ MPa

$\nu = 0,30$

$G = 80800,00$ MPa

$R_e=355,00$ MPa

$L_X=1,22 \times 10^{-5}$ [1/°C]

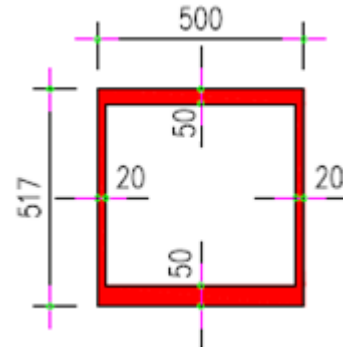


Figure A.II.6. Coupe transversale des entretoises Inférieures (Coupe latérale - Hmin)

- Les aciers utilisés pour la réalisation des arcs, des entretoises de soutènement intermédiaire, des raidissements transversaux et des plaques présentent les caractéristiques suivantes :

- Qualité: S355 N
- Dégressivité de f_y et f_u en fonction de l'épaisseur t de la tôle :
-

Tableau A.II.1. Dégressivité de f_y et f_u en fonction de l'épaisseur t de la tôle

| t (mm) | ≤ 16 | $>16 \leq 40$ | $>40 \leq 63$ | $>63 \leq 80$ | $>80 \leq 100$ | $>100 \leq 150$ |
|-------------|-----------|---------------|---------------|---------------|----------------|-----------------|
| f_y (MPa) | 355 | 345 | 335 | 325 | 315 | 295 |
| f_u (MPa) | 470 | 470 | 470 | 470 | 470 | 450 |

- Les profils prévus pour les dalles du tablier présentent les caractéristiques suivantes:

Profils S355 $f_y = 355$ MPa ; $f_u = 510$ MPa

Goujons st. 37-3K ; $f_u = 450$ MPa

- Pour les armatures, on emploiera de l'acier à adhérence améliorée Fe40A
 $f_{yk} = 400$ MPa ; $E_s=200000$ MPa
- Enrobage minimal : 3 cm.

II.2. Les câbles de suspension :

Les profils prévus pour les suspentes présentent les caractéristiques suivantes:

- Suspentes Acier type X3CrNiMo13-4
- Traitement thermique QT900 $R_p 0,2 = 800$ MPa
- Diamètre du câble : 8,0 cm.

II.3. Les caractéristiques de calcul :

▪ La limite élastique :

Dans les calculs relatifs à l'ELU, on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1,00$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires.

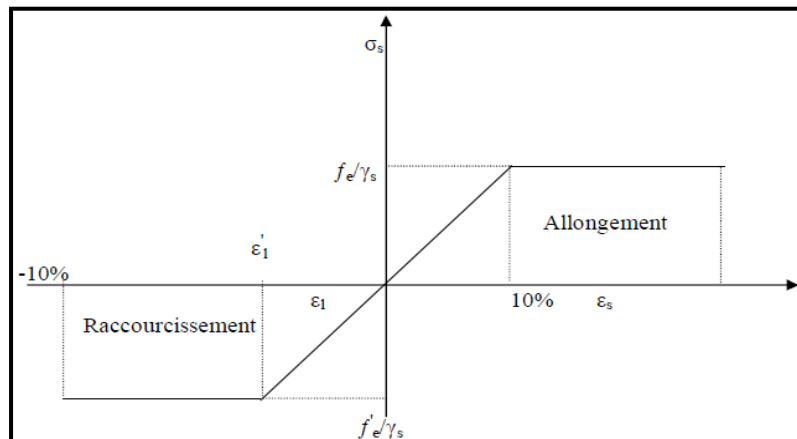


Figure A.II.7. Diagramme Contrainte-Déformation de l'acier

▪ Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$

- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 (n f_{tj})^{1/2})$

- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e ; 90 (n f_{tj})^{1/2})$

Avec : $n = 1,0$ pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$n = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

▪ Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

CONCLUSION

Après avoir recueilli ces données à partir des documents techniques de l'ouvrage en question, il a été conclu que les matériaux utilisés ont les caractéristiques suivantes :

- 1- Le béton a une masse volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$, mais à différentes valeurs de résistances à la compression à 28 jours selon la structure à mettre en œuvre.
- 2- Les aciers utilisés -comme le béton-, ont différentes nuances selon l'élément mais avec une masse volumique de $7,7 \text{ t/m}^3$.

Alors, une fois que les matériaux de construction choisis, il est possible de commencer l'évaluation de différentes charges et surcharges que supportera l'ouvrage.

CHAPITRE III

Charges

Et

Surcharges

INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré aux différentes charges et surcharges que supportera notre ouvrage et qui doit résister à celles-ci, car il a une fonction résistante et porteuse.

Les actions qui sont appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

- **Les actions permanentes** : comprennent :
 - Le poids propre des éléments porteurs (poutres, dalle, arcs,...).
 - Les poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement...)
- **Les actions variables** : de leur côté, comprennent :

Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier, ces charges peuvent être aussi définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation ; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.
- **Les charges climatiques** : essentiellement :
 - Le vent
 - La température.
- **Les actions accidentelles** :

Telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique algérien. [4]

Et voilà en ce qui suit, l'évaluation des différentes charges :

II. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

I.1. Poids propre du tablier :

On pose : G' le poids propre du tablier.

G' est obtenu par la multiplication de la densité du matériau du tablier par la surface.

Et donc : $G' = 2.500 \times (0.5 \times 10 - 0.1520) + 7.7 \times 0.02467 = 12.5$ [t/ml]

I.2. Poids propre de l'ouvrage :

Soit G le poids propre de l'ouvrage, qui est donc donné par la somme suivante :

$$G = G' + \text{Suspente} + \text{Corps secondaire} + \text{Poids charpente}$$

Tableau A.III.1. Récapitulatif des charges permanentes

| | |
|--------------------------------------|---|
| Garde-corps | $2 \times 0,15 [1 \times \text{t/ml}] = 0.30 \text{ t/ml}$ |
| Trottoir super flux sur dalle | $2 \times 2.4 \times 1.5 \times 0.22 [1 \times \text{t/m}^3 \times \text{m} \times \text{m}] = 1.58 \text{ t/ml}$ |
| Étanchéité | $2.4 \times 7 \times 0.035 [\text{t/m}^3 \times \text{m} \times \text{m}] = 0.588 \text{ t/ml}$ |
| Corniches | $2 \times 2.5 \times 0.105 \times [1 \times \text{t/m}^3 \times \text{m}^2] = 0.525 [\text{t/ml}]$ |
| Revêtement | $2.2 \times 7 \times 0.080 [\text{t/m}^3 \times \text{m} \times \text{m}] = 1.230 \text{ t/ml}$ |
| Total | 4.223 t/ml |

- Le poids total sans la charpente est :

$$G = 12.500 + 0.300 + 1.580 + 0.590 + 0.520 + 1.230 = 16,720 \text{ t/ml}$$

- Suspente = $7.7 \times \pi \times (40 \times 10^{-3})^2 = 0.039 \text{ t/ml}$.

- Poids de la charpente = $7.7 \times (696.96 + 666.8 + 860.0) / 10^4 = 1.71 \text{ t/ml}$

Donc : $G = 12.500 + 0.039 + 4.223 + 1.710 = 18.460 \text{ t/ml}$

$G = 18.460 \text{ t/ml}$

II. CARACTERISTIQUES DU PONT [6]

II.1. Classe du pont :

En fonction de la largeur roulable, le pont sera classé en une des 3 classes.

- $L_r \geq 7,00 \text{ m} \rightarrow$ Un pont de 1^{ère} classe.
- $5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m} \rightarrow$ Un pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5,50 \text{ m} \rightarrow$ Un pont de 3^{ème} classe.

❖ La largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou les bordures ; elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles, telles que : bande dérasée, bande d'arrêt, ... etc. Et dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci (la chaussée) dans son état définitif.

$$\left. \begin{array}{l} L_{\text{Tot}} = 10,02 \text{ m} \\ L_{\text{Trot}} = 1,5 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow L_r = 10,02 - 2 \times 1,5 = 7,02 \text{ m}$$

II.2. La largeur chargeable, nombre et largeur des voies :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ;
- Il en résulte que si une chaussée est encadrée par deux bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable ; si elle est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, et de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0,50 m qui doit être enlevée.

La chaussée est encadrée par deux bordures (2 trottoirs) $\Longrightarrow L_s = L_r = 7 \text{ m}$

- **Le nombre de voies** : $N = E (L_s/3) = 2 \text{ voies}$
- **La largeur d'une voie** : $L_v = (L_s/3) = 3.5 \text{ m}$

Conclusion : Le pont en objet est de 1^{ère} classe ayant 2 voies de circulation dont chacune a 3.5 m de largeur.

III. EVALUATION DES CHARGES ROULANTES [5], [6]

Les différentes charges routières sous lesquelles notre ouvrage sera calculé sont:

- ✓ **Système de charge A(I)** ;
- ✓ **Système B_c** : Camion type (30 t) ;
- ✓ **Système B_t** : Tandem (2 x 16 t) ;
- ✓ **Système B_r** : Camion type (30 t) ;
- ✓ **Surcharge Militaire M_{C 120}** ;
- ✓ **Surcharge sur trottoirs** ;
- ✓ **Convois exceptionnels E et D.**

III.1. Système de charge A(I) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée L. Pour les ponts ayant des portées unitaires inférieures ou égales à 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'expression est donnée par la formule suivante :

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

Où : A(L) est exprimée en Kg/m² et donnée en fonction de la longueur chargée (L) exprimée en mètre.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

a₁: Coefficient donné par un tableau, en fonction de la classe du pont et du nombre des voies chargées.

Tableau A.III.2. Les valeurs du Coefficient a₁

| Nombre de voies | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 et plus |
|-----------------|-----|-----|-----|------|-----------|
| 1ère classe | 1.0 | 0.9 | 0.8 | 0.75 | 0.70 |
| 2ème classe | 1.0 | 0.9 | | | |
| 3ème classe | 0.9 | 0.8 | | | |

a₂ : Coefficient donné par la formule suivante :

$$a_2 = L_0/L_v$$

L₀ : Largeur donnée en fonction de la classe du pont comme suit :

- $L_0 = 3.50 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de première classe ;
- $L_0 = 3.00 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de deuxième classe ;
- $L_0 = 2.75 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de troisième classe.

L_v : La largeur de la voie.

On a considéré deux distributions transversales de la charge A:

- Charge sur 2 voies :
 - Sur la demi-longueur du tablier (disposition rendant maximum le déséquilibre longitudinal des charges sur les arcs).
 - Sur toute la longueur du tablier (disposition rendant maximum la charge totale disposée);
- Charge sur une seule voie et sur toute la longueur du tablier (disposition rendant maximum l'excentricité des charges).

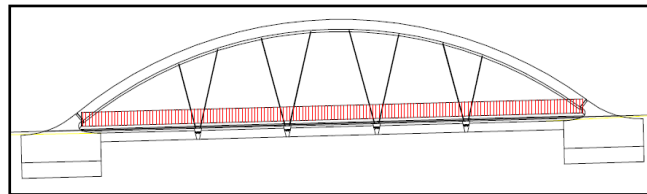


Figure A.III.1. La charge type A sur toute la longueur du tablier (Position typique n°1 et 2)

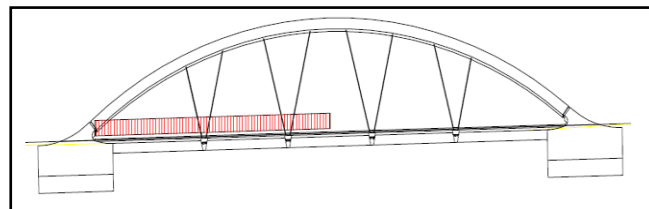


Figure A.III.2. Position typique n°3 de la charge type A (2 voies chargées)

- Les valeurs de la charge A sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau A.III.3. Charges A(l) revenues aux différentes travées

| CAMP | L chargée [m] | N voies | a_1 | L_v [m] | L_0 [m] | a_2 | A [kN/m ²] | P [kN/m] |
|-------|---------------|---------|-------|-----------|-----------|-------|------------------------|----------|
| A (1) | 42.7 | 2 | 1 | 3.500 | 3.500 | 1.000 | 8.71 | 60.95 |
| A (2) | 42.7 | 1 | 1 | 3.500 | 3.500 | 1.000 | 8.71 | 30.47 |
| A (3) | 21.35 | 2 | 1 | 3.500 | 3.500 | 1.000 | 12.84 | 89.87 |

III.2. Systèmes de surcharges B :

Le système de charges B englobe trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont :

- Le système Bc se compose de camions types ;
- Le système Br est représenté par une roue isolée ;
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes B_c et B_r s'appliquent à n'importe quel pont quelle que soit sa classe, tandis que le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe seulement.

a) Système B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, chacun est composé de roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

| | |
|--|-------------------------------|
| ➤ Masse totale | 30 tonnes |
| ➤ Masse portée par chacun des essieux arrière | 12 tonnes |
| ➤ Masse portée par l'essieu avant | 06 tonnes |
| ➤ Longueur d'encombrement | 10.50 m |
| ➤ Largeur d'encombrement | 2.50 m |
| ➤ Distance des essieux arrière | 1.50 m |
| ➤ Distance de l'essieu avant au 1 ^{er} essieu arrière | 4.50 m |
| ➤ Distance axe en axe de deux roues d'un essieu | 2.00 m |
| ➤ Surface d'impact d'une roue arrière | Carré de 0.25 m×0.25 m |
| ➤ Surface d'impact d'une roue avant | Carré de 0.20 m×0.20 m |

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.5 m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologués des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

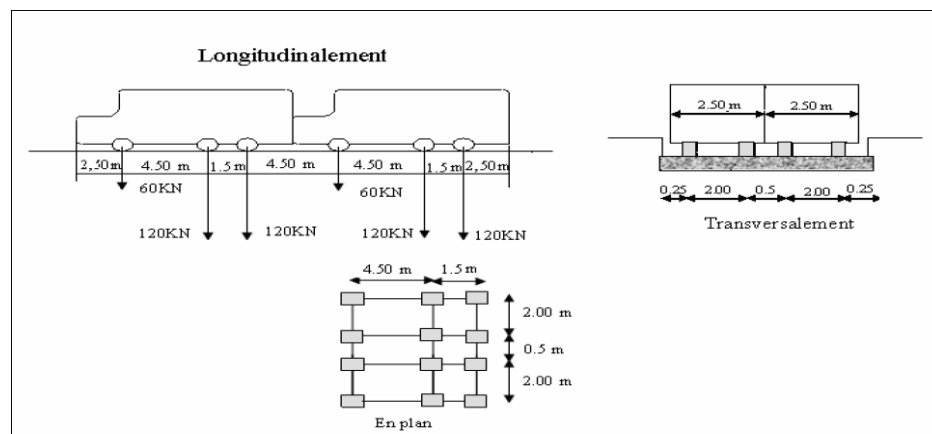


Figure A.III.3. Les dimensions du système B_c

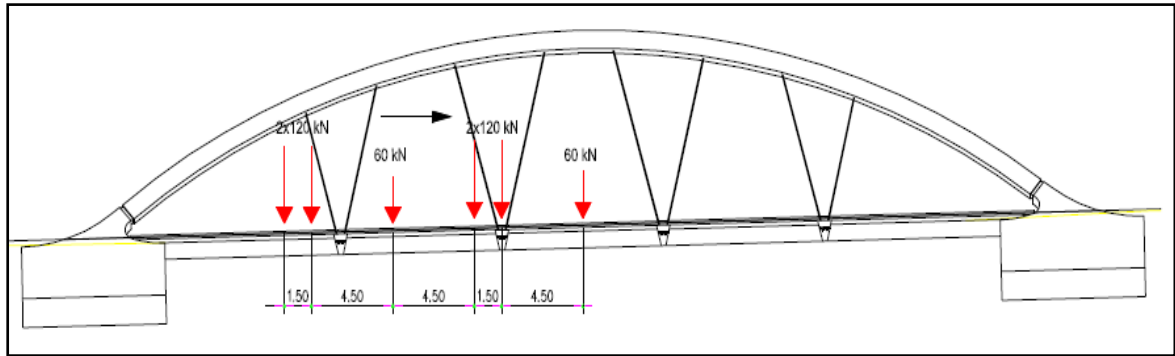


Figure A.III.4. Charge type Bc (valeur nominale – camions par file)

L'expression de Bc est donnée par la formule suivante :

$$B_c = 2 \times 30 \times n \times b_c$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné par le tableau suivant :

Tableau A.III.4. Valeurs du coefficient b_c

| Nombre de files considérées | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------------------|-----------|------|------|------|-----|-----|
| Classe du pont | Première | 1.20 | 1.10 | 0.95 | 0.8 | 0.7 |
| | Deuxième | 1.00 | 1.00 | | | |
| | Troisième | 1.00 | 0.80 | | | |

- Les valeurs de Bc obtenues seront donc :

Tableau A.III.5. Valeurs de la surcharge Bc

| Nombre de voies | b_c | Bc |
|-----------------|-------|---|
| Une voie | 1.2 | $B_{c1} = 2 \times 30 \times 1 \times 1.2 = 72 \text{ t}$ |
| Deux voies | 1.1 | $B_{c2} = 2 \times 2 \times 30 \times 1 \times 1.1 = 132 \text{ t}$ |

b) Système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et de 2^{ème} classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous les deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, alors que pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contigues ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

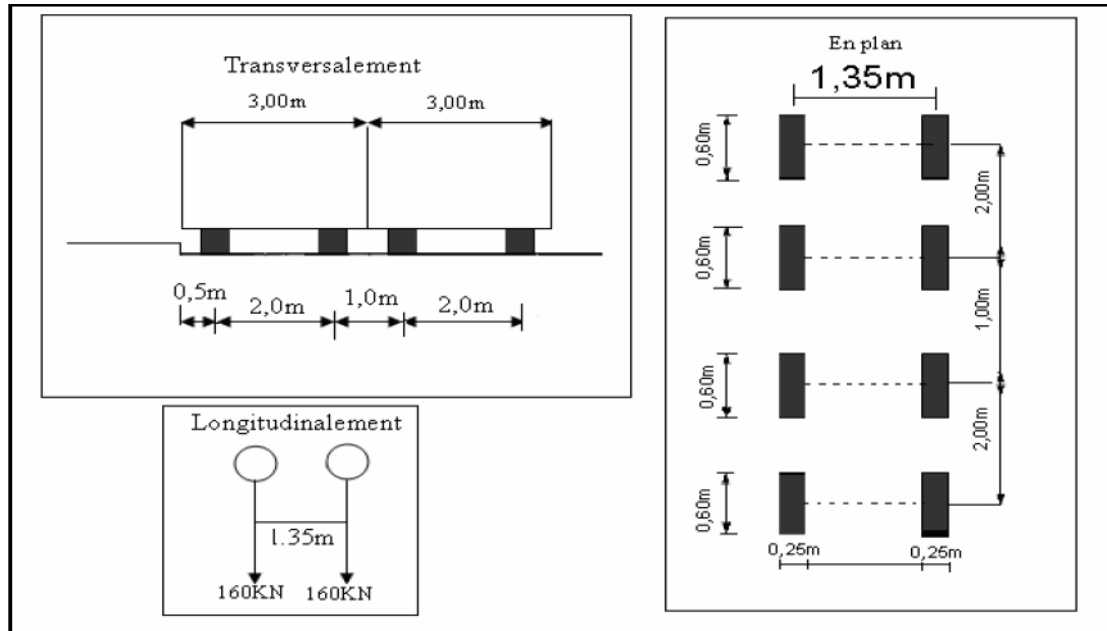


Figure A.III.5. Les dimensions du système Bt

L'expression de Bt est donnée par la formule suivante :

$$Bt = 2 \times (16 \times n \times bt)$$

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Tableau A.III.6. Valeurs du coefficient bt

| Classe du pont | Coefficient bt |
|----------------|----------------|
| Première | 1 |
| Deuxième | 0.90 |

➤ On aboutit alors aux valeurs suivantes de Bt :

Tableau A.III.7. Valeurs de la surcharge Bt

| Nombre de voies chargées N | Coefficient de pondération bt | Système de charges Bt (tonne) |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 1 | 32 |
| 2 | 1 | 64 |

c) Système Br :

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

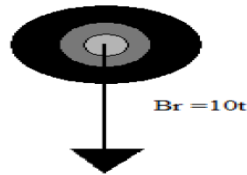


Figure A.III.6. Charge Br

N.B : Br=10 t quelque soit le nombre de voies.

d) Charges type Bf :

Une règle simple de vérification à la fatigue consiste à représenter les effets du trafic routier réel par les effets d'un seul camion appelé Bf, qu'on suppose circuler seul au milieu de la voie de droite des ouvrages. La masse de ce camion est de 300kN.

Les éléments du système Bf sont schématisés ci-dessous :(longueurs en mètres, masses en tonnes) :

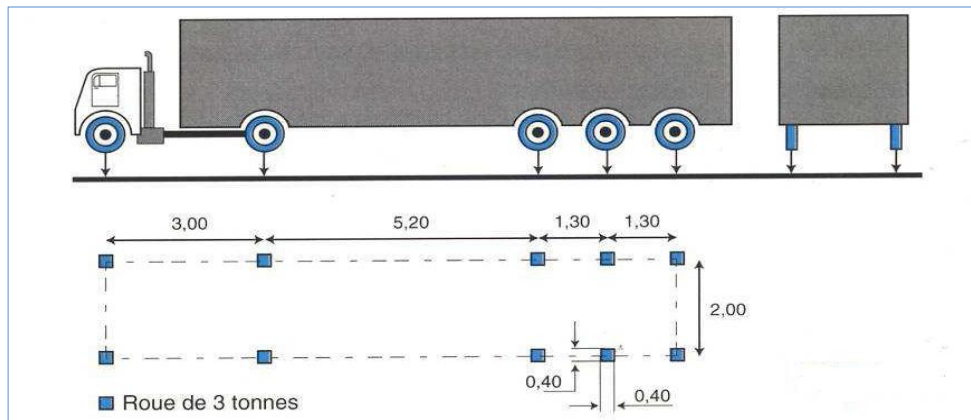


Figure A.III.7. Camion Bf

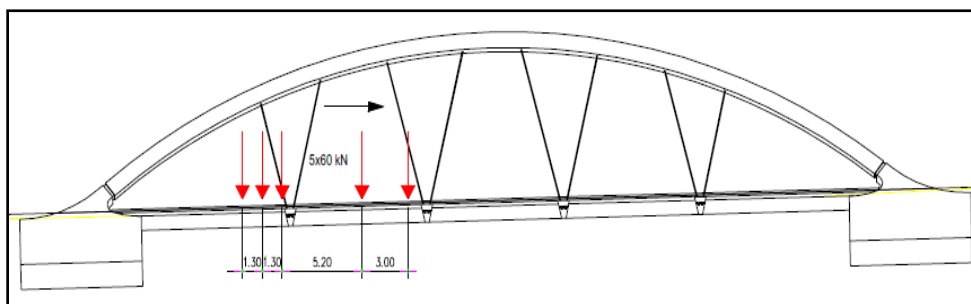


Figure A.III.8. Charge type Bf (valeur nominale)

La valeur nominale de B_f doit être pondérée par un coefficient c qui dépend du trafic prévu, sans coefficient de majoration dynamique supplémentaire.

Par rapport au trafic, le viaduc en question a été classifié:

- classe 1, trafic autoroutier normal ou trafic RN lourd : $c = 1.20$

III.3.Surcharges militaires MC120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- | | |
|--|---------------|
| - Masse totale | 110 t |
| - Longueur d'une chenille | 6,10 m |
| - Largeur d'une chenille | 1 m |
| - Distance d'axe en axe des deux chenilles | 3,30 m |

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

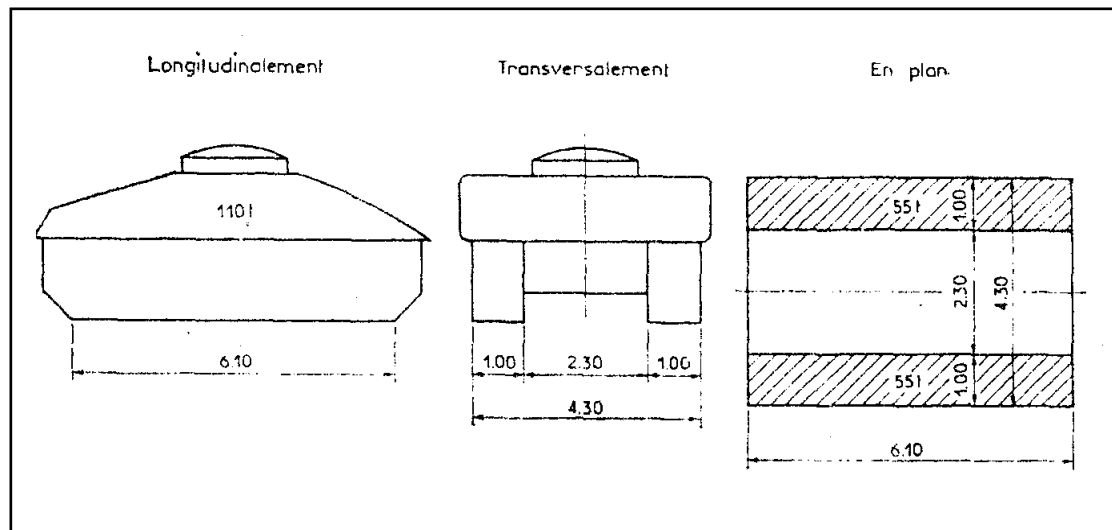


Figure A.III.9. Les dimensions de la surcharge militaire Mc120

Ces véhicules peuvent circuler en convois dans le sens :

- **Transversal** : un seul convoi est supposé circuler;
- **Longitudinal** : le nombre de véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable, avec une distance entre axes des impacts sur la chaussée au moins égale à 30.60 m.

III.4. Convois exceptionnels :

Les véhicules types D ou E sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers (dalles, entretoises, longerons et pièces du pont).

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-dessous, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

a) Convoi type D :

On considère au bénéfice de la sécurité l'enveloppe des effets de l'ancienne et de la nouvelle charge type D.

L'ancien convoi type D a un poids total de **240 t**, supposé être réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **18.6 m de longueur** et de **3.20m de largeur**.



Figure A.III.10. Disposition de la charge type D (ancienne)

Le nouveau convoi type D comporte **deux remorques** supportant chacune **140 tonnes**, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,30 m de largeur** et **11 m de longueur** ; la distance entre axes des deux rectangles est de **19 mètres**.



Figure A.III.11. Disposition de la charge type D (nouvelle)

b) Convoi type E :

Le convoi type E comporte **deux remorques** supportant chacune **200 tonnes**, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **15 m de longueur** et **3,30 m de largeur** ; la distance entre axes des deux rectangles est de **33 m**.

Le convoi est supposé circuler seul quelles que soient la longueur et la largeur du pont ; dans le sens longitudinal, il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

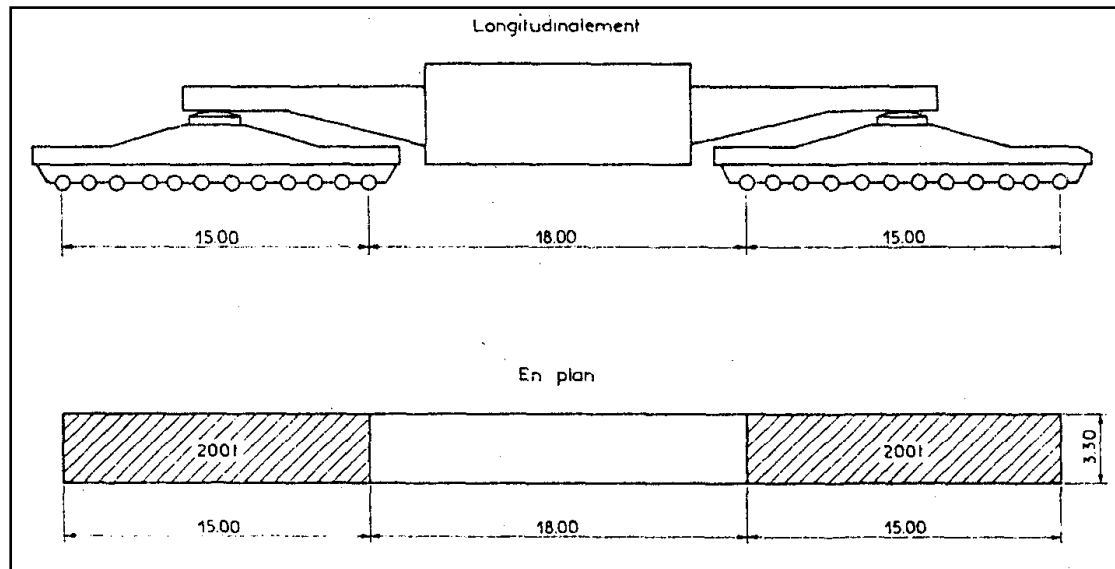


Figure A.III.12. Disposition de la charge type E

NB : Les charges exceptionnelles visées dans cet article ne sont pas majorées pour effets dynamiques ; elles sont supposées qu'elles ne développent aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h, ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

III.5. Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé *coefficient de majoration dynamique*. Ce dernier permet de passer d'une étude dynamique à une étude pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré par ce coefficient vu sa lenteur, alors, il en résulte que sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

L'expression de δ est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

G : Poids du tablier considéré ;

L : Longueur du tablier chargée ;

S : Surcharge maximale due au convoi.

D'après le fascicule 61 :

- L représente la portée d'une travée ou arche s'entend de la projection horizontale de la distance entre ses appuis sur le sol ;

Donc pour notre ouvrage :

$$\left\{ \begin{array}{l} - L = 50.15 \text{ m (La projection horizontale de l'arche)} \\ - L = 42.75 \text{ m (La portée du tablier)} \end{array} \right.$$

On fixe $L = 42.75$ m parce que les calculs de ce coefficient concerne le tablier.

- G est donc égal à : $12.5 \times 42.75 = 534.375$ t
- La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c ou b_t , en fonction de la classe du pont (et en ce qui concerne b_c du nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient δ , suivant les règles).

Tableau A.III.8. Coefficients de majoration dynamique

| | L(m) | α | G(t) | S(t) | β | δ |
|----------------------|-------|----------|---------|---------|---------|----------|
| B_c | 42.75 | 0.042 | 534.375 | 132×1.1 | 0.038 | 1.080 |
| | | | | 145.2 | | |
| B_t | | | | 64×1 | 0.017 | 1.059 |
| | | | | 64 | | |
| B_r | | | | 10 | 0.003 | 1.045 |
| Mc120 | | | | 55+55 | 0.029 | 1.071 |
| | 110 | | | | | |

IV. ÉVALUATION DES CHARGES EXTERIEURES [5]

IV.1. Charges thermiques

a) Variations linéaires :

La loi fixant la variation linéaire est donnée par : $\Delta L = \alpha \times \Delta T^\circ \times L$ avec :

- La différence de température prise en compte est : $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$.
- Le coefficient de dilatation du béton armé est considéré égal à : $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

b) Gradient Thermique :

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre la dalle en béton et la poutre en acier de $+10 \text{ }^\circ\text{C}/-5 \text{ }^\circ\text{C}$, avec prise en considération du module de déformation longitudinale instantanée du béton.

IV.2. Autres charges : [5]**a) Le vent :**

L'application du paragraphe 14 du chapitre II du fascicule 61 amène à prendre en considération la valeur de pression du vent suivante: **2 kN/m²**. Le vent souffle horizontalement dans une direction normale par rapport à l'axe longitudinal du viaduc et sa pression est appliquée aux surfaces intéressées des arcs et du tablier.

b) Forces centrifuges :

En se référant au chapitre 7 du fascicule 61, l'action transmise au tablier par les charges type Bc et A sera égale à:

➤ une voie chargée avec deux camions (le nombre maximum) du système Bc
bc = 1.20

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

R = rayon de courbure = ∞

$$\text{Force centrifuge } F_c = \delta bc \frac{R+150}{6R+350} \times 2Bc = 0$$

➤ deux voies chargées avec deux camions (le nombre maximum) du système Bc
bc = 1.10

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

R = rayon de courbure = ∞

$$\text{Force centrifuge : } F_c = \delta_{bc} \frac{R+150}{6R+350} 2Bc = 0$$

La charge A ne doit pas être inférieure à celle du système Bc ayant servi au calcul des forces centrifuges.

c) Force de frottement parasite des appuis :

Les forces de frottement parasite des appuis se manifestent naturellement sur les parties coulissantes des appareils d'appui; les forces maximales de frottement parasite sont évaluées, au bénéfice de la sécurité, à environ 4% de la réaction verticale sur chaque appui dû aux poids propres et charges permanentes.

IV.3. Actions sismiques : [7]

La construction des spectres a eu lieu à travers les formules indiquées dans les règles parasismiques algériennes RPA 99 v2003.

On a donc obtenu:

- Zone sismique III (RPA99 v2003) ;
- Groupe d'usage : 1-B ;
- Site S3 ;
- Composantes horizontales : a_{hg} = 0.30g ;
- Composantes verticales : a_{vg} = 0.7 × 0.30g = 0.21g.

CONCLUSION

Après évaluation des différentes charges et surcharges avec leurs coefficients de majoration, les charges extérieures ainsi que les actions sismiques, il est maintenant possible de les affecter à la structure en objet, en passant par sa modélisation afin d'entamer les deux dernières étapes : étude statique et dynamique.

CHAPITRE IV

Modélisation

Et

Combinaisons De Charges

INTRODUCTION

Après que le concepteur a fait le choix définitif du type de la structure à étudier et toutes ses composantes, il doit d'abord se fixer un modèle pour faire l'étude avec le logiciel choisi.

Il existe plusieurs logiciels, et notre étude est menée sur Robot Millennium.

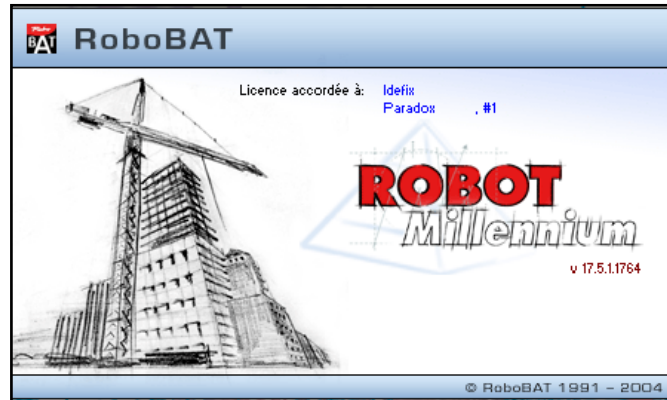


Figure A.IV.1. Logiciel Robot Millennium

I- PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT MILLENNIUM [8]

Le système Robot Millennium est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Ce n'est pas tout, mais il a aussi l'avantage de créer la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

▪ Caractéristiques principales du logiciel Robot Millennium:

- Définition de la structure en mode entièrement graphique conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes...etc.),
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre,
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité d'affecter et / ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul,
- Possibilité de composer librement les impressions (Notes de calcul, Capture d'écran, Composition de l'impression... etc.)

▪ Principes de fonctionnement de logiciel Robot Millennium:

Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot Millennium utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

1^{ère} étape: le logiciel nécessite la définition des caractéristiques (préférences) de l'affaire c'est à dire :

- Définition des caractéristiques des matériaux
- Définition des unités et des systèmes de mesure utilisés
- Définition des normes et règlements

2^{ème} étape: le logiciel nécessite la définition de la structure:

- Définition de la grille de système d'axe.
- Définition des éléments verticaux (mât et piles) de contreventement.
- Définition des éléments horizontaux (tablier).
- Définition des points singuliers (particularités et vides éventuels)
- Définition des conditions d'appuis

3^{ème} étape: le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure. Il génère automatiquement les poids propres des éléments de structure notés comme des charges permanentes (pp)

- Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires (CCP))
- Définition des charges d'exploitation (trafic)
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.

4^{ème} étape: choix de type d'analyse de structure

- Analyse sous charges permanentes
- Analyse sous les surcharges d'exploitation
- Analyse modale
- Analyse sismique

5^{ème} étape: définition des combinaisons de calcul et de coefficients de pondération

6^{ème} étape: lancement de calcul

7^{ème} étape: affichage et édition éventuels des résultats.

II- MODELISATION

Toutes les structures ont été mises en modèle à travers des éléments "beam"(barre), sauf les suspentes qui ont été modélisées par des éléments "truss"(câble), et la structure de la dalle qui à été modélisée par des éléments "plate"(panneau).

Le modèle MEF représente les éléments structuraux suivants:

- Les deux arcs;
- Les entretoises supérieures de liaison entre les arcs (section en acier);
- Les entretoises inférieures (section en acier);
- La dalle de couverture ;
- Les suspentes ;
- Les appuis du tablier et les ancrages des arcs.

On reporte dans la figure A.IV.2 une vue détaillée des éléments structuraux, outre que la dalle, mis en modèle.

❖ Conditions d'appuis : [5]

Les arcs sont bloqués aux deux extrémités par des rotules cylindriques empêchant les translations et ne rendant possible que la rotation sur un plan incliné de 27° par rapport à la verticale ; ils sont reliés par quatre entretoises en acier, soudés aux arcs.

Le tablier est bloqué verticalement dans le sens transversal aux deux culées, alors que dans le sens longitudinal il n'est bloqué qu'à la culée Sud.

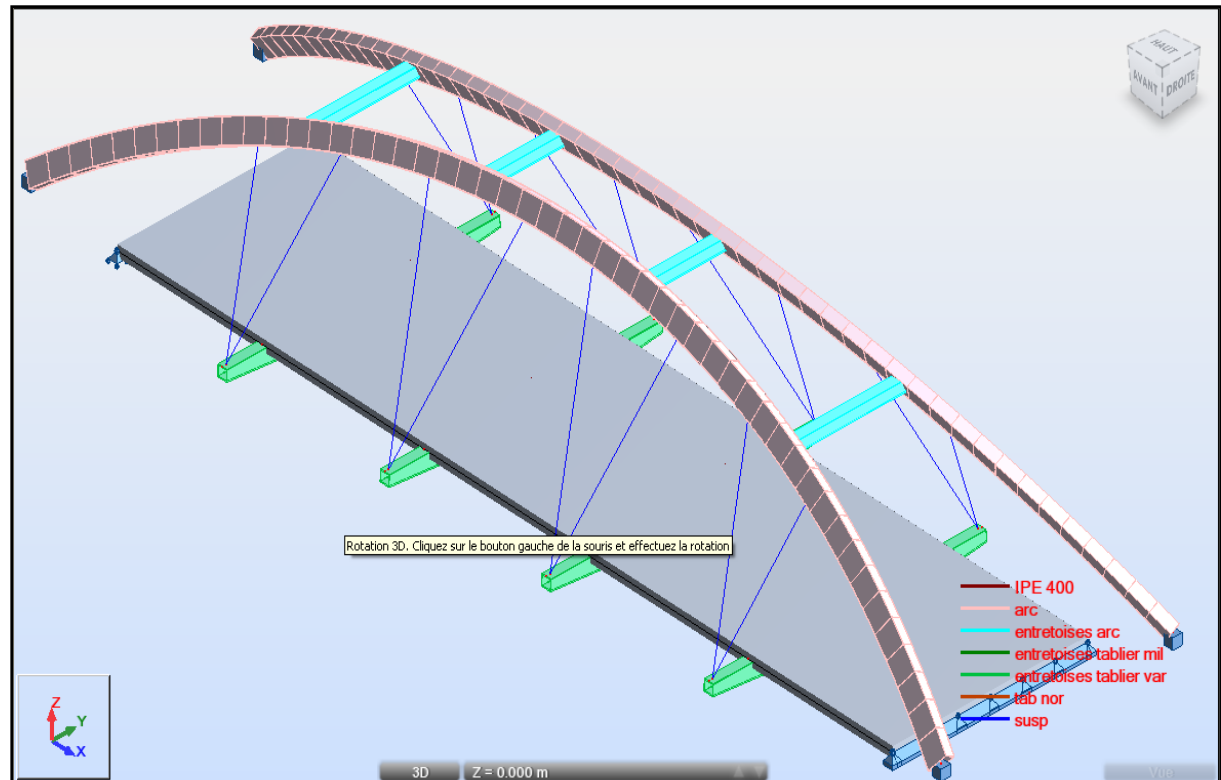


Figure A.IV.2. Vue en 3D du modèle de la structure

Pour les autres poids propres des éléments tels que le garde-corps, les deux trottoirs, l'étanchéité, les corniches et le revêtement sont tous définis dans le logiciel comme des charges de type poids propre comme on peut les définir en tant que charges permanentes. (Voir figure A.IV.3)

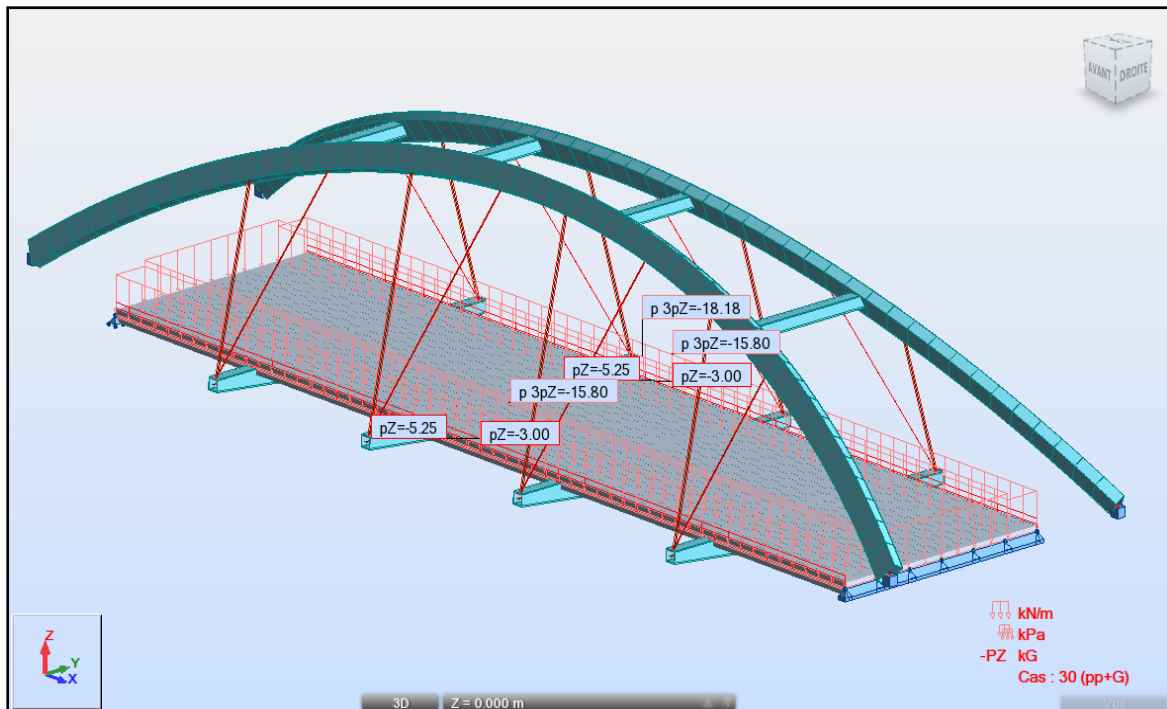


Figure A.IV.3. Modélisation du poids propre des équipements du pont

III- COMBINAISONS D' ACTIONS

III.1. Les coefficients de pondération des combinaisons :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de pondération est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les charges d'exploitation sont de type roulante ou surcharge des trottoirs.

Les coefficients de pondération sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau A.IV.1. Les coefficients de pondération pour chaque charge [9]

| Action | ELU | ELS |
|-----------------------|------|-----|
| Poids propre G | 1.35 | 1 |
| Surcharge A (L) | 1.6 | 1.2 |
| Système Bc | 1.6 | 1.2 |
| Mc120 | 1.35 | 1 |
| D240 | 1.35 | 1 |
| Vent | 1.5 | 0 |
| Surcharge de trottoir | 1.6 | 1.2 |
| Température | 0 | 0.5 |

III.2. Les états limites ultime et de service :

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont en objet :

Tableau A.IV.2. Les différentes combinaisons de charges [9]

| Action prépondérante | Combinaison | N° de la combinaison |
|----------------------|---------------------------------|----------------------|
| ELU | 1,35G +1,6(A(I) +ST) | 1 |
| | 1,35G +1,6(BC +ST) | 2 |
| | 1,35G +1,35MC120 | 3 |
| | 1,35G +1,35D240 | 4 |
| ELS | G +1,2(A(I) +ST) | 5 |
| | G +1,2(BC +ST) | 6 |
| | G +1,2MC120 | 7 |
| | G + D240 | 8 |
| | G +1,2(A(I) +ST) +0,5 ΔT | 9 |
| | G +1,2 (BC +ST) +0,5 ΔT | 10 |
| | G +MC120 + 0,5 ΔT | 11 |
| | G +D240 +0,5 ΔT | 12 |

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de modéliser la structure en objet (pont), et cela afin d'entamer la phase la plus pertinente de cette partie qui est études statique et dynamique.

CHAPITRE V

Etude Statique

INTRODUCTION

Cette partie est consacrée à l'étude de l'ouvrage dans son état statique, pour cela, on va effectuer les différentes vérifications nécessaires.

IV. VERIFICATION DU DEPLACEMENT ELASTIQUE

Les règles BAEL exigent que la flèche des ponts routiers ne doit pas dépasser $l/500$, où l est la portée de la travée considérée.

Pour le cas de l'ouvrage en question, la portée de la travée peut être assimilée à la longueur totale qui est égale à 42.75 m, donc la flèche admissible est égale $42,75/500=0.0855$ m ou **8.55 cm**.

Pour mieux voir l'avantage du système porteur de l'ouvrage, au début, on visualise la flèche du tablier seulement (sans les arcs) et on la compare avec celle de la structure entière (avec système porteur).

Les flèches maximales obtenues à l'aide du ROBOT 17.5 sont :

- Tablier seulement : $f = 122 \text{ cm} \approx 15 f_{\text{adm}}$ (voir figure A.V.1)
- Structure entière : $f = 3.2 \text{ cm} \approx 0.37 f_{\text{adm}}$ (voir figure A.V.2)

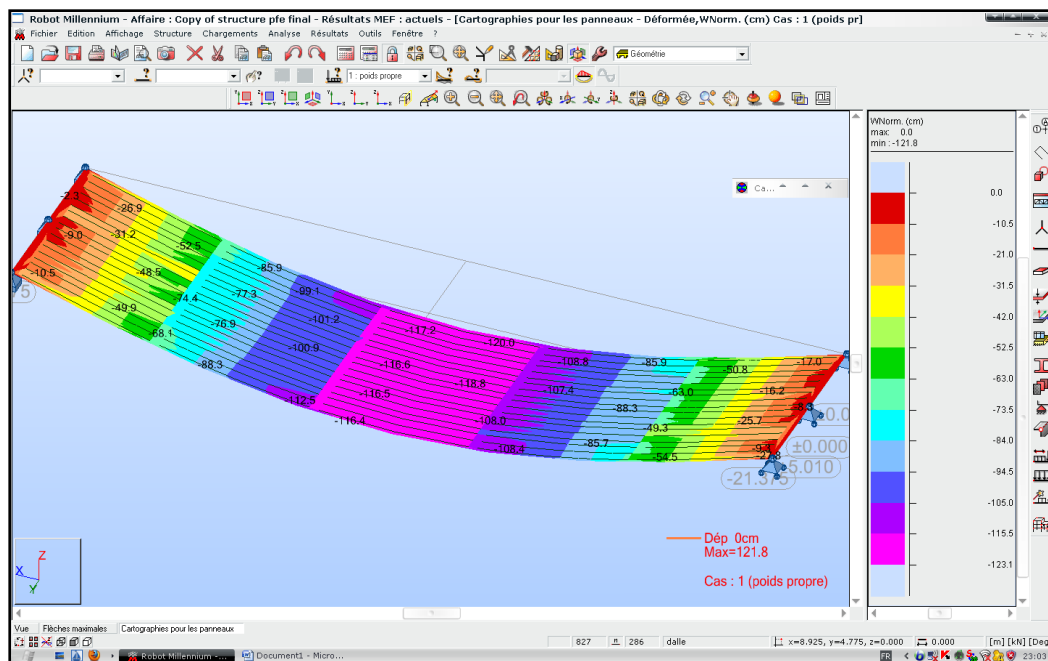


Figure A.V.1. La flèche du tablier seul (sans système porteur)

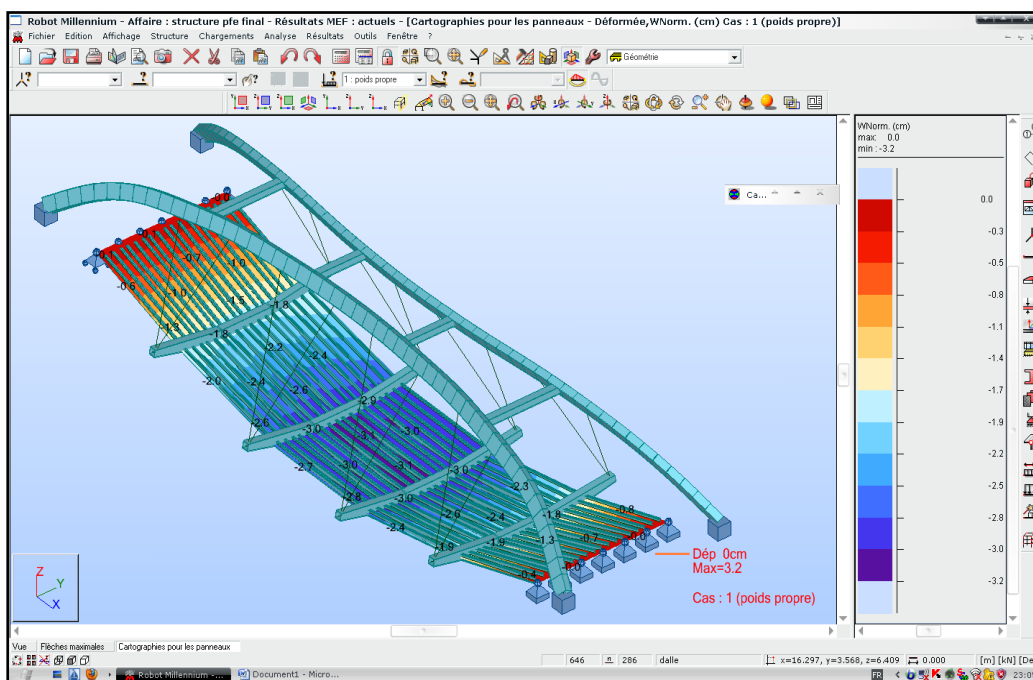


Figure A.V.2. La flèche de la structure entière (avec système porteur)

V. L'ETUDE DE LA DALLE

II.1. Modèle de calcul de la dalle :

Comme on a déjà dit dans le chapitre I § I.3 le tablier est composé d'une prédalle, une dalle et des profilés IPE 400 dans le sens longitudinal.

Après le coulage du béton, les profilés IPE 400 seront mixés avec le béton coulé et supportent en collaboration le poids propre du tablier ainsi que les charges et les surcharges déjà définies dans le chapitre III.

- $\sigma_a = fy$ pour les plaques de la poutre en acier ;
- $\tau_a = fy / \sqrt{3}$

Pour les âmes de la poutre en acier ;

- $\sigma_s = 0.8 \times 400 = 320\text{MPa}$ pour le ferrailage longitudinal de la dalle ;
- $\sigma_c = 0.6 \times (-40) = -24\text{MPa}$ pour le béton de la dalle collaborante.

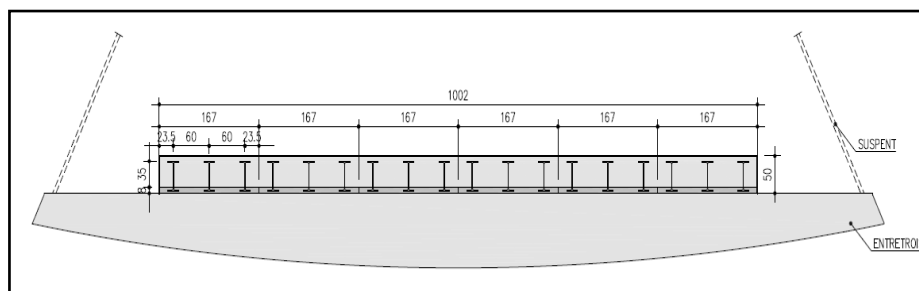


Figure A.V.3. Détail de la section transversale de la dalle

Après la connexion des entretoises du tablier aux arcs à l'aide des suspentes, ils se comporteront comme des appuis, donc le poids propre du tablier et les différentes charges seront supportées par les entretoises qui vont les transmettre aux arcs par l'intermédiaire des suspentes, et à leur tour, transmettront ces charges aux semelles-cullées et en fin au sol.

II.2. Méthode de travail :

Après avoir lancé le calcul de la modélisation exposée dans le chapitre IV, il nous serait facile d'obtenir les différentes réactions d'appuis et efforts dans les barres (entretoises / arc) et dalles, et donc de tracer les diagrammes (M, T et N).

Connaitre les sollicitations maximales permet de [4]:

- Calculer le ferrailage adéquat pour la dalle aux états limites ;
- La vérification à l'état limite ultime et à l'état limite de service des contraintes;
- Vérification du voilement, du déversement et du cisaillement pour toute la structure ;
- L'étude de la section mixte (acier - béton) ;
- Dimensionnement des entretoises ;
- Et enfin, une étude des assemblages.

II.3. Diagrammes des moments :

Il est nécessaire d'avoir les diagrammes des moments pour les différentes charges et surcharges pour connaître le comportement du tablier.

II.3.1. Le moment fléchissant dû au poids propre :

Le moment est généralement entre un max positif égal à **120.19 kN.m** et un max négatif égal à **-143.81 kN.m** comme montre la figure ci-dessous :

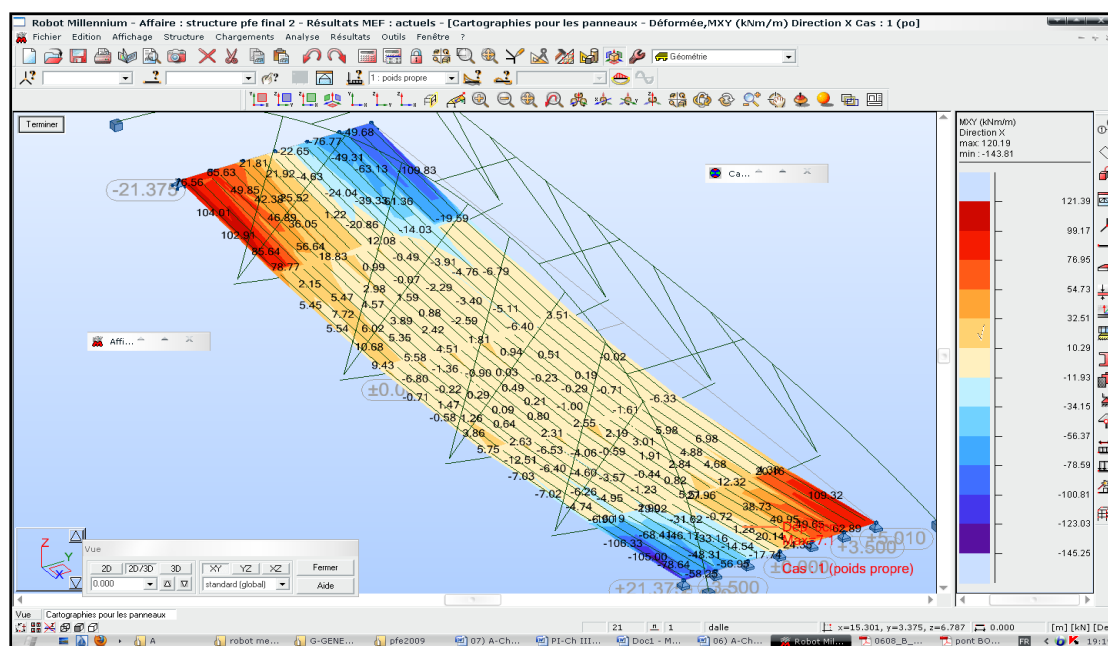


Figure A.V.4. Diagramme du moment fléchissant dû au poids propre

II.3.2. Le moment fléchissant dû au gradient thermique :

$Max^+ = 78.21 \text{ kN.m}$ et $Max^- = -70.66 \text{ kN.m}$

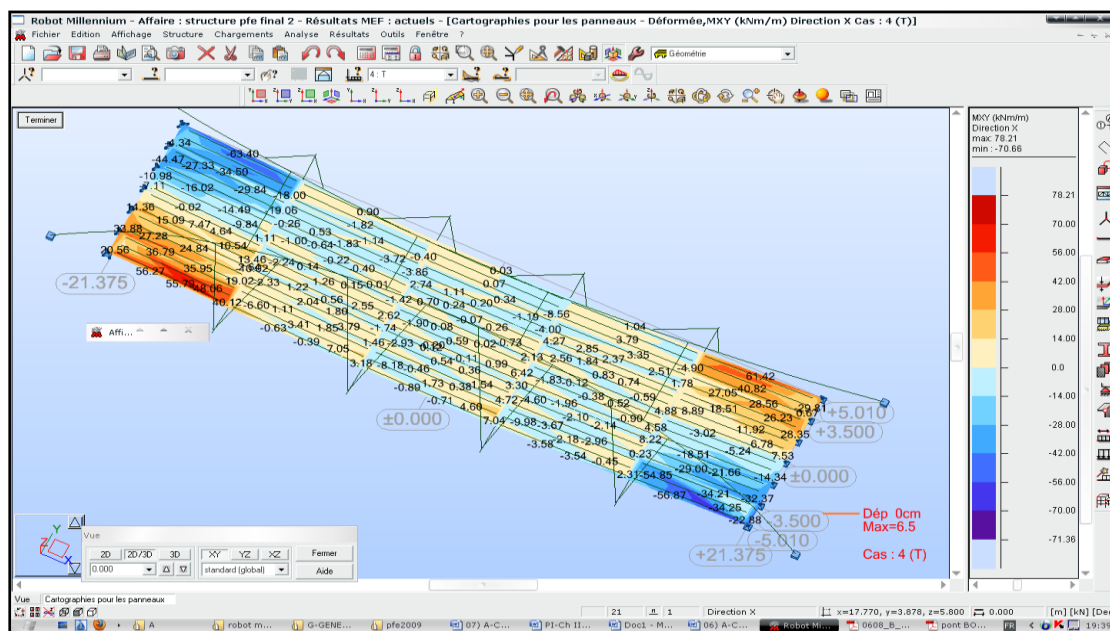


Figure A.V.5. Diagramme du moment fléchissant dû au gradient thermique

II.3.3. Le moment fléchissant dû aux charges routières :

a) La charge type A :

➤ Position typique N°1 :

La charge A est répartie sur toute la surface roulante. (Voir figure A.V.6).

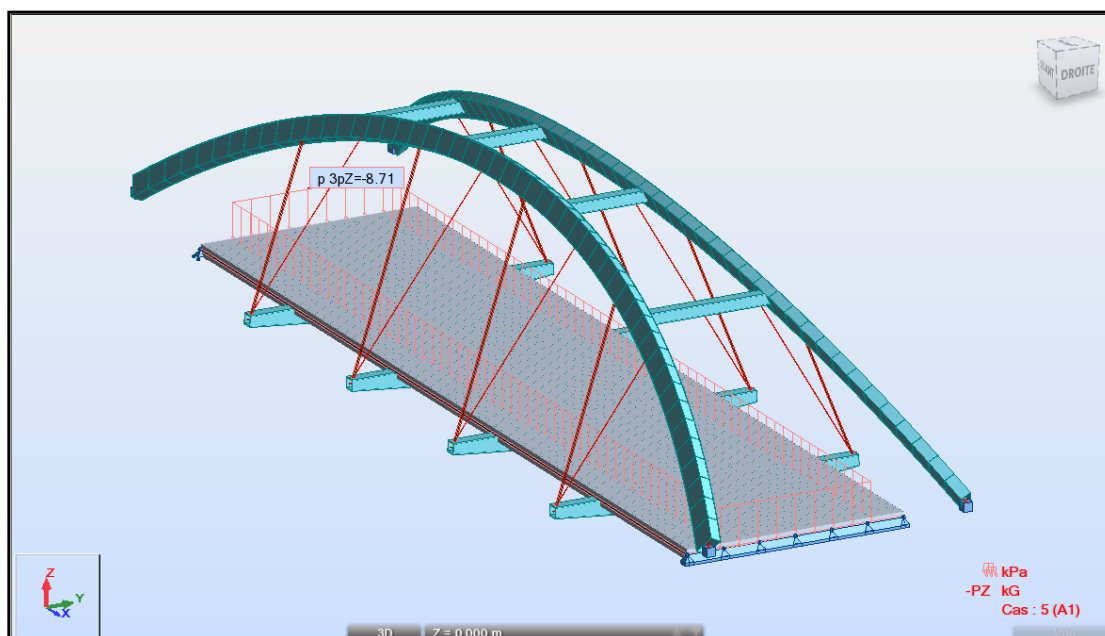


Figure A.V.6. Modélisation de la charge A₁(I)

Max⁺ = 144.74 kN.m et Max⁻ = -171.52 kN.m

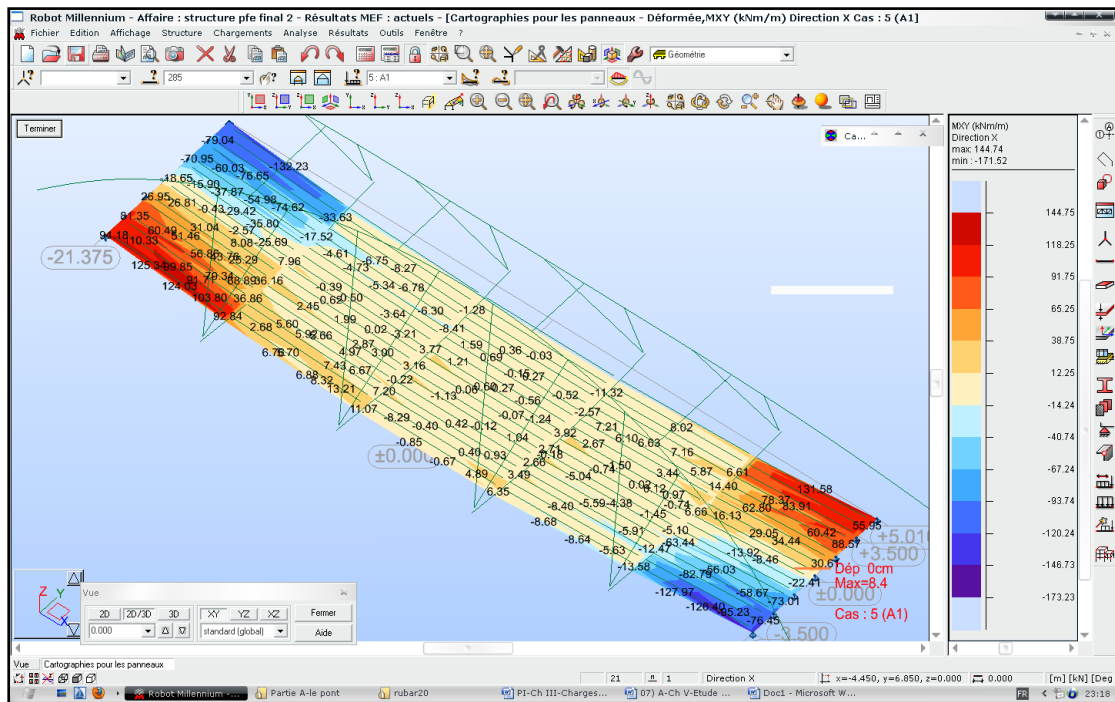


Figure A.V.7. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge A₁(I)

➤ Position typique N°2 :

La charge A est répartie sur la surface roulante pour une seule voie. (Voir figure A.V.8.)

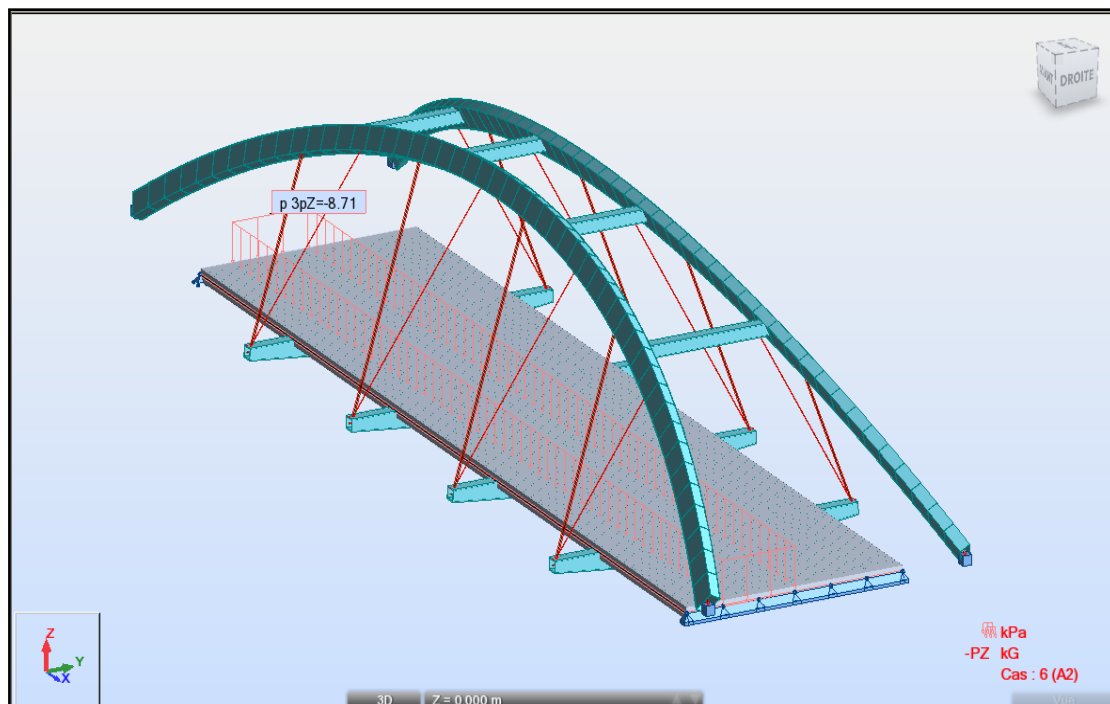


Figure A.V.8. Modélisation de la charge A₂(I)

$\text{Max}^+ = 203.29 \text{ kN.m}$ et $\text{Max}^- = -202.50 \text{ kN.m}$

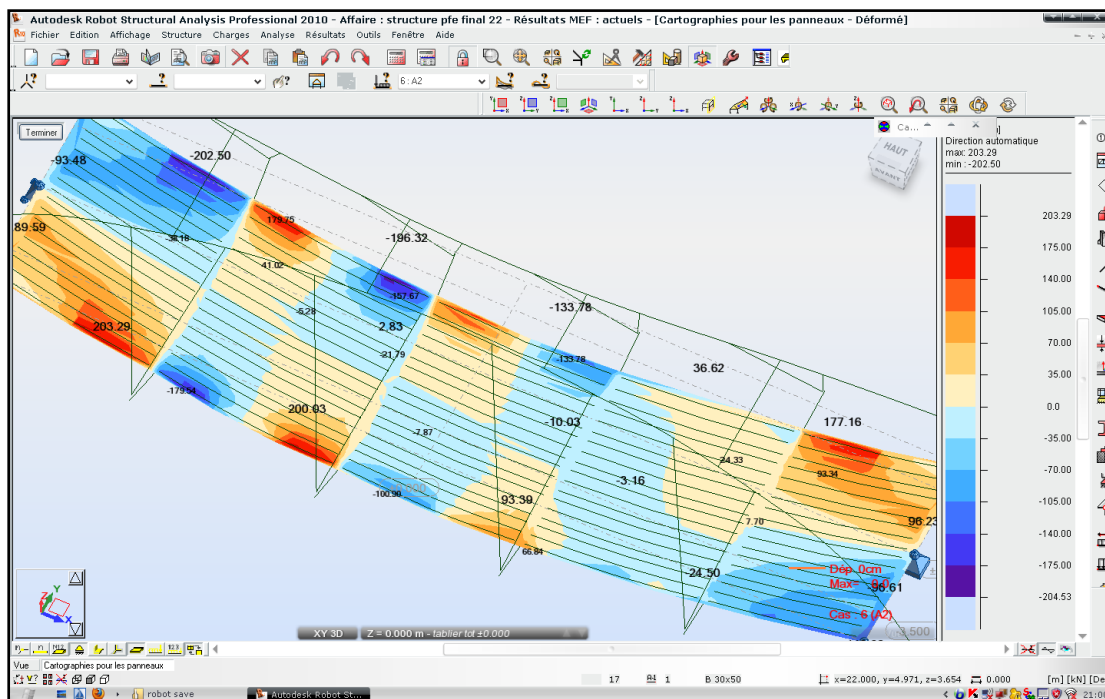


Figure A.V.9. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge $A_2(I)$

➤ **Position typique N°3 :**

La charge A est répartie sur la moitié de la surface roulante des deux voies. (Voir figure A.V.10.)

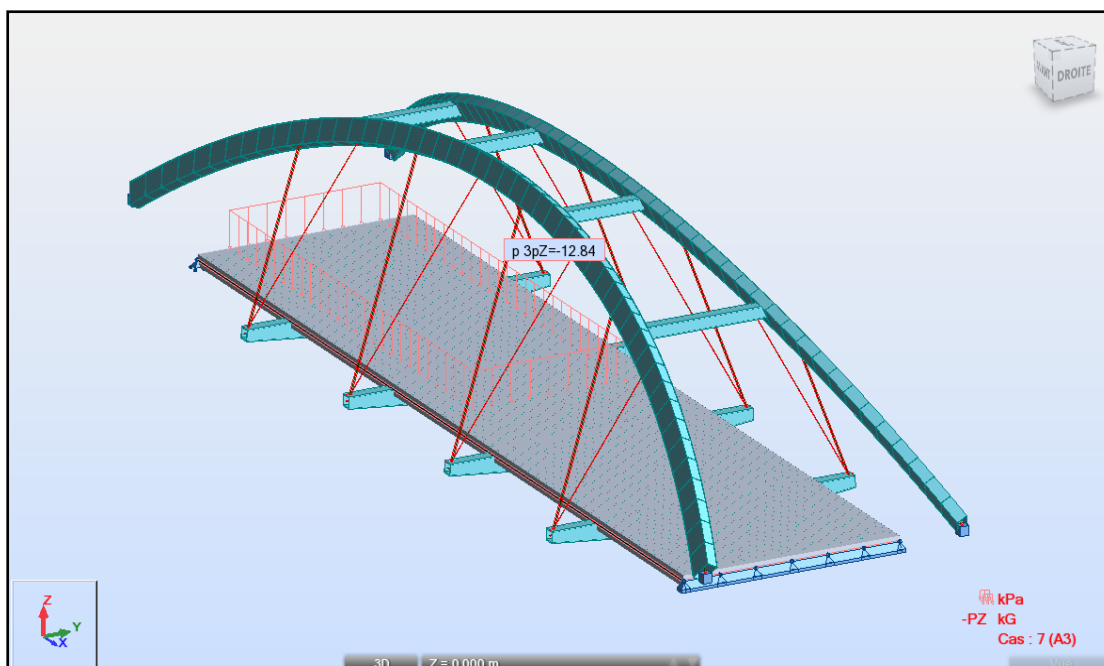


Figure A.V.10. Modélisation de la charge $A_3(I)$

$\text{Max}^+ = 150.11 \text{ kN.m}$ et $\text{Max}^- = -152.92 \text{ kN.m}$

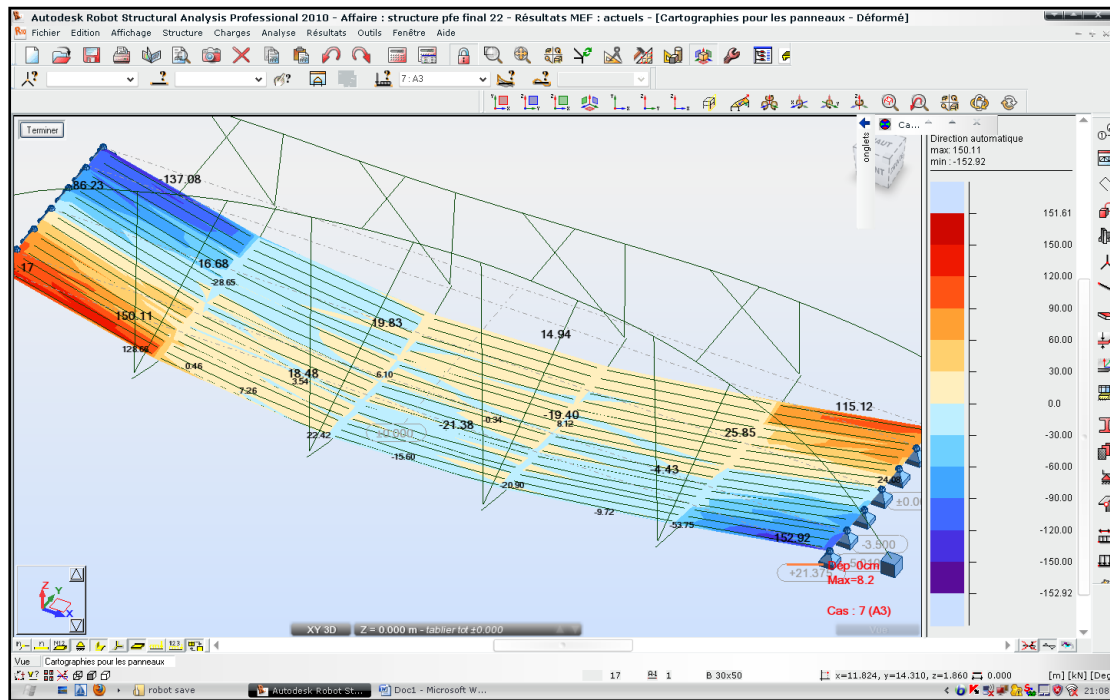


Figure A.V.11. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge $A_3(I)$

b) La charge roulante Bc :

$\text{Max}^+ = 129.42 \text{ kN.m}$ et $\text{Max}^- = -149.35 \text{ kN.m}$

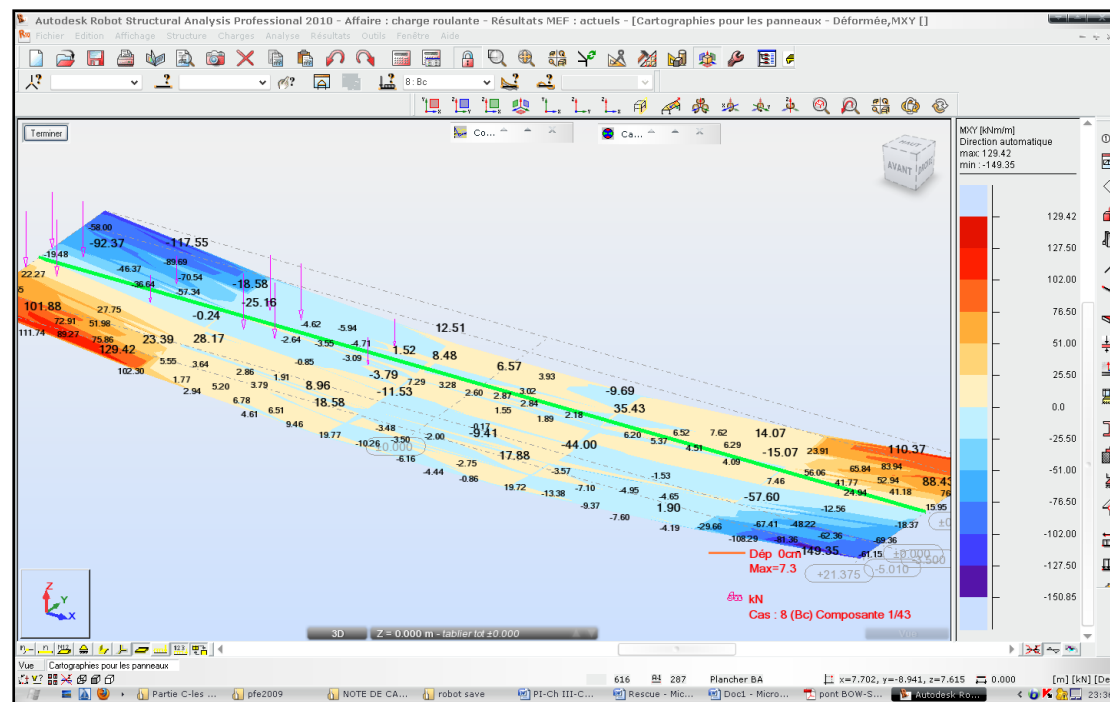


Figure A.V.12. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge Bc

c) La charge roulante Br:

$\text{Max}^+ = 125.04 \text{ kN.m}$ et $\text{Max}^- = -140.02 \text{ kN.m}$

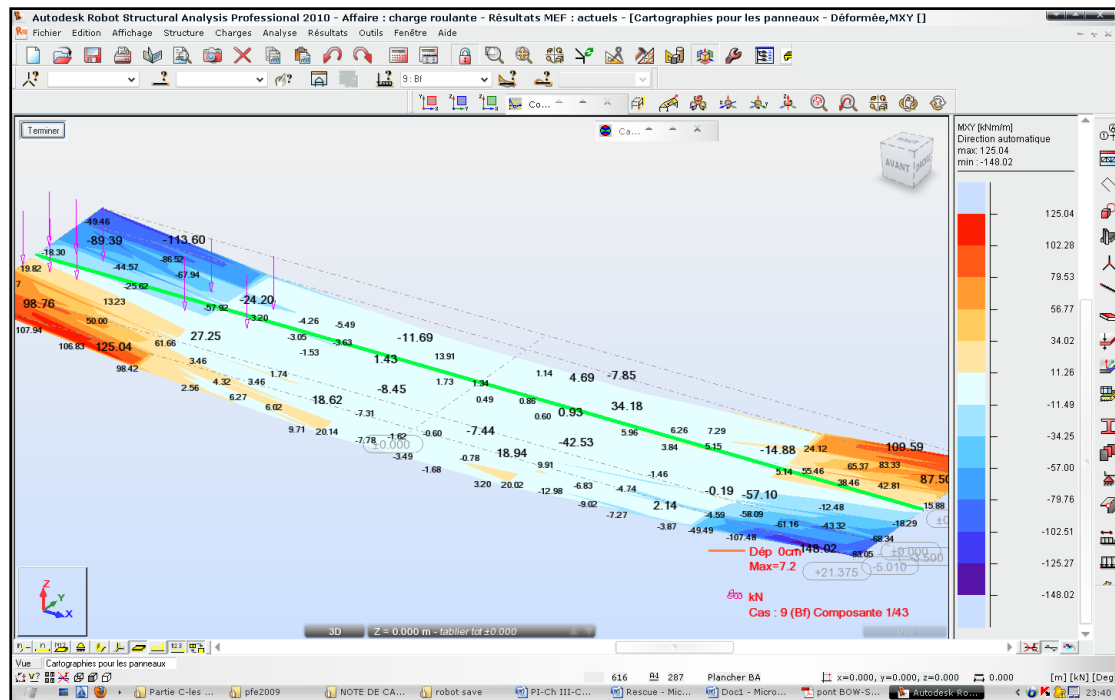


Figure A.V.13. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge Br

d) Surcharges militaires MC120 :

$\text{Max}^+ = 134.03 \text{ kN.m}$ et $\text{Max}^- = -149.35 \text{ kN.m}$

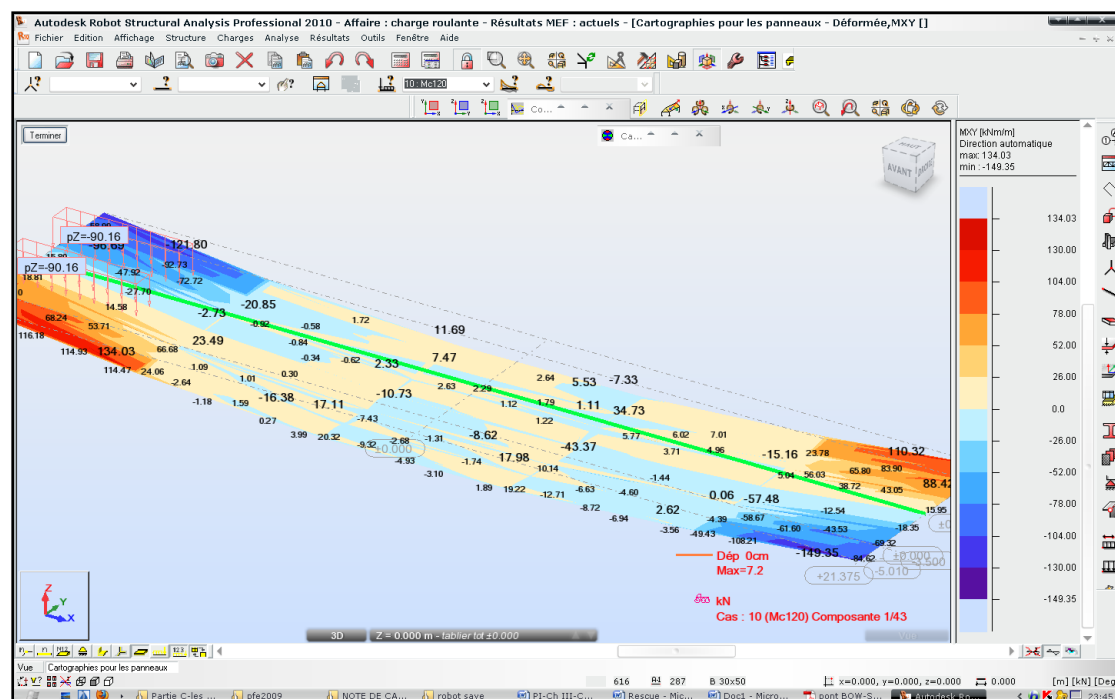


Figure A.V.14. Diagramme du moment fléchissant dû à la surcharge Mc120

e) Surcharges militaires D240 :

$\text{Max}^+ = 154.83 \text{ kN.m}$ et $\text{Max}^- = -167.27 \text{ kN.m}$

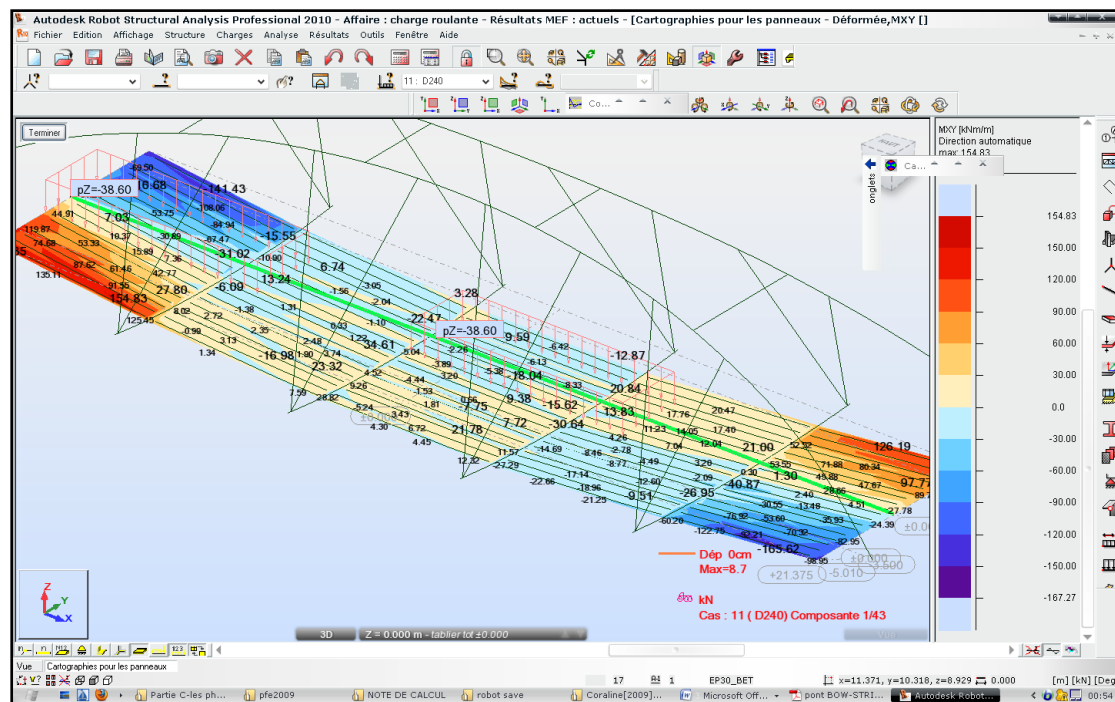


Figure A.V.15. Diagramme du moment fléchissant dû à la surcharge D240

II.4. Calcul des sollicitations :

II.4.1. Vérification à l'état limite de service :

Le moment fléchissant maximum est obtenu par la combinaison suivante : [4]
 $G + (M_{c120} + S_t) + 0.6T$, en superposant les différents diagrammes des charges participantes, il sera facile de calculer les différentes sollicitations agissantes sur la dalle.

➤ Le moment fléchissant :

$$\text{Max}^+ = 378.75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Max}^- = -80.22 \text{ kN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$\text{Max}^+ = 156.88 \text{ kN}$$

$$\text{Max}^- = -42.68 \text{ kN}$$

a) Calcul des contraintes dues au retrait : [11], [12]

La déformation due au retrait est $\epsilon_r = 4 \times 10^{-4}$

Les contraintes apparues à la suite du retrait sont les suivantes :

➤ Contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = \epsilon_r \times E_b \times A / S \times I_a / I_m$$

Avec: $E_b = E_a / \eta$

- Contrainte de compression sur la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \varepsilon_r \times E_b \times B / S \times (I_a + b.S.d) / I_m$$

- Contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = - \varepsilon_r \times E_b \times B / S \times (b.S.d' - I_a) / I_m$$

- Tels que :

- **d et d'** : distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieure de la poutre métallique.
- **A, B, S** : respectivement section de l'acier, du béton et de la section mixte.
- **I_a, I_m** : respectivement inertie de la poutre métallique et de la section mixte.
- **E_b** : module d'élasticité du béton.
- **b** : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

- Avec:

$$d=d' = 193.25 \text{ mm}$$

$$A = 8446 \text{ cm}^2$$

$$S = 10.02 \times 0.5 = 5 \text{ m}^2$$

$$B = S - A = 5 - 0.8446 = 4.1554 \text{ m}^2$$

$$I_a = 23130 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 1.05 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$E_b = 37619.5 \text{ MPa}$$

$$b = 0$$

- On obtient alors :

$$\sigma_b = 4 \times 10^{-4} \times 37619.5 \times 10^6 \times 0.17 \times 2.31 \cdot 10^{-4} / 0.105 = 5.62 \text{ kPa}$$

$$\sigma_s = 4 \times 10^{-4} \times 37619.5 \times 10^6 \times 5 / 4.1554 \times (2.31 \cdot 10^{-4} + 0) / 0.105 = 0.39 \text{ kPa}$$

$$\sigma_i = -4 \times 10^{-4} \times 37619.5 \times 10^6 \times 5 / 4.1554 \times (-2.31 \cdot 10^{-4}) / 0.105 = 0.39 \text{ kPa}$$

b) Contraintes dues à la température :

- Contrainte dans le béton : $\sigma_b' = 1/3(\sigma_b) = 1.87 \text{ kPa}$
- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier $\sigma_s' = 1/3(\sigma_s) = 0.13 \text{ kPa}$
- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier $\sigma_i' = 1/3(\sigma_i) = 0.13 \text{ kPa}$

c) Vérification des contraintes :

Dans cette étape, nous nous intéressons à la vérification des contraintes dans les cas qui donnent le moment maximum.

Pour le moment positif, la vérification des contraintes se fait comme suit:

- Pour le béton : $\sigma_b = 0.85f_{c28}/1.5 = 22.66 \text{ MPa}$

- Pour l'acier : $\sigma_s = \sigma_E/1.15 = 309 \text{ MPa}$

Pour le moment négatif, la vérification des contraintes se fait comme suit:

- Pour le béton : pas de limitation

- Pour l'acier : $\sigma_s = \sigma_E/1.15$

La vérification se fait avec les aciers à l'intérieur de la section participante.

$\Sigma \sigma_{u,els} < \min \{2/3f_e ; 150\eta\}$ Où f_e : Limite d'élasticité de l'acier et η : Coefficient de fissuration. Avec $\eta = 1.6$ et $f_e = 400$ MPa

Donc: $\sigma_{u,els} = 240$ MPa

Les contraintes à l'ELS sont :

- $\sigma_{ELS} = 378.75 \times 0.171/0.2 \leq 355$ MPa
- $\tau_{ELS} \leq 355/\sqrt{3} = 206$ MPa
- $\sqrt{\sigma_{ELS}^2 + \tau_{ELS}^2} \leq 355$ MPa

Tableau A.V.1. Vérification des contraintes à l'ELS

| Type de contraintes | σ_{soll} [MPa] | σ_{els} [MPa] |
|---|-----------------------|----------------------|
| Tensions normales sur la semelle supérieure des poutres métalliques | 328 | 355 |
| Tensions normales sur la semelle supérieure des poutres métalliques | 328 | 355 |
| Tensions idéales a la liaison de la semelle sup – ame | 277 | 355 |
| Tensions idéales a la liaison de la semelle inf – ame | 277 | 355 |
| Tensions tangentielles dans le barycentre des ames | 91 | 206 |

NB : La vérification à l'ELS est satisfaite.

II.4.2. Vérification à l'état limite ultime (pour les poutres mixtes) :

a) Hypothèses :

La vérification de la sécurité vis-à-vis des états limites ultimes de résistances des sections mixtes est effectuée dans toutes les phases de constructions en vérifiant que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime des sections.

Alors, il faut calculer le moment maximal donné par la combinaison de charges correspondante.

Il est à noter que, selon l'Eurocode 1, la classe 4 est caractérisée par un coefficient de sécurité $\gamma_{Rd} = 1.1$, à différence des sections de classe 1, 2 et 3 caractérisées par un coefficient de sécurité $\gamma_{Rd} = 1$.

La résistance à la traction du béton doit être négligée. Et en ce qui concerne les sections de classe 3 et 4, l'Eurocode 4 impose que dans les fibres extrêmes, la déformation soit limitée à la limite élastique $f_y = E_a / \gamma_a$. Dans ce cas, pendant la justification, il faudra tenir compte des phases de construction.

b) Vérification de la dalle mixte : [10], [11]

▪ Phase de construction :

$$M_{sd, \max}^+ = \begin{cases} 379.33 \text{ kN.m pour la section de rive} \\ 311.72 \text{ kN.m pour la section centrale} \end{cases}$$

L'effort tranchant $V_{sd, \max} = 263.44 \text{ kN}$.

Classe de la section est : 1

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_a} = 421.80 \text{ KNm} > 379.33 \text{ KNm} \text{ [vérifié OK]}$$

Où :

W_{pl} : module de flexion plastique de la section d'acier seulement, soit 1156 cm^3 ;

f_y : limite d'élasticité en traction caractéristique de l'acier du profilé, soit 510 N/mm^2 ;

γ_a : facteur de sécurité associé à l'acier de construction, soit 1,1

Avec : $h=400 \text{ mm}$; $b=180 \text{ mm}$; $t_w = 8.6 \text{ mm}$; $t_f=13.5 \text{ mm}$

$$V_{pl,R} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}\gamma_a}$$

où : A_v est l'aire de cisaillement plastique de la section d'acier seulement, soit 84.46 cm^2 .

Alors, $V_{pl,R}=1650.52 \text{ kN} \gg V_{sd, \max} = 263.44 \text{ kN}$ car la section est de classe 1

▪ Vérification lors de la réalisation :

1) Vérification au cisaillement de l'âme : [10]

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement max de l'âme est :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} = \frac{5.68}{0.036} = 157.77 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée car : $\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$ [vérifié OK]

2) Vérification du voilement de l'âme :

On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales comme montré sur la figure ci-après :

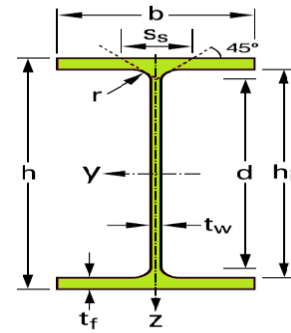


Figure A.V.16. Section d'une barre IPE

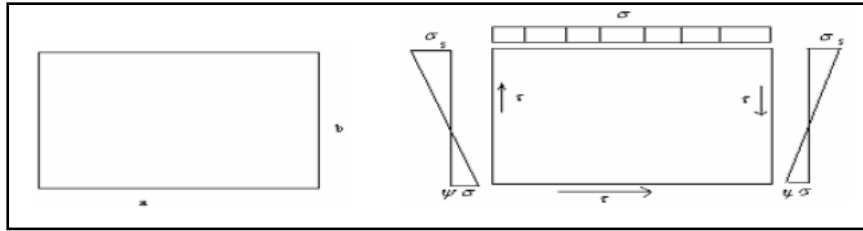


Figure A.V.17. Voilement de l'âme

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions (a x b) et d'épaisseur (e), elle est délimitée par les semelles et les entretoises.

Avec : a = 8 m ; b = 400 - 2×13.5 = 373 mm ; e = 86 mm.

Pour la vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier

la condition de stabilité suivante : $\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1$

Où :

σ_{cr} : La contrainte normale critique ;

τ : La contrainte de cisaillement ;

τ_{cr} : La contrainte critique de cisaillement.

Avec : E=2.1 × 10⁶ Kg/cm² ; et ν = 0.3

$$\text{On obtient alors : } \begin{cases} \sigma_{cr} = 1898000 \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \times K_{\sigma} \\ \tau_{cr} = 1898000 \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \times K_{\tau} \end{cases}$$

$K_{\sigma} = 23.9$ et $K_{\tau} = 5.34 + (4/\alpha^2)$ où : $\alpha = a/b \Rightarrow \alpha = 8/0.373 = 21.447 \geq 1$
 $K_{\tau} = 5.34 + (4/\alpha^2) = 5.34$ et $S_{\sigma} = 1$

Tableau A.V.2. Résumé des contraintes avant durcissement du béton

| σ [MPa] | τ [MPa] |
|----------------|--------------|
| 280 | 199 |

Alors :

$$\sigma_{cr} = 1898000 \left(\frac{8.6}{0.373} \right)^2 \times 23.9 \quad \text{d'où : } \sigma_{cr} = 2.411 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$\tau_{cr} = 1898000 \left(\frac{8.6}{0.373} \right)^2 \times 5.34 \quad \text{d'où : } \tau_{cr} = 5.38 \times 10^9 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Donc : } \left(\frac{280}{24110} \right)^2 + \left(\frac{199}{5380} \right)^2 \leq 1 \quad \text{[vérifié OK]}$$

- **N.B :**

- 1- Il n'est pas nécessaire de mettre des raidisseurs de soutien car l'âme ne subit pas de phénomène de voilement lors de la réalisation.
- 2- Cette vérification n'est pas nécessaire après durcissement du béton.

3) Vérification au déversement : [10]

Il s'agit d'un phénomène d'instabilité mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

Il est établi que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} de déversement.

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{j} \times \sqrt{E \times I_y \times k \times G}$$

Où : **j** : Portée de la pièce susceptible de fléchir.

I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axe (yy') dans le plan de déversement.

E : Module de déformation longitudinale ($E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$).

G : Module de déformation transversale.

G est donné par la relation suivante : $G = 1/[2(1 + \gamma)] = 8.077 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$$K = \frac{1}{3} S_2 \times \left(n t_w^2 + \frac{s_1}{s_2} t_s^2 \right)$$

Avec : $s_1 = 24.3 \text{ cm}^2$ et $s_2 = 35.86 \text{ cm}^2$
 $S_{IPE400} = 84,46 \text{ cm}^2$ et $I_{IPE400} = 23130 \text{ cm}^4$

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} + \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Où :

$$\alpha^2 = \frac{4 \times G \times K}{E \times I_y} \times \left(\frac{l}{b} \right)^2$$

$$M_{cr} = \frac{2.31 \times 4.43}{8} \sqrt{2.1 \times 10^6 \times 2.31 \times 10^7 \times 8.077 \times 10^5 \times 2.027 \times 10^3}$$

$$M_{cr} = 3.604 \times 10^{11} \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{\omega} = \frac{3.604 \times 10^{11}}{4 \times 10^8} = 901 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc : } f(\sigma_{cr}) = 0.66 \times \sigma_{cr} = 1753 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{\omega} = \frac{48.19 \times 10^7}{4 \times 10^5} = 1205 \text{ kg/cm}^2$$

On voit maintenant que : $f(\sigma_{cr}) = 1753 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 1205 \text{ kg/cm}^2$, donc la sécurité vis-à-vis du déversement est bien garantie. **[vérifié OK]**

▪ **Calcul du moment plastique résistant : [10], [12]**

On peut appliquer la théorie de la plasticité car la section est de classe 1.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_a}$$

Où : W_{pl} : module de flexion plastique de la section, soit 2504 cm^3

f_y : limite d'élasticité en traction caractéristique de l'acier du profilé, soit 355 N/mm^2

γ_a : facteur de sécurité associé à l'acier de construction, soit 1,1.

Alors, on obtient :

$$M_{pl,Rd} = 810.6 \text{ kN.m} > M_{Sd,max}^+ = 673 \text{ kN.m} \text{ [vérifié OK]}$$

Cette vérification assure les moments négatifs puisque $M_{pl,Rd}$ des fibres tendues est égal à celui des fibres comprimées considérées comme celles des moments positifs.

▪ **Calcul du cisaillement plastique résistant : [10], [12]**

$$V_{pl,R} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}\gamma_a}$$

Où : A_v est l'aire de cisaillement plastique de la section mixte, soit 1250 cm^2 .

Donc, $V_{pl,Rd} = 597.31 \text{ kN} > V_{Sd,max} = 453.11 \text{ kN}$.

L'effort tranchant sollicitant étant inférieur à la moitié de l'effort de cisaillement plastique résistant, il ne faudra pas tenir compte d'une éventuelle perte de capacité du moment plastique résistant de la section mixte.

▪ **II.5. Calcul du ferrailage : [11], [12]**

D'après le système d'équations :

$$\begin{cases} \sum F = 0 \Rightarrow N_{sd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_b \frac{0.85f_{bk}}{\gamma_b} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_{sc} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \\ \sum M = 0 \Rightarrow M_{sd} = z_1 \left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a} \right) - z_2 \left(A_b \frac{0.85f_{bk}}{\gamma_b} \right) - z_3 \left(A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \right) \end{cases}$$

Où : A_a : aire de la section transversale du profilé en acier ;

A_c : aire de la section transversale du béton ;

A_s : aire de la section transversale des armatures ;

f_y : limite d'élasticité en traction caractéristique ou nominale de l'acier du profilé, soit 355 MPa ;

f_{ck} : résistance caractéristique du béton sur cylindre, soit 40 MPa ;

f_{sk} : limite d'élasticité en traction caractéristique des armatures, soit 400 MPa ;

γ_a : facteur de sécurité applicable à l'acier de construction, soit 1,1 ;

γ_c : facteur de sécurité applicable au béton, soit 1,5 ;

γ_s : facteur de sécurité applicable à l'acier des armatures, soit 1,15.

Après calcul, le système obtenu est :

$$\begin{cases} 0.55 = 0.008 \frac{355}{1.1} + 1.25 \frac{0.85 \times 40}{1.5} + A_s \frac{400}{1.15} + A_{sc} \frac{400}{1.15} \\ 0.685 = 0.245 \left(0.008 \frac{355}{1.1} \right) + 0.25 \left(1.25 \frac{0.85 \times 40}{1.5} \right) + 0.49 \left(A_s \frac{400}{1.15} \right) \end{cases}$$

Après résolution du système, on aboutit alors à :

$$\begin{cases} A_{sc} = 45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 15\phi 20 \\ A_s = 55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 20\phi 20 \end{cases} \text{ pour chaque série de 3 IPE400}$$

Alors, le schéma de ferrailage correspondant est :

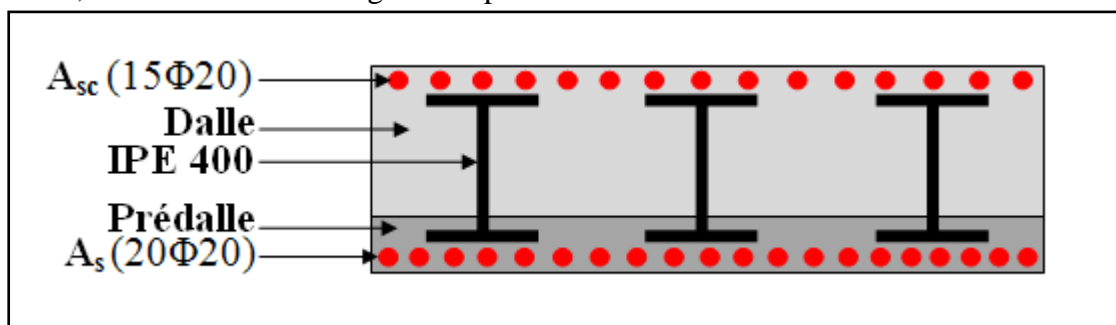


Figure A.V.18. Schéma de ferrailage pour une série de 3 IPE

▪ **Vérification des armatures minimales :**

$$\rho_{s \min} = A_s / A_b = 0.5\%$$

Où : A_s : la section minimale de l'armature passive

A_b : la section du béton

D'où : $A_s = 0.5\% A_b = 0.005 \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2$

▪ **Etriers:**

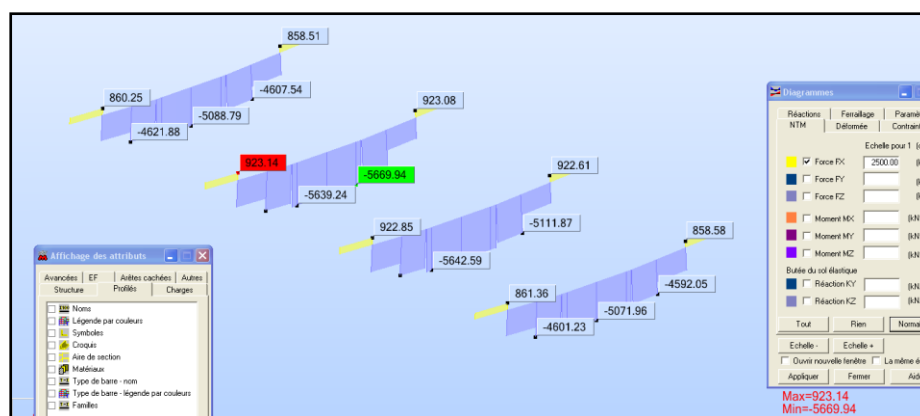
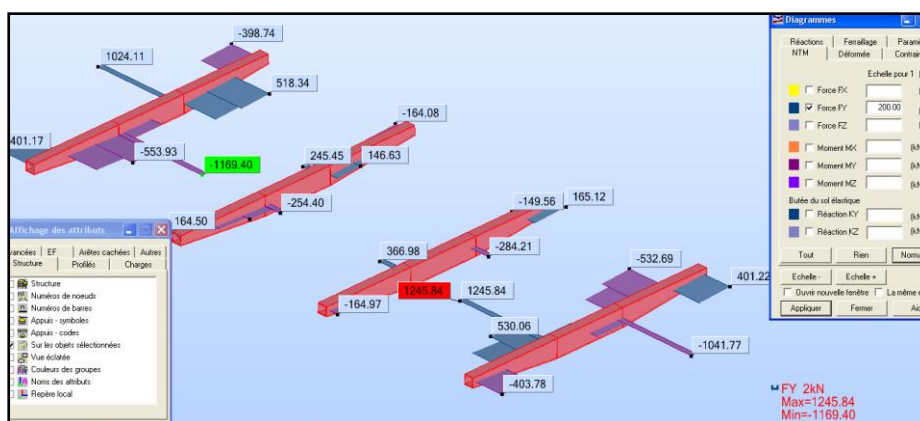
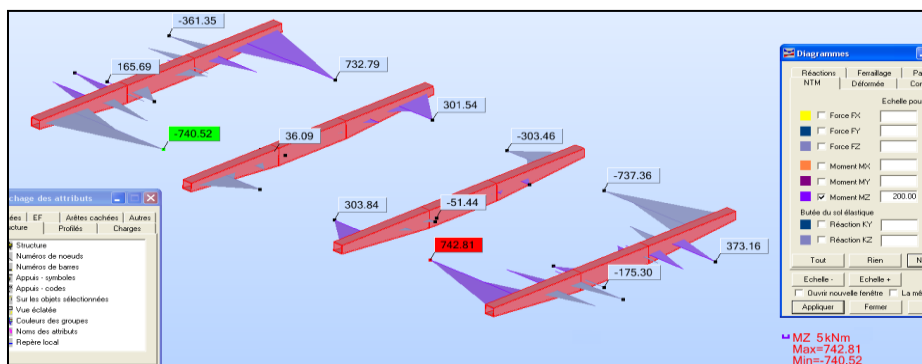
Vu les valeurs considérables des efforts tranchants, on adopte un ferrailage transversal égal à 35 % du ferrailage longitudinal, donc on utilise le ferrailage minimale de : $A_t = 0.35 \times 55 = 19.25 \text{ cm}^2$.

VI. L'ETUDE DE LA CHARPENTE [10], [12]

III.1. Les entretoises du tablier :

III.1.1. Vérification à l'état limite ultime :

a) Détermination des diagrammes des sollicitations :



Les valeurs de N, T et M sont données respectivement -on respecte l'échelle montrée sur les figures- par 5669.94 kN ; 2491.68 kN ; 3714.05 kN.m.

D'après les figures, les sollicitations maximales agissent sur la section variable des entretoises, donc la vérification de la section minimale (latérale) nous garantit la vérification de l'entretoise.

b) Vérification du moment en présence d'un effort tranchant :

$$A_x = 666.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 297823.4 \text{ cm}^4$$

$$\text{On a } A_v = \frac{A \times h}{b+h} = \frac{66680 \times 517}{500+517} = 33897.30 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}} \text{ avec } f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \text{ donc : } V_{pl, rd} = 6947.60 \text{ KN}$$

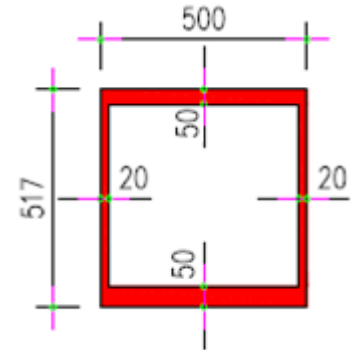


Figure A.V.22. Section des entretoises inférieures

On aperçoit que $T = V_{sd} < 50\% (V_{pl, rd})$ donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion puisque l'écroutissage de l'acier reprendra l'effort tranchant.

On obtient alors le moment de résistance par la relation suivante qui dépend de la classe de la section transversale [11]:

$$M_{c, rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; \text{ pour 1}^{\text{ère}} \text{ et 2}^{\text{ème}} \text{ classe.}$$

Section transversale de 1^{ère} classe $\Rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$

$$\text{Avec } W_{pl} = \frac{I}{y} = \frac{3 \times 10^9}{233.5} = 1.28 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\text{Donc, } M_{c, rd} = 1.28 \times 10^7 \times \frac{355}{1.1} = 4146.39 \text{ kN.m} > M_{sd} = 3714.05 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{la}$$

Vérification du moment en présence d'un effort tranchant satisfaite.

Il faut que : **$M_{n, rd} > M_{sd}$**

Avec : $M_{n, rd}$ le moment ultime de résistance réduit en présence d'un effort axial.

$$M_{n, rd} = 1.26 \times M_{pl, rd} \times (1-n) \text{ avec } n = N_{sd}/N_{pl, rd}$$

$$N_{pl, rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 66680 \times \frac{355}{1.1} = 21519.45 \text{ kN}$$

$$n = \frac{5669.94}{21519.45} = 0.26$$

$$M_{pl, rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 4146.39 \text{ kN}$$

$$M_{n, rd} = 1.26 \times 4146.39 \times (1-0.26) = 3847.91 \text{ kN.m} > M_{max} = 3714.05 \text{ kN.m.}$$

III.1.2. vérification à l'état limite de service :

a) Les sollicitations maximales:

D'après logiciels on a :

- $M_{max} = 2751.15 \text{ kN.m}$
- $T_{max} = 1845.70 \text{ kN}$
- $N_{max} = 4200 \text{ kN}$

b) Vérification des contraintes:

$$\sigma = \frac{M_y \times y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim, ser} = \frac{f_y}{\gamma_{M, ser}}$$

$$\gamma_{M, ser} = 1.0 \Rightarrow \sigma_{Lim, ser} = f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd, sup} = 63.20 \text{ Mpa} < \sigma_{Lim, ser} = 355 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sd, inf} = 63.20 \text{ Mpa} < \sigma_{Lim, ser} = 355 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{sol} = \frac{1845.70}{66680} = 27.80 \text{ N/mm}^2 < \tau_{lim, ser} = \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma_{M, ser}} = \frac{355}{\sqrt{3} \times 1} = 205 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.3. Calcul des connecteurs (goujons soudés) :

D'après le DTR-BC 2.44, généralement, les connecteurs sont calculés à l'ELU.

On utilise des goujons à tête ronde ($\varnothing=25 \text{ mm}$; $h=300 \text{ mm}$; limite élastique garantie $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$).

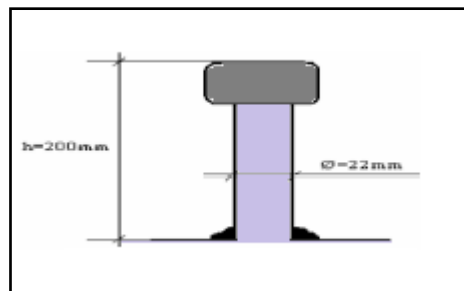


Figure A.V.23. Schéma d'un goujon soudé

a) Résistance d'un goujon a l'état limite ultime :

$$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{f_{cj}}}{1.3}$$

$$R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4} \times \sigma_e}{1.0}$$

Avec : R_1 correspondant à l'écrasement du béton ;

R_2 correspondant à la rupture de l'acier du connecteur.

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue à partir des formules suivante :

$$R_d = \text{Min}(R_1, R_2)$$

$$R_1 = \frac{67 \times 25^2 \times \sqrt{40}}{1.3} = 20.37t$$

$$R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{25^2}{4} \times 360}{1.0} = 12.36t$$

Donc : $R_d = R_2 = 12.36 t$

b) Calcul de l'effort de cisaillement :

➤ **Acier :**

L'effort de cisaillement à l'état limite ultime est calculé entre sections remarquables.

La section remarquable : est la section limitée par le moment positif maximal.

$$F_A = \sum A \sigma_e / 1.05 = 360 \times 79100 / 1.05 = 27120 \text{ kN}$$

$$F_A = 2712 t$$

➤ **Béton :**

$$f_B = \frac{0.85 \times A \times f_{cj}}{1.5} \Rightarrow f_B = \frac{0.85 \times 10000 \times 500 \times 40}{1.5} = 11333t$$

$$F_{\min} = F_A = 2712t$$

Donc, on a, par la suite, le nombre de goujons à utiliser qui est donné par la formule suivante :

$$N = \frac{F_{\min}}{R_d} = \frac{2712}{12.36} = 219.41$$

Soit alors : $N = 220$ goujons.

III.2. Etude des arcs :

III.2.1. Vérification à l'état limite ultime :

Comme le tablier, les arcs subissent les mêmes sollicitations mais d'une manière différente, car la transmission de ces dernières est garantie par les câbles.

Il est logique que les deux arcs ne sont pas sollicités de la même manière à cause de la non symétrie des charges (comme le cas de la charge routière $A_2(l)$).

Mais il serait plus évident de se contenter d'une étude de l'arc qui subit le plus d'effort.

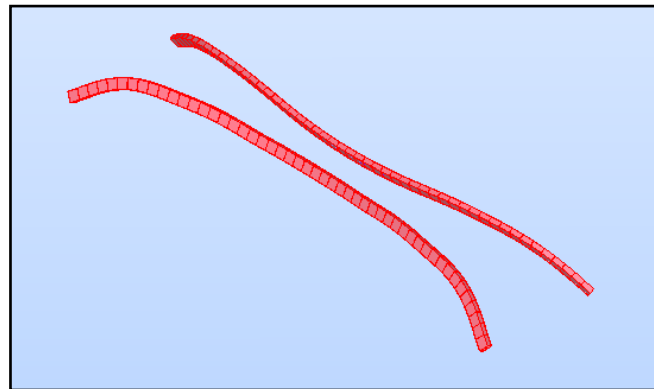


Figure A.V.24. Vue en 3D de la déformation des arcs

Le cas le plus défavorable est sûrement celui d'une section subissant:

- Un moment fléchissant ;
- Un effort tranchant ;
- Et un effort axial.

Il est nécessaire d'avoir toutes les sollicitations agissantes sur les arcs, pour effectuer toutes les vérifications de la résistance. Et ce cas serait plus défavorable si les $M_{soll, max}$, $T_{soll, max}$ et $N_{soll, max}$ sont appliqués à la même section (à condition que la section soit constante le long de l'arc).

a) Le moment fléchissant :

Le moment max des deux arcs est donné par la combinaison ELU suivante : $1.35G+1.5Q+T$ Où Q représente la surcharge du convoi exceptionnel D et de la surcharge supposé sur trottoir.

Pour que la section transversale la plus sollicitée résiste au moment fléchissant maximale ; la relation suivante doit être vérifiée : $Msd \leq Mult$

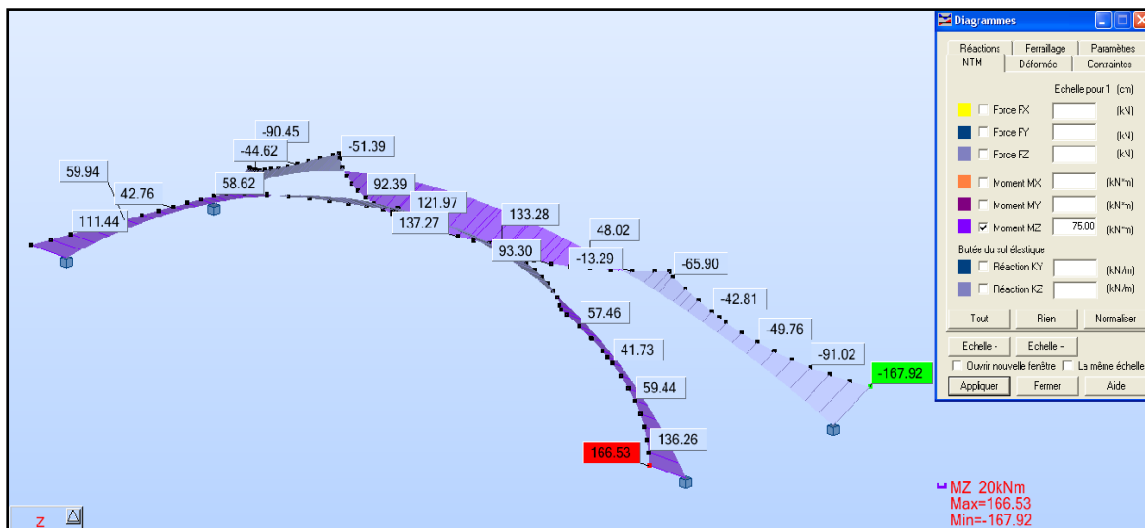


Figure A.V.25. Diagramme du moment fléchissant des arcs

b) L'effort tranchant :

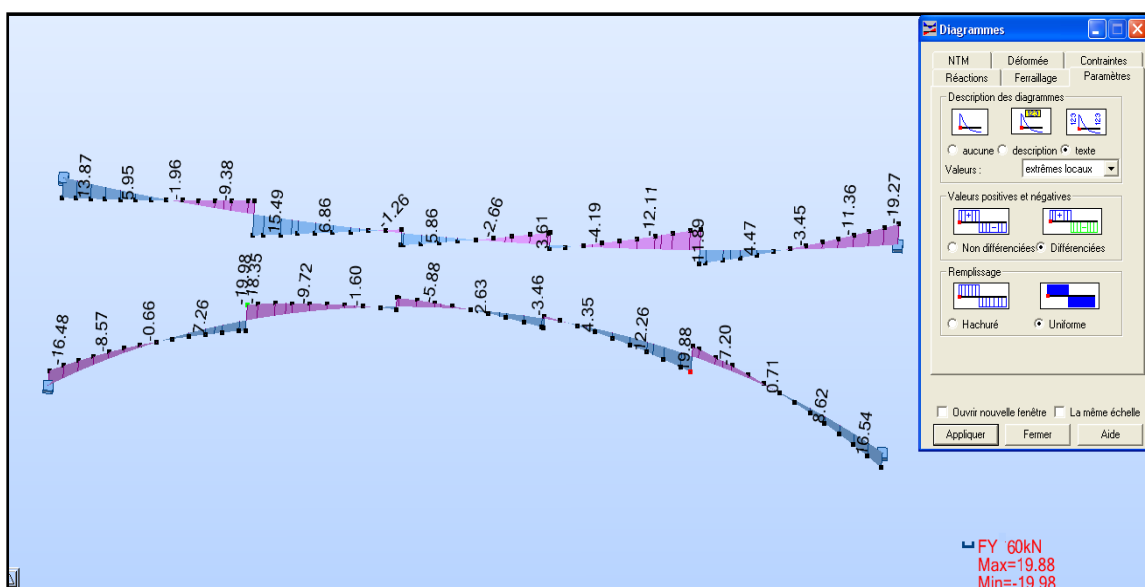


Figure A.V.26. Diagramme de l'effort tranchant

La prise en compte de l'effort tranchant est reliée à la résistance plastique au cisaillement tel que :

- 1) Lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement, il faut prendre en compte son effet, ainsi que celui de l'effort axial, pour calculer le moment de résistance plastique réduit.
- 2) A condition que la valeur de calcul V_{sd} de l'effort ne dépasse pas 50% de la résistance de calcul au cisaillement $V_{pl,rd}$, il n'est pas nécessaire de faire cette réduction pour les combinaisons de moment et effort axial.

3) Mais, quand ça dépasse, il convient de déterminer la résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et d'effort axial en utilisant une limite d'élasticité réduite $(1-\rho) f_y$ pour l'aire de cisaillement.

Avec : $\rho = (2V_{sd} / V_{pl, rd} - 1)^2$.

c) L'effort normal :

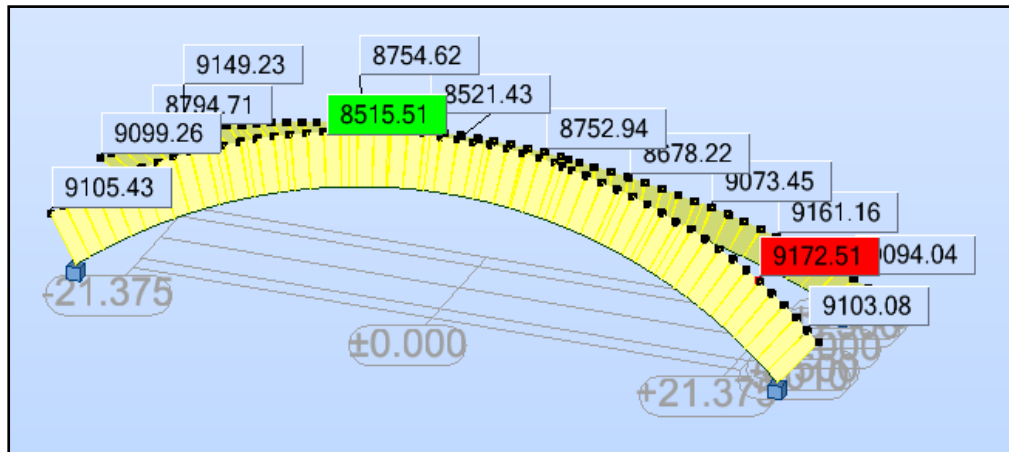


Figure A.V.27. Diagramme de l'effort normal

D'après les diagrammes, l'arc gauche à la section de rive ($x = +21.375$ m) subit un moment $\bar{m} = 167.92 \times 20$ kN.m = 3358.4 kN.m et les efforts correspondants à cette section sont $T = 19.27 \times 60$ kN = 1156.2 kN et $N = 9094$ kN.

$T_{max} = 19.98 \times 20 = 1198.80$ kN et $N_{max} = 9094$ kN

d) Vérification du moment en présence d'un effort tranchant :

$A_x = 696,960$ cm², $I_y = 916781,300$ cm⁴

On a $A_v = \frac{A \times h}{b+h} = \frac{69696 \times 1000}{500+1000} = 46464$ mm²

$V_{pl, rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}}$ avec $f_y = 355$ N/mm², donc : $V_{pl, rd} = 9534.52$ KN

On aperçoit que $T = V_{sd} < 50\% (V_{pl, rd})$, donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion puisque l'écroutissage de l'acier reprendra l'effort tranchant.

On obtient alors le moment de résistance par la relation suivant la classe de la section transversale [10]:

$M_{c, rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$; pour 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Section transversale de 1^{ère} classe => $\gamma_{M0} = 1.1$

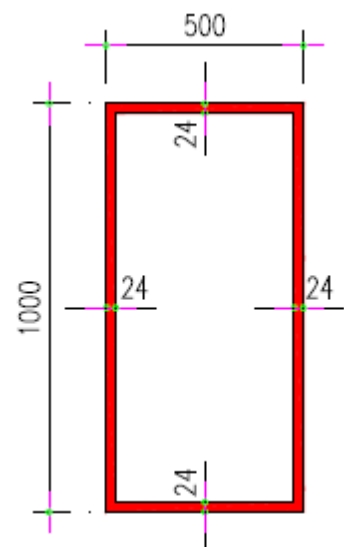


Figure A.V.28. Section des arcs

$$\text{Avec } W_{pl} = \frac{I}{y} = \frac{9.16 \times 10^9}{488} = 1.88 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Donc, $M_{c, rd} = 1.88 \times 10^7 \times \frac{355}{1.1} = 6067.27 \text{ kN} > M_{sd} = 3358.4 \text{ kN.m} \Rightarrow$ la Vérification du moment en présence d'un effort tranchant satisfaite.

e) Vérification du moment en présence d'effort axial :

Il faut que : $M_{n, rd} > M_{sd}$

Avec : $M_{n, rd}$ le moment ultime de résistance réduit en présence d'un effort axial.

$$M_{n, rd} = 1.26 \times M_{pl, rd} \times (1-n) \text{ avec } n = N_{sd}/N_{pl, rd}$$

$$N_{pl, rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 69696 \times \frac{355}{1.1} = 22492.8 \text{ kN}$$

$$n = \frac{9094}{22492.8} = 0.40$$

$$M_{pl, rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 6067.27 \text{ kN}$$

$$M_{n, rd} = 1.26 \times 6067.27 \times (1-0.40) = 4553.93 \text{ kN.m} > M_{max} = 3358.4 \text{ kN.m}$$

III.2.2. Vérification à l'état limite de service :

a) Les sollicitations maximales:

D'après le logiciel de calcul, on a :

- $M_{max} = 124.36 \times 20 \text{ kN.m} = 2487.20 \text{ kN.m}$
- $T_{max} = 28.63 \times 60 \text{ kN} = 1717.8 \text{ kN}$
- $N_{max} = 6795.32 \text{ kN}$

b) Vérification des contraintes:

$$\sigma = \frac{M_y \times y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim, ser} = \frac{f_y}{\gamma_{M, ser}}$$

$$\gamma_{M, ser} = 1.0 \Rightarrow \sigma_{lim, ser} = f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd, sup} = 97.63 \text{ Mpa} < \sigma_{lim, ser} = 355 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sd, inf} = 97.63 \text{ Mpa} < \sigma_{lim, ser} = 355 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{sol} = \frac{1717.8}{69696} = 24.65 \text{ N/mm}^2 < \tau_{lim, ser} = \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma_{M, ser}} = \frac{355}{\sqrt{3} \times 1} = 205 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Remarque :

Les conditions de résistance aux deux états limites de résistance sont vérifiées, il ne reste que la vérification des assemblages.

III.3. Vérification des entretoises des arcs :

III.3.1. Vérification à l'état limite ultime :

a) Détermination des diagrammes de sollicitations :

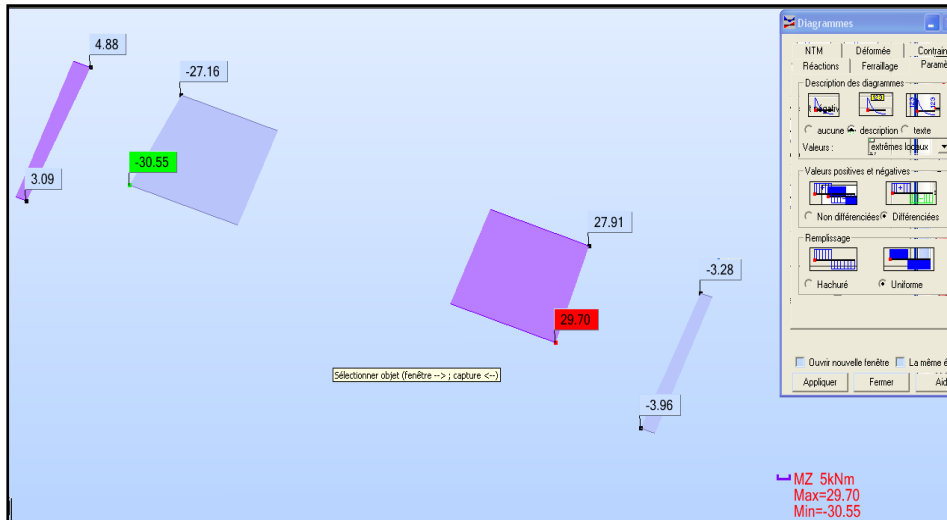


Figure A.V.29. Diagramme du moment fléchissant

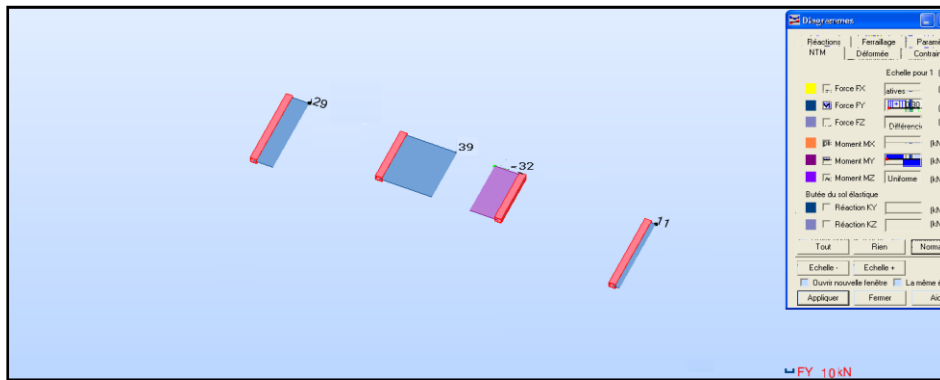


Figure A.V.30. Diagramme de l'effort tranchant

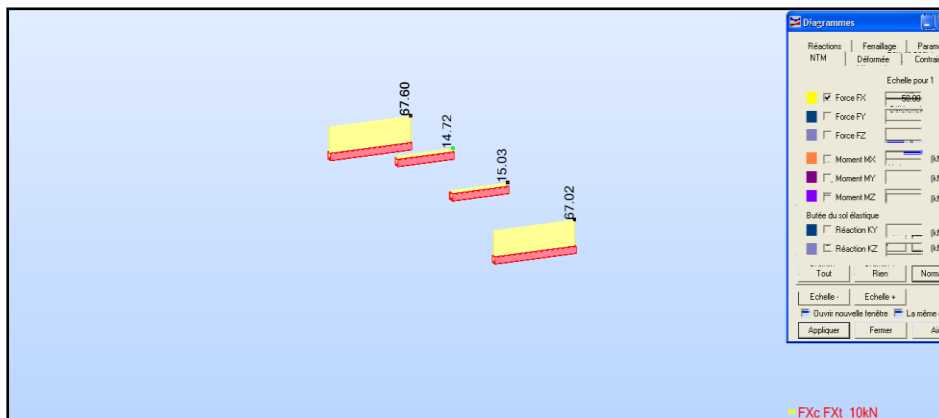


Figure A.V.31. Diagramme de l'effort normal

Les valeurs de N, T et M sont données respectivement -on respecte l'échelle montrée sur les figures- par 676 kN ; 390kN ; 152.75 kN.m.

b) Vérification du moment en présence d'un effort tranchant :

$$A_x = 666.8 \text{ cm}^2, I_y = 297823,4 \text{ cm}^4$$

$$\text{On a } A_v = \frac{A \times h}{b+h} = \frac{66680 \times 517}{500+517} = 33897.30 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}} \text{ avec } f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \text{ donc : } V_{pl, rd} = 6947.60 \text{ KN}$$

On aperçoit que $T = V_{sd} < 50\% (V_{pl, rd})$ donc il n'est pas

nécessaire de réduire la résistance à la flexion puisque l'écroutissage de l'acier reprendra l'effort tranchant.

On obtient alors le moment de résistance par la relation suivant la classe de la section transversale [10]:

$$M_{c, rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; \text{ pour 1}^{\text{ère}} \text{ et 2}^{\text{ème}} \text{ classe.}$$

Section transversale de 1ère classe $\Rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$

$$\text{Avec } W_{pl} = \frac{I}{y} = \frac{3 \times 10^9}{233.5} = 1.28 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Donc, $M_{c, rd} = 1.28 \times 10^7 \times \frac{355}{1.1} = 4146.39 \text{ kN.m} > M_{sd} = 152.75 \text{ kN.m} \Rightarrow$ la Vérification du moment en présence d'un effort tranchant satisfait.

Il faut que : $M_{n, rd} > M_{sd}$

Avec : $M_{n, rd}$ le moment ultime de résistance réduit en présence d'un effort axial.

$$M_{n, rd} = 1.26 \times M_{pl, rd} \times (1-n) \text{ avec } n = N_{sd}/N_{pl, rd}$$

$$N_{pl, rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 66680 \times \frac{355}{1.1} = 21519.45 \text{ kN}$$

$$n = \frac{676}{21519.45} = 0.03$$

$$M_{pl, rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 4146.39 \text{ kN}$$

$$M_{n, rd} = 1.26 \times 4146.39 \times (1-0.03) = 5067.72 \text{ kN.m} > M_{\max} = 152.75 \text{ kN.m}$$

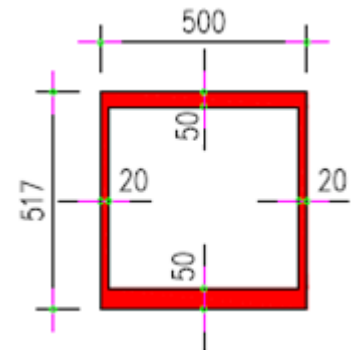


Figure A.V.32. Section des entretoises supérieures

III.3.2. Vérification à l'état limite de service :

a) Les sollicitations maximales:

D'après le logiciel, on a :

- $M_{max} = 125.57 \text{ kN.m}$
- $T_{max} = 324.65 \text{ kN}$
- $N_{max} = 554.33 \text{ kN}$

b) Vérification des contraintes:

$$\sigma = \frac{M_y \times y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim, ser} = \frac{f_y}{\gamma_{M, ser}}$$

$$\gamma_{M, ser} = 1.0 \Rightarrow \sigma_{Lim, ser} = f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd, sup} = 8.31 \text{ Mpa} < \sigma_{Lim, ser} = 355 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{sd, inf} = 8.31 \text{ Mpa} < \sigma_{Lim, ser} = 355 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{sol} = \frac{324.65}{66680} = 4.87 \text{ N/mm}^2 < \tau_{lim, ser} = \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma_{M, ser}} = \frac{355}{\sqrt{3} \times 1} = 205 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4. Vérification des assemblages par soudure : [10]

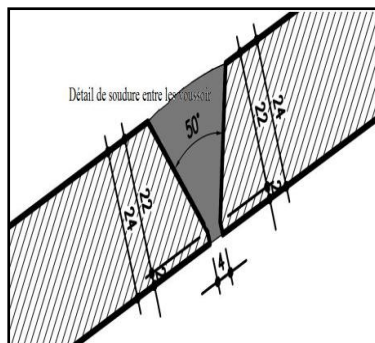


Figure A.V.33. Soudure des arcs

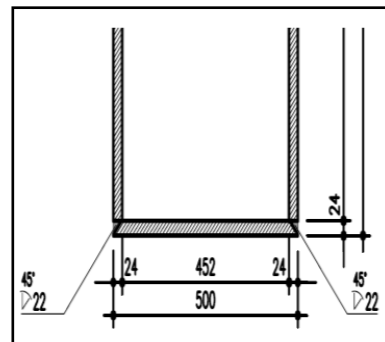


Figure A.V.34. Soudure des caissons

Une soudure d'angle a une résistance suffisante si en tout point, la relation suivante est vérifiée :

$$F_{w, Sd} / \text{mm} < F_{w, Rd} / \text{mm} \quad [11]$$

Avec :

$F_{w, Sd}$: résultante des efforts de calcul par unité de longueur de soudure (mm),

$F_{w, Rd}$: résistance de calcul par unité de longueur de soudure.

$$F_{w, Rd} / \text{mm} = f_{vw}, d \times a$$

Avec :

a : gorge du cordon de soudure,

f_{vw}, d : résistance de calcul de la soudure au cisaillement, donnée par l'expression :

$$F_{vw}, d / \text{mm} = \beta_w \times (f_u \times 3 / \beta_w \times \gamma_{Mw})$$

Avec :

Fu : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées.

Pour les soudures bout à bout de longueur utile L_j supérieure à $150a$, βL_w est donnée par l'expression : $\beta L_w = 1,2 - 0,2 L_j / 150a$

A.N:

$a = 16.8 \text{ mm} \Rightarrow F_w, rd/mm = 205 \times 16.8 = 3492 \text{ N/mm}$

Sur yy' : $F_w, rd = 3492 \times 500 = 1746 \text{ kN} > F_{sd,max,yy'} = 1211.55 \text{ kN}$, la soudure réalisée assure la résistance de la section la plus sollicitée des arcs.

Sur zz' : $F_w, rd = 3492 \times 1000 = 3492 \text{ kN} > F_{sd,max,zz'}$.

$F_{sd, max, zz'}$ est inférieure aux sollicitations tangentielles suivant yy'

N.B : La vérification effectuée précédemment pour les voussoirs sécurise aussi la soudure des entretoises.

III.5. Vérification des suspentes : [11], [12]

- Vérifications des sollicitations :

Il est utile de rappeler que le schéma du « BOW-STRING » sollicite les suspentes en traction. Chose vérifiée dans les résultats obtenus après modélisation de la structure.



Figure A.V.35. Diagramme de l'effort normal des câbles

Les critères de dimensionnement concernent naturellement la prévention des modes de ruine qui viennent d'être évoqués [04]. La valeur de calcul de l'effort de traction N_{Sd} dans l'élément doit vérifier [14]:

$$N_{Sd} < N_{Rd} = \text{Min} [N_{pl} ; N_u ; N_{net}] \quad [14]$$

➤ N_{pl} est la résistance plastique de calcul de la section brute ou section courante :

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5024 \times \frac{355}{1.1} = 1621.38 \text{ kN}$$

Avec :

A : aire de la section brute,

f_y : limite élastique du matériau,

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité du matériau, $\gamma_{M0} = 1,0$ si l'acier utilisé bénéficie de la marque acier, $\gamma_{M0} = 1,1$ sinon $N_{Sd} < N_{pl}$ garantit contre le risque de déformations excessives.

➤ N_u est la résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixation :

$$N_u = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} \Rightarrow N_u = 0,9 \times 5024 \times 470 / 1,25 = 1700,12 \text{ kN}$$

Avec :

f_u : limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée,

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes, $\gamma_{M2} = 1,25$,

A_{net} : aire de la section nette au droit des trous de fixation.

➤ $N_{net} = N_{pl} = 1621,38 \text{ kN}$ (pas de trous de fixation dans la section).

D'après la figure précédente, on voit que : $N_{sd, max} = 1438,67 \text{ kN} < N_{pl} = 1621,38 \text{ kN}$

- Vérification des allongements dus à la température :

Il est toujours nécessaire d'effectuer la vérification des allongements des suspentes après vérification de leur résistance, et cela afin d'assurer la forme de la structure, mais, en ce qui concerne cet ouvrage, l'influence de la température du climat où il est implanté n'est pas très importante.

Donc, la vérification des allongements des suspentes est satisfaite.

CONCLUSION

L'étude statique est une étape nécessaire mais pas suffisante, donc il faut la compléter avec une autre étude, c'est le cas dynamique.

CHAPITRE VI

Etude

Dynamique

INTRODUCTION

De nos jours, la dynamique des structures a une très grande importance dans les conceptions des ouvrages, par conséquent, l'étude dynamique de n'importe quelle structure est une phase très pertinente. Et pour effectuer cette dernière, on considère, en général, trois genres de problèmes :

- La sécurité aérodynamique ;
- Les effets physiologiques ;
- La sécurité à l'égard des séismes.

Alors, une bonne étude dynamique détermine et favorise dans une large mesure la sécurité de l'ouvrage.

L'analyse de tous ces phénomènes dynamiques, y compris les aspects sismiques, nécessite la connaissance préalable des fréquences et des modes des vibrations de l'ouvrage considéré. [13]

I. EVALUATION DES FREQUENCES PROPRES DU PONT [13]

Afin d'estimer les fréquences propres d'un pont, plusieurs méthodes sont mises au point. On se limitera, en vue d'une application essentiellement pratique pour l'ouvrage en question, à l'étude de celles qui ne nécessitent pas un calcul laborieux, car ces méthodes ne font pas objet de ce travail.

Donc, pour simplifier les opérations numériques, on concentre la masse de la structure en un certain nombre de points séparés et on néglige l'influence de l'amortissement, pour cela, on a recours à une de ces deux méthodes:

- **Méthode classique** basée sur l'équation différentielle du mouvement: méthode des déterminants, méthode de l'itération matricielle (Stodola).
- **Méthode de Rayleigh** basée sur des considérations énergétiques: méthode simple, méthode itérative.

I.1. Fréquence propre de flexion :

I.1.1. Calcul à l'aide de la méthode de Rayleigh :

Fondée sur le principe de la conservation de l'énergie, la méthode de Rayleigh qui est très pratique pour l'étude approchée d'un système ayant un grand nombre de degré de liberté. Dans le cas des oscillations libres non-amorties, on obtient ω par la conservation de l'énergie cinétique et potentielle.

- On suppose une déformée u_j raisonnable du système, généralement obtenue par l'application d'un cas de charge statique quelconque P_j sur la masse m_j .
- En mettant égales les énergies cinétiques E_c avec E_p maximale des masses ainsi déplacées.

Dans le cas d'un système à un degré de liberté.

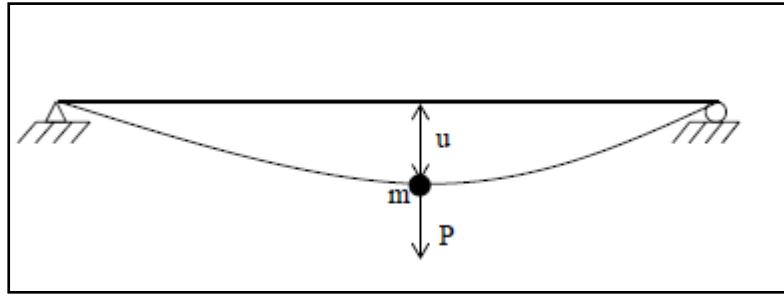


Figure A.VI.1. Schéma d'un système à 1 degré de liberté

$$u(t) = u \sin \omega t$$

$$E_p = \frac{1}{2} Pu(t)$$

$$E_c = \frac{1}{2} m \cdot u(t)^2 = \frac{1}{2} m \cdot u^2 \omega^2 \cos^2 \omega^2 t$$

$$E_{p, \max} = \frac{1}{2} Pu = E_{c, \max} = \frac{1}{2} m \cdot u^2 \cdot \omega^2$$

Donc, on aboutit à :

$$\omega^2 = \frac{Pu}{mu^2}$$

Où :

E_p : énergie potentielle ; E_c : énergie cinétique ; P : charge permanente ; m : la masse ; u : déplacement statique ; ω : pulsation propre de vibration.

On généralise pour un système de n DDL comme montré sur cette figure :

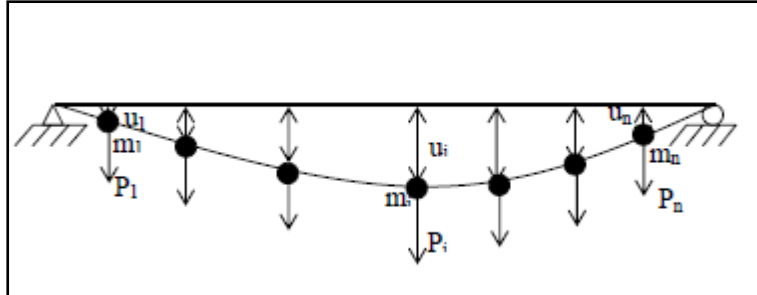


Figure A.VI.2. Schéma d'un système à n degrés de liberté

En remplaçant la charge P_i par le poids propre de la masse m_i , on aboutit alors à :

$$\omega^2 = \frac{\sum P_i u_i}{\sum m_i u_i^2} \Rightarrow \omega^2 = g \cdot \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2}$$

$$\omega^2 = g \frac{1}{u_{\max}} \quad \text{et} \quad \omega^2 = 2\pi f^2 \quad \text{D'où :} \quad f_B = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{u_{\max}}}$$

Avec : f_B : fréquence propre de flexion

Dans cette expression, u_{\max} représente la déformation statique maximale du système sous son poids agissant dans la direction du mode propre recherché.

$U_{\max} = 0.03$ m d'après la combinaison PP (voir A.V.1.).

$$f_B = 2.88 \text{ Hz} \Rightarrow T_B = \frac{1}{f_B} = \frac{1}{2.88} = 0.35 \text{ s}$$

I.1.2. Calcul à l'aide du logiciel :

Après modélisation et affectation des charges, le logiciel a donné les résultats suivants :

Tableau A.VI.1. Valeurs des fréquences et des périodes pour chaque mode de vibration

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] |
|-----------|----------------|---------------|
| 1 | 1,99 | 0,50 |
| 2 | 2,44 | 0,41 |
| 3 | 2,42 | 0,41 |
| 4 | 3,42 | 0,29 |
| 5 | 4,68 | 0,21 |
| 6 | 4,46 | 0,22 |
| 7 | 4,85 | 0,20 |
| 8 | 6,66 | 0,15 |
| 9 | 7,78 | 0,13 |
| 10 | 6,49 | 0,15 |
| 11 | 10,16 | 0,1 |
| 12 | 12,04 | 0,08 |
| 13 | 8,41 | 0,11 |
| 14 | 14 | 0,07 |
| 15 | 14,25 | 0,07 |
| 16 | 15,04 | 0,07 |
| 17 | 16,01 | 0,06 |
| 18 | 16,87 | 0,06 |
| 19 | 17,45 | 0,06 |
| 20 | 19,13 | 0,05 |

Les lignes écrites en gras sont les modes de vibrations ayant les fréquences les plus importantes du tablier pour chacune des trois directions du séisme.

Et pour plus de détails.

I.2. Fréquence propre de torsion :

On ne va pas ici estimer les fréquences propres de torsion, car elles ne concernent, en général, que les tabliers souples.

II. COMPORTEMENT AERODYNAMIQUE

Les dimensions de la portée principale sont souvent assez importantes dans un pont. Selon sa situation géographique et le climat du site, le tablier peut être plus ou moins fortement exposé au vent transversal.

Un écoulement d'air tend à lui faire subir des oscillations de torsion et de flexion qui, sous l'effet de faibles variations de l'incidence du vent, modifie la portance et la résistance de l'ouvrage.

En réalité, le vent souffle horizontalement dans une direction normale par rapport à l'axe longitudinal de la chaussée et les plans principaux des arcs.

Mais, pour des études en laboratoire, on peut avoir recours à des essais en soufflerie sur des petits modèles représentatifs du pont en question.

La section, soumise au vent, subit des sollicitations statiques que l'on peut décomposer en trois actions :

- Une charge horizontale T ;
- Une charge verticale N ;
- Un moment de torsion M.

III. LES EFFETS PHYSIOLOGIQUES DE VIBRATION (la résonance)

Du point de vue de l'inconfort qu'elles causent, les oscillations de résonance sont critiques dans le cas où la fréquence d'échappement des tourbillons correspond à la fréquence fondamentale de la structure.

En partant de la vitesse critique de résonance, on arrive à :

$$V = \frac{f \cdot h}{s} = \frac{0.25 \times 0.5}{0.2} = \mathbf{0.625 \text{ m/sec}}$$

$$Re = \frac{V \cdot B}{\nu} = \frac{0.625 \times 10.02}{0.15 \times 10^{-4}} = \mathbf{4,175 \times 10^5} \Rightarrow 10^5 < Re < 10^7$$

Où : V : vitesse critique de résonance.

H : hauteur du tablier.

f : fréquence des tourbillons.

S : nombre de Strouhal.

Re : nombre de Reynolds.

ν : viscosité cinématique de l'air (0.15 cm²/s)

B : largeur du tablier.

C : coefficient de portance caractéristique de la section.

$$F_0 = (\rho \cdot V^2/2) \cdot C \cdot h = (1,3 \times (0,625)^2/2) \times 0,4 \times 0,5 = \mathbf{0.051 \text{ N/m}}$$

L'amplitude d'oscillation est donnée par la formule :

$$U = \frac{\pi}{\delta} \frac{1}{k} \frac{F_0}{B} \quad \text{avec : } k = \frac{4\pi^2}{L^2} H \quad \text{et} \quad H = \frac{q \cdot L^2}{8f}$$

Avec : f : la hauteur de l'arc

q : la charge permanente de l'ouvrage = 18.460 t/ml

k : rigidité

u : amplitude du déplacement

δ : le décrétement logarithmique =0.05

$$\text{Alors : } k = \frac{4 \times \pi^2 \times 18.460}{8 \times 0.25} = 364.016 \text{ t/m} = 3.64 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$\text{D'où : } U = \frac{3.14}{0.05} \frac{1}{3.64 \times 10^6} \frac{0.051}{10.02} = 0.09 \text{ mm}$$

On prend alors : $U=1 \text{ mm}$

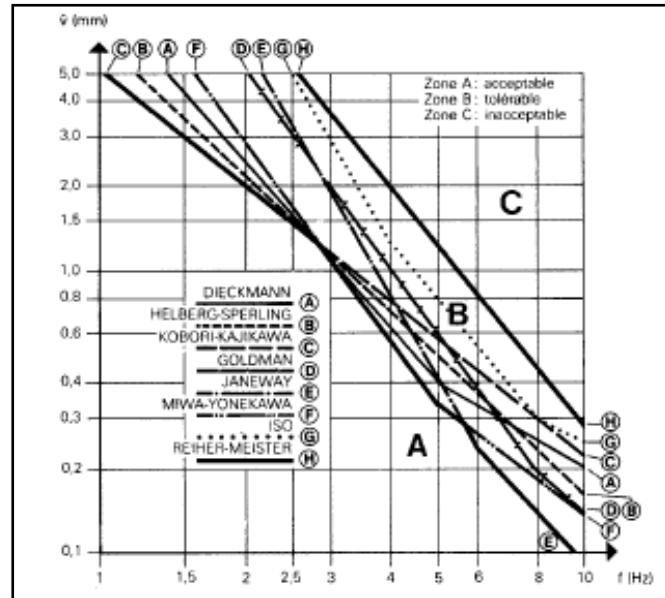


Figure A.VI.3. Classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement
(Graphé tiré de « Ponts haubanés » de R. WALTER)

D'après la figure précédente, une oscillation de 1 mm à la fréquence de 9.5 Hz est tout à fait acceptable du point de vue des effets physiologiques dus aux vibrations et correspondant à une accélération \ddot{U} très faible.

$$\ddot{U} = 4 \cdot \pi^2 \cdot f^2 \cdot U = 4 \times 3.14^2 \times 9.5^2 \times 0.001 = 0.313 \text{ m/s}^2$$

IV. COMPORTEMENT SISMIQUE DU PONT

Vu les emplacements optimums des suspentes obtenues vis-à-vis la résistance aux sollicitations sismiques, et qui présentent en quelque sorte, avec les culées, des appuis intermédiaires du tablier, ainsi que l'inclinaison des arcs avec leurs appuis d'ancrages qui sont bien réalisés, les ponts en suspentes sont considérés généralement, comme des structures à moyenne sensibilité aux effets des tremblements de terre.

Le calcul des ponts soumis à une excitation sismique peut se faire de deux manières : soit par une analyse statique équivalente, ou bien par une analyse modale spectrale.

En général le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Selon le RPA99 (version 2003), l'action sismique est représentée par le spectre de calcul obtenu par la relation ci-après :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone.

T1, T2 : périodes caractéristique associées à la catégorie de site

η : facteur de correction d'amortissement avec : $\eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0.7$

Q: facteur de qualité.

R: coefficient de comportement de la structure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

- Zone sismique III (RPA99/2003) ;
- Groupe d'usage 1-B ;
- Site S3.

Alors, d'après RPA99/2003 :

- Site S3 $\Rightarrow T_1=0.15$ s et $T_2=0.5$ s, mais, nous avons la période déjà calculée : $T=0.35$ s, d'où la relation à retenir pour le calcul du spectre est celle écrite en rouge ci-dessus.
- Zone III et groupe d'usage 1-B \Rightarrow la valeur du coefficient d'accélération de zone A est **A=0.3** ;
- Facteur de qualité : dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence ;
D'où : $Q=1+0.05+0.05+0.05+0.05+0.05+0.1$ donc : **Q=1.35** ;
- Facteur de correction d'amortissement : $\eta=7/(2+\xi) = 7/(2+5)$ donc : **$\eta=1$** ;
- Coefficient de comportement **R=5** ;

On aboutit alors à résultats suivants :

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 \times 1 \times (1.25 \times 0.3) \times \frac{1}{5}$$

$\Rightarrow S_a(h) = 0.3 \times g$: pour l'action horizontale du séisme

$\Rightarrow S_a(v) = 0.7 \times S_a(h) = 0.7 \times 0.3g = 0.21 \times g$: pour l'action verticale du séisme

Donc, on a maintenant les deux spectres de réponse :

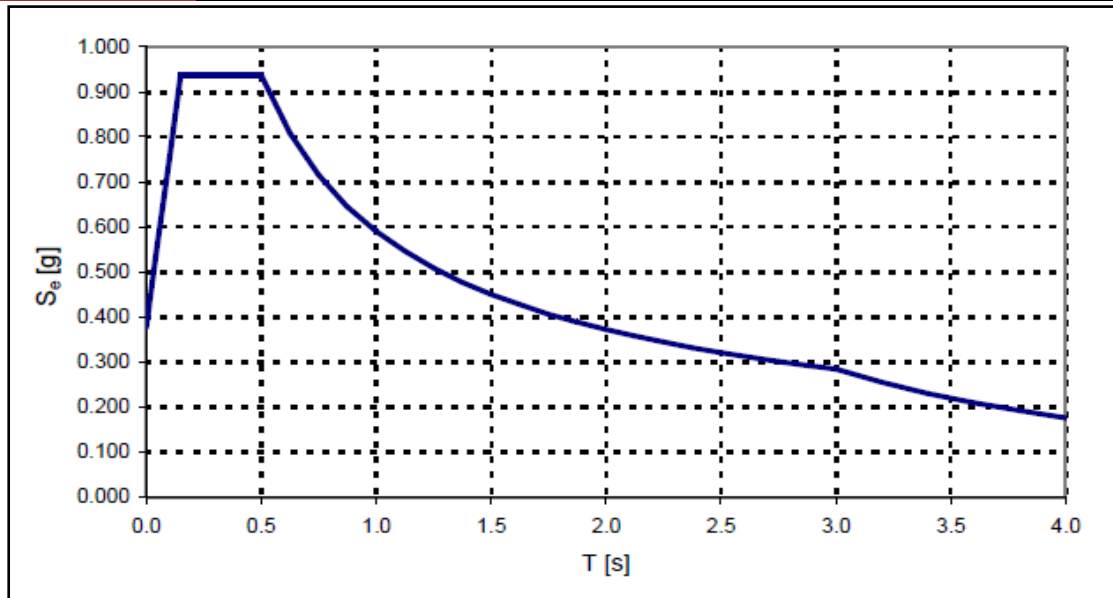


Figure A.VI.4. Spectre de réponse horizontale en accélération

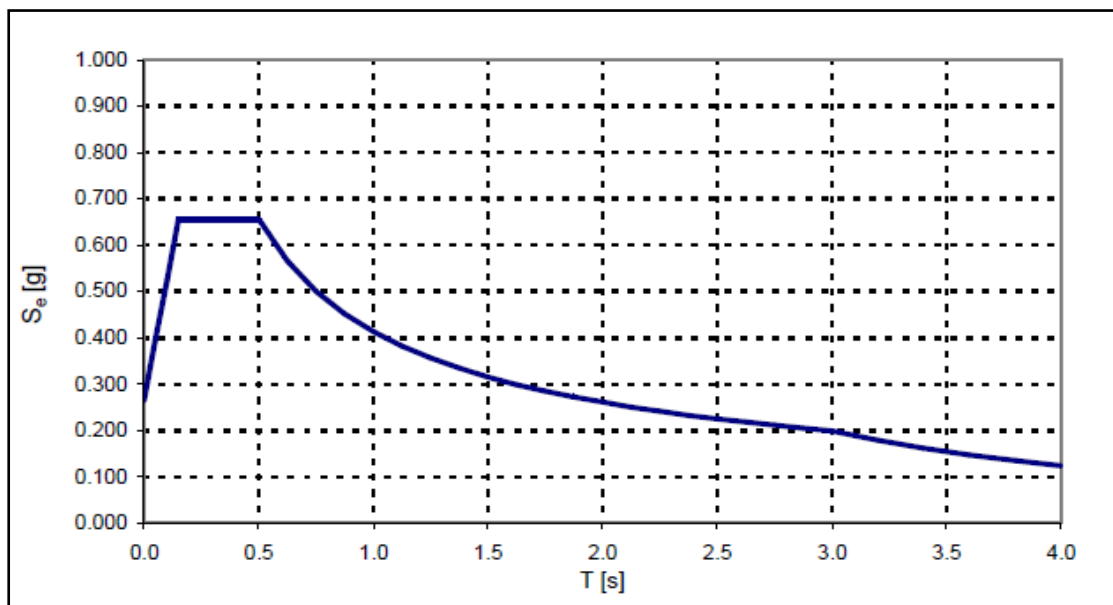


Figure A.VI.5. Spectre de réponse verticale en accélération

V. DEFINITION DE L'ANALYSE MODALE SPECTRALE [14]

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Principe de la méthode :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le nombre de modes à prendre en compte est de trois au minimum pour chaque direction considérée, ou qu'il soit tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale 90 % ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le calcul a été effectué par le logiciel, et en ce qui suit les modes de vibrations horizontale et verticale ainsi que les fréquences correspondantes les plus importantes du tablier pour chacune des trois directions du séisme :

Tableau A.VI.2. Valeurs des plus importantes fréquences et périodes et leurs modes correspondants

| Mode : | 1 | 2 | 4 | 6 | 7 | 10 | 13 |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Fréquence : | 1.993 | 2.443 | 3.427 | 4.466 | 4.857 | 6.495 | 8.414 |
| Période : | 0.502 | 0.409 | 0.206 | 0.224 | 0.206 | 0.154 | 0.119 |

Et là, on expose les présentations graphiques des modes de vibration horizontale et verticale et les fréquences les plus importantes du tablier pour chacune des trois directions du séisme.

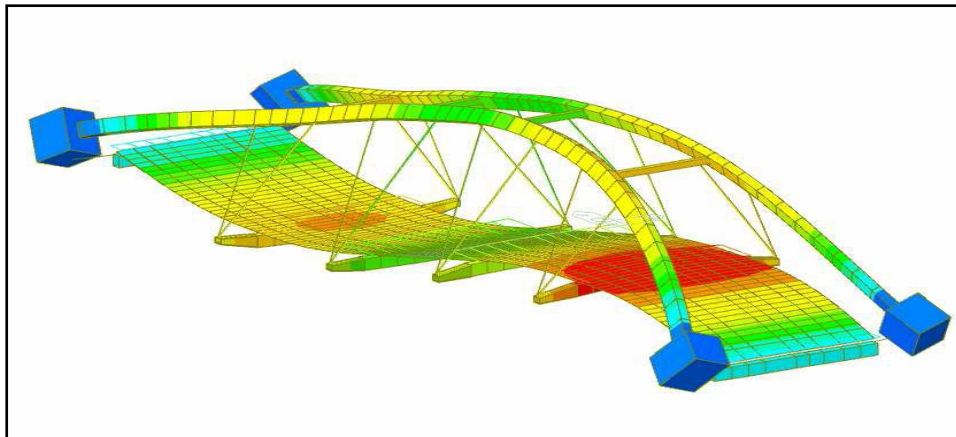


Figure A.VI.6. Mode N°1 (F=1.993 Hz ; T=0.502 s)

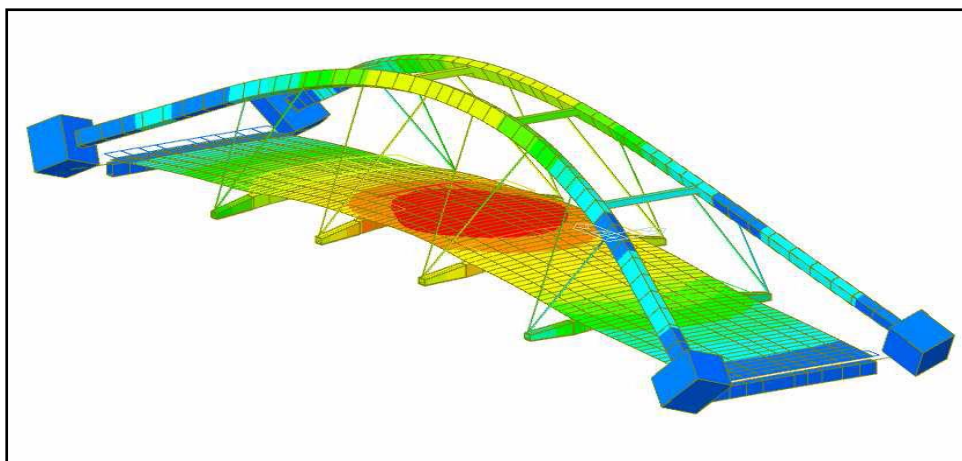


Figure A.VI.7. Mode N°2 (F=2.443 Hz ; T=0.409 s)

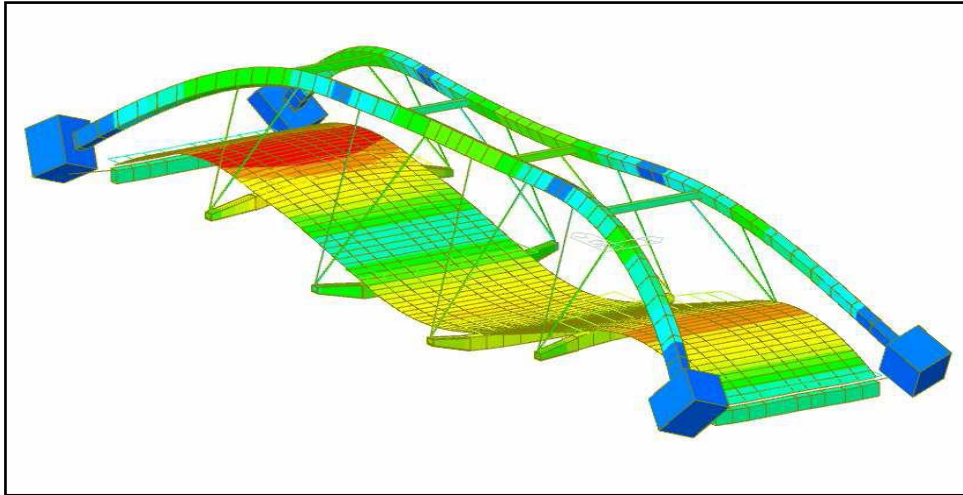


Figure A.VI.8. Mode N°4 (F=3.427 Hz ; T=0.206 s)

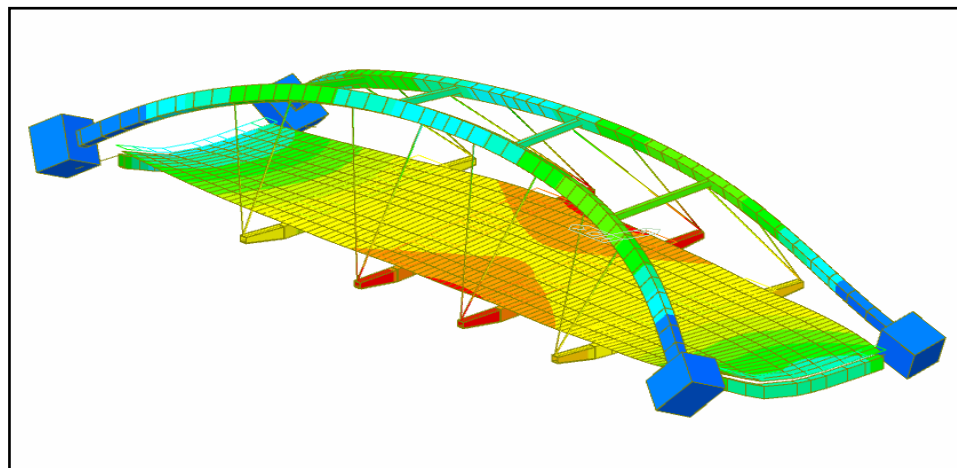


Figure A.VI.9. Mode N°6 (F=4.466 Hz ; T=0.224 s)

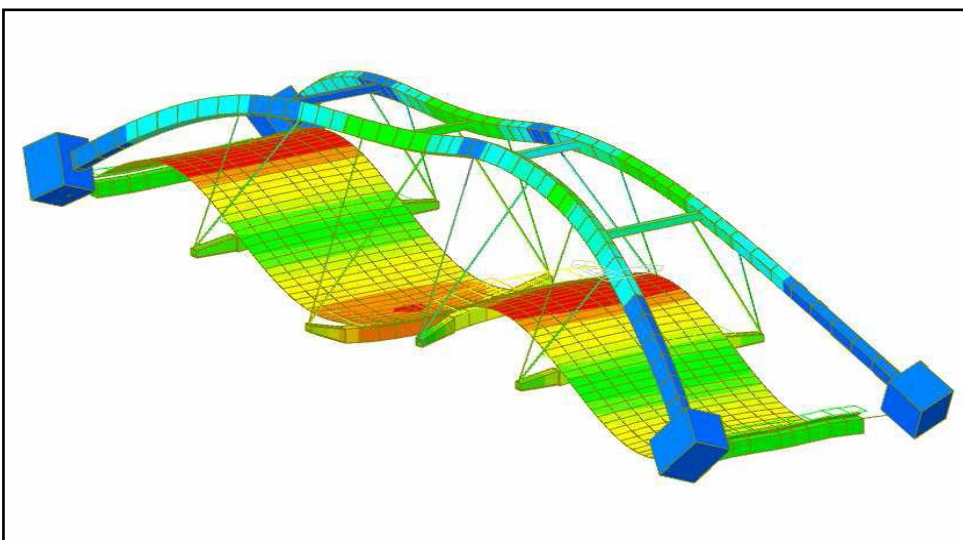


Figure A.VI.10. Mode N°7 (F=4.857 Hz ; T=0.206 s)

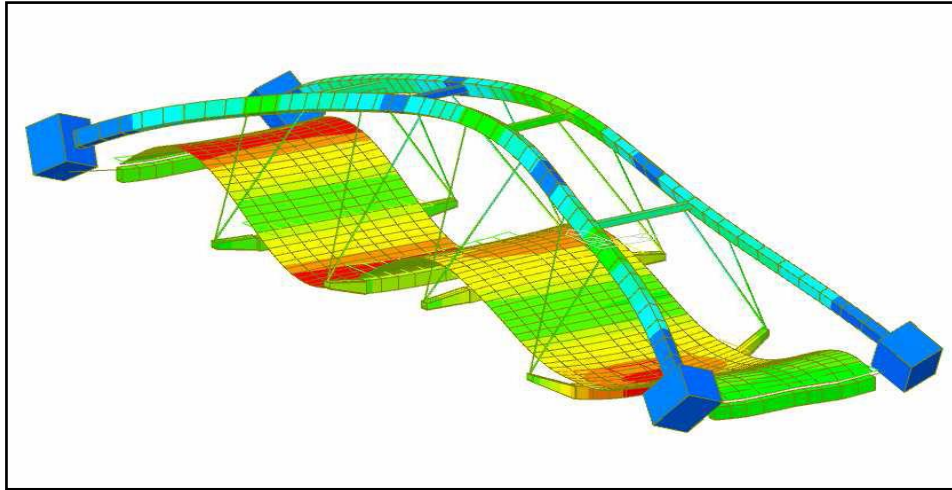


Figure A.VI.11. Mode N°10 (F=6.495 Hz ; T=0.154 s)

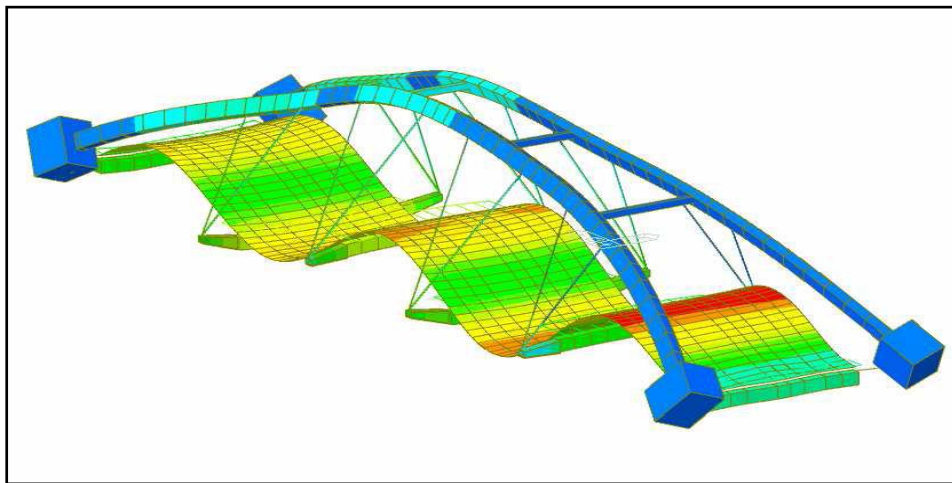


Figure A.VI.12. Mode N°13 (F=8.414 Hz ; T=0.119 s)

VI. APPLICATION DE LA CHARGE SISMIQUE [7]

Les directions horizontales principales considérées pour les actions sismiques sont la direction de l'axe longitudinal du tablier (Dir. X) et sa direction perpendiculaire (Dir. Y).

Après affectation des charges permanentes et d'exploitation, les charges sismiques seront évaluées en tenant compte de la simultanéité du séisme longitudinal, transversal et vertical. Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble seront combinés suivant la relation [8]

$$\begin{aligned} &\pm A_{EX} \pm 0.3A_{EY} \pm 0.3A_{EZ} \\ &\pm 0.3A_{EX} \pm A_{EY} \pm 0.3A_{EZ} \\ &\pm 0.3A_{EX} \pm 0.3A_{EY} \pm A_{EZ} \end{aligned}$$

L'introduction de l'effet dynamique (sismique) rend la situation plus défavorable, et en ce qui suit les différents diagrammes obtenus par le logiciel :

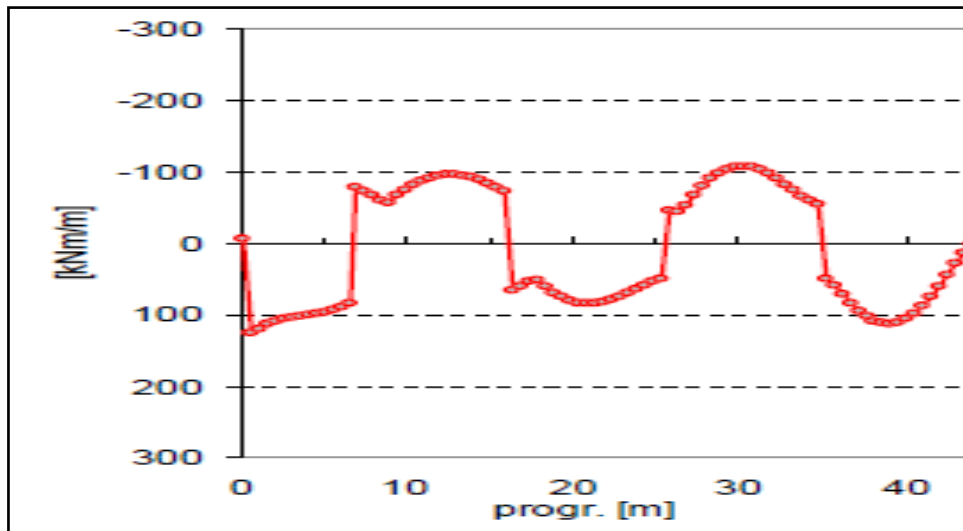


Figure A.VI.13. Diagramme du moment fléchissant dû à l'action sismique longitudinale

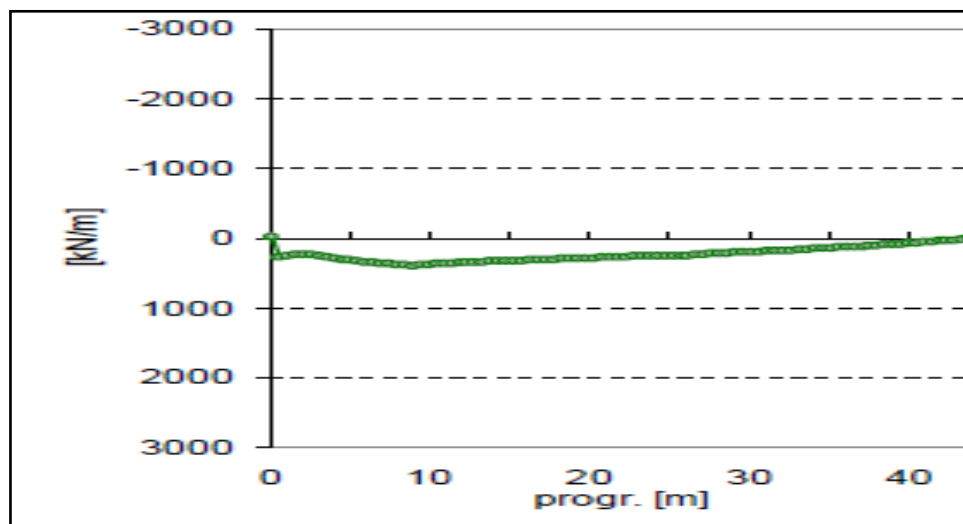


Figure A.VI.14. Diagramme de l'effort normal dû à l'action sismique longitudinale

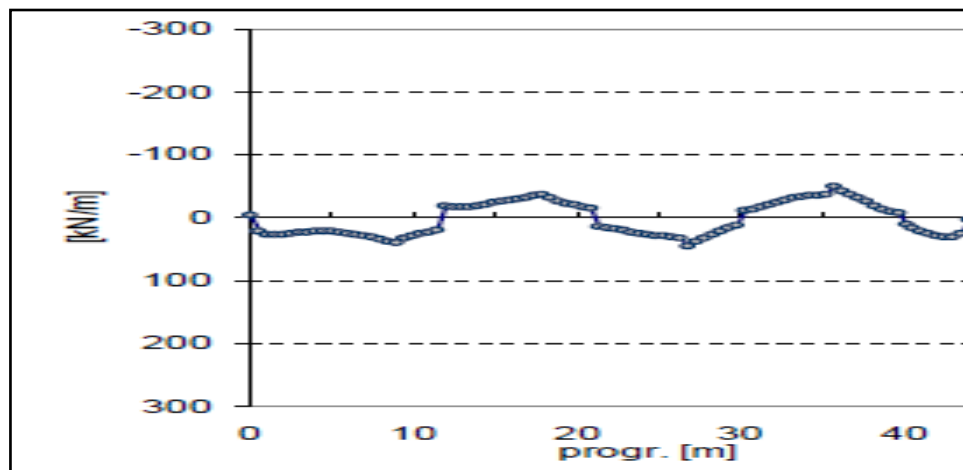


Figure A.VI.15. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'action sismique longitudinale

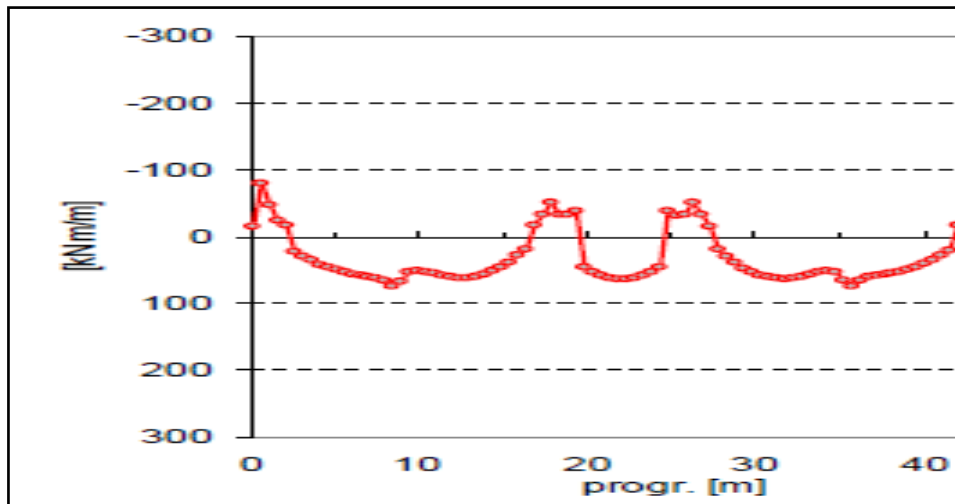


Figure A.VI.16. Diagramme du moment fléchissant dû à l'action sismique transversale

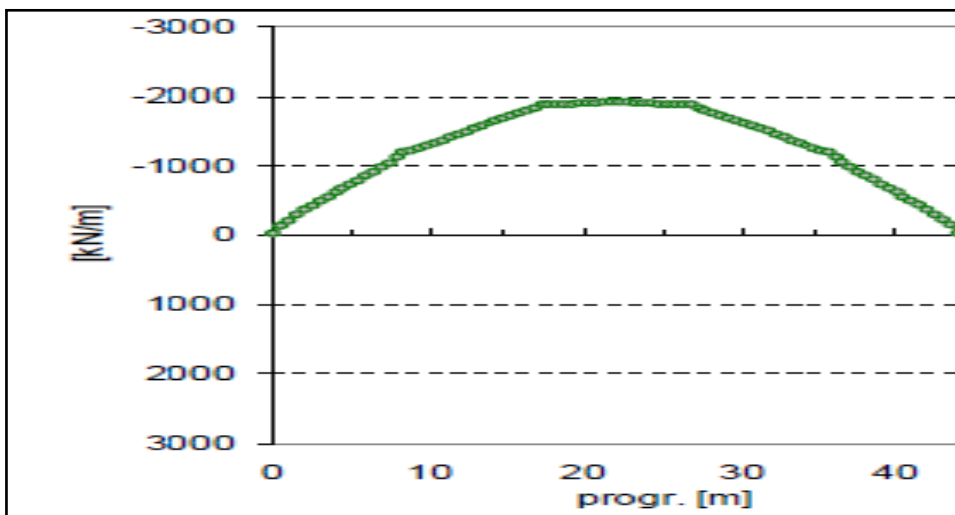


Figure A.VI.17. Diagramme de l'effort normal dû à l'action sismique transversale

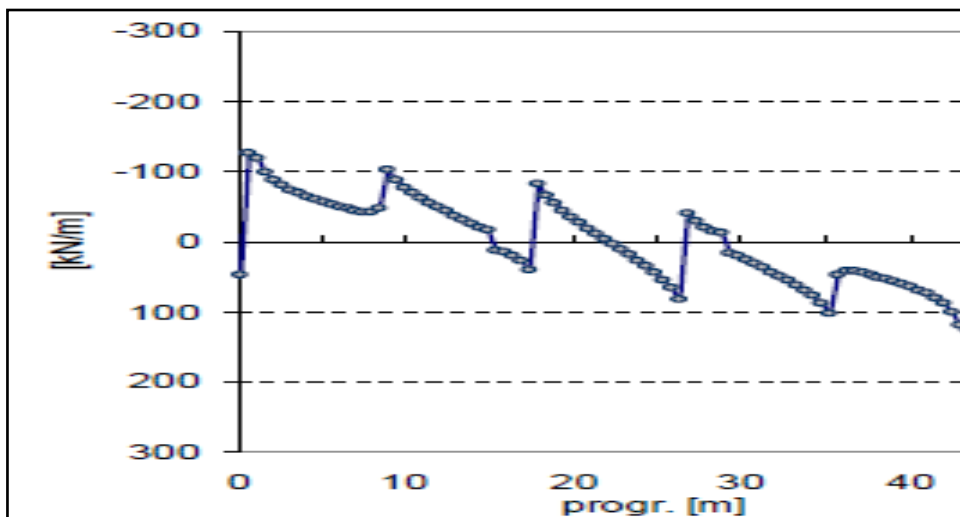


Figure A.VI.18. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'action sismique transversale

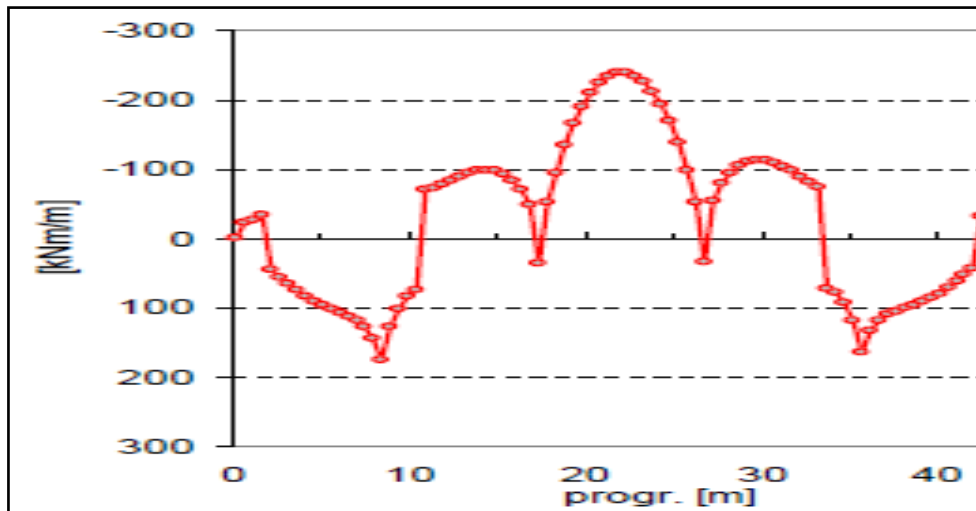


Figure A.VI.19. Diagramme du moment fléchissant dû à l'action sismique verticale

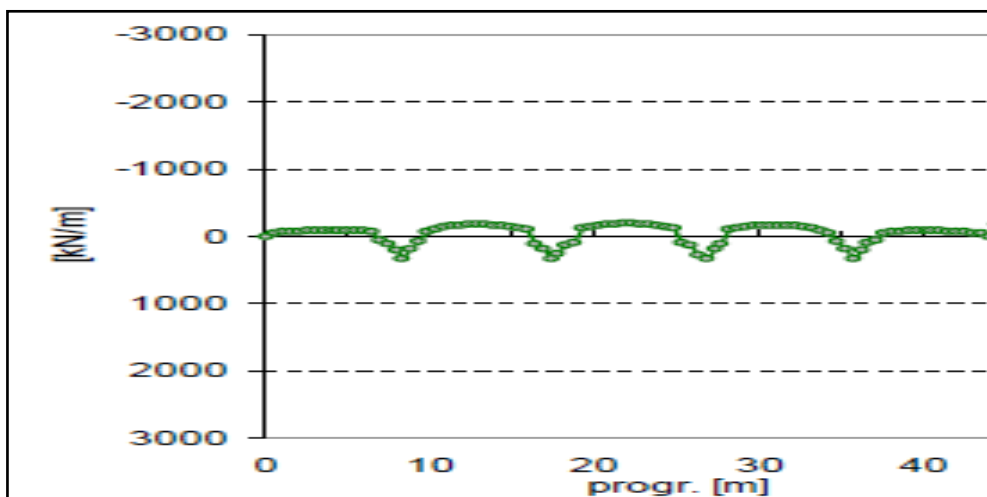


Figure A.VI.20. Diagramme de l'effort normal dû à l'action sismique verticale

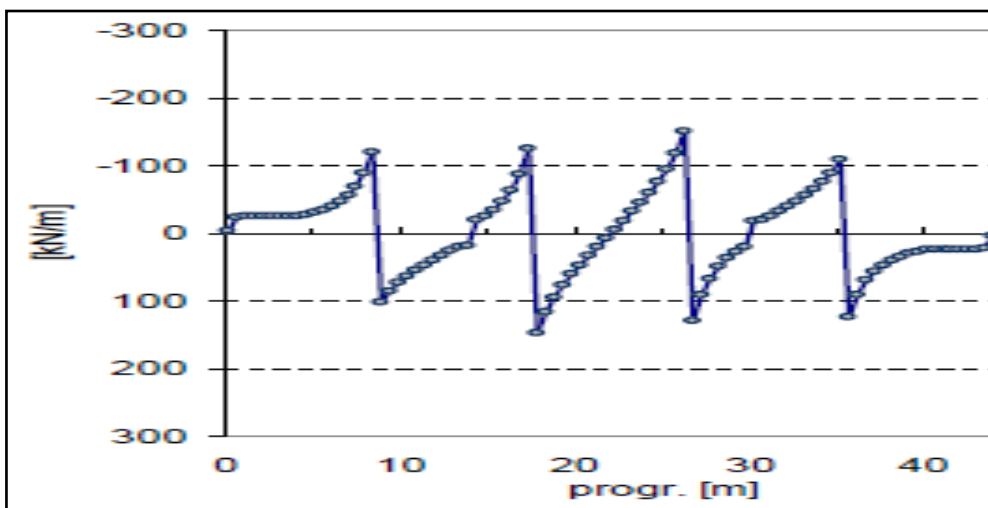


Figure A.VI.21. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'action sismique verticale

VII. VERIFICATION A L'ELU

Concernant l'état limite ultime, on effectue la vérification en procédant comme suit :

D'après le logiciel de calcul, on a pour le tablier mixte :

$$M_{sd,max}^+(x=21.38 \text{ m}) = \begin{cases} 700 \text{ kN.m pour la section de rive} \\ 802 \text{ kN.m pour la section centrale} \end{cases}$$

$$M_{sd,max}^-(x=12.48 \text{ m}) = \begin{cases} -210 \text{ kN.m pour la section de rive} \\ -262 \text{ kN.m pour la section centrale} \end{cases}$$

La valeur de l'effort tranchant est : $V_{sd,max}=507 \text{ kN}$

NB : Le moment positif est considéré comme positif quand il y a lieu à la compression de la fibre supérieure.

Pour raison de simplification de calcul, les sections des profilés sont prises de *classe I*, par suite, la vérification est maintenant possible en appliquant la théorie de plasticité.

Calculons le moment élastique résistant :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_a}$$

où : W_{pl} : module de flexion plastique de la section, soit 2504 cm^3

F_y : limite d'élasticité caractéristique de l'acier du profilé égale à 355 N/mm^2

γ_a : facteur de sécurité associé à l'acier de construction, pris égal à 1,1.

$$\text{Alors : } M_{pl,Rd} = \frac{2504 \times 355}{1.1} = \mathbf{808.1 \text{ kN.m}}$$

Il est très clair que : $M_{pl,Rd} < M_{sd,max}$ [vérifié]

La vérification des moments négatifs est aussi assurée puisque $M_{pl,Rd}$ des fibres tendues est égale à celui des fibres comprimées.

Calculons l'effort de cisaillement plastique résistant $V_{pl,R}$:

$$V_{pl,R} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3}\gamma_a}$$

Avec : A_v est l'aire de cisaillement plastique de la section mixte, prise = 1250 cm^2

Alors, la vérification de l'effort de cisaillement est garantie, car :

$$V_{pl,R} > V_{sd,max} \text{ [vérifié]}$$

VIII. VERIFICATION DE LA DALLE MIXTE [11], [12]

VIII.1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle mixte est réalisé comme montré sur cette figure :

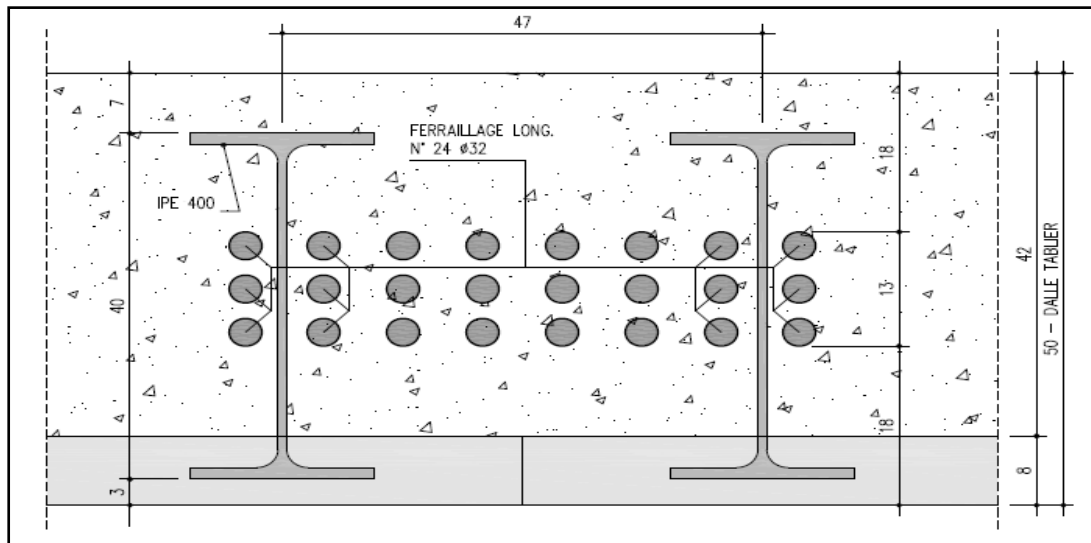


Figure A.VI.22. Ferrailage de la dalle mixte

a). Vérification des armatures minimales :

Le règlement parasismique algérien (RPA99/2003) exige un taux d'armature minimal tel que :

$$\rho_{s \min} = \frac{A_s}{A_b} = 0.5\%$$

avec : A_s : la section minimale de l'armature passive
 A_b : la section du béton

$$D'où : A_s = \frac{0.5}{100} A_b = \frac{0.5}{100} \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2/\text{ml. (Vérfié)}$$

b). Vérification des armatures maximales :

D'après le même règlement :

$$\rho_{s \max} = \frac{A_s}{A_b} = 4 \%$$

$$D'où : A_s = \frac{4}{100} \times A_b = \frac{4}{100} \times 50 \times 100 = 200 \text{ cm}^2/\text{ml (vérfié)}$$

VIII.2. Vérification des déplacements des appuis :

Le logiciel a donné, pour la combinaison la plus défavorable, les déplacements résumés dans le tableau ci-après :

Tableau A.VI.3. Tableau des déplacements des appuis

| Nœud | Ux [cm] | Uy [cm] | Uz [cm] | Rx [°] | Ry [°] | Rz [°] |
|------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| 17 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |
| 18 | 0,1 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 19 | 0,1 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 20 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |
| 523 | 0 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 524 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |
| 537 | 0,1 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 538 | 0,1 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 539 | 0,1 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 540 | 0,1 | 0,6 | 0 | 0 | 0,003 | 0 |
| 541 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |
| 542 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |
| 543 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |
| 544 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,002 | 0 |

CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, on constate que :

- l'étude dynamique est une partie très importante dans l'étude de n'importe quel ouvrage ;
- les sollicitations dues au séisme sont moins importantes que les sollicitations dues à la combinaison la plus défavorable de l'étude statique ;
- Pour cet ouvrage, l'étude statique est donc suffisante.

Conclusion
De
La Partie Pont

Cette première partie (pont) nous a permis de voir, en général, les détails de la démarche à suivre afin de compléter une étude d'un pont.

On a presque entamé les différents éléments composants un pont de type Bow-string.

Et pour compléter ce travail, il y a lieu, dans la partie suivante, d'étudier le soutènement des semelles-culées.

En plus, la présence sur chantier est très intéressante pour un ingénieur où il peut voir les différentes techniques de réalisation avec leurs différentes phases, et ça aide l'ingénieur dans la liaison la théorie avec la réalité, mais ça reste toujours à améliorer et à enrichir.

PARTIE B

Soutènement

Des

Semelles

Présentation

De

L'ouvrage

INTRODUCTION

Comme déjà dit, d'une part, notre structure (pont) est à passage supérieur s'appuyant sur des semelles-culées sur pieux, et d'autre part, l'ouvrage comprend aussi un tronçon d'autoroute faisant partie de la 2^{ème} rocade qui passe au dessous du pont, alors les semelles sont à niveau élevé, ce qui engendre un risque d'instabilité, alors, afin de l'éviter et d'assurer la protection et la stabilité des semelles, on a opté à réaliser un mur de soutènement.

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Au point kilométrique 52 (PK 52) du projet d'autoroute de la 2^{ème} rocade d'Alger, le chemin routier traverse le village **Kara Mustapha** ; et pour éviter la destruction de quelques maisons du village, les ingénieurs ont choisi un talus vertical. Ce dernier est protégé par un rideau de pieux de **140 m** de longueur d'un côté, et de **70 m** de l'autre, et en même temps, ce rideau de pieux sert de protection des semelles-culées.

❖ Choix du type de l'ouvrage :

Pour nous, l'objectif de notre sujet dans cette partie est d'assurer la protection et la stabilité des piles-culées du pont (nous ne nous intéressons pas à la totalité du talus). Pour cette raison là, nous prenons seulement **40 ml** pour l'étude du soutènement.

Pour le type de soutènement, on a choisi une autre variante (concernant notre cas) qui est un mur de soutènement de type profilé.

On a choisi ce type d'ouvrage, car il est plus courant, plus adopté sur le terrain, retient bien les terres et il est aussi économique pour des moyennes hauteurs.

CONCLUSION

Et avant d'entamer les différentes étapes de dimensionnement et de calcul, on donne premièrement un aperçu sur les murs de soutènement, ensuite on entamera la partie dimensionnement et calcul proprement dits du mur en objet.

CHAPITRE I

Généralités

INTRODUCTION [2]

De manière générale, un ouvrage de soutènement est une construction destinée à réaliser une dénivellation localisée de terre (ou de toute autre matière) et à assurer l'équilibre des charges appliquées.

On a recours à un soutènement lorsqu'un simple talus naturel n'est pas acceptable ou réalisable (par exemple, en site urbain). Il peut s'agir d'un mur, d'un rideau de palplanches, d'une paroi moulée, etc.

Ce qui suit ne concerne que les murs de soutènement en béton armé, dont le type le plus classique est le mur en L ou en T renversé, comportant une paroi résistante verticale (ou très proche de la verticale) et une semelle de fondation. Ce type de mur est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 m, et peut être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées.

D'autres solutions ont été, ou sont encore parfois, adoptées pour limiter les poussées des terres s'exerçant sur la paroi (murs à consoles, avec dalles de transition, avec dalle de frottement ou d'ancrage, etc.). Leur inconvénient est d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur.

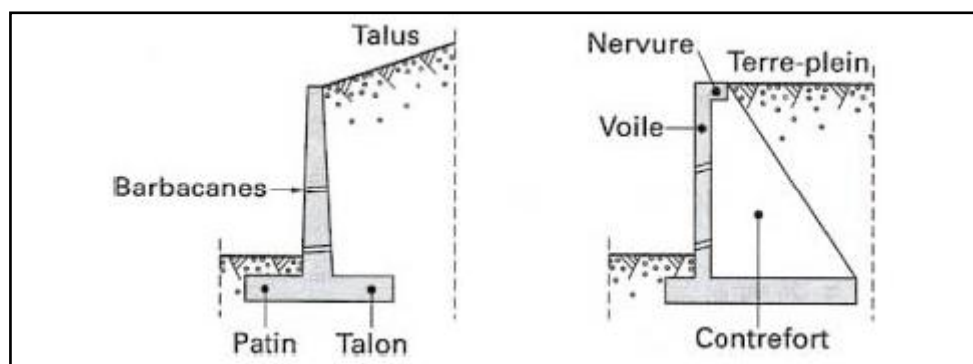


Figure B.I.1. Murs de soutènement classiques

PRINCIPAUX TYPES ET EMPLOIS DES MURS DE SOUTÈNEMENT

Un mur de soutènement est un mur construit dans le but de retenir un talus vertical ou pratiquement vertical, ce talus pouvant lui-même porter des surcharges. Il peut être aussi utilisé pour retenir l'eau ou d'autres matériaux tels que charbon, minerai, etc.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement : [15]

- **Les murs de soutènement** qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation.

C'est le cas des murs en béton armé en «T renversé» ou des murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs Peller, etc.).

- **Les écrans de soutènement** qui sont composés seulement d'une paroi résistante :

Exemples :

- rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol,
- paroi moulée en béton armé,
- mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.

Mais, généralement, les murs de soutènement sont classés en cinq catégories : murs poids, murs profilés, murs à contreforts intérieurs, murs à contreforts extérieurs et murs cellulaires. Ils doivent être conçus de façon telle que :

- 1) Chaque élément du mur soit suffisamment résistant ;
- 2) La stabilité du mur dans son ensemble ainsi que celle de la fondation soient assurées.

Dans un projet de mur de soutènement, il faut aussi étudier le remblai : choix du matériau, mode de compactage et réseau de drainage.

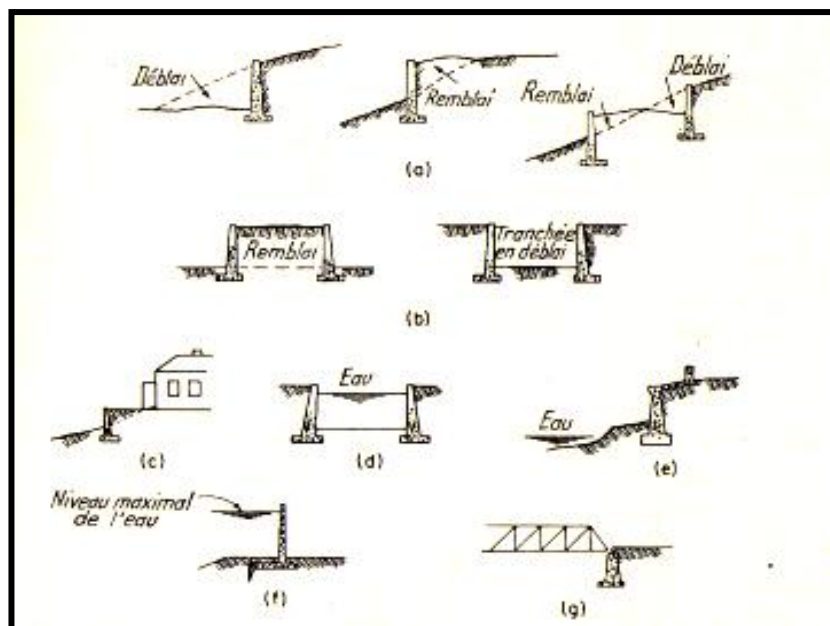




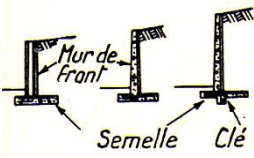
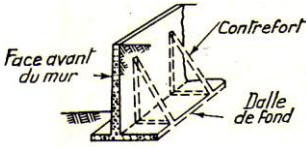
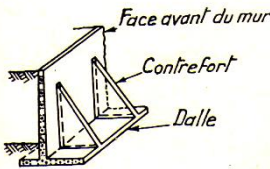
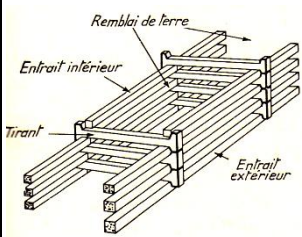
Figure B.II.2. Utilisation courante des murs de soutènement

- a) routes à flanc de coteau; b) routes en remblai ou en déblai; c) terrasse; d) canaux et écluses; e) protection contre l'érosion; f) protection contre les crues; g) culée de pont.

Les murs de soutènement ont parfois des appuis extérieurs. Le patin avant peut être, par exemple, coulé au contact direct d'une fondation massive qui fournit ainsi au mur un appui latéral. Si le mur est fondé directement sur une roche, on peut ancrer la semelle dans la roche au moyen de tirants mis en place dans des forages que l'on injecte.

Et en ce qui suit, l'énumération des principaux types de murs de soutènement récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau B.I.1. Les principaux types de murs de soutènement [16]

| Type du mur | Schéma | Description |
|--------------------------------------|---|--|
| <i>Murs Poids</i> |  | En béton plein ou maçonnerie appareillée. Il ne doit pas y avoir de contrainte de traction en aucune portion du mur. La construction en moellons bruts est conservative, mais n'est pas économique pour les murs de grande hauteur. |
| <i>Murs Poids Mixtes</i> |  | Un faible pourcentage d'armatures en acier est employé en vue de réduire la consommation de béton. |
| <i>Murs Profilés</i> |  | Ayant la forme d'un T renversé, chaque partie travaille en console. Ils sont généralement en béton armé. Pour les murs de faible hauteur, on peut utiliser des blocs préfabriqués en béton armé. Ce type est économique pour les murs de faible ou moyenne hauteur (6 à 8 m). |
| <i>Murs à Contreforts intérieurs</i> |  | Le mur de front et la dalle de fond s'étendent tous deux horizontalement entre des raidisseurs verticaux: les contreforts. Ce type convient pour les murs de soutènement élevés de hauteur supérieure à 6 m. |
| <i>Murs à Contreforts extérieurs</i> |  | Semblable au type précédent, toutefois le remblai est du côté opposé aux contreforts. Il n'est pas souvent employé, les contreforts n'étant pas protégés par le remblai. |
| <i>Murs Cellulaires</i> |  | Construits en bois ou avec des membrures préfabriquées en béton ou en acier, et remplis de sols pulvérulents. Ce type convient aux murs de faible ou moyenne hauteur (7 m au max.) soumis à de faibles poussées des terres. Aucune surcharge, en dehors d'un remblai en terre ne doit être placée directement au-dessus d'un mur cellulaire. |

CONCLUSION

Une fois qu'on a vu ces généralités, on passe maintenant aux différentes techniques de calcul et de dimensionnement.

CHAPITRE II

Principe De Calcul

Des

Murs De Soutènement

INTRODUCTION

Le calcul du mur de soutènement n'est pas un calcul simple, il comprend plusieurs étapes de dimensionnement, puis la validité des résultats obtenus sera faite en effectuant quelques vérifications.

I. CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT [16]

Les différentes étapes de calcul d'un mur de soutènement comportent :

1. Le rassemblement des informations générales : reconnaissance topographique, principales dimensions, etc. ;
2. L'étude des caractéristiques du sol : coupe des terrains ;
3. La détermination des surcharges : voies ferrées, routes, immeubles ou autres ouvrages, tremblement de terre ;
4. La détermination du type et des dimensions probables ;
5. Le calcul de la poussée des terres et de la pression latérale dues aux surcharges ;
6. L'étude de la stabilité de l'ouvrage ;
7. L'étude de la stabilité de la fondation ;
8. Le calcul des différents éléments de l'ouvrage ;
9. Le drainage du remblai ;
10. L'étude du tassement et des divers mouvements possibles du mur ;

I.1. Informations générales :

Les informations générales dont la connaissance est nécessaire pour l'étude d'un mur de soutènement sont :

1. La topographie du site, y compris l'implantation des ouvrages existants ;
2. Les dimensions principales : ce sont la cote du sommet du mur, la cote et la pente du terrain après travaux, l'implantation et le fruit du mur et si nécessaire les limites de propriété ;
3. La profondeur de pénétration du gel. Si le mur est situé sur une berge, y inclure la profondeur d'affouillement.

I.2. Caractéristiques du sol :

Il faut réaliser des sondages et des essais en nombre suffisant pour permettre :

1. La détermination du type de fondation : un mur de soutènement peut être fondé sur semelles, sur pieux ou sur piles forées. A moins que le terrain soit de très mauvaise qualité, il faut fonder un mur de soutènement sur semelles. Dans le cas d'une fondation sur pieux, il faut utiliser des pieux inclinés pour s'opposer à la poussée des terres. On peut employer des piles forées faiblement inclinées.
2. La détermination du taux de travail : pour des semelles, des pieux ou des piles forées ;
3. L'étude de la stabilité : nécessité de connaître la résistance au cisaillement du sol ;
4. L'étude des couches inférieures : possibilité d'un poinçonnement ou d'un tassement élevé par suite de la présence d'un sol de faible caractéristiques à grande profondeur.

En pratique, les valeurs numériques de Φ – et donc de ka – et de γ ne sont pas connues avec précision. On n'en connaît que les valeurs « probables » et, dans la philosophie des états-limites, il conviendrait de considérer pour chacun des termes Φ , ka , γ une valeur minimale et une valeur maximale encadrant la valeur probable.

Par exemple :

- L'incertitude sur Φ peut atteindre $\pm 2^\circ$ à $\pm 5^\circ$; cette incertitude sur Φ entraîne une incertitude sur ka pouvant atteindre $\pm 8\%$ à $\pm 20\%$;
- L'incertitude sur γ peut atteindre $\pm 10\%$ à $\pm 20\%$.

Admettons $\pm 10\%$ sur ka et $\pm 10\%$ sur γ . Il faudrait donc considérer, en désignant par ka et γ les valeurs « probables » :

$$k_{\max} = 1,10ka \quad \text{et} \quad k_{\min} = 0,9ka$$

$$\gamma_{\max} = 1,10\gamma \quad \text{et} \quad \gamma_{\min} = 0,9\gamma$$

et combiner à chaque fois ces valeurs deux à deux en recherchant l'effet le plus défavorable vis-à-vis du phénomène étudié.

Toutefois, des études ont montré que l'application stricte des principes de calcul aux états-limites à la vérification de la stabilité des murs de soutènement se heurte à certaines difficultés et à certaines anomalies.

C'est pourquoi la commission chargée d'élaborer les « Règles de calcul des soutènements » avait préconisé :

- Pour les vérifications relatives à la stabilité externe, de prendre en compte les valeurs « les plus probables » des paramètres aléatoires (ka et γ) ;
- Pour les vérifications relatives à la résistance des différents éléments constitutifs d'un mur, d'appliquer la méthode des états-limites (règles BAEL).

Nous nous conformerons à cette manière de faire.

Ce qui suit n'est applicable qu'à des murs :

- De hauteur au plus égale à 8 m ;
- Non-soumis à des poussées d'eau, ce qui implique de prendre des dispositions convenables (drainages, barbacanes) pour assurer l'évacuation des eaux à l'arrière des murs. Ne pas oublier toutefois que, dans le cas d'un mur drainé, la nappe n'est pas complètement rabattue au droit du mur et que le rabattement provoque dans le massif amont une pression de courant qui s'ajoute à la poussée des terres.

IV. CONDITIONS DE STABILITE [2]

Elles sont au nombre de trois :

- Non-poinçonnement du sol d'assise ;
- Non-renversement ;
- Non-glissement sur le sol d'assise.

Les vérifications sont conduites à l'état-limite de service. Les actions sont introduites avec leurs valeurs « les plus probables ».

▪ **Remarque :**

Un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas (fondation insuffisamment enterrée, sol argileux, mur fondé sur un terrain peu consistant et retenant une masse importante de remblai, etc.), il peut se produire un glissement général de cet ensemble. La rupture du sol se produit alors le long d'une ligne de glissement profonde, indépendante de la structure, et éloignée de celle-ci. Cette ligne est le plus souvent assimilable à un arc de cercle. En dépit de cette forme simple, les calculs de vérification de la stabilité sont laborieux et nécessitent l'utilisation d'un ordinateur.

IV.1. Bilan des forces : [2]

En ce qui suit, on n'étudie que le cas d'un mur soutenant un remblai à terre-plein horizontal.

▪ **Forces horizontales par unité de longueur de mur :**

On désigne par :

G le centre de gravité de la section de base de la semelle ;

O l'arête inférieure du débord aval (ou patin).

Les forces horizontales se composent :

- ① de la composante horizontale P_H de la poussée des terres ;
- ② de la composante horizontale Q_H de la poussée due à la charge variable q (par m^2) sur le remblai.

▪ **Forces verticales par unité de longueur de mur :**

Ces forces comprennent :

- ③ Le poids G des éléments constitutifs du mur ;
- ④ Le poids du remblai G_{t1} à l'aplomb du débord amont (talon) de la semelle ;
- ⑤ Le poids G_{t2} des terres sur le patin avant ;
- ⑥ La charge variable Q agissant à l'aplomb du débord amont (talon) de la semelle.

Dans ce qui suit, on désigne, pour chaque combinaison d'actions, par :

- F_{Hser} la résultante des forces horizontales (poussées) ;
- F_{Vser} la résultante des forces verticales (charges de pesanteur) ;
- $M_{O\ serH}$ (ou $M_{G\ serH}$) le moment résultant en O (ou en G) des forces horizontales ;
- $M_{O\ serV}$ (ou $M_{G\ serV}$) le moment résultant en O (ou en G) des forces verticales ;
- $M_{O\ ser}$ (ou $M_{G\ ser}$) la somme algébrique $M_{O\ serH} + M_{O\ serV}$ (ou $M_{G\ serH} + M_{G\ serV}$).

IV.2. Vérification du non-poinçonnement du sol d'assise :

Le système des forces F_{Hser} et F_{Vser} est équivalent à la seule force verticale F_{Vser} appliquée au centre de pression C défini par (figure **B.II.2**) :

$$\overline{GC} = \frac{M_{G\ ser}}{F_{V\ ser}} = e_{ser}$$

La vérification du non-poinçonnement est souvent faite en admettant une distribution linéaire (triangulaire ou trapézoïdale selon que $e_{ser} > b/6$ ou que $e_{ser} \leq b/6$, avec b , largeur totale de la semelle) et en comparant à une contrainte limite la contrainte de référence $\sigma_{réf}$ calculée au quart de la zone comprimée.

$$\text{Si: } e_{ser} \geq \frac{b}{6} \rightarrow \sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b-2e_{ser}}$$

$$\text{Si: } 0 \leq e_{ser} < \frac{b}{6} \rightarrow \sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b-2e_{ser}} \left[\left(1 + 3 \frac{e_{ser}}{b} \right) \left(1 - 2 \frac{e_{ser}}{b} \right) \right]$$

La quantité entre crochets prend la valeur 1 aux bornes de l'intervalle ; elle passe par un maximum égal à 1,04 pour $\frac{e_{ser}}{b} = \frac{b}{12}$.

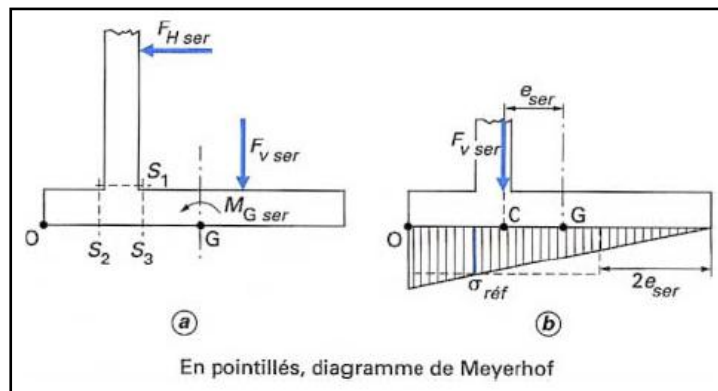


Figure B.II.2. Équivalence des forces et moments ($M_{Gser} = M_{GserH} + M_{GserV}$)

Pour simplifier, on peut admettre que dans tous les cas, on a : $\sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b-2e_{ser}}$, ce qui correspond à la valeur de la contrainte uniforme de la distribution de Meyerhof.

Dans ces conditions, la vérification du non-poinçonnement est considérée comme assurée si :

$$\sigma_{réf} \leq \overline{\sigma_{ser}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{ser}} = \overline{q_{ser}} e^{-\delta_R}$

$\overline{q_{ser}}$ contrainte limite admise en service sur le terrain d'assise, déduite d'essais de laboratoire.

En première approximation : $\overline{q_{ser}} = \frac{q_u}{3}$

q_u étant la contrainte de rupture du sol, elle aussi déduite d'essais de laboratoire, ou mieux :

$$q_{ser} = \frac{q_u - q_0}{3} + q_0$$

Avec q_0 poids des terres enlevé au-dessus du niveau d'assise de la fondation.

δ_R (en radians) angle d'inclinaison de la résultante de F_{Hser} et F_{Vser} sur la verticale :

$$\tan \delta_R = \frac{F_{Hser}}{F_{Vser}}, \text{ soit } \delta_R = \arctan \frac{F_{Hser}}{F_{Vser}}$$

▪ Combinaisons d'actions à considérer :

Pour la détermination de la valeur la plus défavorable de $\sigma_{réf}$, les combinaisons d'actions à considérer pour calculer à chaque fois F_{Vser} , e_{ser} – et donc, M_{Gser} – sont (bilan de force) :

C1 : ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥

C2 : ① + ② + ③ + ④ + ⑥ (terre aval enlevée)

C3 : ① + ③ + ④ (terre aval enlevée, et $Q = 0$)

IV.3. Vérification du non-renversement : [2]

- Sur un **terrain d'assise rocheux**, le mur tend à basculer autour de son arête O sous l'effet du moment de renversement M_{OserH} dû à P_H et Q_H .

La résultante des forces verticales développe un moment stabilisateur égal à M_{OserV} . La charge variable sur le remblai, de même que les terres sur le patin avant pouvant ne pas exister (du fait de travaux par exemple), ce qui correspond à la combinaison C3, il faut s'assurer :

- D'une part, que : $M_{OserV} \geq 1,5 M_{OserH}$
- D'autre part que : $M_{Oser}(G) - M_{Oser}(G_{t1}) \geq 1,5 M_{Oser}(P_H)$

- **Autres terrains** : comme un mur de soutènement ne peut guère se renverser sans poinçonner simultanément le terrain d'assise, la vérification du non-poinçonnement précédente tient lieu de vérification vis-à-vis du non-renversement.

IV.4. Vérification du non-glissement : [2]

Pour simplifier, on admet que le terme de cohésion du sol d'assise est nul (sens de la sécurité). Si ψ désigne l'angle de frottement interne du sol d'assise, la condition de non-glissement s'écrit :

$$F_{Hser} \leq \frac{F_{Vser} \tan \psi}{1.5} \dots\dots\dots (*)$$

Pour le calcul de F_{Hser} et F_{Vser} , les combinaisons d'actions à considérer sont les mêmes que pour la vérification du non poinçonnement.

Si $\psi \approx 30^\circ$, on trouve la condition : $\frac{F_{Hser}}{F_{Vser}} \leq 0.40$ environ

Lorsque la condition (*) n'est pas satisfaite, il est nécessaire de disposer sous la semelle une **bèche** d'ancrage (figure **B.II.3**).

Celle-ci est normalement placée à l'arrière de la semelle, parfois, mais assez rarement, dans le prolongement du voile, mais jamais à l'avant en raison du risque de suppression de la butée par ouverture d'une tranchée lors de travaux ultérieurs. Cette bèche est toujours coulée à pleine fouille, sans coffrage.

En présence d'une bèche, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bèche (figure **B.II.4**) en négligeant par sécurité la butée à l'avant de la semelle.

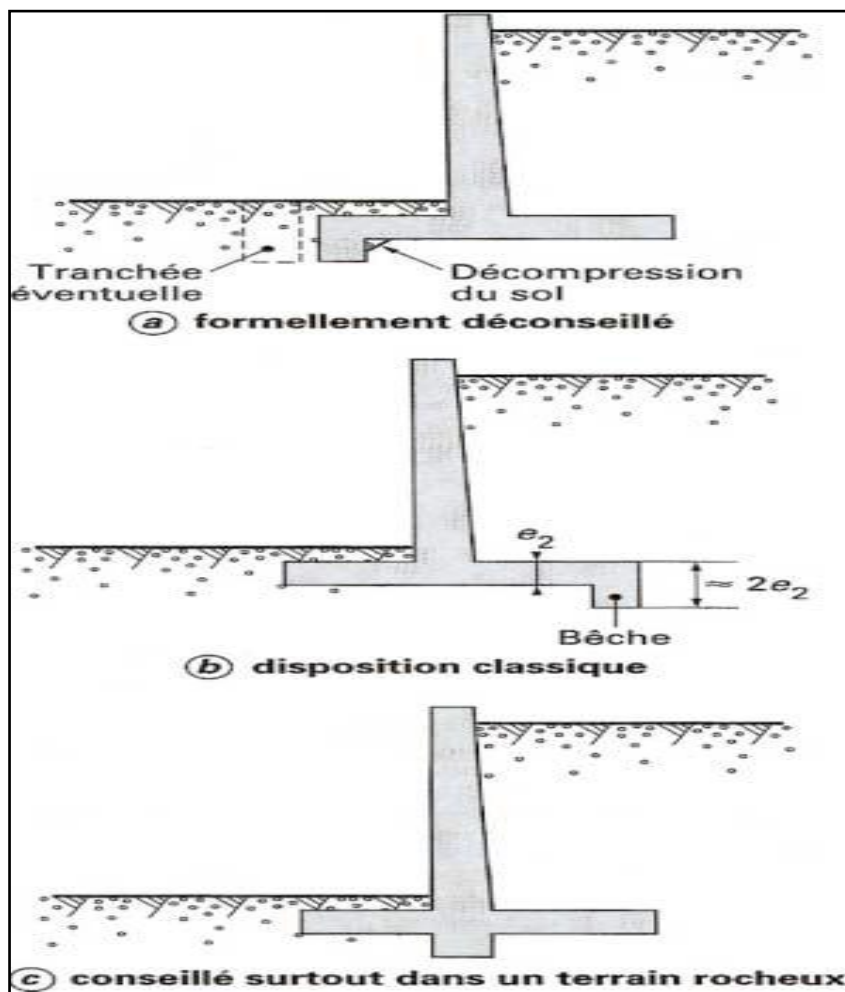


Figure B.II.3. Dispositions diverses pour les bèches

La résultante générale R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. Il faut avoir :

$$R \sin \delta' \leq \frac{R \cos \delta' \tan \psi + c \overline{AB}}{1.5}$$

C étant le terme de cohésion du terrain d'assise, que l'on peut négliger par sécurité.

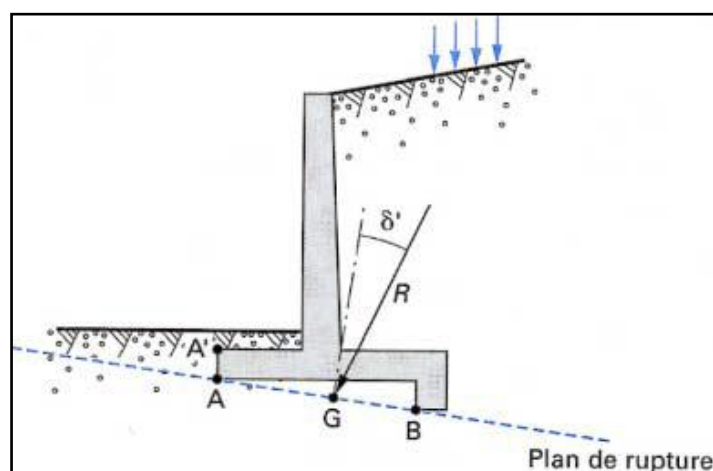


Figure B.II.4. Vérification du non-glisement en présence d'une bêche

V. CALCUL DU PATIN ET DU TALON [2]

La semelle dans son ensemble est soumise à :

- Des actions verticales descendantes, majorées pour tenir compte des incertitudes sur k est sur γ ;
- Des actions verticales ascendantes, constituées par les réactions du sol supposées distribuées selon meyerhof à partir de l'arête 0 ;
- Des contraintes tangentes τ à la partie inférieure (frottement sur le sol).

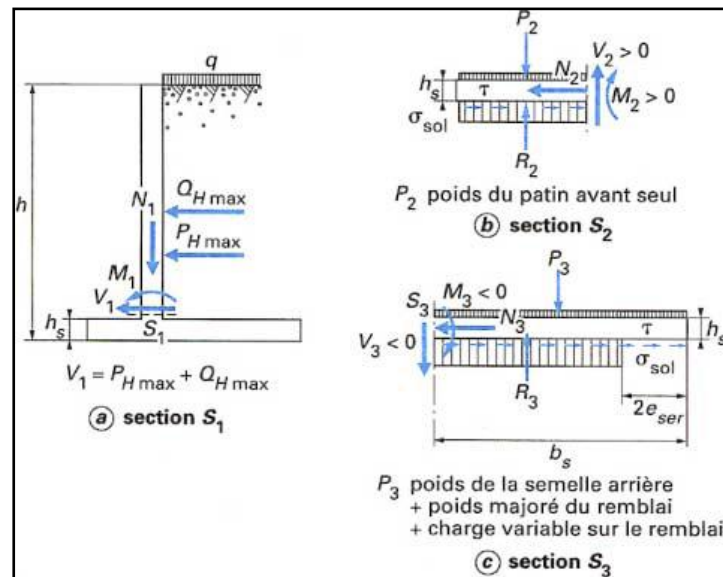


Figure B.II.5. Sollicitations dans les sections S1, S2, S3

Ces contraintes induisent des efforts normaux dans la semelle, mais ceux-ci ont des effets de peu d'importance, et sont souvent négligés.

Les armatures sont déterminées en considérant le patin et le talon comme encastrés sur le voile.

▪ Section S2 à la jonction voile-patin :

Les terres aval ayant un effet favorable, on suppose qu'elles ont été retirées.

La combinaison d'actions à considérer pour le calcul des armatures, et pour laquelle il convient donc de déterminer en premier lieu F_{Vser} , M_{Gser} et e_{ser} est :

$$C4 : [1,2 \times \textcircled{1}] + [1,1 \times \textcircled{2}] + \textcircled{3} + [1,1 \times \textcircled{4}] + \textcircled{6}$$

F_{Vser} et e_{ser} ayant été déterminés, on a :

$$\sigma_{sol} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

Les sollicitations (M , N , V) dans la section S2 et les armatures correspondantes s'en déduisent.

▪ **Section S3 à la jonction voile-talon :**

La combinaison d'actions à considérer est la même que celle considérée pour le calcul du patin [soit C4 ci-avant].

Sollicitations et armatures se déterminent comme pour la section S2.

VI. FERRAILLAGE [2]

La figure B.II.6 donne le schéma de principe du ferrailage principal, c'est-à-dire celui qui résulte des calculs effectués comme indiqué précédemment.

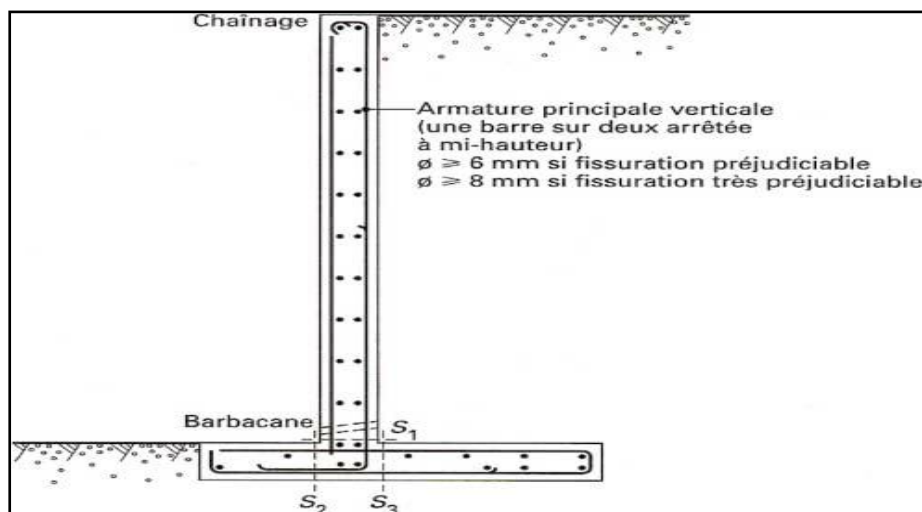


Figure B.II.6. Ferrailage schématique d'un mur sans contreforts

Il est toutefois nécessaire de prévoir également un ferrailage complémentaire pour tenir compte des multiples effets secondaires existants dans ce type d'ouvrage : gradient thermique dû à l'ensoleillement, inégalité de la poussée des terres dans le sens longitudinal due, par exemple, à l'hétérogénéité du remblai, à des tassements différentiels, etc.

Il convient, pour ce ferrailage complémentaire, de respecter les dispositions suivantes :

1. L'écartement de deux armatures de même direction, appartenant à une même nappe, ne doit pas excéder 0,30 m.

2. Voile :

- côté remblai : barres de répartition horizontales représentant une section A_h (cm^2/m) $\geq 0,10 e_1$

avec : e_1 (cm) épaisseur du voile à sa base ;

- face avant (vue), si la hauteur du mur dépasse 4 m :

• horizontalement A_h (cm^2/m) $\geq 0,075 e_1$

• verticalement A_v (cm^2/m) $\geq 0,10 e_1$

En tête du mur, à défaut d'une nervure de raidissement (armée forfaitairement), il est conseillé de constituer un chaînage correspondant à une section d'acier de 4 cm^2 .

3. Semelle: prévoir des armatures de répartition dans le sens longitudinal :

- patin : $A_r \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10 e_2$
- talon : $A_r \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10 e_3$

Avec : e_2 et e_3 épaisseurs correspondantes dans les sections $S2$ et $S3$. Pour le ferrailage complémentaire, les conditions $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ ou $\Phi \geq 8 \text{ mm}$ n'ont pas besoin d'être respectées.

CONCLUSION

Maintenant, et après avoir exposé cette méthode de dimensionnement et de ferrailage des murs de soutènement, on entame directement la partie dimensionnement et calcul proprement dits. Cela dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III

Calcul du Mur

De

Soutènement

INTRODUCTION

Le prédimensionnement du mur a été effectué en utilisant les relations théoriques adéquates. Alors que le calcul et le ferrailage proprement dit a été réalisé à l'aide du logiciel EXPERT-Murs de soutènement qui est un module du fameux ROBOT.

I. PREDIMENSIONNEMENT ET GEOMETRIE DU MUR

En appliquant les relations décrites dans le chapitre II, on a opté à réaliser le mur schématisé dans la figure suivante :

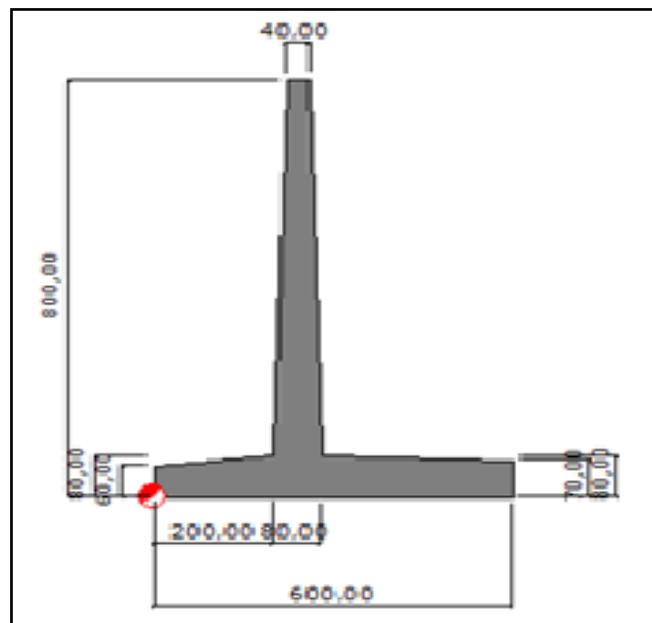


Figure B.III.1. Schéma détaillé du mur de soutènement

II. LES DONNÉES DE CALCUL

II.1. Matériaux :

- a) Béton : classe C25/30, $f_{c28} = 25,00$ MPa ;
poids volumique = $24,00$ kN/m³.
- b) Acier : classe HA 400, $f_e = 400,00$ MPa.

II.2. Options de calcul :

- *Calculs suivant la norme:* béton: **BAEL 91 mod. 99**
sols: **DTU 13.12**
- *Enrobage:* $c_1 = 3$ cm pour le voile ; $c_2 = 5$ cm pour la semelle ;
- *Agressivité du milieu:* Non agressif
- *Fissuration:* Peu préjudiciable
- *Dimensionnement du mur en fonction de :*
 - Résistance
 - Glissement $F_S = 1,5$
 - Renversement $F_S = 1,5$

II.3. Sols :**II.1. Stratification primaire:****Tableau B.III.1. Différentes couches du sol sous le mur**

| N° | Nom du sol | Niveau [cm] | Epaisseur [cm] | Terme de cohésion [kN/m ²] | Angle de frottement [Deg] | Densité [kN/m ³] |
|----|---------------------------|-------------|----------------|--|---------------------------|------------------------------|
| 1. | Marnes tendres | 0,00 | 300,00 | 50,00 | 30,00 | 19,40 |
| 2. | Marno-calcaires compactes | -300,00 | - | 50,00 | 30,00 | 21,40 |

N.B: L'hypothèse de calcul considère que l'influence des eaux est négligée à cause de

- L'existence des drains pour le mur,
- La nappe phréatique est à niveau profond.

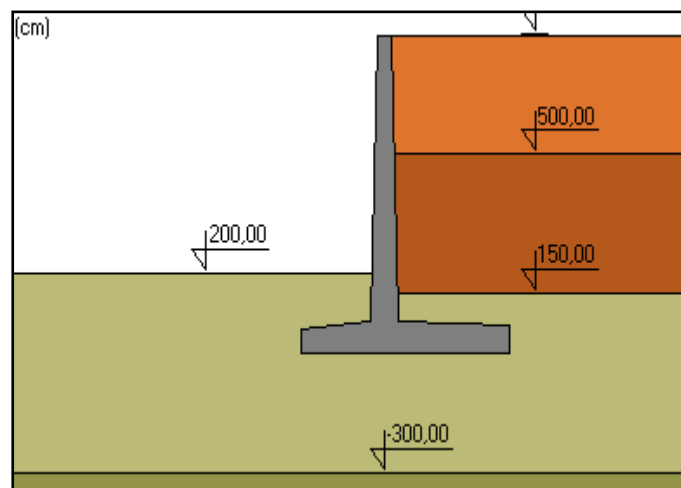
II.2. Sols en amont:**Tableau B.III.2. Couches de sol en amont**

| N° | Nom du sol | Niveau [cm] | Epaisseur [cm] | Terme de cohésion [kN/m ²] | Angle de frottement [Deg] | Densité [kN/m ³] |
|----|--------------------------|-------------|----------------|--|---------------------------|------------------------------|
| 1 | Marnes tendres | 150,00 | 150,00 | 50,00 | 30,00 | 19,40 |
| 2 | Argiles et limons fermes | 500,00 | 350,00 | 20,00 | 30,00 | 20,00 |
| 3 | Argiles et limons mous | 800,00 | 300,00 | 20,00 | 30,00 | 20,00 |

II.3. Sols en aval:**Tableau B.III.3. Couches de sol en aval**

| N° | Nom du sol | Niveau [cm] | Epaisseur [cm] | Cohésion [kN/m ²] | Angle de frottement [Deg] | Densité [kN/m ³] |
|----|----------------|-------------|----------------|-------------------------------|---------------------------|------------------------------|
| 1 | Marnes tendres | 200,00 | 200,00 | 50,00 | 30,00 | 19,40 |

La figure ci-dessous récapitule les différentes couches de sol et leur disposition par rapport au mur en objet :

**Figure B.III.2. Disposition des couches de sol par rapport au mur**

II.4. Charges :

Les différentes charges et surcharges ont été introduites afin de les prendre en considération dans les calculs.

III. RÉSULTATS DE CALCUL**III.1. Les valeurs de K :**

Angle d'inclinaison moyen du talus $\varepsilon = 0,00^\circ$

Angle d'inclinaison du voile $\beta = 1,59^\circ$

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Après calcul, le logiciel a donné les résultats suivants:

a) Sols en amont :**Tableau B.III.4. Valeurs des K pour les différentes couches du sol en amont**

| N° | Nom du sol | Niveau [cm] | Angle de frottement [Deg] | Ka | Ko | Kp |
|----|--------------------------|-------------|---------------------------|-------|-------|-------|
| 1. | Marnes tendres | 150,00 | 30,00 | 0,309 | 0,500 | 2,908 |
| 2. | Argiles et limons fermes | 500,00 | 30,00 | 0,309 | 0,500 | 2,908 |
| 3. | Argiles et limons mous | 800,00 | 30,00 | 0,309 | 0,500 | 2,908 |

- Déplacements limites totaux
 - butée 0,115 cm
 - poussée 0,012 cm

b) Sols en aval :**Tableau B.III.5. Valeurs des K pour la couche de sol en aval**

| N° | Nom du sol | Niveau [cm] | Angle de frottement [Deg] | Ka | Ko | Kp |
|----|----------------|-------------|---------------------------|-------|-------|-------|
| 1. | Marnes tendres | 200,00 | 30,00 | 0,309 | 0,500 | 2,908 |

III.2. Déplacements limites totaux :

| | |
|---------|----------|
| Butée | 0,128 cm |
| Poussée | 0,013 cm |

III.3. Resistance:

Charge dimensionnante réduite:

$N = -1305,33 \text{ kN/m}$; $M_y = -76,21 \text{ kN.m}$; $F_x = -514,42 \text{ kN/m}$

Coefficient de sécurité: **1,490 > 1,000 [vérifié]**

III.4. Tassement:

➤ Charge dimensionnante réduite:

$N = -1305,33 \text{ kN/m}$; $M_y = -76,21 \text{ kN.m}$; $F_x = -514,42 \text{ kN/m}$

➤ Charge caractéristique unitaire due aux charges totales: $q = 0,22 \text{ MN/m}^2$

➤ Tassement: **$S = 0,52 \text{ (cm)} < S_{dop} = 10,00 \text{ cm}$ [vérifié]**

III.5. Renversement:

➤ Charge dimensionnante réduite:

$N = -1477,90 \text{ kN/m}$; $M_y = 367,96 \text{ kN.m}$; $F_x = -735,95 \text{ kN/m}$

➤ Moment de renversement: $M_o = 2976,92 \text{ kN.m}$

➤ Moment empêchant le renversement de la fondation:

$M_{uf} = 5567,17 \text{ kN.m}$

➤ Coefficient de sécurité: **1,870 > 1,500 [vérifié]**

III.6. Glissement:

➤ Charge dimensionnante réduite:

$N = -1305,33 \text{ kN/m}$; $M_y = -76,21 \text{ kN.m}$; $F_x = -514,42 \text{ kN/m}$

➤ Cohésion: $C = 50,00 \text{ kN/m}^2$

➤ Valeur de la force de glissement: $Q_{tr} = 514,42 \text{ kN/m}$

➤ Valeur de la force empêchant le glissement du mur:

- au niveau du sol: $Q_{tf} = 797,40 \text{ kN/m}$

➤ Coefficient de sécurité: **1,550 > 1,500 [vérifié]**

III.7. Angles de rotation:

➤ Charge dimensionnante réduite:

$N = -1305,33 \text{ kN/m}$; $M_y = -76,21 \text{ kN.m}$; $F_x = -514,42 \text{ kN/m}$

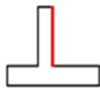
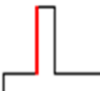

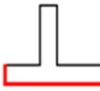
➤ Contraintes unitaires maximales caractéristiques dues aux charges totales: $q_{max} = 0,40 \text{ MN/m}^2$

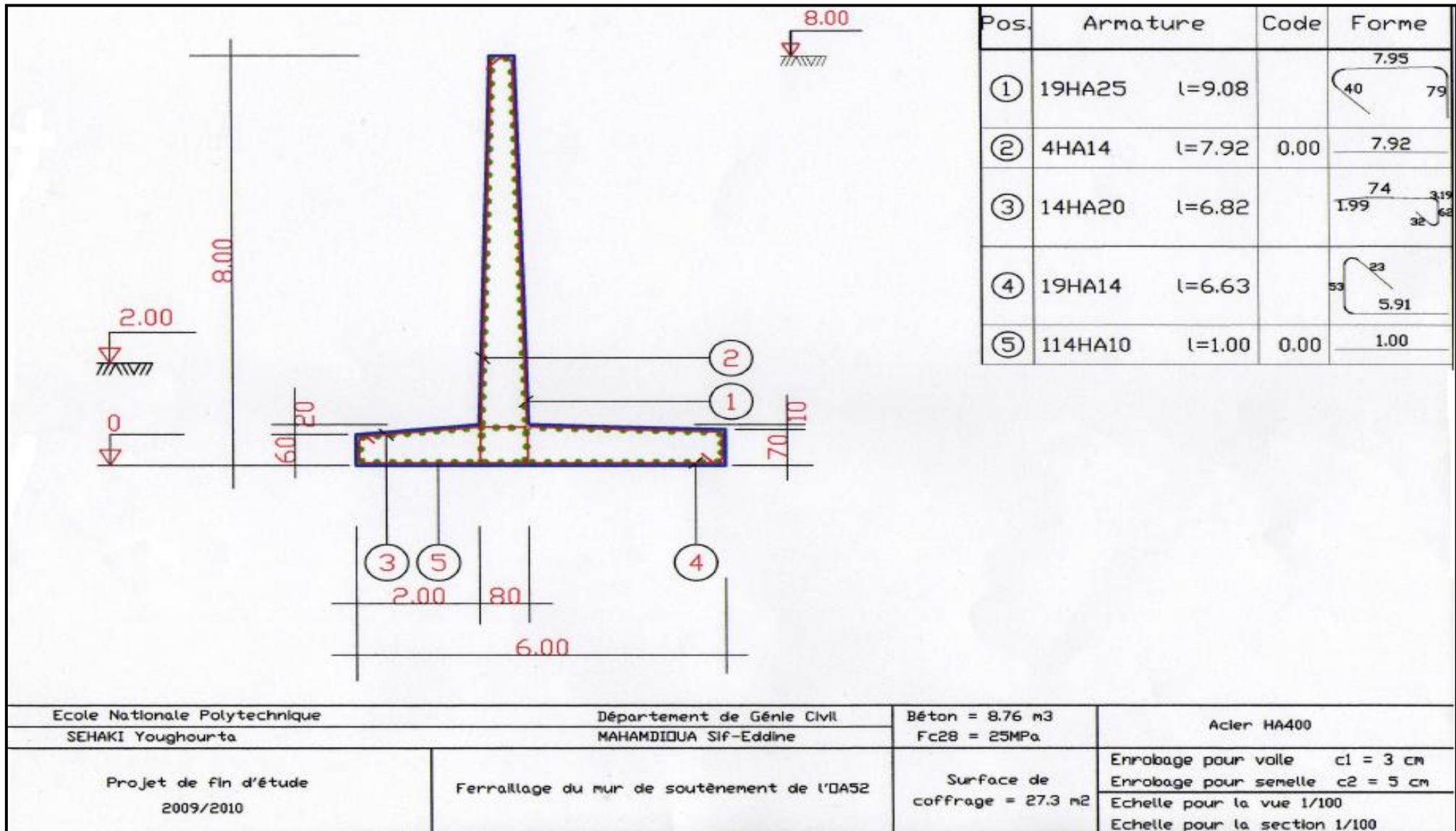
- Contraintes unitaires minimales caractéristiques dues aux charges totales: $q_{min} = 0,03 \text{ MN/m}^2$
- Angle de rotation: $\rho = 0,09^\circ$
- Coordonnées du point de rotation du voile:
 - $X = 650,10 \text{ cm}$
 - $Z = 0,00 \text{ cm}$
- Coefficient de sécurité: **5,538 > 1,500 [vérifié]**

IV. SCHÉMA DE FERRAILLAGE

Alors, à la fin de ce calcul, le détail de ferrailage obtenu est tel que:

Tableau B.III.6. Le détail du ferrailage

| Détails Emplacement | Schéma | Barres ($\Phi(\text{mm})$) | Nombre | Longueur (cm) | Espacement (cm) |
|--------------------------|---|---------------------------------|--------|------------------|--------------------|
| Le voile (côté amont) |  | 25 | 19 | 908.20 | 5 |
| Le voile (côté aval) |  | 14 | 4 | 792.31 | 24 |
| la semelle (côté A) |  | 20 | 14 | 681.83 | 7 |
| la semelle (côté B) |  | 14 | 19 | 662.86 | 5 |



| | | | | | |
|--|--|---|--|----------------------------------|--|
| Ecole Nationale Polytechnique SEHAKI Youghourta | | Département de Génie Civil MAHAMDIQUA SIF-Eddine | | Béton = 8.76 m3 Fc28 = 25MPa | Acier HA400 |
| Projet de fin d'étude 2009/2010 | | Ferrailage du mur de soutènement de l'OA52 | | Surface de coffrage = 27.3 m2 | Enrobage pour voile c1 = 3 cm Enrobage pour semelle c2 = 5 cm Echelle pour la vue 1/100 Echelle pour la section 1/100 |

CONCLUSION

Au cours de ce chapitre, on a vu les résultats de cette étude du mur de soutènement, et comme fruit de cette dernière, on a obtenu le détail de cet ouvrage qui nous permet sa mise en œuvre.

CONCLUSION DE LA PARTIE B

A fin d'entourer l'ouvrage de soutènement en général, et le mur de soutènement profilé en particulier, on a vu que cet ouvrage est vraiment compliqué et dépend de plusieurs paramètres, donc pour faire une bonne approche de ce problème, il faut prendre en compte tous ces paramètres.

PARTIE C

Processus d'exécution

Des

Travaux

PREAMBULE

Dans les deux parties précédentes, on a vu les parties concernant la conception et l'étude des deux ouvrages : un pont en arc de type bow-string et un autre ouvrage de soutènement qui est en réalité secondaire au premier, et on a exposé tous les détails des structures et les différentes étapes de calcul et de vérification. Et afin de compléter ce travail et de le rendre un peu plus pratique, il est nécessaire de donner ici un aperçu général sur les différentes techniques et étapes de réalisation et de mise en œuvre.

INTRODUCTION

La réalisation de ce projet est prise en charge par plusieurs entreprises nationales et étrangères. Actuellement sur chantier, les travaux ne dépassent pas l'infrastructure. Les travaux concernant la superstructure, notamment la charpente et le soudage des éléments en acier, sont en cours dans un atelier de façonnage à **El-Mohammadia** de l'entreprise **ENGOA**.

Le taux totale d'avancement de travaux est ne dépasse pas **40 %**.

LES PHASES DE REALISATION

Pour commencer les travaux, il faut d'abord avoir les données topographiques, géotechniques, hydrogéologiques...etc.

Les différentes étapes de réalisation sont résumées en ces 7 phases :

Phase 1 : L'infrastructure

Il est très logique que les travaux de réalisation commencent par les fondations, et donc pour l'ouvrage en question, il faut d'abord réaliser les pieux.

Dans notre cas, les pieux sont à paroi moulée de 1.20 m de diamètre et qui atteignent une profondeur de 30 m. (voir partie A, chapitre I, § I.1.3.)

Les différentes étapes de réalisation de ce type de pieux sont les suivantes : (voir la figure ci-après)

- 1) - Implantation et réalisation des murettes de guide.
 - Forage par passes à la benne sous charge de boue
- 2) - Excavation du merlon central.
 - Le panneau comprend deux passes de forage plus un merlon.
- 3) - Recyclage de la boue, mise en place des tubes joints (a) a des planches équipées de Water-stops (b).
 - Mise en place de cages d'armatures.
- 4) - Mise en place des tubes plongeurs, bétonnage du panneau, pompage, recyclage et stockage de la boue bentonitique.
- 5) - Extraction des joints (a) ou des planches (b) en fonction de la prise du béton

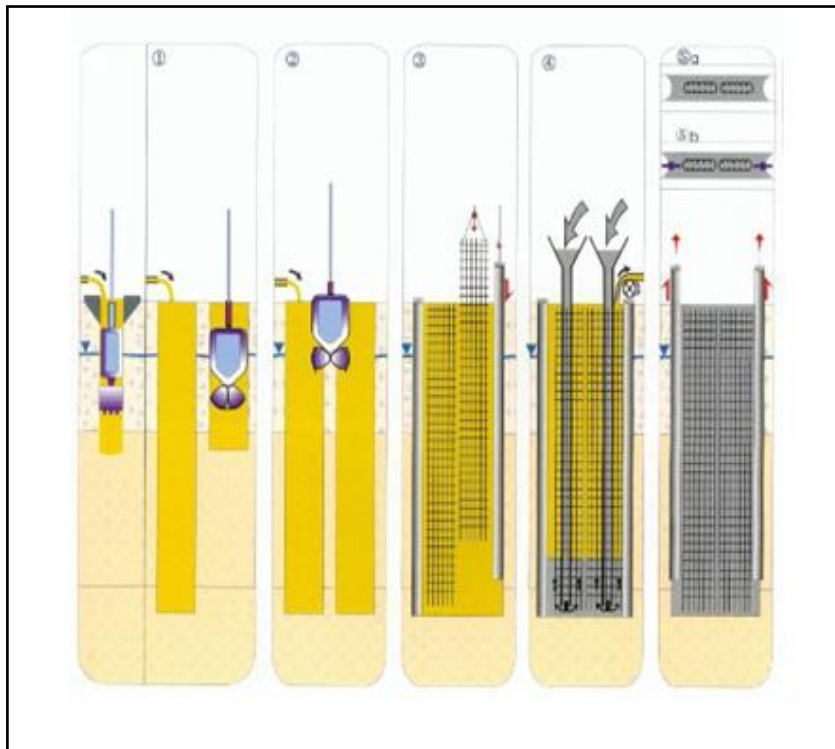


Figure C.1. Les étapes de réalisation des pieux à paroi moulée

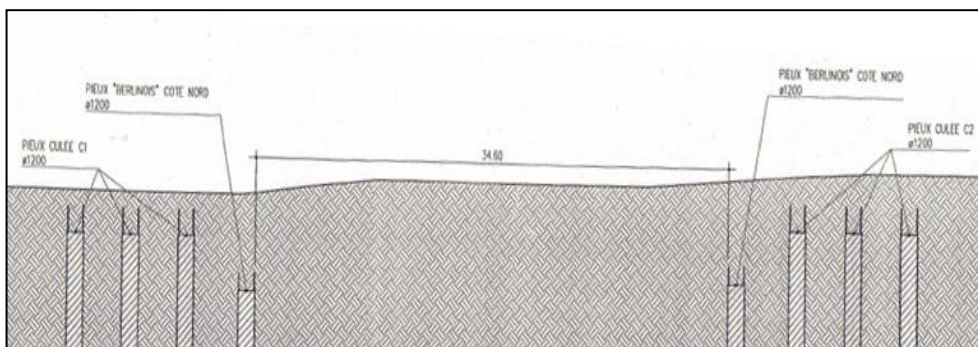


Figure C.2. Coupe longitudinale montrant les pieux des deux culées



Figure C.3. Fraise hydraulique de forage



Figure C.4. Vue des pieux sur site

Phase 2: Les semelles-culées :

Cette phase est basée totalement sur la réalisation de semelles et élévations de culées avec la jonction d'ancrage des arcs comme montre la figure ci-dessous :

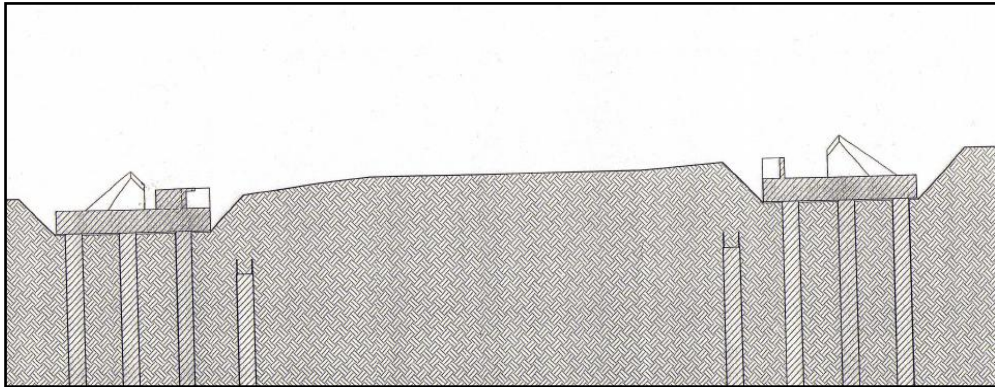


Figure C.5. Réalisation des semelles et les élévations culées

Phase 3: Les entretoises du tablier

Afin de bien réaliser la superstructure, et plus tôt le tablier, il faut d'abord commencer par la mise en œuvre des entretoises du tablier comme suit :

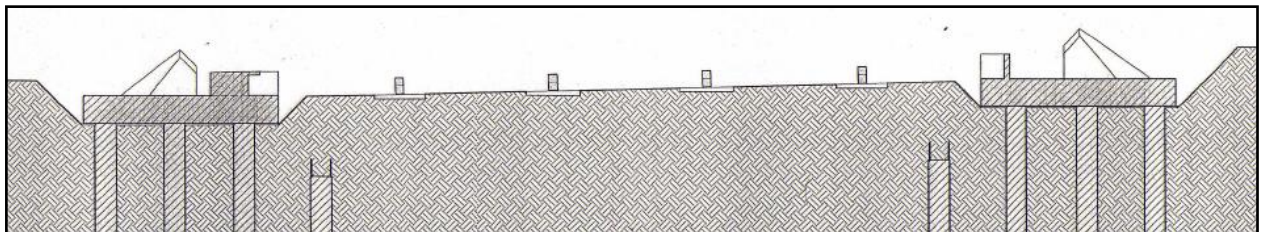


Figure C.6. Déblaiement et mise en œuvre des entretoises du tablier

Phase 4: Le tablier

Une fois que les culées et les entretoises inférieures sont en place, la mise en œuvre du tablier commence : en premier lieu, on réalise les prédalles, ensuite on coule le béton du tablier.

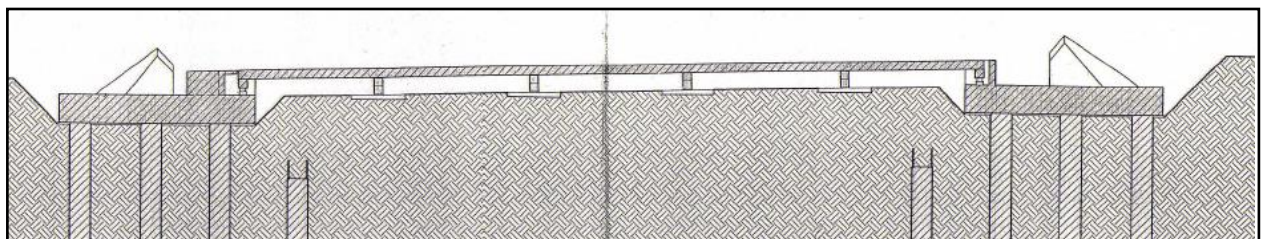


Figure C.7. Mise en œuvre du tablier

Phase 5 : Les arcs

Après la coulée du béton du tablier et son durcissement, la mise en œuvre des arcs exige la présence des tables et des systèmes d'échafaudage et d'étaie pour les supporter après la mise au niveau à l'aide d'un engin élévateur.

Le soudage des voussoirs des arcs est enfin effectué sur place.

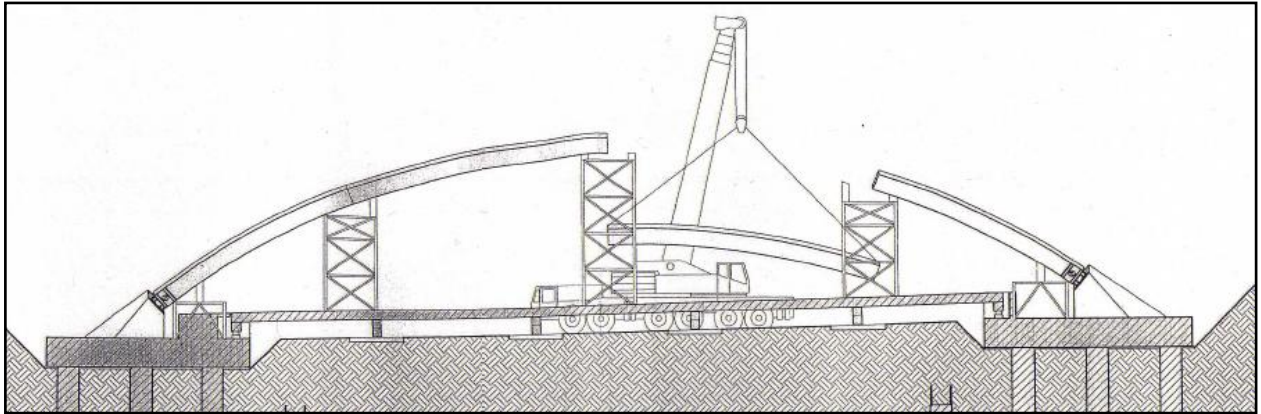


Figure C.8. Mise en œuvre des arcs

Phase 6: Les suspentes

Une fois la mise en œuvre des arcs et la connexion entre eux par les entretoises sont terminées, il faut avoir :

- Mise en œuvre et réglage des suspentes.
- Démontage tours sur le tablier.

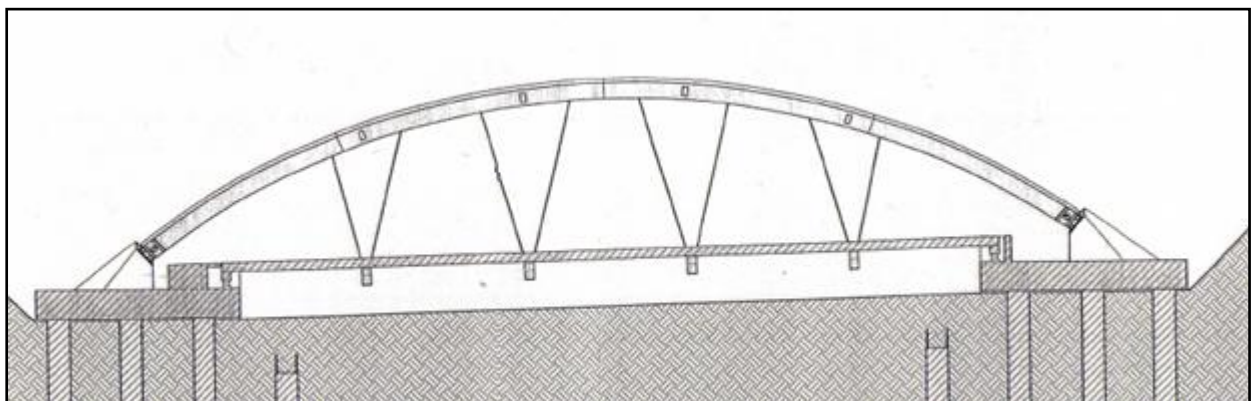


Figure C.9. Mise en œuvre et réglage des suspentes

N.B : Après achèvement de cette phase, la circulation routière sur le pont sera ouverte aux usagers.

Phase 7: Déblaiement et soutènement

Après la réalisation du pont, il est nécessaire de commencer le déblaiement pour la réalisation de la 2^{ème} rocade d'Alger, cette dernière se réalise en faisant 3 fouilles avec le soutènement réel du projet.

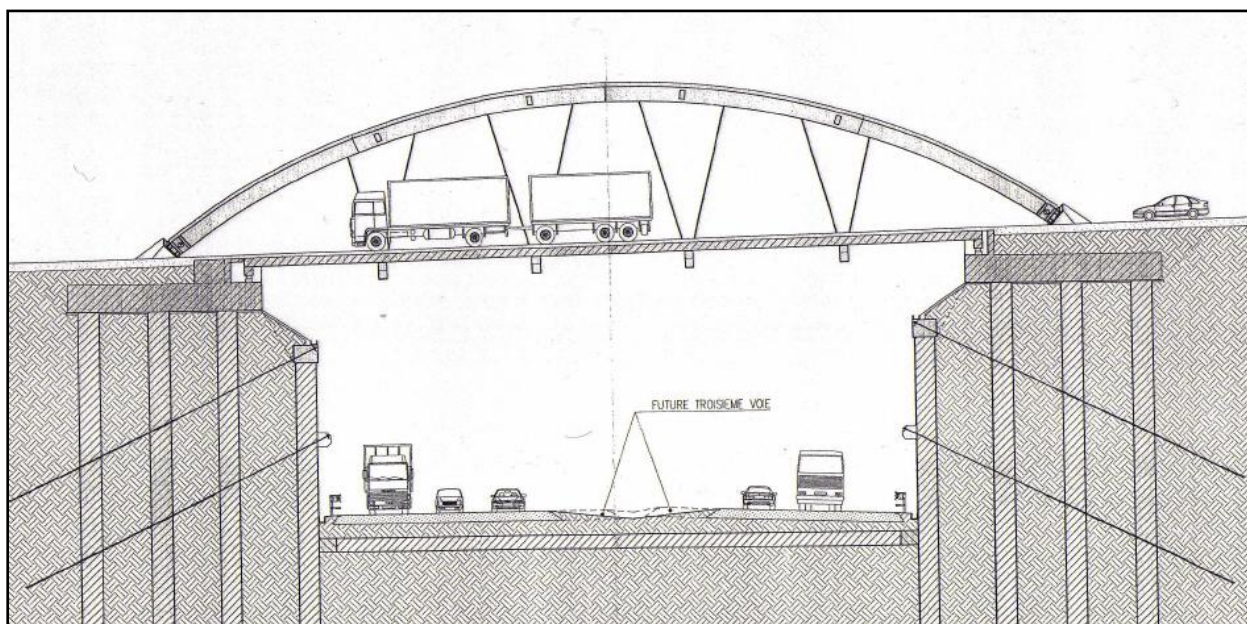


Figure C.10. Vue de l'ouvrage en service (totalement achevé)

CONCLUSION

Après avoir passé en détail toutes les étapes de réalisation, les avantages de la variante retenue et dont on a parlé en partie A sont justifiés et visibles.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Nous vivons actuellement une période où le recours à des structures métalliques et mixtes représente une part de plus en plus importante des réalisations d'ouvrages. Cependant, on note que la qualité de ces projets nécessite la maîtrise de paramètres qui influent sur le choix initial, les études préliminaires, les études d'exécution et leur réalisation. De plus, les méthodes de conception et de réalisation de ces projets suite aux optimisations dans le domaine des matériaux ainsi que l'actualisation des normes en vigueur est en perpétuelle amélioration.

Les ponts en arc de type bow-string qui présentent une bonne fonctionnalité et qui sont économiquement intéressants et mécaniquement performants, ont redonné ces dernières années aux ponts en arc une place importante dans la part des marchés des ouvrages d'art.

Notre travail, dans le cadre de ce mémoire, est articulé sur 3 parties distinctes :

- Partie A : étude d'un ouvrage d'art (pont en arc métallique de type bow-string), qui est traitée comme suit :
 - Le choix du type d'ouvrage à construire, en fonction des différentes contraintes imposées. Vu les avantages de facilité de mise en œuvre, la satisfaction des différentes exigences techniques, économiques et esthétiques, on a opté, parmi les variantes proposées, à celle d'un pont métallique de type bow-string.
 - Le calcul des charges et surcharges auxquelles sera soumise notre structure ainsi que la détermination des combinaisons de charges susceptibles d'être défavorables.
 - L'étude en phase statique de la structure après l'avoir modélisée, ce qui nous a permis de nous familiariser avec le logiciel de calcul de structure Robot Millennium.
 - L'étude dynamique de la structure en introduisant des sollicitations sismiques, et nous avons fait les vérifications pour ces deux dernières étapes.

- Partie B : où nous avons présenté l'ouvrage de soutènement ainsi que les principes de calcul. On a complété par une étude et un calcul des murs de soutènement pour la protection des piles-culées du pont traité en partie A.

- Partie C : qui est une partie pratique où quelques détails de réalisation et de mise en œuvre des travaux des 2 parties ont été présentés.

Ce travail nous a permis de mieux voir les détails des étapes de la démarche à suivre afin d'étudier un pont et un mur de soutènement, ainsi que l'acquisition de quelques informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrages d'art et la prise de contact avec des gens de ce domaine.

*Références
Bibliographiques*

Bibliographie

- [1] Magazine de l'actuel international, « Le mégaprojet : l'autoroute est-ouest », hors série
- [2] Techniques de l'ingénieur
- [3] Jean-Armand Calgaro « Projet et construction des ponts », France 2000
- [4] Support du cours : « Ponts », ENP 2009/2010, M^{me} CHERID
- [5] Dossier technique du projet « Bureau d'étude INGEGNERI ZUCCOLO CONSTRUZIONI », Algérie 2009.
- [6] Fascicule 61 Volume 5 « CONCEPTION, CALCUL ET ÉPREUVES DES OUVRAGES D'ART »
- [7] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 v2003
- [8] Manuel du logiciel ROBOT Millennium v17.5
- [9] Y.MRAIN « Etude d'un pont en voussoirs préfabriqués » projet de fin d'étude ENTP, 2007.
- [10] Support du cours : « Charpente métallique », ENP 2008/2009, Pr. HAMOUTENE
- [11] Eurocodes 1, 4 et 8
- [12] « Construction métallique », J. BROZETTI, M. A. HIRT et R. BEZ.
- [13] René WALTER « Ponts haubanés »,
- [14] AFPS 92 : « Guide de conception parasismique », Agence française de Génie parasismique, Edition Eyrolles.
- [15] Murs de soutènement, LELIEVRE
- [16] Ph. D. Wayne « Calcul des fondations et des murs de soutènement »

▪ **Sites internet :**

- www.wikipédia.com
- www.gramme.be
- www.structurae.be ...etc.

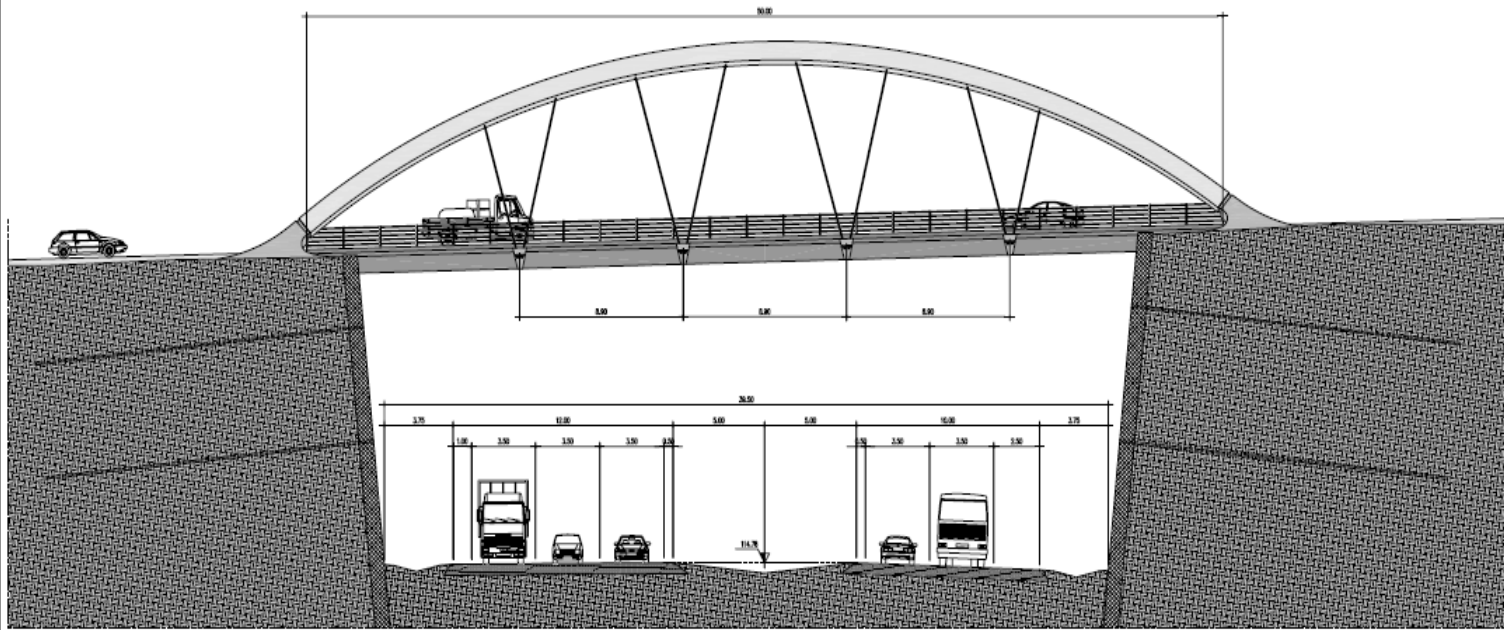
▪ **Logiciels utilisés :**

- Robot Millennium v17.5
- Autodesk ROBOT Structural Analysis Professional 2010
- AUTOCAD 2008
- Microsoft Office 2007

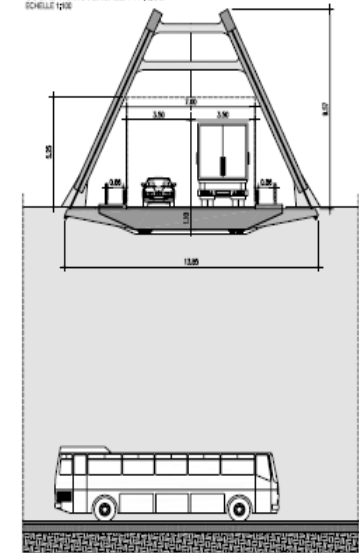
Annexe 01

LES PLANS DE L'OUVRAGE

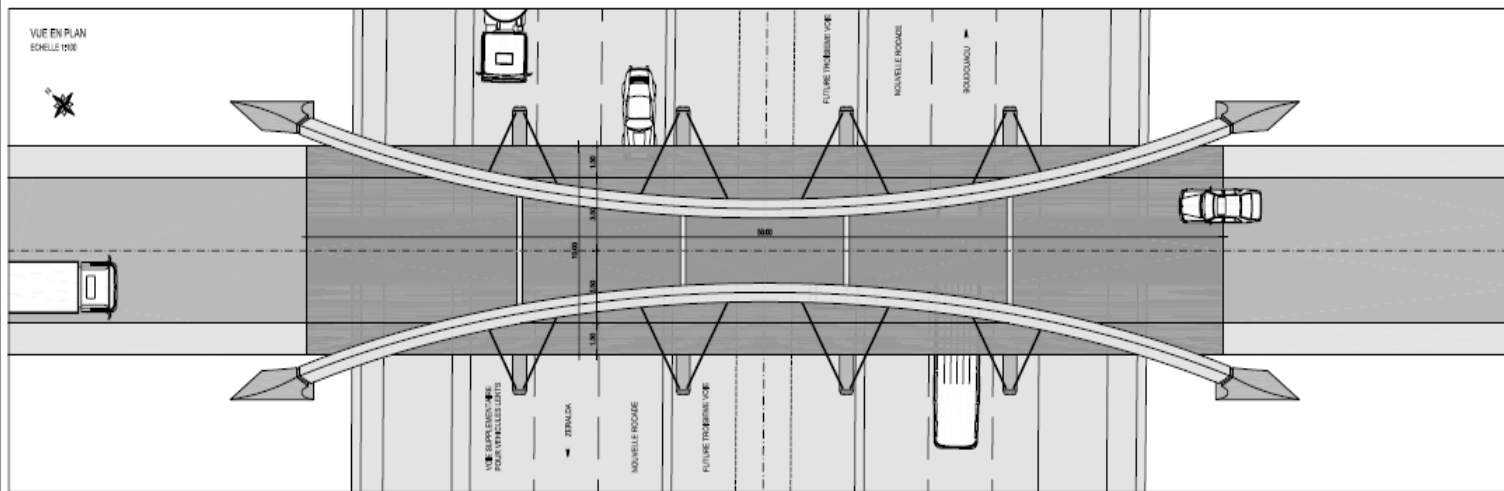
VUE LATÉRALE
ÉCHELLE 1/100



COUPE TRANSVERSALE TYPIQUE
ÉCHELLE 1/100



VUE EN PLAN
ÉCHELLE 1/100



REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS
AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES



2^o ROCADÉ AUTOROUTIÈRE D'ALGER

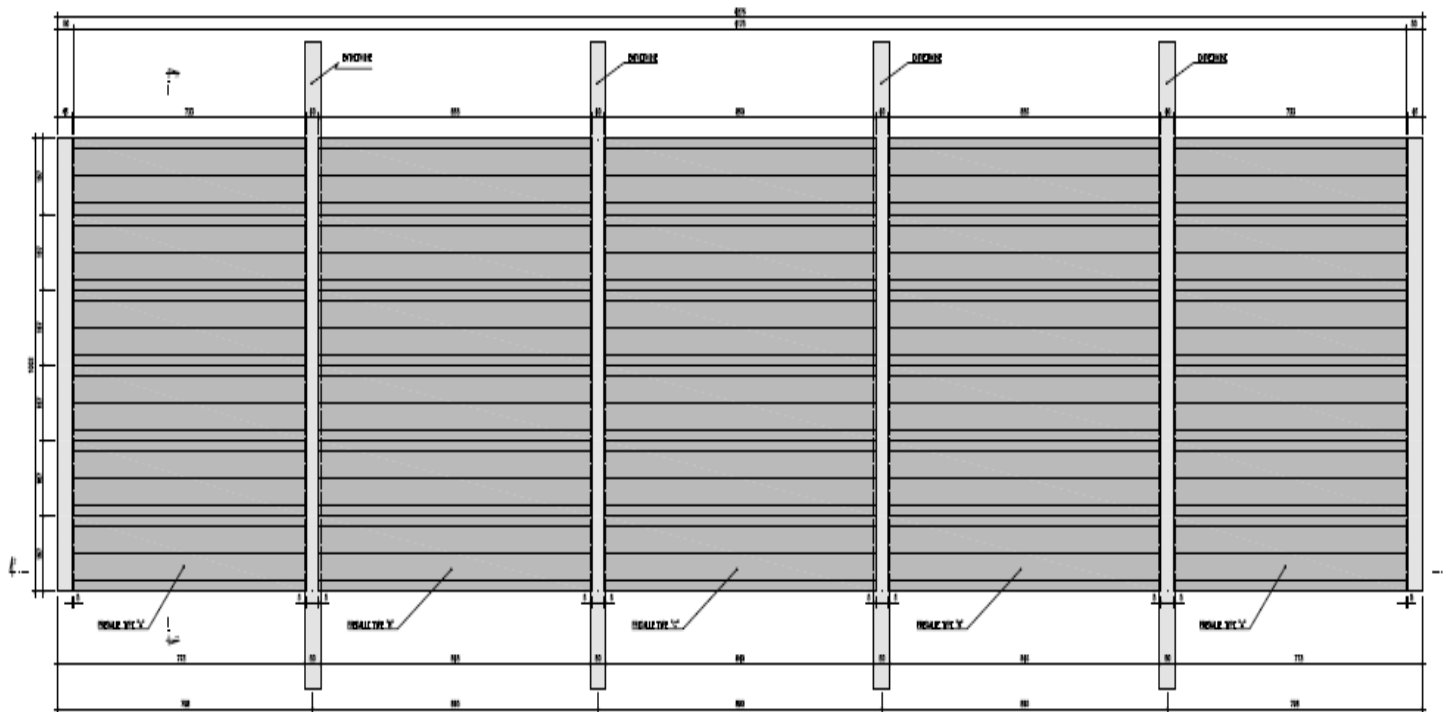
| | | | | | | |
|---|----------|-------------|-------------|---------------------|------|------|
| 0 | 07/04/21 | DESIGN | | P. A. | S. 2 | S. 1 |
| REV. | DATE | DESCRIPTION | REV. | REV. | REV. | REV. |
| PONT O.A. S2 | | | PROJETÉ PAR | GMB | | |
| | | | REVISÉ PAR | SMAIL/ALAGUI/ALAGUI | | |
| | | | ÉCHELLE | 1/100 | | |
| PLAN GÉNÉRAL, VUE LATÉRALE ET COUPE TRANSVERSALE | | | PROJETÉ PAR | SMAIL/ALAGUI/ALAGUI | | |
| | | | REV. 0 | 8_OAS2-G-02 | | |
| | | | 1/2021 | | | |

INGÉNIEUR EN CHÈVE
INGÉNIEUR EN CHÈVE
INGÉNIEUR EN CHÈVE

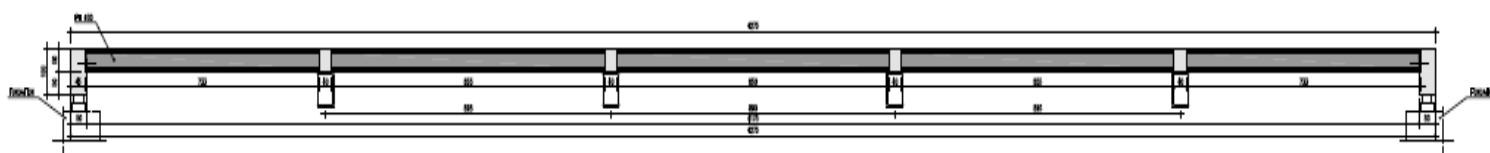
REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS
AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES

SPIC

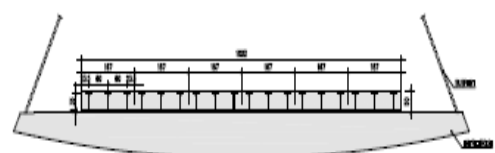
PLAN GENERAL
Détail 01



COUPE D2
Détail 02



COUPE V1
Détail 03



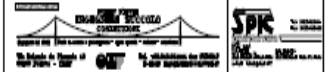
REPUBLIQUE ALGERÉNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS
AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES

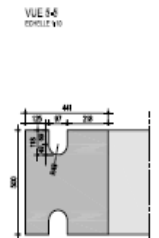
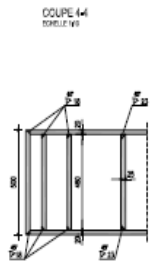
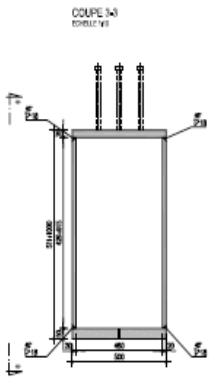
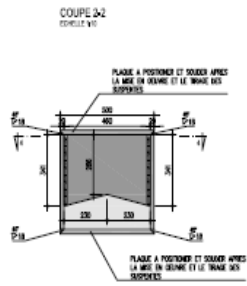
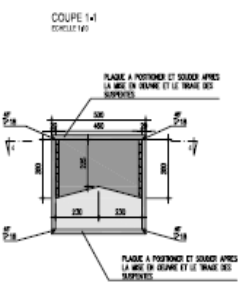
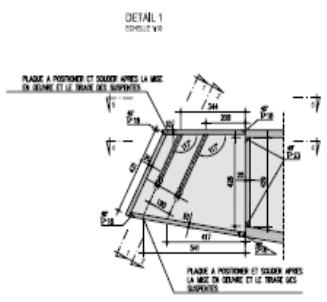
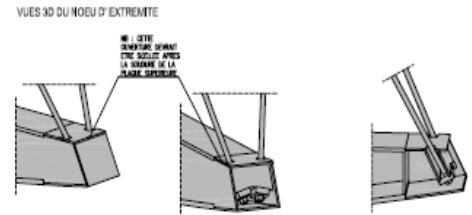
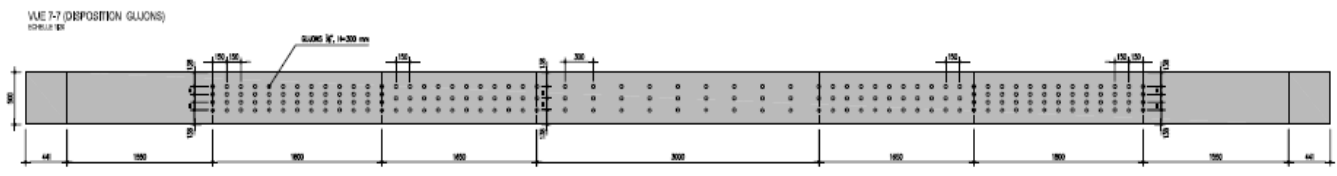
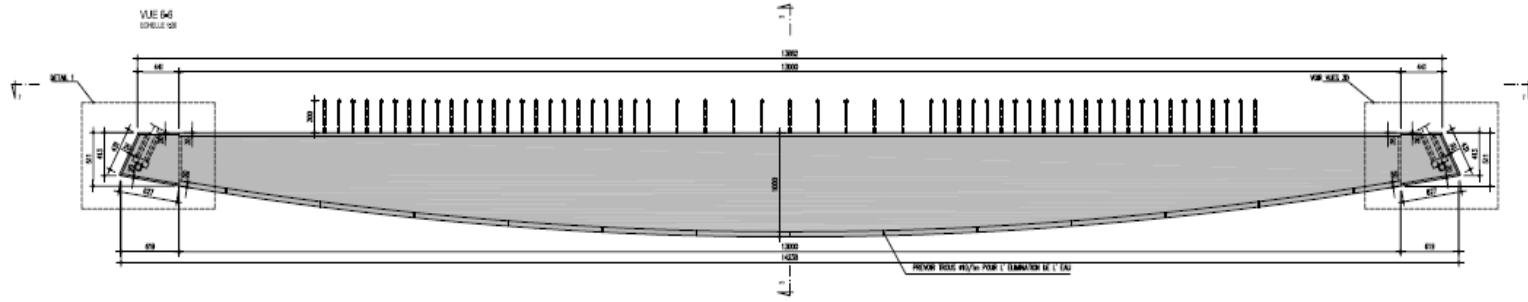


2^e ROCADE AUTOROUTIERE D'ALGER

| | | | | | | |
|---|----------|-------|-------------|----|----|----|
| 1 | QUANTITE | UNITÉ | DESCRIPTION | LL | LC | LS |
| 2 | QUANTITE | UNITÉ | DESCRIPTION | LL | LC | LS |
| 3 | EST | UNITÉ | DESCRIPTION | LL | LC | LS |

OAS2
TABIEJER
DIMENSIONS GENERALES
B_OAS2_COLO1
REV. 1





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS
AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES

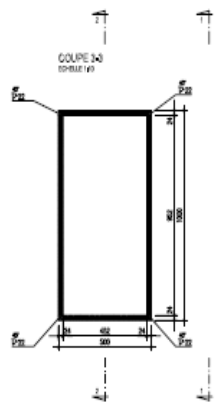
TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUCOES, S.A.
OHL
ENGON

2^e ROCADE AUTOROUTIERE D'ALGER

| 0 | 10/06/10 | REVISION | | S.L. | C.T. | S.R. |
|-----|----------|----------|-----------------|------|------|---|
| NO. | DATE | REVISION | DESCRIPTION | EL. | ES. | APP. |
| | | | OAS2 TABLIER | | | PROJETANT: OAS2 BUREAU: OAS2/OAS2_C01_02 10/06/10 10/06/10 |
| | | | ENTRETOISE | | | OAS2 OAS2/OAS2_C01_02 10/06/10 10/06/10 |

INGENIERI SUCCOLO
CONSTRUTTORE

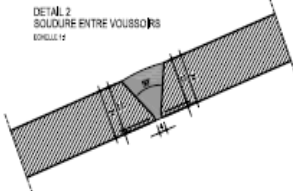
SPR



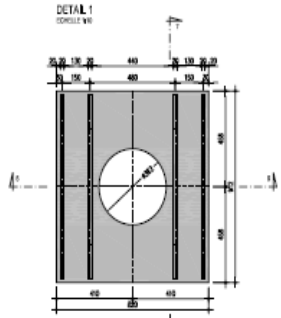
VUE LATÉRALE *1
Echelle 1/3

PLAQUE DE RENFORCEMENT
VUE PLAN *1

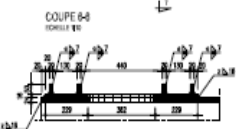
COUPE 2-2
Echelle 1/3



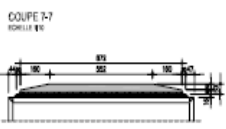
DETAIL 2
SOUDEURE ENTRE VOUSOIRS
Echelle 1/2



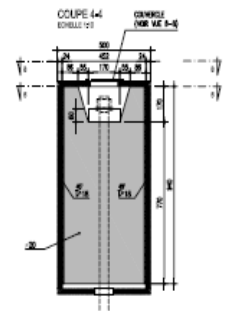
DETAIL 1
Echelle 1/3



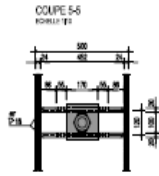
COUPE 6-6
Echelle 1/3



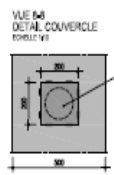
COUPE 7-7
Echelle 1/3



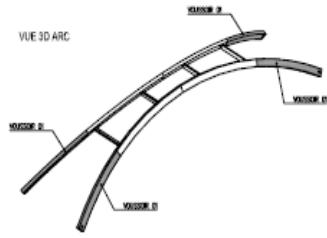
COUPE 4-4
Echelle 1/3



COUPE 5-5
Echelle 1/3



VUE 6-6
DETAIL COUVERCLE
Echelle 1/3



VUE 3D ARC

NOTES
 - LE COUVERCLE DOIT ÊTRE MIS EN ŒUVRE APRÈS L'INSTALLATION ET LE TRAVAIL DES VOUSOIRS
 - LE TRAIT APPLIQUÉ UNE SOUDURE À TRAIT, POUR GARANTIR UN FAIBLE DÉPLACEMENT POUR L'IMPÉRIOSITÉ D'INSTALLATION
 - LE TRAIT APPLIQUÉ EN DOIT ÊTRE POUR GARANTIR L'IMPERMEABILITÉ DE LA FONCTIONNE

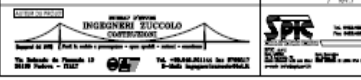
REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS
 AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES



2^o ROCADE AUTOROUTIÈRE D'ALGER

| NO | DATE | ÉMISSION | DESCRIPTION | EL | ML | APP |
|----|----------|----------|----------------------|----|----|-----------|
| 0 | 04/09/20 | EMISSÃO | | | | |
| 1 | 04/09/20 | EMISSÃO | PROJETÉ | | | 0008 |
| 2 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8-01 OAS2_OAS2_01_02 | | | |
| 3 | 04/09/20 | EMISSÃO | COFFRAGE | | | 020-11-03 |
| 4 | 04/09/20 | EMISSÃO | COFFRAGE | | | 020-11-03 |
| 5 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8_OAS2_01_02 | | | |
| 6 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8_OAS2_01_02 | | | |
| 7 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8_OAS2_01_02 | | | |
| 8 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8_OAS2_01_02 | | | |
| 9 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8_OAS2_01_02 | | | |
| 10 | 04/09/20 | EMISSÃO | 8_OAS2_01_02 | | | |

OAS2
 ARC
 COFFRAGE VOUSOIRS 01

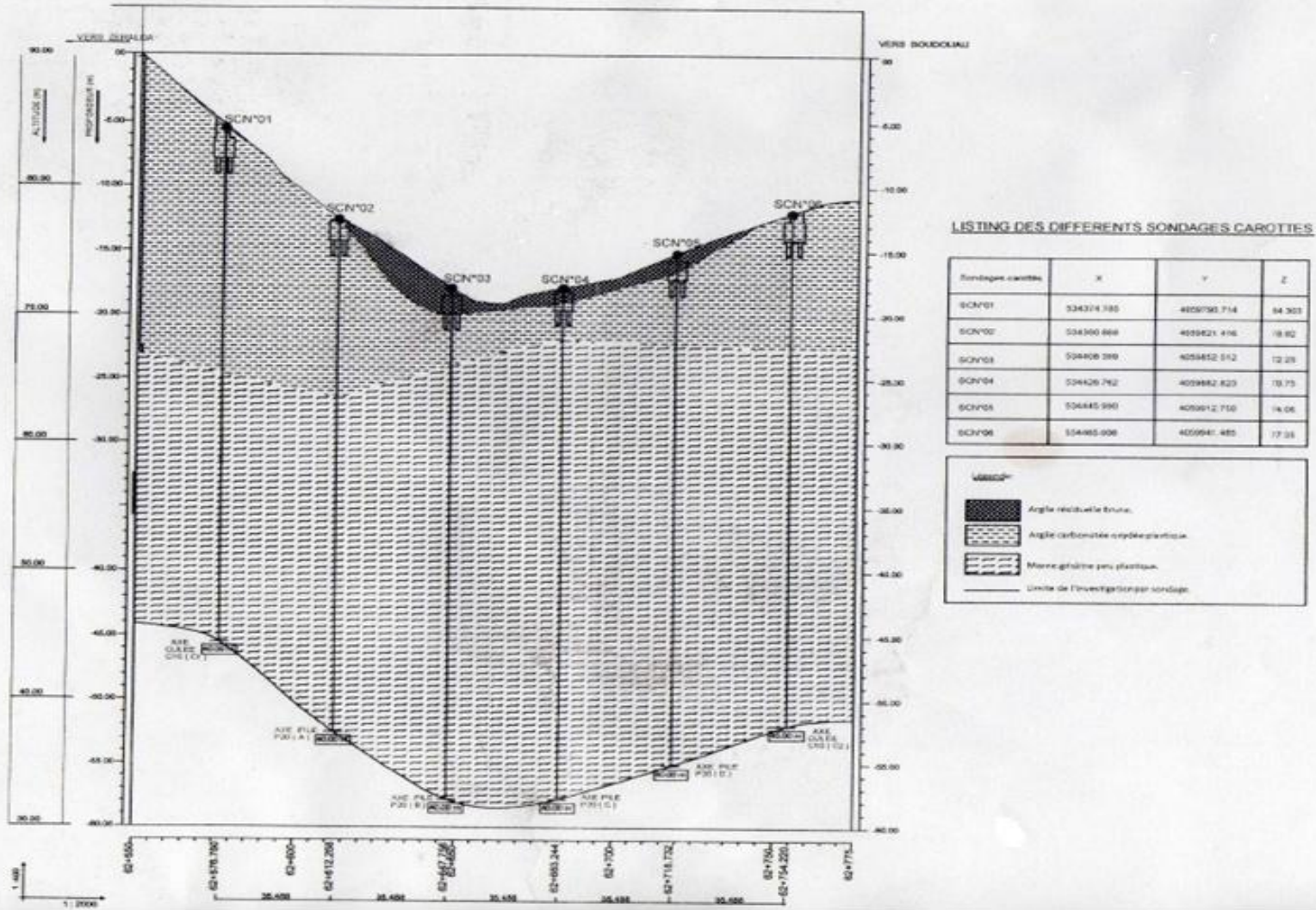


INGENIERI ZUCCOLO
 SFR

Annexe 02

LES DONNEES GEOTECHNIQUES

Coupe lithologique de l'ouvrage OA 52



Annexe 03

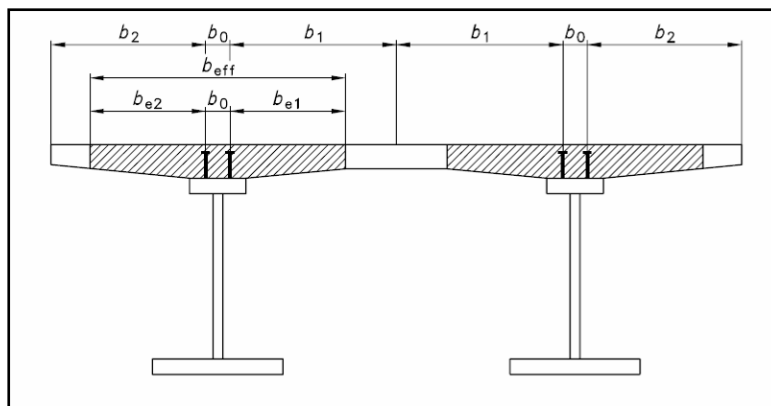
DETERMINATION DE LA LARGEUR
EFFICACE

La largeur de la dalle collaborante peut être considérée de:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \Sigma b$$

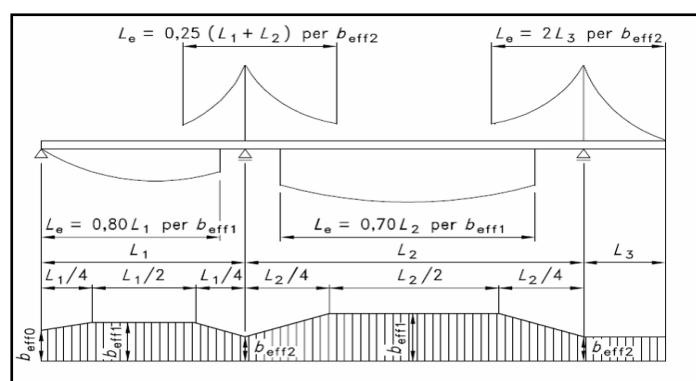
où : b_0 est la largeur occupé par les connecteurs ;

et b_{eff} est la valeur de la largeur efficace de la dalle aux deux côtés de l'âme.



Définition de la largeur efficace

La largeur efficace de la dalle d'une poutre continue, est calculée selon les valeurs L_e reportées dans la figure ci-dessous:



Calcul des distances L_e entre les points de moment nul

Pour déterminer les sollicitations on peut considérer une largeur efficace constante le long de la surface entière de chaque travée conformément au point 4.2.2.1. du EC4-2 et égale à la largeur considérée dans la zone centrale de la travée. Pour cela les valeurs considérées au cours de l'analyse numérique sont reportées dans le tableau :

| TYPE | b_{eff} [cm] |
|--------------------------|-----------------------|
| ENTRETOISE INTERMEDIAIRE | 252.5 |

Annexe 04

LES RESULTATS DU MUR DE
SOUTENEMENT D'APRES LE LOGICIEL
EXPERT

Tableau des moments fléchissants que subit le mur de soutènement ainsi que les combinaisons de charges correspondantes

| Elément | Moments | Valeur [kN*m] | Position [cm] | Combinaison |
|----------------|----------------|--------------------------|--------------------------|---|
| Voile | maximum | 1754,26 | 70,0 | 1*PM + 1*P'a + 1*Pa + 1*P'T + 1*PT + 1*Ch TN + 1*semelle + 1*Co |
| Voile | minimum | -0,00 | 800,0 | 1*PM + 1*P'a + 1*Pa + 1*P'T + 1*PT + 1*Ch TN + 1*semelle + 1*Co |
| Semelle | maximum | 641,36 | 200,0 | 1*PM + 1*P'a + 1*Pa + 1*P'T + 1*PT + 1*Ch TN + 1*semelle + 1*Co |
| Semelle | minimum | -913,10 | 280,0 | 1*PM + 1*P'a + 1*Pa + 1*P'T + 1*PT + 1*Ch TN + 1*semelle + 1*Co |

**Tableau des sections d'armatures théoriques obtenues à l'aide du logiciel EXPERT
Mur de soutènement**

| Position | Section d'acier théorique [cm²/m] | Barres | | Espacement [cm] | Surface réelle [cm²/m] |
|-----------------------------|---|---------------|----------|----------------------------|--|
| voile à gauche | 1041,18 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| voile à gauche (h/3) | 490,86 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| voile à gauche (h/2) | 250,30 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| voile à droite | 446,24 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| voile à droite (h/3) | 217,36 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| voile à droite (h/2) | 120,29 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| semelle gauche (+) | 241,45 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| semelle gauche (-) | 120,23 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| semelle droite (+) | 229,64 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |
| semelle droite (-) | 551,12 | 12,0 | tous les | 1,00 | 113,10 |