

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par :

FEGHOULI Abdeljalil

HARAOUAT Walid Abdelhamid Abdelaziz

Sujet du mémoire

Conception géométrique d'un échangeur avec étude de
l'ouvrage en B.A situé à l'intersection de l'évitement sud de la
ville de Tiaret et la RN 14 vers Frenda

Soutenu publiquement le 25 /06/2022 devant le jury composé de :

| | |
|--------------------------------|---------------|
| M. SERBAH Boumediene | Président |
| M. BEKKI Hadj | Rapporteur |
| M. ABADA Ghenam | Co-Rapporteur |
| M ^{elle} RENNAK Zohra | Examineur |
| Mme DRAOUI Aicha | Examineur |

PROMOTION : 2021/2022

DEDICACES

En termes de reconnaissance de leurs sacrifices

Et leur amour infini, nous dédions ce

Travail à :

A mon père **FEGHOULI AHMED** pour m'avoir enseigné le chemin du labeur et de la vérité. Tu as investi en moi et dans mes études pour m'assurer un bon avenir. Quelques soient les difficultés que tu as traversées, je n'ai jamais manqué de rien. Merci de ton soutien et de tes encouragements sans fin.

A ma chère mère **MOKHTARI LEILA** pour ton amour pour moi, Pour les sacrifices que tu consens pour rendre tes enfants heureux. Tu As enduré beaucoup de peine pour mon bien-être et à ma réussite. Reçois ici ma profonde gratitude pour toutes ces années de bonheur. Je tâcherai d'être digne de toi, afin que tu trouves en cela la marque de ma gratitude. Que Dieu te bénisse et t'accorde la longévité.

A mes sœurs Hadil et Sarah, mon frère Mustapha amin les mots ne peuvent résumer ma reconnaissance et mon amour a votre égard.

A mon binôme et confrère Walid Haraouat

A Mariem Tarik tu as été toujours présent pour moi durant toutes ces années en universités.

A mes oncles et tantes, pour le soutien et les conseils que vous ne cessez de m'apporter.

A mes cousins et cousines pour leur soutien

A tous mes amis et amies qui m'ont soutenu d'une manière ou d'une autre.

A toute ma promotion avec lesquels j'ai passé des bons moments.

Enfin que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin trouve ici l'expression de ma gratitude.

Feghouli Abdel Jalil

DEDICACES

Au nom d'ALLAH, le Miséricordieux, le Très Miséricordieux

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et volonté d'entamer et de terminer ce mémoire, et je remercie infiniment mes chers parents qui m'ont fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille et de ce fait,

Je dédie ce travail :

A ma très chère maman

BOUDALIA FAFI

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles dans ma vie

A mon cher père

HARAOUAT ADDA

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager

Que ce travail traduit ma gratitude et mon respect

*A mes chères sœurs **LINA, DOUAA, BOUTHAINA** et **AMINA** et mes chers frères*

***REDHA, YACINE, ABDEL WAHID, ABDEL KARIM** et **ABDEL BASSET** qui m'ont toujours encouragé ;*

*A mes tantes **MALIKA** et **KARIMA**, et mes oncles **ABDEL HAMID, ABDEL HAKIM, HADJ** et **ELHADJ MOHAMED**, les mots ne peuvent résumer ma reconnaissance et mon amour à votre égard ;*

*A mon binôme et confrère **Feghouli Abdeljalil**.*

A tous mes amis.

Enfin que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

Haraouat Walid Abdel Hamid Abdel Aziz

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer nos remerciements à nos encadreurs M. BEKKI Hadj
et M. ABBADA Ghenam pour avoir accepté de nous encadrer
durant l'élaboration de ce projet de fin d'études et pour leur temps accordé
à nous guider et conseiller.

Notre remerciement s'adresse aussi à l'entreprise G.T.F (groupe travaux Feghouli) pour
nous avoir fourni les données et les documents nécessaires pour la réalisation de ce projet.

Nos sincères gratitude envers tout le staff académique de l'université IBN KHALDOUN TIARET
département de génie civil qui a assuré notre formation dans les meilleures conditions

الملخص

تتعلق هذه الأطروحة بتطوير وبناء تبادل طريق سريع عند التقاطع بين الممر الجنوبي لمدينة تيارت والطريق الوطني رقم 14 باتجاه فرندة يدرج هذا المشروع في إطار تخفيف ازدحام المرور في مسالك السير المحيطة بمدينة تيارت

يتركز عملنا بشكل أساسي على تطوير ستة محاور و يتكون من جزأين: الأول يتعلق بتصميم تبادل من نوع بوق وحلقات ومحولات هي العناصر المكونة للهيكل، والجزء الثاني يتعلق بدراسة هيكل المنشأ الفني الهيكل المختار عبارة عن جسر به عوارض خرسانية مسلحة مدعمة بامتدادين بطول 20 مترا لكل منهما، ويتكون من رصيف و دعامتين.

يتم فصل اتجاهي الدوران بواسطة فواصل خرسانية مما يبسط دراسة الخرسانة المسلحة. تسمح تربة الدراسة ببناء أسس سطحية تم التصميم وحساب الهيكل وفقا للوائح BAEL وتوصيات SETRA وتم نمذجة وحساب الهيكل باستخدام ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS إصدار 2010 الذي ساعدنا على إنشاء و تعزيز العمل.

الكلمات المفتاحية: تبادل الطريق السريع، النمذجة، الهيكل

RÉSUMÉ

Le présent mémoire porte sur l'étude d'aménagement et de structure d'un échangeur autoroutier à l'intersection entre l'Évitement sud de la ville de Tiaret et la route nationale N°14 (RN 14) vers Freneda.

Le projet s'inscrit dans le cadre de désengorgement du trafic sur le périphérique de la ville de Tiaret.

Notre travail comporte deux parties : la première concerne la conception d'un échangeur de type Trempe avec l'aménagement de six axes, des boucles et des bretelles qui sont les éléments constitutifs de l'ouvrage, la deuxième partie concerne l'étude de structure de l'ouvrage d'art.

L'ouvrage choisi est un pont à poutres entretoisées en Béton armé à deux travées de 20m chacune, comportant une pile et deux culées. Les deux sens de circulation sont dissociés par des séparateurs en Béton, ce qui permet de simplifier l'étude de béton armé. Le sol d'étude permet la réalisation des fondations superficielles. Le calcul de la structure a été élaboré conformément au règlement BAEL et les recommandations SETRA. La modélisation et le calcul de la structure ont été effectués en utilisant le logiciel ROBOT Structural Analysis- version 2010, ce qui nous a permis d'établir le ferrailage de l'ouvrage.

Mots clés : Échangeur autoroutier, Modélisation, Structure, Logiciel Robot,

Abstract:

The present work concerns the development and structure study of a highway-interchange at the intersection between the southern bypass of the city of Tiaret and the national road N ° 14 (RN 14) towards Frenda. The project is part of the decongestion of traffic on the avoidance road of the city of Tiaret.

Our work consists of two parts: the first concerns the design of a Trampette-type interchange with the development of six axes, loops and suspenders which are the constituent elements of the structure, the second part concerns the study of the structure of the bridge.

The structure chosen is a bridge with braced reinforced concrete beams with two spans of 20m each, comprising a pile and two abutments. The two directions of circulation are separated by concrete separators, which simplify the study of Reinforced Concrete Bridge. The geotechnical study allows the construction of superficial foundations. The calculation of the structure was carried out in accordance with the BAEL regulations and the SETRA recommendations. The modeling and the calculation of the structure were carried out using the software ROBOT Structural Analysis- version 2010, which allowed us to establish the reinforcement of the structure.

Keywords: Highway-interchange, Modeling, Structural, Robot software,

S O M M A I R E

| | |
|------------------------------|------|
| Dédicaces | I |
| Remerciements | III |
| ملخص | IV |
| Résumé..... | V |
| Abstract | VI |
| Liste des figures | XVI |
| Liste des tableaux | XIX |
| Liste des abréviations | XXII |
| Introduction générale | XXIV |

CHAPITRE-01- :

PRESENTATION DU PROJET

| | |
|--|----|
| 1.1. Introduction | 01 |
| 1.2. Présentation du projet | 01 |
| 1.2.1. Aperçu physico-géographique : | 02 |
| 1.2.2. Contexte géologique locale :..... | 02 |
| 1.2.3. Aperçu climatologique :..... | 03 |
| 1.2.4. Sismicité : | 04 |
| 1.3. Problématique : | 05 |
| 1.4. Objectif du projet :..... | 05 |
| 1.5. Levé topographique : | 05 |

CHAPITRE -02- :

CONCEPTION ET CHOIX DU TYPE D'AMENAGEMENT.

| | |
|---|----|
| 2.1. Introduction :..... | 07 |
| 2.2. Définition et rôle de l'échangeur :..... | 07 |
| 2.3 Constitution des échangeurs :..... | 08 |

| | |
|--|----|
| 2.3.1. Ouvrage d'art : | 08 |
| 2.3.2. Carrefour plan : | 08 |
| 2.3.3. Brettelle : | 08 |
| 2.4. Les différents types d'échangeurs : | 09 |
| 2.4.2.L'échangeur en trompette : | 10 |
| 2.5. Choix du type d'échangeur : | 12 |

CHAPITRE -03- :

ETUDE DE TRAFIC.

| | |
|---|----|
| 3.1. Introduction : | 15 |
| 3.2. Les capacités pratique des différents types de voies : | 16 |
| 3.2.1. Calcul de la capacité : | 17 |
| 3.2.2. Calcul du nombre de voies : | 19 |
| 3.3. Application au projet : | 20 |
| 3.3.1. Pour la RN14 : | 20 |
| 3.3.1.1. Données du trafic : | 20 |
| 3.3.1.2. Projection future du trafic : | 20 |
| 3.3.1.3. Calcul du trafic effectif : | 20 |
| 3.3.1.4. Débit de pointe horaire normal : | 21 |
| 3.3.1.5. Débit admissible : | 21 |
| 3.3.1.6. Le nombre des voies : | 21 |

| | |
|--|----|
| 3.3.2. Pour les boucles et les bretelles : | 21 |
|--|----|

CHAPITRE -04- :

ETUDE GEOMETRIQUE.

| | |
|---|----|
| 4.1. Introduction : | 23 |
| 4.2. Le tracé en plan : | 23 |
| 4.2.1. Définition : | 23 |
| 4.2.2. Règles à respecter dans le tracé en plan : | 23 |
| 4.2.3. Les éléments géométriques du tracé en plan : | 24 |
| 4.2.3.1. Les alignements droits : | 24 |
| 4.2.3.2. Les arcs de cercle : | 24 |
| 4.2.3.3. Les courbes de raccordement : | 25 |
| 4.2.4. Combinaison des éléments du tracé en plan : | 28 |
| 4.2.4.1. Courbe en S (ou à inflexion) : | 28 |
| 4.2.4.2. Courbe a sommet : | 28 |
| 4.2.4.3. Courbe en arc : | 29 |
| 4.2.4.4. courbe en c : | 29 |
| 4.2.5. Vitesse de référence : | 30 |
| 4.2.6.. Vitesse pratiquée : | 30 |
| 4.2.6.1 Fonctionnement des bretelles : | 30 |
| 4.2.6.2. Composition des bretelles : | 31 |
| 4.2.7. Les différents tracés en plan : | 33 |

CHAPITRE -05- :

ETUDE GEOTECHNIQUE.

| | |
|--|----|
| 5.1. Introduction :..... | 42 |
| 5.2. Utilité et objectif de la géotechnique :..... | 42 |
| 5.3. Les moyens de reconnaissance : | 42 |
| 5.3.1. L'étude des archives et documents existants :..... | 42 |
| 5.3.2. Les essais in-situ :..... | 43 |
| 5.3.2.1. Les forages :..... | 43 |
| 5.3.2.2. Les essais de pénétration :..... | 43 |
| 5.3.2.3 Définition sur les essais pressiométriques : | 43 |
| 5.3.2.4. Les essais des plaques :..... | 44 |
| 5.4. Les essais au laboratoire : | 44 |
| 5.4.1. L'analyse granulométrique : | 44 |
| 5.4.2. Équivalent de sable :..... | 44 |
| 5.4.3. Limite d'atterberg :..... | 45 |
| 5.4.4. Essais Proctor :..... | 45 |
| 5.4.5. Essais C.B.R (California Bearing Ratio): | 45 |
| 5.4.6. Essais Los Angeles : | 45 |
| 5.4.7. Essais Micro Deval : | 45 |
| 5.6. Programme d'investigations géotechniques établi pour notre projet:..... | 46 |
| 5.7 Résultats des sondages carottés : | 46 |
| 5.8. Résultats des sondages pressiométriques(NFP 94-110) :..... | 47 |
| 5.9.Essais mécaniques..... | 48 |
| 5.10. Mode de fondation et contrainte admissible : | 49 |
| a) Mode de fondation : | 49 |

| | |
|--|----|
| b) Calcul de fondation d'une fondation superficielle : | 49 |
| 5.11. Conclusions et recommandation: | 49 |

CHAPITRE -06- :

DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE.

| | |
|--|----|
| 6.1. Introduction :..... | 50 |
| 6.2. Définition de la chaussée :..... | 51 |
| 6.2.3. Chaussée souple :..... | 51 |
| 6.2.3.1. Couche de surface :..... | 51 |
| 6.2.3.2. Couche de base : | 51 |
| 6.2.3.3. Couche de fondation : | 51 |
| 6.2.3.4. Une éventuelle couche de forme :..... | 52 |
| 6.3. Les différentes méthodes de dimensionnement :..... | 52 |
| 6.3.1. La méthode C.B.R (californien- bearing- ratio) : | 52 |
| 6.3.2. Méthode A.A.S.H.O (American Association of State Highway and Transportation Official) : | 53 |
| 6.3.3. Méthode L.C.P.C. (laboratoire de contrôle de pont et chaussée) : | 53 |
| 6.3.4. Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP) : | 54 |
| 6.4. Application au projet : | 55 |

CHAITRE -07- :

ASSAINISSEMENT

| | |
|--|----|
| 7.1. Introduction :..... | 57 |
| 7.2. Objectif de l'assainissement : | 57 |
| 7.3. Dimensionnement des ouvrages d'évacuations :..... | 57 |
| 7.3.1. Détermination du débit : | 58 |
| 7.4. Calcul du debit :..... | 58 |
| 7.4.1. Dimensionnement des fossés :..... | 59 |
| 7.3.5. Application de projet : | 61 |

| | |
|---|----|
| 7.3.5. Calcul de debit d'apport BVN : | 62 |
|---|----|

CHAPITRE -08- :

PRESENTATION ET PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE

| | |
|---|----|
| 8.1. Introduction..... | 66 |
| 8.2. Conception longitudinale :..... | 66 |
| 8.3. Conception Transversale :..... | 66 |
| 8.4.1. Poutres | 67 |
| 8.4.2. Shema representatif de la section de poutre :..... | 68 |
| 8.4.3. Prédimensionnement du hourdis..... | 68 |
| 8.4.4. Prédimensionnement des entretoises d'about :..... | 68 |
| 8.4.5. Équipements du pont : | 69 |
| Conclusion | 70 |

CHAPITRE-09- :

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

| | |
|--|----|
| 9.1 Introduction :..... | 73 |
| 9.2 Béton | 73 |
| 9.2.1 Résistances mécaniques | 73 |
| 9.2.2. Déformations longitudinales :..... | 75 |
| 9.2.3 Déformations transversales. Coefficient de Poisson:..... | 76 |
| 9.3.2 Caractéristiques géométriques :..... | 77 |
| 9.3.2.2 Acier :..... | 77 |

| | |
|--|----|
| 9.3.3 Caractères mécaniques | 77 |
| 9.3.3.1 Limite d'élasticité garantie (en traction) | 77 |
| 9.3.3.2 Diagramme contraintes-déformations | 78 |
| 9.4 Caractères technologiques | 78 |
| 9.4.1 Caractères d'adhérence | 78 |
| Conclusion : | 79 |

CHAPITRE -10- :

ETUDE STRUCTURALE DES POUTRES

| | |
|--|-----|
| 10.1. Calcul des sollicitations | 82 |
| 10.1.1. Les charges permanentes des éléments du tablier : | 82 |
| 10.1.2. Les charges totales permanente de tablier : | 84 |
| 10.1.3. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes :..... | 85 |
| 10.1.4 Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières :..... | 85 |
| 10.2 Calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) de GUYON MASSONNET : | 99 |
| 10.3. Calcul des sollicitations réelles dans les poutres : | 102 |
| 10.4. Calcul des sollicitations aux états limites: | 104 |
| 10.5. Calcul des sections d'armatures | 105 |

CHAPITRE -11- :

ETUDE STRUCTURALE DES ENTRETOISES

| | |
|--|-----|
| 11.1. Calcul des sollicitations | 108 |
| 11.2. Calcul des sections d'armatures | 111 |
| 11.2.1 calcul manuel | 111 |
| 11.2.2 Calcul avec ROBOT ANALYSIS (EXPERT):..... | 116 |

CHAPITRE -12- :

ETUDE STRUCTURALE DE L'HOURDIS

| | |
|---|-----|
| 12.1 Introduction..... | 119 |
| 12.2. Calcul du coefficient de majoration applicable au hourdis pour les charges du system B : | 119 |
| 12.3. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes :..... | 120 |
| 12.3.1. Calcul des charges permanentes du tablier | 120 |
| 12.3.2. Calcul du rapport des dimensions du hourdis | 121 |
| 12.3.3. Calcul des sollicitations du hourdis | 122 |
| 12.4.1. Charges localisées de type Br | 123 |
| 12.4.2. Charges localisées décentrées de type Bc | 124 |
| 12.5 Ferrailage de l'hourdis | 127 |
| 12.5.2. Calcul des armatures du hourdis | 129 |

Chapitre -13- :

EQUIPEMENT DE PONT

| | |
|--------------------------------------|-----|
| 13.1. Introduction..... | 132 |
| 13.2. Les appareils d'appuis : | 132 |
| 13.3. Joints de chaussée : | 134 |
| 13.4. Les gargouilles :..... | 135 |
| 13.5. Dispositif de retenue | 135 |

| | |
|---|-----|
| 13.5.1. Type de dispositif de retenue | 135 |
|---|-----|

CHAPITRE -14- :

ETUDE SOMMAIRE DE LA PILE ET LA CULEE

| | |
|--|-----|
| 14.1. La pile | 137 |
| 14.1.2. Introduction..... | 137 |
| 14.2. La culée :..... | 139 |
| 14.2.1. Les différents types de culée :..... | 139 |
| 14.2.3. Corbeau :..... | 139 |
| 14.2.4. Dalle de transition : | 139 |
| 14.2.5. Murs garde grève : | 139 |
| 14.2.6. Murs garde grève : | 140 |
| Conclusion générale | 143 |
| Références bibliographiques | 144 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|-----------|
| Figure 1.1: plan de situation du projet (source : google earth) | 02 |
| Figure 1.2 : Carte geologique..... | 03 |
| Figure 1.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie..... | 04 |
| Figure 1.4 : le levé topographique de la région concernée par l'aménagement..... | 06 |
| Figure 2.1 : Bretelles de base | 09 |
| Figure 2.3 : Échangeur autoroutier en trèfle complet à coté de la zone industrielles Tiaret..... | 10 |
| Figure 2.4 : Échangeur en turbine complète | 11 |
| Figure 2.5 : Échangeur en turbine simplifié..... | 12 |
| Figure 2.6 : échangeur trompette (source auteur réaliser par AUTOCAD)..... | 12 |
| Figure 2.7 : plan synoptique (source auteur réaliser par AUTOCAD)..... | 13 |
| Figure 4.1: Eléments de la clothoïde | 26 |
| Figure 4.3. Courbe à sommet..... | 28 |
| Figure 4.4 :courbe en arc | 29 |
| Figure 4.5 :courbe en C..... | 29 |
| Figure 4.7 : Voie d'accélération (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018..... | 33 |
| Figure 4.8 :Paramètres de conception de l'échangeur | 35 |
| Figure 5.1 :Sondage pressiométrique..... | 48 |
| Figure 6.1 : superposées les unes sur les autres qui permettent la reprise des charges. | 50 |
| Figure 6.2 : Coupe transversale d'une chaussée | 52 |

Figure 7.1 : image montrant la fossé longitudinale 59

Figure 7.2 : Schéma d'écoulement des eaux pluviales60

Figure 7.3 : Schéma du fossé.....60

Figure 7.4 : Schéma du bassin versant..... 61

Figure 7.5 : Schéma d'acculement des eaux pluviaux..... 62

Figure 7.6 : Une buse 63

Figure 8.1 : coupe longitudinale de l'ouvrage 66

Figure 8.2 : Poutre en forme T..... 68

Figure 9.1: diagramme Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures de tous types (source béton armé. Règles BAEL 78

Figure 10.1: Schéma statique représentant la surcharge A(L)..... 87

Figure 10.2: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_t (Moment) 90

Figure 10.3: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_t (Effort)90

Figure 10.4: Schéma représentatif des éléments du système B_r 91

Figure 10.5: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_r (Moment) 91

Figure 10.6 : Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_r (Effort)92

Figure 10.7: Schéma représentatif des éléments du système Mc120 93

Figure 10.8: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de Mc120 (Moment) 93

Figure 10.9: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de Mc120 (Effort) 94

| | |
|--|-----|
| Figure 10.10: Schéma représentatif des éléments du système Me120 | 94 |
| Figure 10.11: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de Me120 ... | 95 |
| Figure 10.12 : Schéma statique représentatif du système de convoi exceptionnel de type E. | 95 |
| Figure 11.1: Schéma de vérinage | 109 |
| Figure 11.2: Diagramme du moments fléchissant à L'E.L.S | 109 |
| Figure 11.3: Diagramme du moments fléchissant à L'E.L.U | 110 |
| Figure 11.4: Diagramme de l'effort tranchant à L'E.L.S | 110 |
| Figure 11.5: Diagramme de l'effort tranchant à L'E.L.U | 110 |
| Figure 12.1: Diffusion d'une charge P localisée sur le plan moyen de la dalle | 123 |
| Figure 12.2: Répartition des moments sur la dalle continue..... | 126 |
| Figure 13.1 : Appareil d'appui..... | 134 |
| Figure 13.2 : Joint de chaussée | 134 |
| Figure 13.3: Les garde-corps en acier..... | 136 |
| Figure 13.4 : barrière béton/métal..... | 136 |
| Figure 13.5 : Les barrières de sécurité | 136 |
| Figure 14.1: Coupe transversal dee la pile..... | 137 |
| Figure 14.3 : Coupe longitudinale (coté Tiaret)..... | 138 |
| Figure 14.3 : Coupe transversal culée C1 | 138 |
| Figure 14.4 : Coupe transversal culée C2 | 141 |
| Figure 14.5 : Coté sur mûr de gardes-rêve..... | 142 |
| Figure 14.6 : Dalle de transition | 142 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau 1.1 : Température de la wilaya de Tiaret en 2019(source : infoclimat.fr) | 03 |
| Tableau 1.2 : Pluviométrie de la wilaya de Tiaret en 2019(source | 04 |
| Tableau 2.1: Bretelles de base(Source : b40 normes technique d'aménagement des routes). | 09 |
| Tableau 3.1: Capacité pratique de la route (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 17 |
| Tableau 3.2: Capacité pratique (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 17 |
| Tableau 3. 3: Coefficient d'équivalence (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » | 17 |
| Tableau 3.4: Coefficient lié à l'environnement (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 18 |
| Tableau 3.5: Coefficient de réduction de capacité(source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 19 |
| Tableau 3. 6: Les capacités théoriques (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 19 |
| Tableau 4.1 : rayons en plan (source : b40 normes technique d'aménagements des routes algérien) | 25 |
| Tableau 4.2 : Vitesse de groupe (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 30 |
| Tableau 4.3 : V en fonction de R, V(R). (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)..... | 32 |
| Tableau 4.4 : Valeurs limites des rayons en plan..... | 32 |

| | |
|--|----|
| Tableau 4.5 : Distance d'insertion (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018..... | 33 |
| Tableau 4.6 : Distance d'accélération..... | 34 |
| Tableau 4.7 :Paramètres de profil en long..... | 38 |
| Tableau 4.8 : Rayon en angle saillant..... | 39 |
| Tableau 4.9 : Déclivité pour diffuseur..... | 39 |
| Tableau 4.10 : Déclivité pour nœuds..... | 39 |
| Tableau 5.1: Sondage pressiométrique SP1:..... | 47 |
| Tableau 5.2: Essai de cisaillement rectiligne..... | 49 |
| Tableau 5.3: Profondeurs d'ancrage des fondations..... | 49 |
| Tableau 6. 1: Coefficient d'équivalence des matériaux..... | 53 |
| Tableau 6.2: Classe du sol support..... | 54 |
| Tableau 6.3. : Épaisseurs réelles et équivalente..... | 55 |
| Tableau 7.1 : Coefficient de ruissellement versant..... | 58 |
| Tableau 7.2: Valeur des caractéristiques physiques du bassin..... | 62 |
| Tableau 9.1: Dosages en ciment (en kg/m ³) (source béton armé. Règles BAEL91)..... | 75 |
| Tableau 9.2: tableau caractéristique géométrique des armatures (source béton armé. Règles BAEL91)..... | 76 |
| Tableau 9.3: tableau des caractères mécaniques et armatures (source béton armé. Règles BAEL91)..... | 77 |
| Tableau 9.4 : tableau de coefficients de fissuration et de scellement des armatures (source béton armé. Règles BAEL91..... | 79 |
| Tableau 9.5: tableau de caractéristiques de béton (source auteur)..... | 80 |
| Tableau 10. 1 : Valeurs de a_1 en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont..... | 86 |
| Tableau 10. 2: Valeurs de V_0 en fonction de la classe du pont..... | 86 |
| Tableau 10.3 : Valeurs des coefficients de pondération b_c en fonction de la classe du pont et du nombre de files..... | 88 |

| | |
|--|-----|
| Tableau 10.4: Expression du moment maximal sous l'effet du convoi Bc dans une travée indépendante | 89 |
| Tableau 10.6 : poids des éléments en travée | 97 |
| Tableau 10.7: Sollicitations dues aux charges permanen | 97 |
| Tableau 10.8: Comparaison des sollicitations analytiques et numériques dans le tablier du pont sans majoration dynamique | 98 |
| Tableau 10.9: Récapitulatif des sollicitations affectées des coefficients de majoration dynamique | 99 |
| Tableau 10.10: Caractéristiques géométriques de la poutre | 101 |
| Tableau 10.11: Tableau récapitulatif des CRT pour la poutre de rive | 102 |
| Tableau 10.12: Tableau récapitulatif des CRT pour la poutre intermédiaire | 102 |
| Tableau 10.13: Récapitulatif des moments pondérés par les CRT | 103 |
| Tableau 10.14: Récapitulatif des efforts pondérés par les CRT | 104 |
| Tableau 10.15: Récapitulatif des sollicitations de calcul des poutres | 105 |
| Tableau 11.1: Récapitulatif des sollicitations dans l'entretoise | 111 |
| Tableau 12.1 Répartition des charges sur la surface d'une dalle | 122 |
| Tableau 12.2 : Récapitulatif des moments en flexion locale | 125 |
| Tableau 12.3 : tableau des moments fléchissant..... | 127 |
| Tableau 12.4: tableau de sollicitation | 128 |
| Tableau 12.5: Récapitulatifs des sections d'aciers pour le hourdis | 130 |

Liste des abréviations

DTP : Direction des Travaux Publics de Tiaret

BAEL : béton Armé au Etat Limites

CMD : Coefficient de Majoration Dynamique

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

B40 : Normes Techniques d'Aménagement des Routes

ICTAAL : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison

ICTAVRU : Instruction sur les Condition Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines

CTTP : Contrôle Technique des Travaux Publics

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussée

SETRA : Service d'Etude sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements

RN14 : Route Nationale 14

CW : Chemins de Wilaya

CC : Chemins communaux

PL : Profil en Long

TN : Terrain Naturel

PK : Point Kilométrique

T.P.C : Terre-plein central

B.D.G : Bande Dérasée Gauche

B.M : Bande Médiane

B.A.U : Bande d'Arrêt d'Urgence

OPM : Optimum Proctor Modifié

I.CBR : Indice de Portance Californian (Californian Bearing Ratio)

B.B : Béton Bitumineux

G.N.T : Grave Non Traitée

G.T : Grave Traitée

B.C : Béton Ciment

G.B : Grave Bitume

GC: Grave Ciment

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Official

T_{JMA} : Trafic Journalier Moyen Annuel

U.V.P : Unité de Véhicule Particulier

BA : Béton Armé

E.L.S : état limite service

E.L.U : état limite ultime

HA : Haute Adhérences

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le besoin d'élargir les réseaux de communication dans les pays en voie de développement, comme l'Algérie, est de plus en plus ressenti vu l'accroissement de la compétitivité industrielle et commerciale aussi bien à l'échelle nationale qu'internationale.

La wilaya de Tiaret à l'instar des autres wilayas, a adopté un programme très promoteur basant principalement sur le réaménagement de son réseau routier existant.

La présente étude d'aménagement d'un échangeur et de structure de l'ouvrage d'art s'inscrit dans ce contexte, dans un souci de développement économique et social urbain, afin d'assurer la fluidité du trafic pour un écoulement libre et en sécurité des grands débits de circulation dont font l'objet de la RN14 vers Freneda et l'évitement sud pour éviter tout croisement à niveau pour diminuer le ralentissement des voies.

Ainsi, tout au long de ce projet, nous allons essayer d'analyser et de proposer un travail rationnel et économiquement rentable afin qu'il puisse répondre aux attentes de la population de la wilaya de Tiaret.

La présente étude comporte deux parties.

- *Partie A* : concerne l'étude d'aménagement de l'échangeur, comportant sept chapitres :

Dans le chapitre 1, on présentera le projet, puis on abordera la conception proprement dite de l'échangeur qui fera l'objet du chapitre 2.

Le chapitre 3 est réservé à l'étude de trafic qui permettra de faire le dimensionnement de la chaussée.

Le chapitre 4 est consacré à l'étude géométrique de la route dans lequel on présentera le tracé en plan, le profil en long ainsi que le profil en travers.

Dans le chapitre 5, on présentera l'étude géotechnique réalisée par le laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest, Unité de Tiaret.

Le dimensionnement du corps de chaussée fera l'objet du chapitre 6, alors que l'étude de l'assainissement routier sera présentée dans le chapitre 7.

La partie B: concerne l'étude de l'ouvrage d'art de l'échangeur, est structurée en 7 chapitres :

On présentera tout d'abord le prédimensionnement de l'ouvrage à travers le chapitre 8.

Le chapitre 9 est réservé aux caractéristiques des matériaux utilisés, alors que le chapitre 10 et 11 seront consacrés à l'étude de la structure des poutres et des entretoises respectivement.

L'étude structurale de l'hourdis fera l'objet du chapitre 12.

En ce qui concerne les équipements de pont et l'étude sommaire de la pile et la culée, ils seront présentés, respectivement, dans les chapitres 13 et 14.

Nous terminons notre mémoire par des conclusions générales des résultats auxquelles nous nous sommes arrivés et des perspectives quant à la continuité de ce travail.

CHAPITRE 01 :
Présentation du Projet

CHAPITRE 01 : Présentation du Projet

1.1. Introduction

Au fil de temps, la route est née du passage des personnes ou des animaux sur un même territoire. L'ancienne piste est née. Le summum de la technologie routière a été atteint par les constructeurs romains qui avaient construit des routes en pierre au Moyen âge. Avec le développement d'aujourd'hui, la route moderne est devenue une plate-forme large et claire de deux voies ou plus qui doit résister aux forces statiques et dynamiques des véhicules et dont la géométrie est conforme à des réglementations et à des normes bien définies. La route est donc un moyen de communication qui relie un point à un autre pour assurer le transport des personnes et de leurs marchandises. L'un des problèmes fréquemment rencontrés dans les projets d'infrastructures routières est souvent lié à l'insuffisance du réseau existant, soit par défaut, soit par saturation. Cette dernière est souvent due à l'accumulation de trafic. Il en résulte des points de conflit à l'intersection d'une route avec une autre. d'où un problème de répartition du trafic vers les différentes directions.

Cela a conduit à la recherche de nouveaux projets. L'intérêt de notre étude est donc de concevoir un échangeur qui assure la mobilité et la fluidité du trafic à l'évitement Sud Frenda avec la route nationale N°14 (RN14)

1.2. Présentation du projet

La wilaya de Tiaret occupe une superficie de 20 673 Km², elle abrite une population de 846 823 habitants en 2019. Elle est subdivisée en 42 communes et 14 daïras. (Population.data.net) Son réseau routier dense de près de 3000 km repartit comme suit : (Source DTP Tiaret)

- (CC) : Chemins communaux avec un linéaire de 1500km.
- (CW) : Chemins de Wilaya avec un linéaire de 686km.
- (RN) : Routes Nationales avec un linéaire de 708km.

Et 90 dont beaucoup de ses sections sont devenues impraticables se elles ne génèrent de boires mais aussi dangereux pour le trafic routier

La présente étude a pour objet de définir le programme d'épreuve de chargement de l'ouvrage d'art de l'échangeur RN14 vers Frenda-évitement sud de la wilaya de Tiaret qui est un passage supérieur à deux travées en béton armé.

- L'itinéraire du projet se situe dans un relief moyennement plat.

Et se caractérise par de faibles sinuosités (E2), et la vitesse de base du projet est de 80Km/h pour la RN14 et 100 km/h pour l'autoroute.

- Le terrain étudié se situe à l'Est de la ville de TIARET et à environ 7 km du chef lieu. Les coordonnées UTM du centre du projet sont :

X=354118 mE (source: DTP Tiaret)

Y=3917204 mN (source: DTP Tiaret)

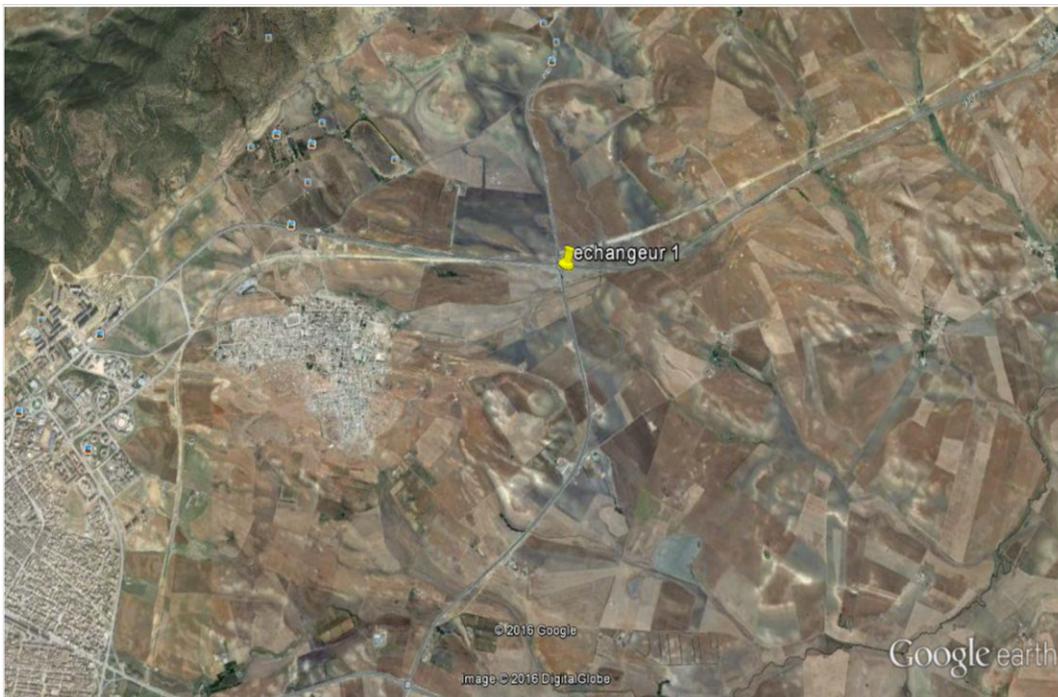


Figure 1.2: photo satellitaire de la position du projet (source : google earth)

1.2.1. Aperçu physico-géographique :

La wilaya de Tiaret fait partie de la région des haut plateaux. Elle est située au nord-ouest de l'Algérie, bordée par les provinces de Tissemsilt et Relizane au nord, Laghouat et El Bayadh au sud, Djelfa à l'est, Saïda à l'ouest et la wilaya de Mascara.

Le domaine des hauts plateaux débute par des massifs gréseux de Koudiat Lambia et Djebel Guezoul pour passer au plateau de SERSOU au sud. Les parties centrales et Sud du territoire

sont marqué par des dépressions de faibles profondeurs et de larges vallées, les massifs sont représentés par les chaines de Ghertoufa et les monts de Frenda.

L'altitude varie de 900m-1200m.

1.2.2. Contexte géologique locale :

Notre projet se situe au sud-ouest de la ville de Tiaret, dont les formations géologiques appartiennent à l'ère marine du Miocène supérieur (calcaire, grès, argile : voir extrait de la carte des substances utiles de la province de Tiaret) (Figure 1.2).

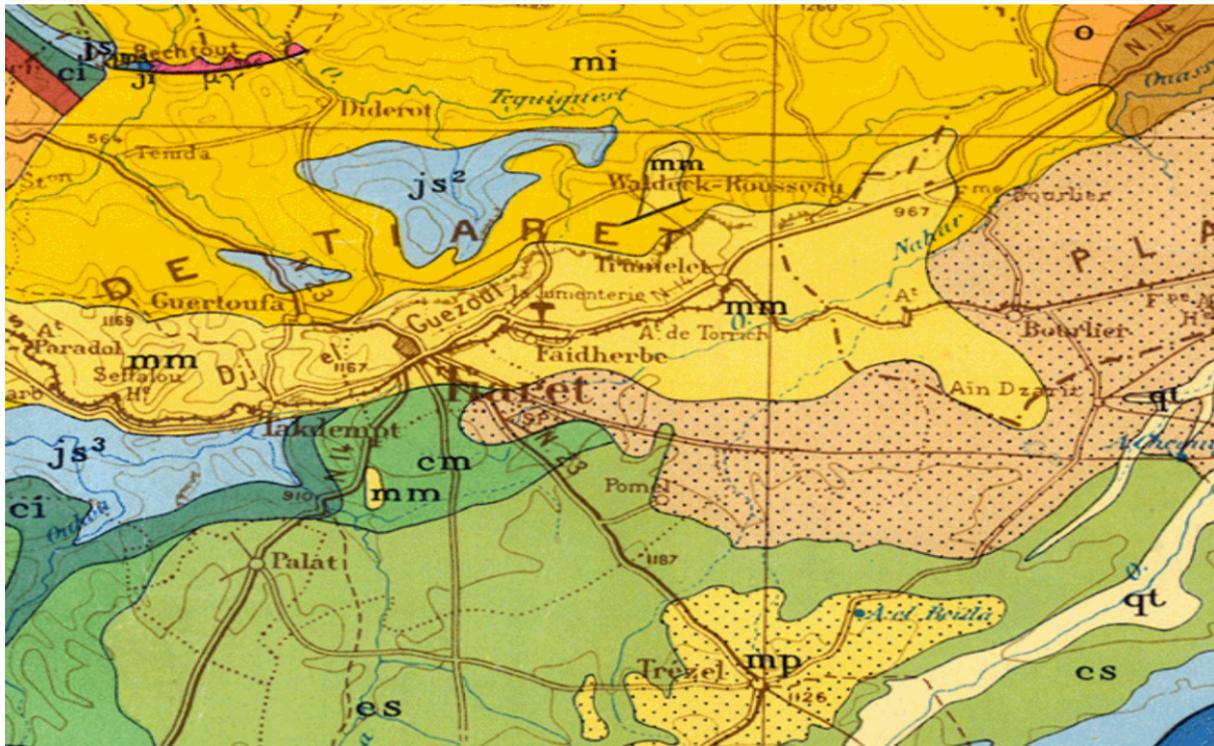


Figure 1.3: Carte géologique à l'échelle 1/500 000

1.2.3. Aperçu climatologique :

Le climat de Tiaret est défini par deux périodes :

- Un été chaud et sec avec une température moyenne de 24°C.
- Un hiver rigoureux, accompagné souvent par des chutes de neige, la température moyenne enregistrée est de 7.2 °C.

Tableau 1.1 : Température de la wilaya de Tiaret en 2019(source : infoclimat.fr)

| Mois | Ja | Fe | Ma | Avr | Mai | Juin | Jui | Aou | Sep | Oct | Nov | Dec | An |
|-------------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|
| Temp moyenne (°C) | 5.2 | 5.9 | 8.9 | 11.5 | 15.7 | 23.3 | 27.8 | 27.0 | 22.3 | 16.5 | 10.1 | 9.0 | 15.3 |

La ressource en eau représente un enjeu déterminant pour le développement de la région avec une pluviométrie très variable :

Tableau 1.2 : Pluviométrie de la wilaya de Tiaret en 2019(source :infoclimat.fr)

| Mois | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Jui | Aout | Sep | Oct | Nov | Dec | An |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|-----|------|------|-------|
| Pluio métrie (mm) | 89.1 | 19.8 | 19.9 | 29.8 | 17.6 | 0.8 | 5.9 | 2.2 | 38.3 | 6.6 | 62.9 | 38.0 | 330.9 |

1.2.4. Sismicité :

La wilaya de Tiaret est située dans la zone de moyenne sismicité (II a). La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

En effet, pour le calcul dynamique des ouvrages projetés, il ya lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur. (Source: étude géotechnique ouvrage d'art de EURL STUDY ENGINEERING)

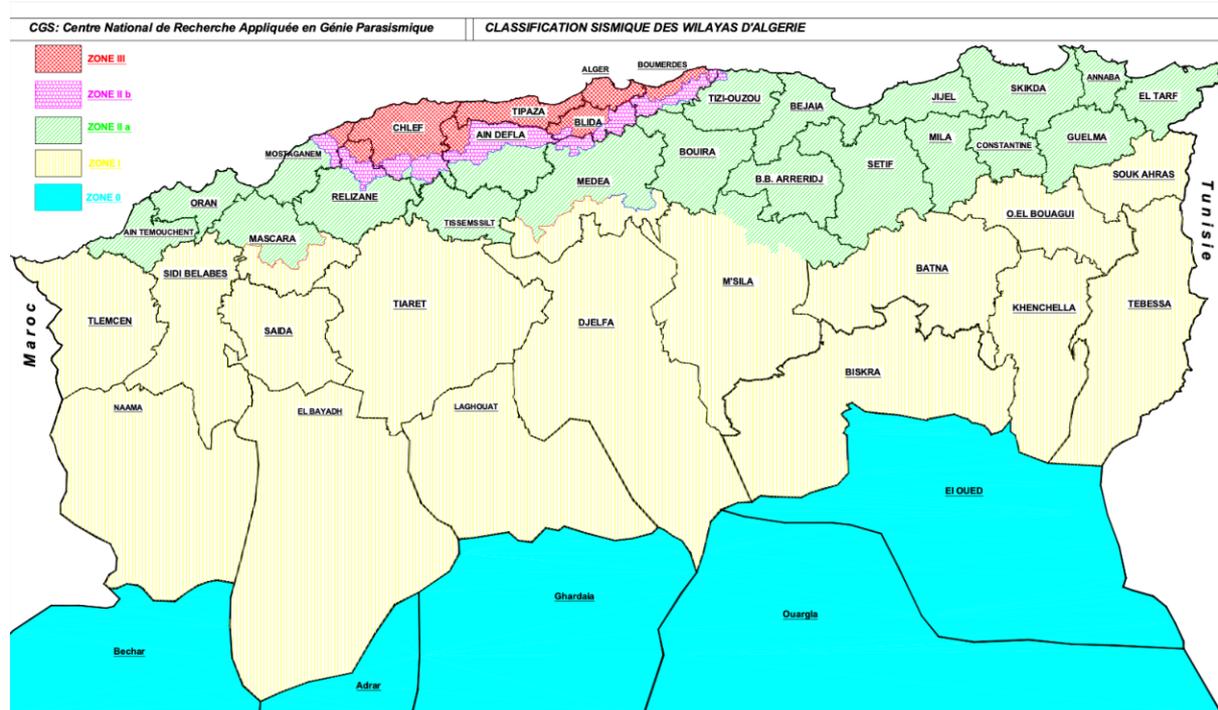


Figure 1.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

1.3. Problématique :

La route nationale N°14 (RN14) et évitement sud sont des doubles voies qui se relient dans un rond-point. Et à cause de l'excès de vitesse de différents véhicules qui prends cette route et la difficulté pour les usagers dans leurs déplacements a cause de mauvaise condition de confort et sécurité (faibles éclairages, manque de signalisation ect...) beaucoup d'accidents fatales sont survenues ce qui a conduit les autorités local de mettre des dos-d'âne et des plaque de signalisations cette procédure a conduit à des contraintes et des reprises.

1.4. Objectif du projet :

L'objectif principal consiste à concevoir un échangeur de type trompette dans le but de :

- Réduire les embouteillages,
- Installer des structures modernes pour améliorer le cadre de vie des citoyens.
- Sécuriser les usagers de la route et les citoyens en général,

Pour atteindre l'objectif visé, notre travail a été structuré comme suit :

- Etude du trafic pour justifier l'utilité de l'aménagement prévu,
- Etudier la géométrie en plan, les profils en longs et les profils en travers du projet,
- Dimensionnement du corps de chaussées,

- Calcul de l'ouvrage d'art,
- Calcul des Cubatures,
- Etude d'assainissement du projet,
- Signalisation.
- Devis quantitatif et estimatif.

1.5. Levé topographique :

Un levé topographique a pour objectif de récolter les données existantes sur le terrain en vue de leur transcription, à une échelle réduite sur un plan. L'acquisition de ces données se fait grâce à l'utilisation des appareils topographiques.

Le levé topographique de la zone d'aménagement est représenté ci-dessous.

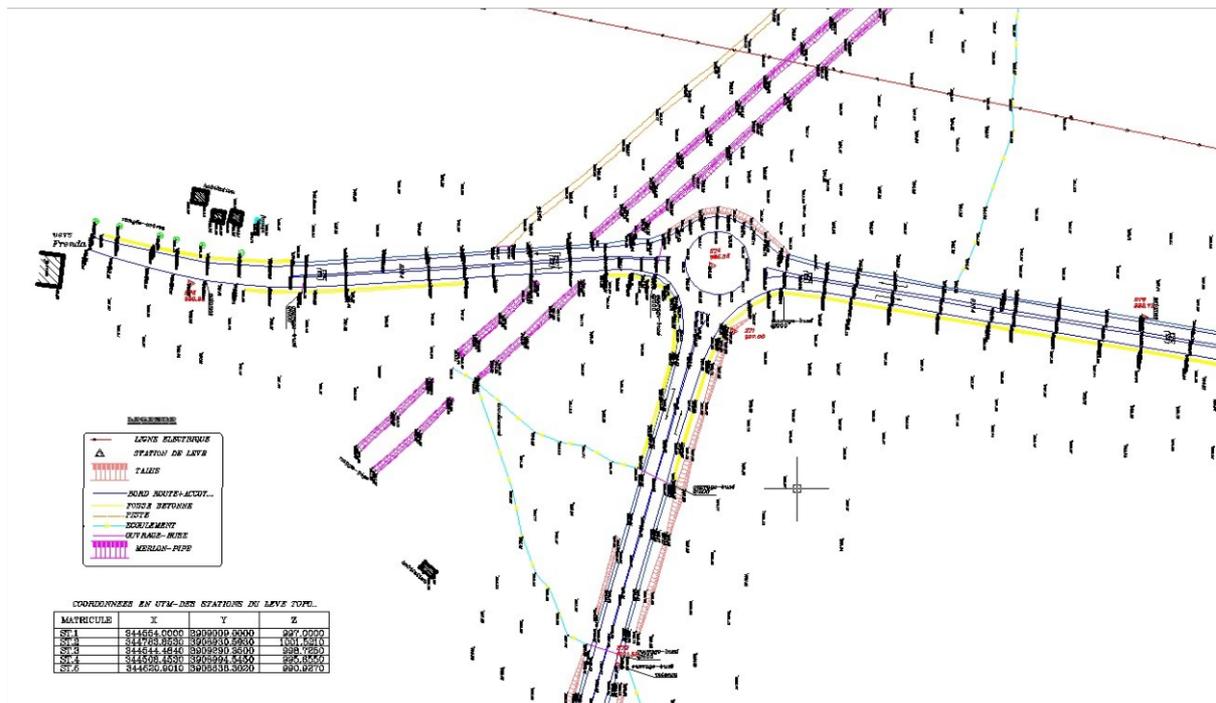


Figure 1.4 : le levé topographique de la région concernée par l'aménagement.(B.E.T)

CHAPITRE 2 :
CONCEPTION ET CHOIX DU TYPE
D'AMENAGEMENT

CHAPITRE 2 : CONCEPTION ET CHOIX DU TYPE D'AMENAGEMENT**2.1. Introduction :**

Les infrastructures de transport, en particulier les routes, doivent avoir des avantages économiques et sociaux. Le transport doit s'effectuer dans le confort et la sécurité des usagers de la route, le plus rapidement et le plus facilement possible pour gagner du temps. Compte tenu du volume de trafic sur la RN14, la construction d'un échangeur au carrefour avec l'autoroute s'imposait. Compte tenu de l'espace disponible, nous avons choisi un échangeur nécessaire et suffisant pour faciliter cette circulation. Pour mener à bien un tel projet, il y a une étape essentielle à la réussite : la conception. Il s'agit d'une étape décisive car elle permet le développement du projet en tenant compte du coût et de la pérennité du projet.

2.2. Définition et rôle de l'échangeur :

Un échangeur autoroutier est un ensemble de bretelles routières pour conduire sur l'autoroute ou la quitter, et prendre une autre ou utiliser le réseau routier ordinaire.

Les échangeurs sont situés aux intersections entre les autoroutes, ou entre les autoroutes et d'autres types de routes. Ils aident à éviter tout passage à niveau et toute décélération sur les voies principales de l'autoroute.

Ainsi, selon le type de voie auquel il se connecte, un échangeur peut être spécifié des manières suivantes :

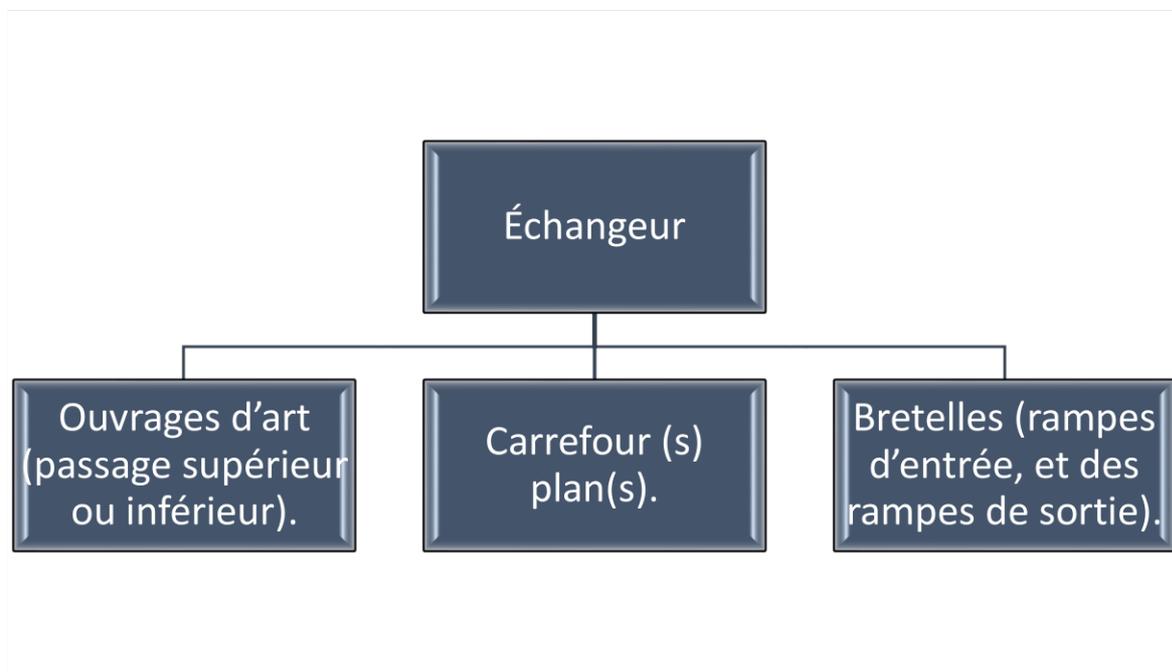
- a) Bifurcation : raccordement de deux autoroutes de forme Y ou T.
- b) Croix (ou croisement) : raccordement de deux autoroutes de forme X.
- c) Nœuds : raccordement d'une voie rapide avec une autre voie rapide.
- d) Diffuseur : raccordement d'une voie rapide au réseau de voies urbain classique.

Le rôle d'échangeur se résume par :

- D'éviter les contraintes d'arrêt et de reprise.
- Réduire les problèmes d'accidents en évitant les points de conflit.
- De diminuer le ralentissement des voies.
- D'assurer la continuité du réseau autoroutier.
- De desservir plusieurs directions.
- Distribuer les flux dans les différentes directions, selon l'ordre d'importance.

- 2.3 Constitution des échangeurs :

Un échangeur est constitué des éléments suivants :



2.3.1. Ouvrage d'art :

Pour qu'une voie traverse un obstacle ou un autre, une œuvre d'art doit être installée : un pont, qui est généralement un projet surélevé construit in situ. Dans notre cas, il s'agit d'un ouvrage qui permet à l'autoroute de passer par la route nationale (RN14) en contrebas.

On peut déterminer le nombre des ponts en fonctions des conditions de coordinations profil en long- trace en plan ,les conditions de réglementations et de conception le type d'échangeur à implanter et les contraintes du site d'implantation.

2.3.2. Carrefour plan :

Il n'y a de carrefours horizontaux qu'à la jonction des autoroutes et des routes ordinaires, et leur tracé doit tenir compte de facteurs tels que la sécurité, la commodité et la vitesse, et un compromis doit être recherché entre ces conditions pour combiner affaires et divertissements.

2.3.3. Brettelle :

Sur le côté droit de la route envisagée, la voie est dégagée pour vous permettre de rejoindre une autre route. Là où elle quitte la route, la bretelle commence dans la voie d'accélération et se termine dans la voie de décélération pour revenir à l'autre route. Selon leur forme et leur fonction, la diagonale est la voie qui permet de tourner à droite sans marcher sur l'œuvre, tandis que l'anneau est la voie qui permet de tourner à gauche sur le pont.

on peut citer trois types de bretelles définissent les différents types d'échangeurs et leur utilisation est en fonction du débit qu'elles vont écouler.

Tableau 2.2: Bretelles de base(Source : b40 normes technique d'aménagement des routes)

| Bretelle | Boucle | Diagonal | Anse |
|--------------------------|--------|----------|-----------|
| Débit de pointe en (V/h) | <1500 | 500-1000 | 1000-2000 |

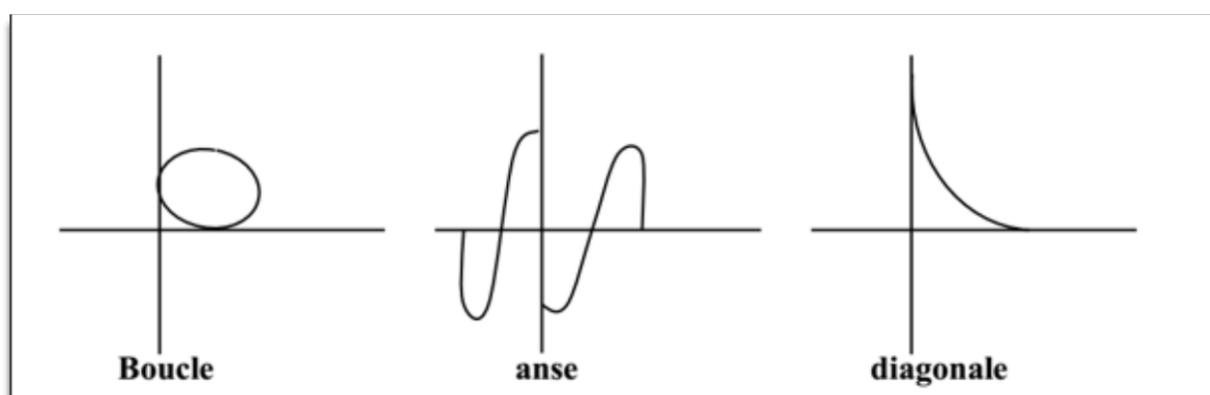


Figure 2.1 : Bretelles de base

2.4. Les différents types d'échangeurs :

Pour choisir l'échangeur qui convient le mieux, il faut tenir compte en premier lieu de la classification des routes qui se croisent. On trouve plusieurs types d'échangeurs dont entre autres :

- L'échangeur en trompette.
- L'échangeur en trèfle.
- L'échangeur en turbine.
- L'échangeur en losange.

- L'échangeur en trompette :

Les échangeurs en trompette sont actuellement le type le plus répandu sur les autoroutes algériennes. Cela a à voir avec le système d'exploitation de ce réseau. Pour les autoroutes conçues avec un système de péage fermé, le type de trompette assure des transferts entre la voie principale et la voie transversale. Cependant, cette configuration, plus adaptée au système de péage, nécessite la construction de deux ouvrages d'art. Une attention particulière doit être portée aux zones situées en amont de la boucle ou des rampes semi-directionnelles dans le cas du système "boucle de sortie", l'utilisateur doit s'adapter à son comportement et sa vitesse.



Figure 2.2 : Échangeur en trompette

L'échangeur en Trèfle :

Un trèfle est un échangeur constitué d'un ensemble d'anneaux et de diagonales qui forment des rampes de liaison ; c'était l'un des premiers types d'échangeurs à apparaître aux États-Unis dans les années 1930. Ainsi, on peut citer deux (2) espèces de trèfle :

Le trèfle complet :

C'est un immense échangeur qui nécessite une très grande emprise, et l'encombrement du trafic est généralement justifié. Il possède quatre boucles, quatre diagonales, et permet toutes les connexions sans passer par une œuvre d'art. Cette configuration a l'avantage d'assurer une libre circulation dans toutes les directions. Son inconvénient est qu'il nécessite un encombrement très important et qu'il est très coûteux.

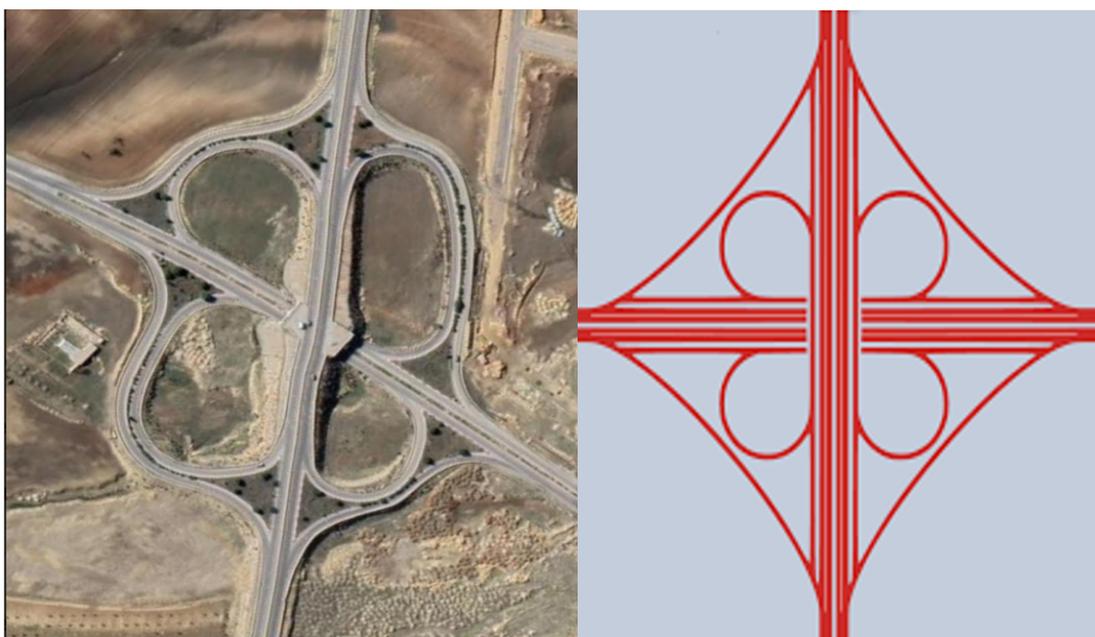


Figure 2.3 : Échangeur autoroutier en trèfle complet à coté de la zone industrielles Tiaret

- L'échangeur en turbine :

Cet échangeur a la même surface qu'un échangeur en trèfle, mais il a un avantage de plus lequel : l'anneau du trèfle a un rayon assez serré pour éviter de trop s'étendre, d'où l'obligation de réduire fortement sa vitesse (parfois jusqu'à 30 km)/h), donc la capacité est limitée et le risque de sortie de route augmente, tandis que la turbine atteint un rayon de courbure plus grand. Il existe deux types d'échangeurs de turbine :

- L'échangeur en turbine complète :

Chaque chaussée convergente dispose de deux sorties, une chaque sens de l'autoroute croissante. Les voix en provenance des deux directions de la route croissante convergent avant de constituer une bande de lancement unique. Son inconvénient principal est au niveau des dédoublements et des convergences où les pentes sont assez importantes afin de permettre au flux confluent et divergent de se croiser à des niveaux différents.

Il y a deux sorties pour chaque voie, une pour chaque direction de l'autoroute montante. Les voix provenant des deux directions de la voie d'ascension convergent avant de former une seule bande unique de lancement. Son principal inconvénient se situe au niveau de dédoublement et de la convergence, où la pente est très importante afin de permettre aux flux confluent et divergent de se croiser à différents niveaux.



Figure 2.4 : Échangeur en turbine complète

- L'échangeur en turbine simplifié :

Chaque direction a une sortie avec des voies séparées desservant les deux directions de l'autoroute en pleine croissance. Les deux directions de la voie de remontée convergent avant de former une zone de lancement unique.

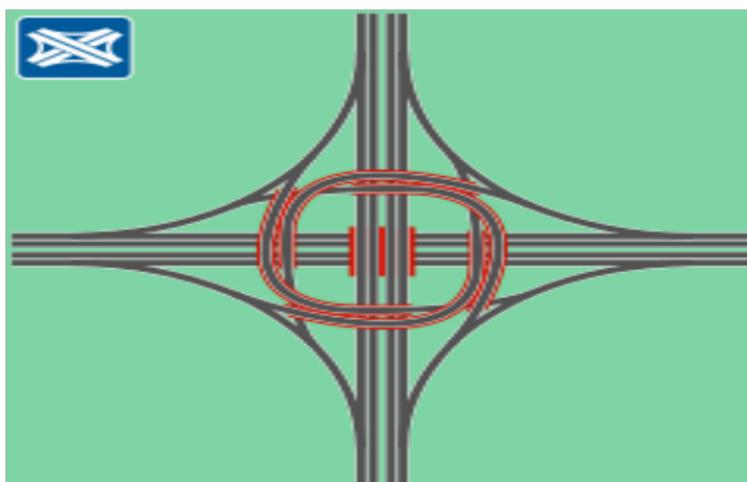


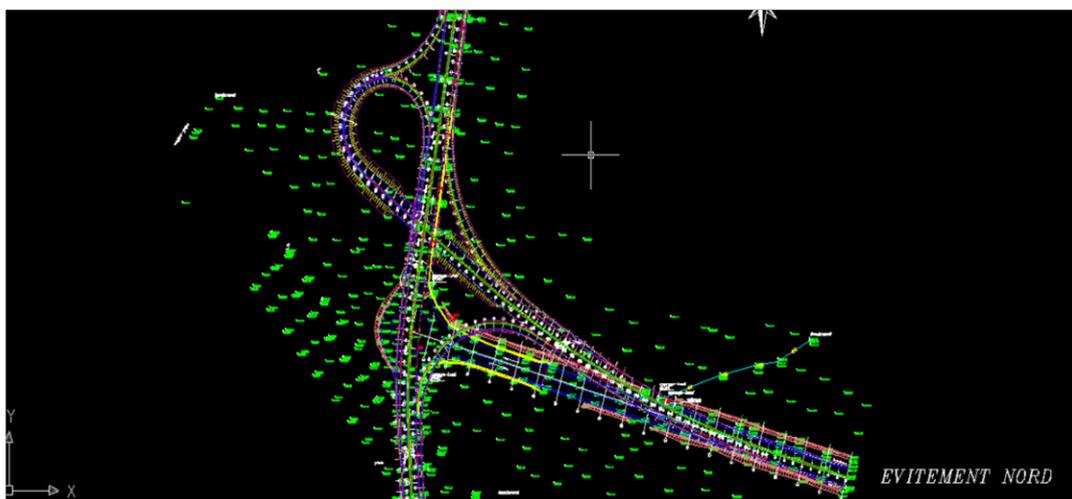
Figure 2.5 : Échangeur en turbine simplifié

2.5. Choix du type d'échangeur :

Notre échangeur va relier la RN14 en (2×2voies) avec l'évitement sud vers Frenda en (2×2voies). La RN14 étant très convoité avec un trafic d'environ 14809 V/J (en 2014), et vue l'importance du trafic prévu pour l'autoroute, nous devons choisir un échangeur capable de le

fluidifié. Nous avons ainsi opté pour l'échangeur de type trompette complet pour les raisons suivantes :

- Pour une route conçue avec un système de péage fermé
- La disponibilité de l'espace.
- Offrir une bonne sécurité et une bonne visibilité aux usagers.
- Le gain de temps.
- Et enfin son côté esthétique.



○ **Figure 2.6 :** échangeur trompette (source auteur réaliser par AUTOCAD)



○ **Figure 2.7 :** plan synoptique (source auteur réaliser par AUTOCAD)

CHAPITRE 3 :
ETUDE DE TRAFIC

CHAPITRE 3: ETUDE DE TRAFIC.**3.1. Introduction :**

La recherche sur les transports est la donnée nécessaire à la réflexion sur le développement des infrastructures de transport il s'agit d'une étude de trafic. Elle affectera directement les caractéristiques de la voie à créer et les caractéristiques du trottoir.

Par conséquent, une approche systématique est nécessaire visant à comprendre le trafic. Le premier est un recensement des états existants qui permet :

- Prioriser les réseaux routiers selon les fonctions qu'ils remplissent ;
- Mettre l'accent sur les difficultés de mobilité (et leur impact sur l'activité humaine).

Pour connaître le volume et la nature du trafic en un point et un instant donné, il faut compter, ce qui nécessite une bonne logistique et une bonne organisation. Pour obtenir le trafic, diverses méthodes peuvent être utilisées, y compris les relevés de trafic et le comptage des routes, manuel ou automatique.

Dans cette logique, l'étude de trafic est une donnée nécessaire à la réflexion sur le développement des infrastructures de transport. Elle affectera directement les caractéristiques de la voie à créer et les caractéristiques de la chaussée.

On présente les différentes options possibles : nécessité ou non de s'écarter des zones d'agrégation, routage par rapport aux agglomérations, géométrie des carrefours et dimensionnement des routes en fonction du trafic cumulé des poids lourds.

- Pour mieux naviguer dans cette section, il est important de définir quelques termes communs :

Trafic de transit

origine et destination en dehors de la zone étudiée

Trafic d'échange

Origine à l'intérieur de la zone étudiée et destination à l'extérieur de la zone d'échange ou réciproquement

T.J.M.A. (trafic journalier moyen annuel)

Égal au trafic total de l'année divisé par 36

U.V.P

Exprimé par jour ou par heure, on tient compte de l'impact plus important de certains véhicules

Trafic local

Trafic qui se déplace à l'intérieur de la zone étudiée

3.2. Les capacités pratique des différents types de voies :

La capacité réelle est le débit horaire moyen à saturation. Il s'agit du volume horaire de trafic, et le moindre événement dépassant ce nombre d'heures est susceptible de provoquer des embouteillages. La capacité dépend :

- Conditions météorologiques ;
- Distances de sécurité ;
- Les caractéristiques géométriques de la route.

Les valeurs ci-dessous en UVP/jour conviennent aux étendues de rase campagne, aux intersections extérieures et aux zones relativement plates.

Tableau 3.7: Capacité pratique de la route (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Type de voie | Seuil de gêne | Seuil de saturation |
|--------------|---------------|---------------------|
| 2 Voies | 850 | 15 000 |
| 3 Voies | 12 000 | 20 000 |
| 2X2 Voies | 25 000 | 45 000 |
| 2X3 Voies | 40 000 | 65 000 |

Si l'on considère le débit horaire, c'est-à-dire UVP/H dans les deux sens, alors pour une route à une voie et à deux voies de 3,50 m, les résultats sont les suivants.

Tableau 3.8: Capacité (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Seuil | Trafic en UVP / H pour les 2 sens |
|-------------------------------|-----------------------------------|
| Seuil de gêne | 750 |
| Seuil de circulation dense | 1100 |
| Seuil de risque de congestion | 2000 |

3.2.1. Calcul de la capacité :

La procédure de détermination de nombre de voies :

- Le choix du nombre de voies dépend de la comparaison entre l'offre et la demande, c'est-à-dire le débit autorisé de l'année d'exploitation et le volume de trafic prévisible. Il est donc nécessaire d'évaluer le trafic horaire aux heures de pointe pour 10 ans d'exploitation.
- Calcul des trafics effectifs :

Il s'agit de la quantité de trafic convertie en une unité de véhicule spécifique (U.V.P.) en fonction du type de route et de l'environnement. Pour ce faire, nous convertissons PL en (UVP) en utilisant des coefficients d'équivalence.

- Le trafic effectif donné par la relation :
- $T_{\text{eff}} = [(1 - Z) + P \cdot Z] \cdot T_{\text{JMA}_h}$
- T_{eff} : trafic effectif à l'horizon en (UVP/j)

- Z : pourcentage de poids lourds (%).
- P : coefficient d'équivalence pour le poids lourds, il dépend de la nature de la route.

Tableau 3. 9: Coefficient d'équivalence (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Environnement | E1 | E2 | E3 |
|-------------------------------|-----|------|-------|
| Route à bonne caractéristique | 2-3 | 4-6 | 8-12 |
| Route étroite | 3-6 | 6-12 | 16-24 |

✓ **Débit de pointe horaire normal :**

Le débit de pointe horaire normal est une fraction du trafic effectif à l'horizon, il est donné par la formule :

- $Q = \left(\frac{1}{n}\right) * T_{eff}$
- $\left(\frac{1}{n}\right)$: Coefficient de pointe prise égale 0.12.
- Q: est exprimé en UVP/h.
- Débit horaire admissible :
- Le débit horaire maximal est exprimé par la formule suivante :

$$Q_{adm} \text{ (UVP/h)} = K_1 * K_2 * C_{th}$$

- K_1 : coefficient lié à l'environnement.
- K_2 : coefficient de réduction de capacité.
- C_{th} : capacité effective par voie, qu'un profil en travers peut écouler en régime stable.
- Avec:
- Valeurs de K_1 :

Tableau 3.10: Coefficient lié à l'environnement (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Environnement | E1 | E2 | E3 |
|---------------|------|------|-------------|
| K1 | 0.75 | 0.85 | 0.90 à 0.95 |

- Valeurs de K_2 :

Tableau 3.11: Coefficient de réduction de capacité (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Environnement | Catégorie de la route | | | | |
|---------------|-----------------------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| E1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| E2 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.98 | 0.98 |
| E3 | 0.91 | 0.65 | 0.97 | 0.96 | 0.96 |

- Valeurs de C_{th} : Capacité théorique du profil en travers en régime stable

Tableau 3. 12: Les capacités théoriques (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Catégorie de route | Capacité théorique |
|----------------------------|--------------------|
| Route à 2 voies de 3,5 m | 1500 à 2000 uvp/h |
| Route à 3 voies de 3,5 m | 2400 à 3200 uvp/h |
| Route à chaussées séparées | 1500 à 1800 uvp/h |

3.2.2. Calcul du nombre de voies :

- Cas d'une chaussée bidirectionnelle :
- On compare Q à Q_{adm} et on prend le profil permettant d'avoir : $Q_{adm} \geq Q$
- Cas d'une chaussée unidirectionnelle :
- On calcule le nombre de voie par la relation suivante :
- $n = \delta * Q / Q_{adm}$
- Avec :
- δ : coefficient dissymétrie
- Q_{adm} : débit admissible par voie.

3.3. Application au projet :

3.3.1. Pour la RN14 :

3.3.1.1. Données du trafic :

- Le comptage effectué en 2014 a donné lieu à un trafic de 14809 v/j
- Le taux d'accroissement annuel du trafic = 4%
- La vitesse de base $V_b = 80$ Km/h

- Le pourcentage de poids lourds $Z = 18,4 \%$
- Année de mise en service est 2020
- La durée de vie du projet est de 10 ans.

3.3.1.2. Projection future du trafic :

- L'année de mise en service (2020)

$$TJMA_h = TJMA_0 (1 + \tau)^n$$

- Avec :

$TJMA_h$: trafic à l'horizon (année horizon 2030)

$TJMA_0$: trafic à l'année de mise en service (année 2020)

τ : taux d'accroissement annuel du trafic

- $TJMA_{2020} = 14809 * (1 + 0,04)^4 = 17325 \text{ V/j.}$
- Trafic à l'année (2030) pour une durée de vie de 10 Ans
- $TJMA_{2030} = 17325 * (1 + 0,04)^{10} = 25645 \text{ V/j.}$

3.3.1.3. Calcul du trafic effectif :

$$T_{\text{eff}} = [(1 - Z) + PZ] TJMA_h$$

T_{eff} : trafic effectif à l'horizon.

Z : pourcentage de poids lourd (18,4%) P : coefficient d'équivalence

$P = 4$ (route à 2x2 voies, E2)

$$T_{\text{eff}} = [(1 - 0.184) + 4 * 0.184] * 25645 = 39801 \text{ uvp/j.}$$

3.3.1.4. Débit de pointe horaire normal :

Le débit de pointe normale est une fraction du trafic effectif à l'horizon h, il est exprimé en uvp/h

- $Q = (1/n) * T_{\text{eff}}$

- Avec:
- $1/n$: coefficient de pointe horaire pris est égal à 0.12
- $Q = 0.12 \times 39801 = 4776$ UVP/h
- $Q = 4776$ UVP/h

3.3.1.5. Débit admissible :

Le débit admissible que supporte une section donnée est :

- $Q_{adm} = K_1 * K_2 * C_{th}$
- K_1 : coefficient correcteur pris égal à 0.85 pour E2
- K_2 : coefficient correcteur pris égal à 0.99 pour environnement (E2) et catégorie (Cat II)
- C_{th} : capacité théorique
- $C_{th} = 2000$ (d'après le B40 pour E2, Cat II et pour une Route à chaussée séparée)
- $Q_{adm} = 0,85 * 0.99 * 2000$
- $Q_{adm} = 1683$ uvp/h

3.3.1.6. Le nombre des voies :

- $n = \delta * (Q / Q_{adm})$
- Avec $\delta = 2/3$ (sens le plus chargé)
- $N = (2/3) * (4776 / 1683) = 1,89$
- Donc : $N = 2$ voies/sens.

3.3.2. Pour les boucles et les bretelles :

On a : pour TJMA2014=4000 V/j, $Z=18.4\%$, $\tau=4\%$, $n=10$ ans.

$P=6$ (terrain plat, environnement E2).

- TJMA2020=4680V/j.
- TJMA2030=6926 V/j.
- $T_{eff} = 13298$ UVP/j.
- $Q_{2030} = 0.12 * T_{eff} = 1596$ UVP/j.
- $Q_{adm} = 0.85 \times 99 \times 2000 = 1683$ UVP/j.

- Le nombre de voies :
- $N = (2/3) * (1596/1683) = 0.63$
- Donc le profil des boucles et bretelles est d'une (1) voie de 4m.

CHAPITRE 4 :
ETUDE GEOMETRIQUE

CHAPITRE 4 : ETUDE GEOMETRIQUE**4.1. Introduction :**

L'étude géométrique est nécessaire pour éviter les patinages et assurer le confort, la sécurité et une bonne visibilité du conducteur. Plusieurs éléments caractérisent la géométrie d'une route lesquels :

- Le tracé en plan
- La coupe longitudinale
- La coupe transversale.

4.2. Le tracé en plan :**4.2.1. Définition :**

Il s'agit d'une projection à échelle réduite de l'axe routier sur le plan horizontal. Il se compose de :

- Alignements droits ;
- Arcs de cercle ;
- Courbes à courbures progressives (clothoïde).

et se caractérise par une vitesse de référence qui peut définir les caractéristiques géométriques nécessaires à tout aménagement routier. Son rôle est d'assurer la sécurité et le confort de l'utilisateur tout en s'intégrant le plus possible au terrain du site.

4.2.2. Règles à respecter dans le tracé en plan :

- Il faut respecter certaines recommandations pour avoir un meilleur choix Technico-économique lesquels :
- Adapter le tracé afin d'éviter les terrassements importants
- Respecter l'environnement
- Respecter les points de départ et d'arrivée ;
- Éviter de passer sur les terrains agricoles ;
- Éviter de traverser des vallées sèches pour minimiser le nombre de constructions coûteuses ;
- Tenir compte des réseaux, (conduites de gaz installations électriques etc.) ;
- Éviter les sites qui sont sujets à des problèmes géologiques ;

- Éviter les sections rectilignes de grandes longueurs ;
- Éviter la démolition du bâti.

4.2.3. Les éléments géométriques du tracé en plan :

4.2.3.1. Les alignements droits :

Ce sont les éléments géométriques les plus simples à construire, déterminée par les normes suivantes :

- ✓ La longueur maximale d'un alignement ne dépasse pas la longueur parcourue par la vitesse de base durant une minute : $L_{max} = 60 \cdot V_b$ (m /s)
- Lorsqu'elle est à la longueur minimale, elle ne peut être inférieure à la distance parcourue à la vitesse de base en un temps d'adaptation égal à 5 secondes :

$$L_{min} = 5 \cdot V_b \text{ (m/s)}$$

4.2.3.2. Les arcs de cercle :

Pour limiter la courbure il y a trois éléments interviennent :

- La Sur largeur ;
- La Stabilité en courbe ;
- La Visibilité latérale.

Stabilité en courbe :

Le rayon e notre courbe est donnée par la formule suivante :

$$R \geq R_{Hm} = \frac{V_b^2}{127(ft + d_{max})}$$

Il faut aussi d'assurer la visibilité à l'intérieur de la courbe en déplaçant les éventuels obstacles. En règle générale, si cela ne nécessite pas de surcoût, prendre la valeur du Rayon Minimum Normal (RHN).

En plus il y'a lieu d'assurer la visibilité du côté intérieur du virage en décalant tout obstacle

sur une largeur $E = \frac{dv^2}{8R}$ (dv étant la distance de visibilité) et une sur largeur $S = \frac{Lv^2}{2R}$ pour

$R \leq 200m$ (Lv étant la longueur du véhicule le plus encombrant) permettant l'inscription des véhicules longs dans le rayon.

Rayon minimal absolu (RHm) : Est défini comme étant le rayon au devers maximal.

$$\text{Aussi pour chaque } Vb \text{ on a une série de couple (R, d) : } RHm = \frac{Vb^2}{127(ft+dmax)}$$

Avec ft coefficient de frottement transversal et dmax devers associé.

Rayon minimal normal (RHN) : Est un rayon correspondant à la circulation normale à un

$$\text{véhicule traversant dans un virage de } Vb+20\text{km/h. Donc on a : } RHN = \frac{(Vb+20)^2}{127(ft+d)}$$

Avec d=dmax-2% devers associé à RHN.

Rayon au devers minimal (RHd) : Le rayon au devers minimal est le rayon tel que parcouru à la vitesse Vb, l'accélération centrifuge résiduelle soit égale à 2,5%.

$$RHd = \frac{Vb^2}{127*2dmin}$$

Devers associé : dmin=2,5% en catégorie 1 et 2 et dmin =3% en catégorie 3,4 et 5.

Rayon non déversé (RHnd) : Le rayon déversé est le rayon tel que l'accélération centrifuge résiduelle reçue par le véhicule passant par la courbe de carrossage minimal (-dmin) à la vitesse Vb reste inférieure à la valeur limite f'' .

$$RHnd = \frac{Vb^2}{127(f''-dmin)} \quad \text{Avec :}$$

$f''=0,060$ pour catégorie 1 et 2

$f''=0,070$ pour catégorie 3

$f''=0,075$ pour catégorie 4 et 5

Notre projet, est situé dans un environnement E2 et Classé en catégorie Cat2 avec une vitesse de base 80km/h pour la RN, on utilise comme référence les rayons normalisés(**B40**) ainsi que les devers qui leurs sont associés.

Tableau 4.1 : rayons en plan (b40)

| Paramètre | Symbole | Devers | Valeur R |
|-------------------------|---------|--------|----------|
| Rayon minimal absolu | RHm | 7% | 250 |
| Rayon minimal normal | RHn | 5% | 450 |
| Rayon au devers minimal | RHd | 2.5% | 1000 |
| Rayon non déversé | RHnd | -2.5% | 1400 |

4.2.3.3. Les courbes de raccordement :

Lorsque le tracé soit composé d'itinéraires et d'arcs ne suffit pas, il faut donc prévoir des liaisons à courbure progressive, qui évitent les brusques changements de courbes lors du passage d'itinéraires à des cercles ou entre deux courbes circulaires, pour assurer :

- La stabilité transversale du véhicule.
- Changements progressifs de pente et de courbure pour respecter les conditions de stabilité et de confort dynamique
- Un tracé élégant, souple, fluide, optiquement et esthétiquement satisfaisant.

Type de courbe de raccordement

Il existe plusieurs types de courbe de raccordement dont entre autres :

- Lemniscate : est défini par l'équation est : $K.F = (1/R)$, sa courbe est proportionnelle à la longueur du rayon vecteur F.
- Clothilde : c'est une spirale dont le rayon de courbure décroît dès l'origine jusqu'au point asymptotique où il est nul.
- Parabole cubique : est définie par l'équation : $y=c.x^3$, elle est peu utilisée et ça en raison de sa courbure vite atteinte (utilisée surtout dans le tracé de chemin de fer).

Choix de courbe de racoordement

Parmi les trois courbes citées ci-dessus, la courbe de raccordement que nous avons choisie pour le tracé est Clothoïde, car en théorie c'est la plus idéale et la plus couramment utilisée, aussi parce qu'elle possède 3 propriétés remarquables, à savoir :

- Variation constante de la courbure qui correspond au conducteur à une rotation constante.
- Il maintient le changement d'accélération constant, ce qui est très bénéfique pour le confort de l'utilisateur.
- Sa courbure est proportionnelle à l'abscisse curviligne.
- Élément de clothoïde :

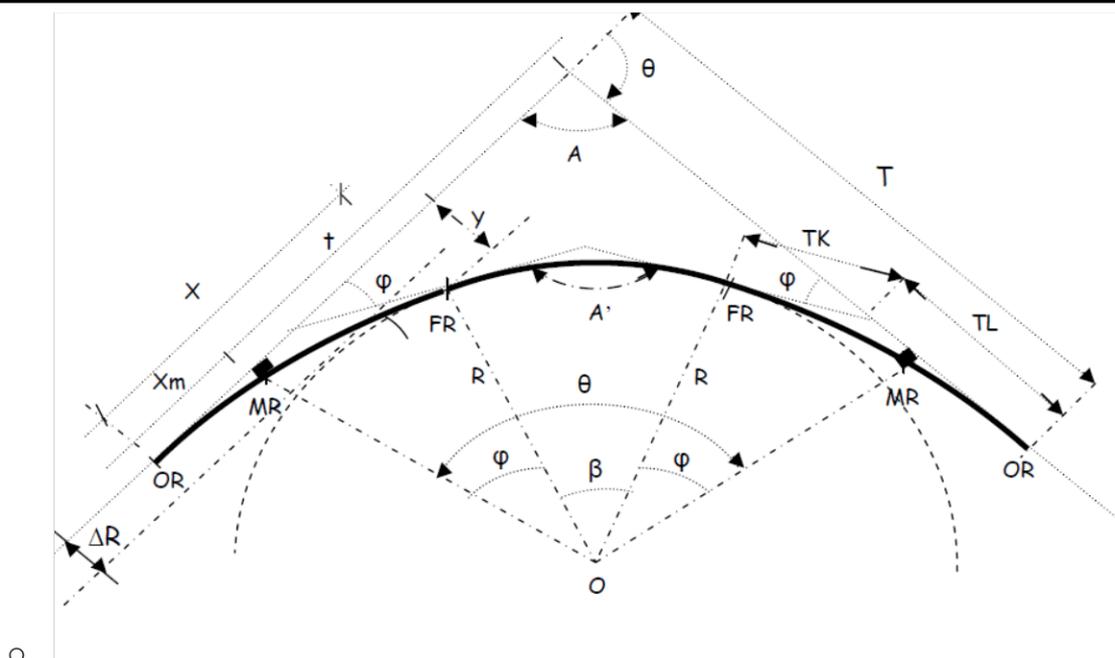


Figure 4.2: Éléments de la clothoïde

L'expression de la clothoïde est : $A^2 = L.R$

Tel que :

L : Branche de clothoïde

A : Angle au sommet principal

A' : Angle au 2ème sommet (sommet secondaire)

O = centre du cercle

R = rayon du cercle

OR = origine de la clothoïde

FR = extrémité de la clothoïde

ΔR = mesure du décalage entre l'élément droit et l'arc de cercle

X_m = abscisse du centre du cercle

ϕ = angle des tangentes

X = abscisse de FR

Y = ordonnée de FR

TK = tangente courte

TL = tangente longue

SL = corde OR-FR

ω = angle polaire (angle de la corde avec la tangente)

Les conditions que le paramètre clothoïde doivent respecter pour déterminer la longueur minimale de la liaison sont :

- Conditions de confort optique : assurer que l'utilisateur a une vue satisfaisante de la route
- $A_{min}=R/3$ $R/3 < A < R$
- Condition de confort dynamique : Cette condition consiste à éviter des changements trop drastiques d'accélération latérale, imposés sur des changements limités. d'où

$$L = \left(\frac{V_r^2}{18} \left(\frac{V_r^2}{127R} - \Delta R \right) \right)$$

Tel que :

- R : rayon (m).
- Vr : vitesse de référence (km/h).
- ΔR : variation des dévers (%).
- Condition de gauchissement : la pente relative de la section longitudinale du bord de la chaussée renversée est limitée.

$$L \geq I * \Delta d * V_r$$

- I : largeur de la chaussée.
- L : longueur de la chaussée.
- Δd : variation des dévers.

NB : on peut vérifier la condition de gauchissement et de confort dynamique par la formule :

$$L \geq 5/36(\Delta d * V_r)$$

4.2.4. Combinaison des éléments du tracé en plan :

4.2.4.1. Courbe en S (ou à inflexion) :

Deux arcs de clothoïde opposée par l'origine et de paramètres égaux.

On utilise cette courbe pour raccorder deux cercles extérieurs parcourus en sens contraire.

L'usage. De ces courbes ne présente aucun inconvénient tant que leur développement est limité :il apporte une appréciable aisance en perspective.

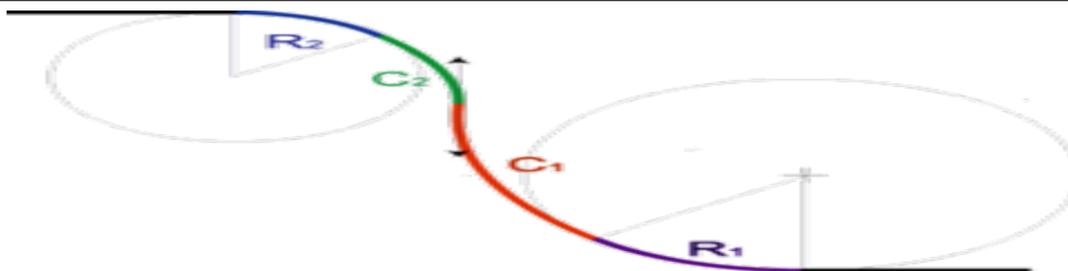


Figure 4.2 : courbe en S

4.2.4.2. Courbe a sommet :

Court arc de cercle encadré de deux longues clothoïdes symétriques.

On a recours à cette courbe pour allonger l'arc de courbure sensible entre deux longs alignements faisant un angle faible et au voisinage d'un point haut.

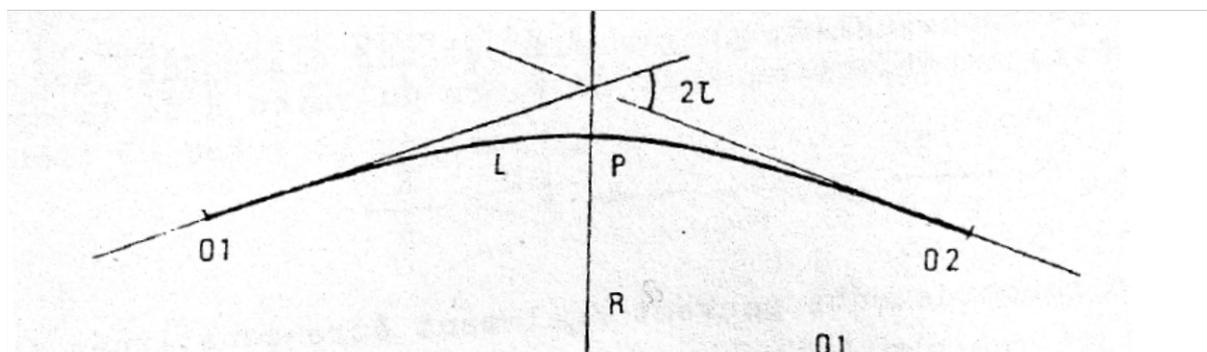


Figure 4.3. Courbe à sommet.

4.2.4.3. Courbe en arc :

Clothilde unique dont la courbure varie de $:\frac{1}{R_1}$ à $\frac{1}{R_2}$

R_1 et R_2 étant les rayons de deux cercles intérieurs mais non concentriques

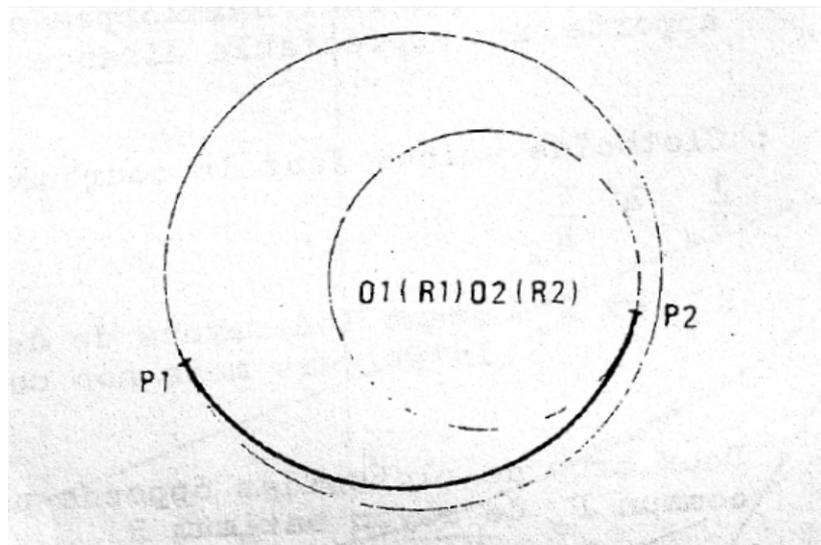


Figure 4.4 :courbe en arc

4.2.4.4. courbe en c :

Deux clothoïdes opposées par un point commun P_0 de rayon maximum R_0

Cette courbe est utilisée pour remplacer un alignement court entre deux cercles dans la même direction

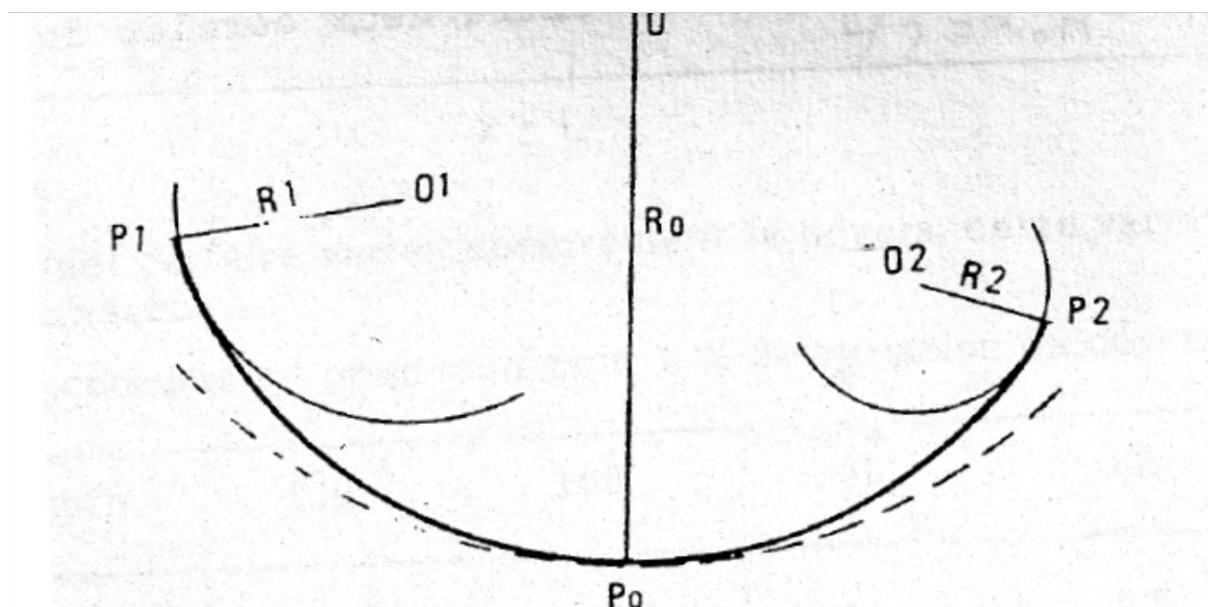


Figure 4.5 :courbe en C

4.2.5. Vitesse de référence :

- La vitesse de référence (V_r) est la vitesse à laquelle le projet routier est construit, elle définit les caractéristiques géométriques de base intervenant dans l'élaboration de l'itinéraire, et son choix dépend :

- Importance et nature du trafic.
- Type de route.
- Conditions économiques.
- Et ses caractéristiques ou éléments sont : rayon minimum des sinuosités R_{\min} , déclivité maximum i_{\max} et la distance de visibilité minimum d_m

4.2.6.. Vitesse pratiquée :

La vitesse de fonctionnement V_p (ou vitesse de groupe) de la voie principale correspond à un débit de 1500U.V.P/h par voie et par heure. Il s'agit d'un paramètre spécifique aux autoroutes urbaines qui détermine la probabilité de faire la queue et caractérise la sécurité du trafic collectif à fortes concentrations. On suppose que la valeur de V_p selon la classe de route est :

Tableau 4.2 : Vitesse de groupe (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Catégorie de voie | A100 | A80 et U80 | U60 |
|---------------------------|------|------------|-----|
| Vitesse pratiquée : V_p | 70 | 60 | 50 |

4.2.6.1 Fonctionnement des bretelles :

Sa configuration est déterminée selon ces conditions :

- Le débit et composition de la circulation,
- Les dispositifs de régulation de la circulation
- Les caractéristiques géométriques et d'exploitation des routes adjacentes ;
- Les attentes des usagers.

4.2.6.2. Composition des bretelles :

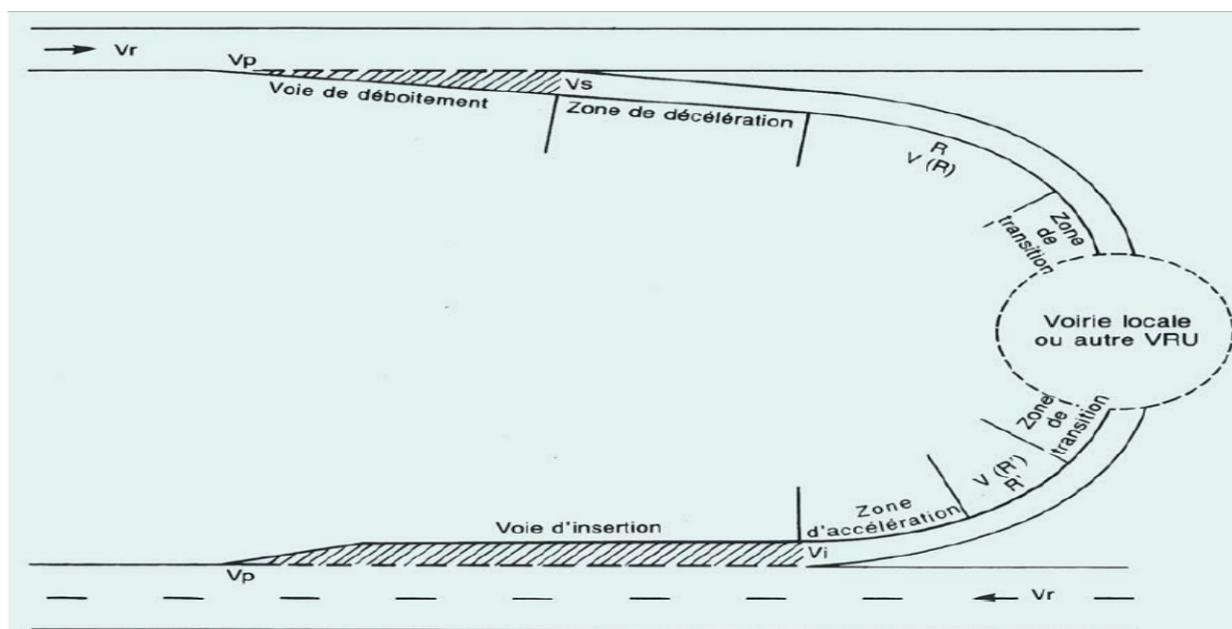


Figure 4.6 : Composition de bretelle.

Une bretelle se compose de quatre zones :

- Le dispositif de déboîtement ou d'insertion, où la manœuvre doit pouvoir s'effectuer :
 - Au point de sortie au plus tôt ou au point d'entrée au plus tard à une vitesse égale à V_p ;
 - Au point de sortie au plus tard ou au point d'entrée au plus tôt à une vitesse V_s ou V_i égale :
 1. à $V_p - 15$ km/h (soit 55 km/h) pour A 100 ;
 2. à $V_p - 10$ km/h (soit 50 km/h) pour A 80 et U 80 ;
 3. à $V_p - 10$ km/h (soit 40 km/h) pour U 60 ;
- Une zone de décélération ou d'accélération qui permet de basculer entre V_s ou V_i de la vitesse autorisée (et inversement) en fonction des caractéristiques de la rampe ;
- Une section courbe, généralement définie par un rayon dans un plan, ou une série de rayons dans un plan, qui doit être parcourue en $V(R)$, permettant une vitesse en fonction de la valeur du rayon R ;

Tableau 4.3 : V en fonction de R, V(R)(SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Capacité | 1 voie | | 2 voies | |
|------------------------------|--------|-----|---------|-----|
| Voie raccordée | U80 | U60 | U80 | U60 |
| Boucle | | | | |
| Rayon mini en plan (d = 5 %) | 30 | 20 | 40 | 30 |
| V(R) | 35 | 30 | 40 | 35 |
| Diagonale | | | | |
| Rayon mini en plan (d = 5 %) | 80 | 40 | 120 | 80 |
| V(R) | 50 | 40 | 60 | 50 |
| Anse interne | | | | |
| Rayon mini en plan (d = 5 %) | 30 | 20 | 60 | 60 |
| V(R) | 35 | 30 | 45 | 45 |
| Anse externe | | | | |
| Rayon mini en plan (d = 5 %) | - | - | 120 | 120 |
| V(R) | - | - | 60 | 60 |

Une zone de transition qui permet de relier une section courbe à une route conventionnelle ou à une autre autoroute urbaine (la zone peut ne pas exister réellement).

Application au projet :

Pour notre projet la vitesse de référence est comme suit : La RN14 et l'évitement sud:

$V_r = 80$ Km/h et Les rampes : $V_r = 60$ Km/h

Pour les autres vitesses nous avons :

$$V_p=60\text{km/h} ; V_i=V_s=50\text{km/h} \text{ et } V(R)=40\text{km/h.}$$

Les valeurs limites pour la disposition dans le plan d'étage sont les suivantes :

Tableau 4.4 : Valeurs limites des rayons en plan

| Catégorie | U60(m) | U80(m) |
|-------------------|--------|--------|
| Rayon non déversé | 200 | 400 |
| Rayon minimal | 120 | 240 |

Quand il y a des obstacles latéraux, et à l'approche d'intersections, un rayon inférieur au rayon normal non incliné est déconseillé, notamment pour des raisons de visibilité.

4.2.7. Les différents tracés en plan :

- ✓ Tracé en plan de la RN14 :

C'est une route à 2×2 voies de 4 m avec TPC variant autour de 1m ; sur un linéaire de 1500m.

- ✓ Tracé en plan de l'évitement sud :

C'est une route à 2×2 voies de 3,5 m chacune plus les accotements avec TPC de 1m ; l'axe est sur un linéaire considéré de 2046m.

- ✓ Tracé en plan des rampes :

La disposition des bretelles dépend toujours de la disposition des routes auxquelles elles se connectent, chaque rampe doit avoir une entrée et une sortie, pour lesquelles leurs distances doivent être déterminées et une voie d'accélération ou de décélération prévue.

Distance d'insertion (d'accélération) $L'(m)$: (I.C.T.A.V.R.U)

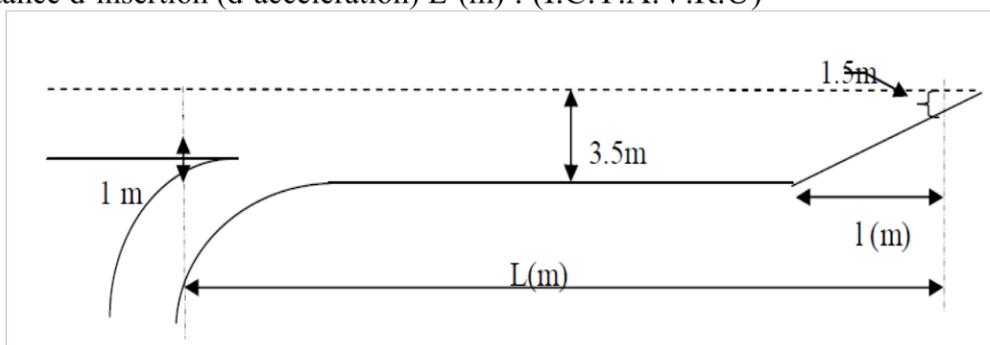


Figure 4. 7 : Voie d'accélération (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)

Elle est donnée par le tableau suivant selon les normes de l'I.C.T.A.V.R. U

Tableau 4.5 : Distance d'insertion (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| $V_i \backslash V(R)$ | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 |
|-----------------------|-----|-----|-----|-----|----|----|----|----|
| 40 | 27 | 14 | | | | | | |
| 50 | 62 | 49 | 35 | 18 | | | | |
| 55 | 82 | 69 | 55 | 40 | 20 | | | |
| 60 | 104 | 92 | 77 | 61 | 42 | 22 | | |
| 70 | 154 | 142 | 127 | 111 | 93 | 72 | 50 | 26 |

Donc nous avons $L'=35m$

- ✓ Distance de décélération L (en m): (I.C.T.A.V.R.U)

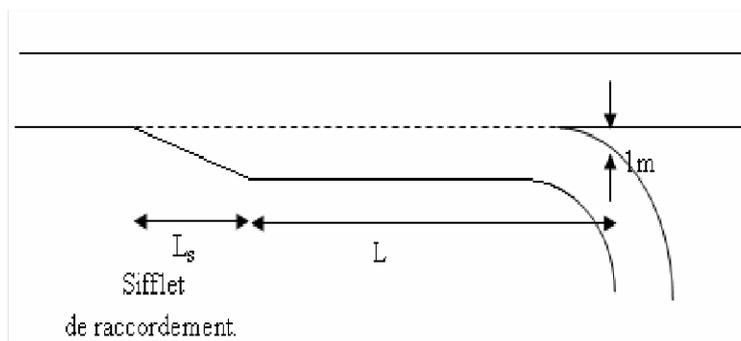


Figure 4.8: Voie de décélération (source : mémoire de fin étude « étude d'aménagement d'un échangeur autoroutier à l'intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)

La distance L entre le dernier point de sortie et le premier point correspondant au rayon R dans le plan doit correspondre à la distance de décélération nécessaire pour passer de V_s à $V(R)$ selon le pas de décélération valeur 1.5 m/s^2 .

Tableau 4.6 : Distance de décélération (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| $V_s \backslash V(R)$ | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 |
|-----------------------|-----|----|----|----|----|----|----|----|
| 40 | 18 | 10 | | | | | | |
| 50 | 41 | 33 | 23 | 12 | | | | |
| 55 | 54 | 46 | 36 | 25 | 13 | | | |
| 60 | 69 | 61 | 51 | 41 | 28 | 15 | | |
| 70 | 103 | 95 | 85 | 74 | 62 | 48 | 33 | 17 |

Dans ce cas nous avons $L=23m$.

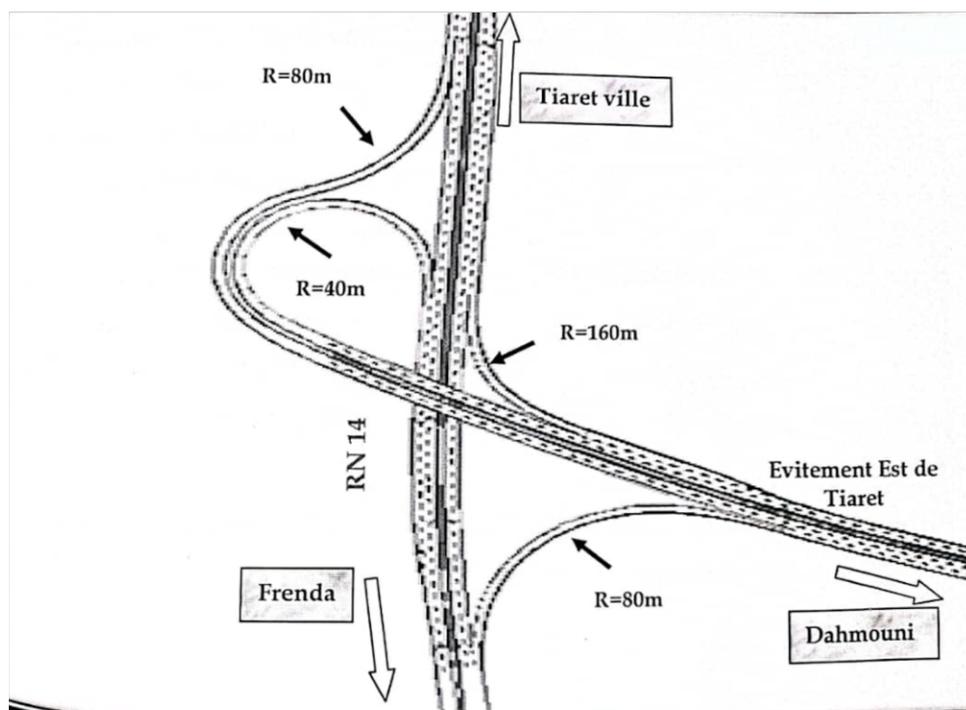


Figure 4.8: Paramètres de conception de l'échangeur

4.3. Profil en long :

La coupe longitudinale est la projection de l'axe de la route sur le plan vertical. Il se compose d'une série de droites reliées par des courbes et des paraboles.

4.3.1. Règles à respectés dans le profil en long :

Une coupe longitudinale est une coupe verticale passant par l'axe de la route, dépliée et représentée sur une vue en plan dans une certaine échelles (pas une projection horizontal).

Dans le cas d'une autoroute, ses deux voies à sens unique sont séparées par une zone réservée centrale, le profil en long déterminé est la section passant par le milieu de la zone réservée (axe de référence). L'élévation de l'autoroute à droite est la moyenne entre les élévations des bords intérieurs de la route. Si les deux voies ne sont pas symétriques, elles seront considérées séparément.

Indépendamment a son propre profil longitudinal, placé au milieu de chaque voie.

Un autre concept consiste à considérer une coupe longitudinale théorique du bord intérieur d'une chaussée à sens unique.

L'échelle de longueur (abscisse) est généralement l'échelle du plan du site, tandis que l'échelle de hauteur est généralement 10 fois plus grande pour révéler des pentes qui sont autrement à peine perceptibles.

Par conséquent, le profil longitudinal est une représentation déformée.

Eléments géométriques du profil en long

- Lignes droites (déclivités).
- Arcs de cercle tangents aux droites, constituant les raccordements verticaux (convexes et concaves).

Les droites ascendantes dans le sens du kilométrage sont appelées « Rampes », les descendants « Pentes ». Rampes et pentes constituent les déclivités, exprimées en .rampes avec signe +, pente avec signe -.

Changement de déclivité : $m =$ différence de deux déclivités successives munies de leur signe.

✓ Déclivité minimale :

Dans les zones à terrain plat, la pente de la route ne doit pas être inférieure à 0,5%, de préférence 1%, pour assurer l'écoulement rapide des eaux de pluie le long de la route le long du bord de la route.

✓ Déclivité maximale :

La pente maximale est tolérable, surtout sur de courtes distances inférieures à 1500m, pour deux (2) raisons : une vitesse réduite et des coûts de transport accrus ; et l'importance de

l'effort de freinage des poids lourds entraînant l'usure des pneumatiques.

4.3.2. Raccordement en profil en long :

Le changement de pente constitue un point spécifique de la coupe longitudinale. Ce changement est assuré par la mise en place de liaisons circulaires qui doivent répondre aux conditions de confort et de visibilité. Il existe deux types de connexions :

4.3.2.1. Raccordement en angle convexe (saillant) :

La conception des raccords convexes doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de confort :

Elle consiste à limiter l'accélération verticale à laquelle sera soumis le véhicule lorsque le profil en long comporte une forte courbure convexe.

- ✓ Condition de visibilité :

Elle intervient seulement dans les raccords des points hauts comme condition supplémentaire à celle de la condition de confort.

Deux véhicules circulant en sens inverse doivent pouvoir se voir sur une distance égale à deux fois la distance minimale d'arrêt.

Le rayon d'angle est donné par :

$$R_v = \frac{D_1^2}{2(h_0 + h_1 + 2\sqrt{(h_0 + h_1)})}$$

D_1 : distance d'arrêt (m)

h_0 : hauteur de l'œil (m)

h_1 : hauteur de l'obstacle (m)

Dans le cas d'une route unidirectionnelle « bretelles » :

$h_0 = 1.1$ m, $h_1 = 0.15$ m

On trouve : $R = 0.24 * (d_1)^2$

4.3.2.2. Raccordement en angle concave (rentrant) :

Dans le cas de liaisons en point bas, la visibilité de jour n'est pas déterminante, de nuit il faut s'assurer que les phares du véhicule doivent éclairer une zone suffisamment longue pour que le conducteur perçoive les obstacles, la visibilité est garantie par un rayon qui satisfait la relation :

$$R'_v = \frac{d_1^2}{2(1.5 + 0.035)}$$

Condition esthétique :

La conception et la construction des autoroutes modernes doivent donner à l'usager une impression d'harmonie, d'équilibre et de beauté. Pour cela, il faut éviter de donner au profil longitudinal un aspect sinusoïdal en changeant le sens de la pente du petit côté, pour éviter cet effet, pour des pentes $d < 10\%$ (spécial échangeurs), une longueur de raccordement minimale ($b > 50$) sera imposée.

$$R_{v_{min}} = 100 * \frac{50}{\Delta d\%}$$

Avec :

- Δd : Changement de dévers (%)
- $R_{v_{min}}$: rayon vertical minimum (m)

4.3.3. Normes pratiques du profil en long :

Pour le cas des principaux axes, des bretelles et des boucles de l'échangeur, on a respecté les paramètres suivants : (selon les normes de l'I.C.T.A.V.R.U.)

1.3.3.1. Pour les axes principaux :

Tableau 4.7 : Paramètres du profil en long (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Axes | | RN14 | Autoroute |
|-------------------------------|---------------------|------|-----------|
| Vitesse de référence (km/h) | | 80 | 120 |
| Rayon en angle saillant (Rv) | Minimal absolu Rvm | 3000 | 12500 |
| | Minimal normal Rvn | 6000 | |
| Rayon en angle rentrant (R'v) | Minimal absolu R'vm | 1000 | 4200 |
| | Minimal normal R'vn | 2000 | |
| Déclivité maximale imax (%) | | 6 | 5 |

4.3.3.2. Pour les bretelles :

- Rayons saillants

A partir de la vitesse V, on considère le rayon R, qui assure la visibilité derrière un lobe d'obstacle légèrement supérieur à x à la distance d'arrêt d, avec les yeux du conducteur à la hauteur h.

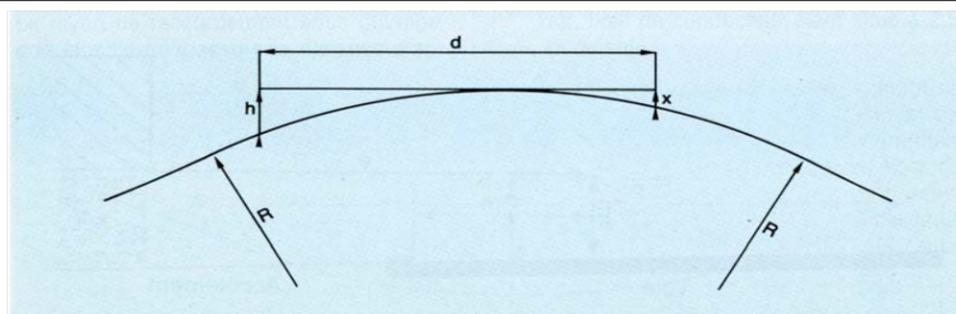


Figure 4.10 : Angle saillant (source : mémoire de fin étude « étude d’aménagement d’un échangeur autoroutier à l’intersection avec la RN14 » promo :2017/2018)

Le tableau suivant donne les rayons pour $h=1\text{m}$ et x correspondant à :

- un obstacle éventuel de plus de 0,15 m de hauteur (R_v) ;
- des feux arrière d’un véhicule situés à plus de 0,35 m du sol (R_{v1}) ;
- un véhicule de plus de 1 m de hauteur (R_{v2}) ;
- la visibilité au sol (R_{v3}).

Tableau 4.8 : Rayons en angle saillant (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| V | 40 km/h | 60 km/h | 80 km/h | 100 km/h | 110 km/h |
|-----------------------|---------|----------------|---------|----------|----------|
| R_v | 500 m | 1500 m | 3000 m | 6000 m | 9000 m |
| R_{v1} | 320 m | 1000 m | 2200 m | 5000 m | 7100 m |
| R_{v2} | 200 m | 600 m | 1400 m | 3200 m | 4500 m |
| R_{v3} | 800 m | 2500 m | 5500 m | 13000 m | 18000 m |

Le choix de la valeur du rayon saillants dépend de la vitesse de la pratique sur la rampe et la distance d'arrêt sur l'obstacle est de 0,15 m.

- Rayons rentrants

Le choix des Rayons rentrants est déterminé principalement par des conditions de confort. Leur valeur peut être comprise entre **500** et **1 000 m**, sauf pour les coudes où on utilise les mêmes valeurs qu'en section courante.

- Déclivités

En aucun point du tracé des bretelles et des boucles on ne devra avoir de déclivité supérieure à :

Tableau 4.9 : Déclivités pour diffuseurs (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Diffuseurs | Rampe | Pente |
|------------|-------|-------|
| Entrée | 5 % | 8 % |
| Sortie | 7 % | 6 % |

Tableau 4.10 : Déclivités pour nœuds (SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE 2017/2018)

| Nœuds | Rampe | Pente |
|-------------|-------|-------|
| Convergence | 4 % | 7 % |
| Divergence | 6 % | 5 % |

N.B : Les tracées combinée des profils en long des axes de l'échangeur sont présent dans l'annexe 1

4.4. Le profil en travers :

4.4.1. Définition :

La section transversale de la chaussée est la section du plan vertical perpendiculaire à l'axe de la chaussée, la largeur de la chaussée dépend de l'importance et de l'hétérogénéité de l'itinéraire à écouler, elle comprend également plusieurs itinéraires, On distingue trois types de profils en travers :

- Profil en travers en déblai.
- Profil en travers en remblai.
- Profil en travers mixte (remblai et déblai).

4.4.2. Élément constitutifs du profil en travers :

- **Chaussée** :c'est la surface développée de la route sur laquelle circule le véhicule. Il peut être bidirectionnel ou unidirectionnel.
- **Emprise** :c'est la zone de terrain qui appartient à la communauté et affectée à la route et à ses dépendances, et elle coïncide généralement avec le domaine public.
- **B.D.G** :bande dérasée à gauche d'une chaussée unidirectionnelle.
- **Surlargeur S** :surlargeur structurelle de chaussée supportant le marquage de rive.
- **Fossé** : ouvrages hydrauliques utilisés pour recevoir les eaux de ruissellement collectées sur les routes et les remblais, éventuellement les eaux des remblais.
- **Assiette** :surface réelle occupé par la route de terrain, ses limites sont les pieds de talus en remblai et crête de talus en déblai.
- **Plate-forme** :c'est la chaussée, elle comprend la ou les chaussées, les accotements et éventuellement le terre-plein central.
- **Accotement** :ce sont les zones latérales de la plate-forme bordant l'extérieur de la route, et elles peuvent être nivelées ou surélevées.
- **Bande dérasée** : bande contiguë à la chaussée, stabilisée, revêtue ou non, dégagée de tout obstacle ; elle comporte le marquage en rive.
- **Berme** :partie latérale non roulable de l'accotement, bordant une B.A.U ou une bande dérasée, et généralement engazonnée.
- **B.A.U** :portion de l'accotement, adjacente à la route, dégagée de tout obstacle et asphaltée, aménagée pour permettre un arrêt d'urgence des véhicules hors de la route, y compris la surlargeur structurelle de la route.

- B.G : bande de guidage

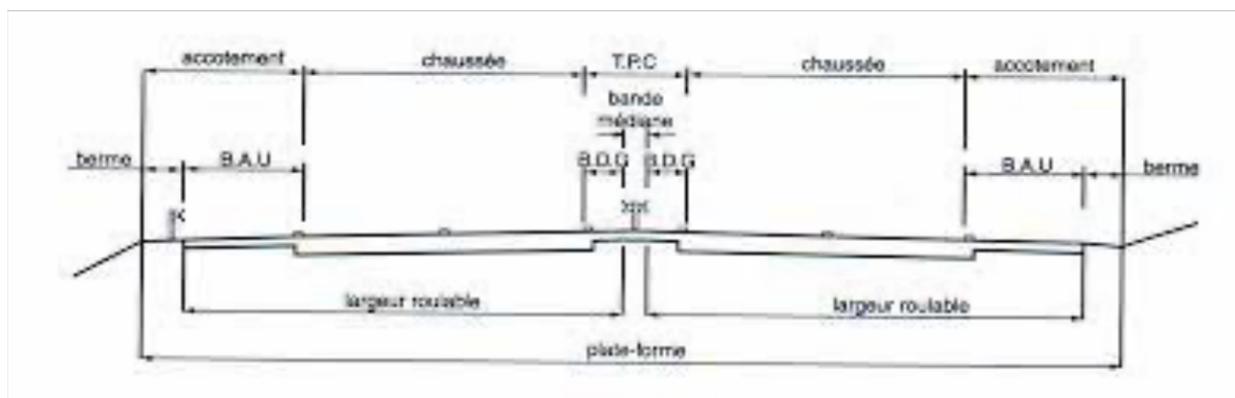


Figure 4.11: Profil en travers

4.4.3. Profil en travers type :

Profil en travers de la RN14 et l'évitement sud :

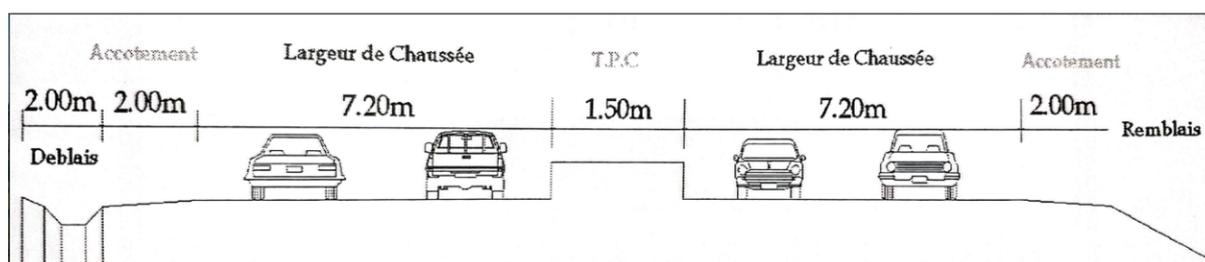


Figure 4. 11 : Profil en travers de la RN14

NB : les profiles en travers des différents axes sont présent dans l'annexe 2

CHAPITRE 5 :
ETUDE GEOTECHNIQUE

CHAPITRE 5 : ETUDE GEOTECHNIQUE**5.1. Introduction :**

Le terme géotechnique généralement désigne la science qui étudie les propriétés physique et mécanique des sols. On parle de géotechnique routière lorsque cette étude est destinée à la reconnaissance des caractéristiques du sol qui va servir d'assise à la structure d'une chaussée. Elle étudie les problèmes d'équilibre et de formation des masses de terre de différentes natures soumises à l'effet des efforts extérieurs et intérieurs.

Ainsi, l'étude géotechnique constitue une source d'information indispensable à la reconnaissance du site d'implantation et permet de faire des choix judicieux des matériaux à utiliser. Cette étude doit d'abord permettre de localiser les différentes couches et donner des renseignements sur chaque couche à travers des essais in-situ et des essais au laboratoire.

5.2. Utilité et objectif de la géotechnique :

L'étude géotechnique permet de dimensionner la couche de chaussée ainsi que de fixer les pentes de remblai et de déblai. En effet un talus en remblai doit être vérifié à la stabilité au glissement et au poinçonnement. Ses principaux objectifs sont les suivants :

- Déterminer les formations géologiques rencontrés ;
- Prévoir les modalités d'extractions des sols (nature des déblais et engins à utiliser.) ;
- Prévoir les modalités de réemplois des sols (en remblais) ;
- Déterminer les points durs du tracé, instabilité du talus de déblais ;
- Préserver l'environnement et les ressources naturelles.

5.3. Les moyens de reconnaissance :

Pour l'étude d'un tracé routier, il existe trois (3) moyens de reconnaissance essentiels :

- L'étude des archives et documents existants.
- Les visites de site et les essais in-situ.
- Les essais de laboratoire.

5.3.1. L'étude des archives et documents existants :

Les études antérieures effectuées au voisinage du tracé sont source précieuse d'informations préliminaires sur la nature des terrains traversés.

Les cartes géologiques et géotechniques de la région, lorsqu'elles existent, peuvent aussi apporter des indications assez sommaires mais tout aussi précieuses pour avoir une première idée de la nature géologiques et géotechniques des formations existantes.

5.3.2. Les essais in-situ :

Ces sont des essais réaliser sur place, qui grâce à leurs rapidités et leurs simplicités ont presque remplacé les essais traditionnels de laboratoire.

5.3.2.1. Les forages :

Les forages permettent d'effectuer des prélèvements de sols intacts ou remaniés. Aussi, ils nous donnent de manière précise la stratigraphie d'un terrain, le niveau des nappes éventuelles et le suivi de leur niveau à l'aide de tubes piézométriques. Les forages pouvant être réalisés :

- Manuellement : Ce sont des puits creusés à la main ou à la pelle mécanique avec une profondeur ne dépassant pas 3 à 4 m. Ils permettent la reconnaissance visuelle directe des parois du puits et le prélèvement d'échantillons pour le laboratoire.
- À la tarière : La tarière est une machine de forage de forme hélicoïdale (ayant la forme d'une hélice) que l'on enfonce dans le sol à l'aide d'une foreuse et permettant de remonter en surface avec des échantillons dis remaniés. La profondeur de la reconnaissance est limitée à une dizaine de mètres et la nature des sols est identifiée visuellement.
- À la sondeuse : C'est une technique qui permet d'atteindre les couches profondes à des dizaines de mètres en utilisant des tubes carottiers ou en colonnes diamantés. On parle, ici, de sondages carottés.

5.3.2.2. Les essais de pénétration :

Le principe consiste à enfonce dans le sol un train de tiges muni d'une pointe ou d'une trousse coupante à son extrémité et de mesurer la résistance du sol à l'effort de pénétration. Il existe plusieurs types de pénétromètres dont :

- Le pénétromètre dynamique ;
- La standard pénétration test ;
- Le pénétromètre statique.

Il est à noter que ces essais doivent être réalisés en grand nombre afin de vérifier l'homogénéité des terrains en place. Les essais de pénétration dynamique sont surtout adaptés pour les sols pulvérulents alors que le pénétromètre statique est surtout utilisé pour les sols fins cohérents.

5.3.2.3 Définition sur les essais pressiométriques :

Un pressiomètre est un ensemble de l'appareillage nécessaire pour réaliser l'essai, il comprend une sonde, un contrôleur pression-volume appelé CPV et des tubulures. Le CPV est lui même composé d'un système de mise en pression et de dilatation de la sonde et d'un conditionneur indicateur.

Le sondage pressiométrique est la succession de deux opérations : un forage pressiométrique et un ou des essais pressiométriques. L'expression "sondage pressiométrique" désigne aussi la représentation de l'ensemble des essais pressiométriques réalisés à différents niveaux au cours du même forage. Ces essais permettent d'apprécier la succession des couches du sol et éventuellement leur nature. Les différentes phases de cet essai sont :

- Etalonnage de la sonde pressiométrique: essai de calibrage et essai d'inertie.
- Réalisation de l'essai pressiométrique : courbe brute.
- Exploitation des résultats de l'essai pressiométrique : courbe corrigée et caractéristiques pressiométriques .

5.3.2.4. Les essais des plaques :

Ces essais permettront d'apprécier directement le module d'un sol par un essai sur le terrain, ils consistent à charger une plaque circulaire et à mesurer le déplacement vertical sous charge. On déduira ensuite un module de sol E en interprétant la valeur du déplacement mesuré à l'aide de la formule de Boussinesq qui relie Z , le déplacement, la pression q_0 le rayon de charge a et les caractéristiques du massif E_2, ν_2 . Après plusieurs approches, on a abouti à l'approche suivante : $E = 5\text{CBR}$.

5.4. Les essais au laboratoire :

5.4.1. L'analyse granulométrique :

Il s'agit du tamisage qui permet de distinguer les sols fins des sols sableux (riches en fines) et des sols graveleux (pauvres en fines) ; cet essai a pour objectif de déterminer la répartition des grains suivant leur dimension ou grosseur. Les résultats de l'analyse granulométrique sont donnés sous la forme d'une courbe dite courbe granulométrique.

5.4.2. Équivalent de sable :

C'est un essai qui nous permet de mesurer la propreté d'un sable c'est-à-dire de déterminer la quantité d'impureté soit des éléments argileux ultra fins ou des limons.

L'essai consiste à verser un échantillon de sable et une petite quantité de solution flocculant dans une éprouvette graduée et d'agiter de façon à détacher les revêtements argileux des particules de sable de l'échantillon. On complète alors les sables en utilisant le reste de solution flocculant afin de faire remonter les particules fines en suspension au-dessus du sable. Après 20 minutes, les hauteurs des produits sont mesurées. L'équivalent de sable est le rapport hauteur du sable sur hauteur total, exprime en pourcentage.

5.4.3. Limite d'atterberg :

La limite de plasticité (W_p) et la limite de liquidité (W_L), sont deux limites conventionnelles qui séparent les trois états de consistance du sol :

W_p sépare l'état solide de l'état plastique et W_L sépare l'état plastique de l'état liquide ; les sols qui présentent des limites d'Atterberg voisines, c'est à dire qui ont une faible valeur de l'indice de plasticité ($IP = W_L - W_p$), sont donc très sensibles à une faible variation de leur teneur en eau.

5.4.4. Essais Proctor :

L'essai PROCTOR est un essai routier qui consiste à étudier le comportement d'un sol sous l'influence du compactage et une teneur en eau, il a donc pour but de déterminer la teneur en eau optimale afin d'obtenir une densité sèche maximale lors du compactage d'un sol, cette teneur en eau ainsi obtenue est appelée « optimum PROCTOR ».

5.4.5. Essais C.B.R (California Bearing Ratio):

Cet essai a pour but d'évaluer la portance du sol en estimant sa résistance au poinçonnement, afin de pouvoir dimensionner la chaussée et orienter les travaux de terrassements.

L'essai consiste à soumettre des échantillons d'un même sol au poinçonnement, les échantillons sont compactés dans des moules à la teneur en eau optimum (PROCTOR modifié) avec trois (3) énergies de compactage 25 c/c ; 55 c/c ; 10 c/c et imbibé pendant quatre (4) jours. Il ne concerne que les sols cohérents.

5.4.6. Essais Los Angeles :

Cet essai a pour but de mesurer la résistance à la fragmentation par chocs des granulats utilisés dans le domaine routier, et leur résistance par frottements réciproques dans la machine dite « Los Angeles ». Plus la valeur *LA* est élevée, moins le granulat est dur.

5.4.7. Essais Micro Deval :

L'essai a pour but d'apprécier la résistance à l'usure par frottements réciproques des granulats et leur sensibilité à l'eau, on parle du micro Deval humide.

5.5. Les conditions d'utilisation des matériaux en remblais :

L'idéal est de pouvoir réutiliser les terres provenant des déblais, mais ceci doit répondre à certaines conditions. Les matériaux de remblais seront exempts de :

- Pierre de dimension >80mm.
- Matériaux plastique IP>20% ou organique.
- Matériaux gélifs.
- On évite les sols à forte teneur en argile.

NB : Les remblais seront réglés et soigneusement compactés sur la surface pour laquelle seront exécutés.

Les matériaux des remblais seront établis par couche de 30 cm d'épaisseur en moyenne avant le compactage. Une couche ne devra pas être mise en place et compactée avant que la couche précédente n'ait été réceptionnée après vérification de son compactage.

5.6. Programme d'investigations géotechniques établi pour notre projet:

La réalisation de l'étude géotechnique a été établie par le laboratoire ATLAS et a nécessité l'utilisation d'une sondeuse de marque Lors de l'exécution de ces essais, il a été mobilisé une

sondeuse de marque **MOBILE DRILL B34** équipée de deux carottiers double de diamètre 101 et 116mm, et aussi des tarières de diamètre 63mm et un appareil de mesure pressiométrique de marque **APAGEO**.

Le programme d'investigation géotechnique consiste en la réalisation :

- Deux (02) sondages carottés de 12 m de profondeur chacun.
- Un (01) sondage pressiométrique comprenant le forage et les essais tous les 2 m
- Essais de laboratoire

5.7 Résultats des sondages carottés :

La géologie révélée à partir des sondages carottés est comme suit :

Sondage n°1 :

0,00 – 0.70m : Remblais

0.70 – 4,00 m : Argile marneuse moyennement plastique.

4,00 – 12,00m : Marne grise compacte en alternance avec des de calcaire très durs

Sondage n°2 :

0,00 –1.50m : Remblais

1.50 – 3.00m : Argile marneuse moyennement compacte **3,00 – 12,00m** : Alternance marno-calcaire très dures

Commentaire :

En conclusion la géologie du site d'étude est caractérisée par des marnes compactes en alternance avec des calcaires dur à la base et surmonté par des argiles marneuse moyennement compacte et le tout est recouvert par une couche de remblai qui ne dépasse pas 1.50m d'épaisseur.

5.8. Résultats des sondages pressiométriques(NFP 94-110) :

Les sondages pressiométriques réalisés au niveau des assiettes des ouvrages du projet ont permis d'identifier les caractéristiques mécaniques des différentes couches traversées. Les résultats de ces essais sont reportés sur les tableaux ci-dessous :

Tableau 5.1: Sondage pressiométrique SP1:

| Sondage | Profondeur | P _c (bar) | C _c (%) | C _G (%) | Interprétation des résultat |
|---------|------------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------------------------|
| Sc1 | 1,70-2,00 | 3,21 | 16,52 | 5,39 | Sol moy compressible et gonflant |
| Sc2 | 7,20-7,50 | 1,67 | 16,19 | 3,86 | Sol moy compressible et peu gonflant |



Figure 5.1 :Sondage pressiométrique

Commentaires :

L'exploitation des résultats a permis de mettre en évidence deux horizons bien distincts :

Un premier horizon argileux marneux allant de 0.00 à 500 m de profondeur, dont les valeurs de la pression limite varient de 7.00 à 30 bars.

Le dernier horizon correspondant aux marno-calcaires, avec des valeurs supérieures à 40 bars

5.9.Essais mécaniques :

Vu l'état pulvérulent des matériaux rencontrés, peu d'essais mécaniques ont pu être réalisés :

5.9.1. Essais de compressibilité à l'oedomètre (XP94-090-1) :

Légende :

- P_C : Pression de consolidation (bars).
- C_C : Coefficient de compressibilité (%).
- C_G : Coefficient de gonflement (%).

5.9.2. Essais de cisaillement rectiligne (NF P94-071-1) :

Légende :

C_u : Cohésion non drainée (bars)

Φ_u : angle de frottement non drainé (°)

Tableau 5.2: Essai de cisaillement rectiligne

| Sondage | Profondeur(m) | Nature d'essai | Cu (Kg/cm ²) | Φu(°) |
|---------|---------------|----------------|--------------------------|-------|
| SC1 | 1,70-2,00 | UU sat | 0,23 | 3,49 |
| SC1 | 7,20-7,50 | UU sat | 0,08 | 16,09 |
| SC2 | 2,90-3,20 | UU sat | 0,40 | 12,51 |
| SC2 | 8,50-8,80 | Non tillable | / | / |

5.10. Mode de fondation et contrainte admissible :**a) Mode de fondation :**

Compte tenu des résultats obtenus de la présente investigation et de la nature des ouvrages projetés, le mode de fondation recommandé pour l'ensemble des ouvrages sera superficiel. La profondeur d'ancrage et la couche porteuse proposées pour chaque ouvrage sont énumérées ci après : (Tableau 5.3)

Tableau 5.3: Profondeurs d'ancrage des fondations

| Ouvrage | Profondeur d'ancrage | Nature de la couche porteuse |
|---------|----------------------|------------------------------|
| Sc1 | 2,0 | argil |
| Sc2 | 2,0 | argil |

b) Calcul de fondation d'une fondation superficielle :

Selon le fascicule 62-titre du C.C.T.G, la capacité portante des fondations superficielles peut être estimée à partir des pressions limites Pl par la relation :

$$\varphi_L = K_p \times Pl_e^* + q_0$$

K_p : Facteur de portance.

q_0 : Pression verticale du son au repos

Pl_e^* : Pression limite nette équivalente

- Profondeur d'ancrage : 2 mètres
- Profondeur d'ancrage après travaux : 2 mètre Largeur de la semelle : 1 mètres
- Pression limite équivalente <Pl_e> = 15,31 bars
- Contrainte horizontale au niveau de la fondation avant travaux <P_o> = 0,2 bars 3/
- Encastrement équivalent <H_e> = 0,49 mètres
- Coefficient de portance <K> = 0,86 Contrainte verticale au niveau de la fondation après travaux <q_o> = 0,4 bars

- Coefficient de pression des terres au repos $\langle k_0 \rangle = 0,5$
- Contrainte admissible du sol $\langle Q_{adm} \rangle$:

$$Q_{adm} = q_0 + K/3 (P_{le} - P_0) = 4,766 \text{ bars}$$

- Contrainte limite du sol $\langle Q_l \rangle$:

$$Q_l = q_0 + K \times P_{le} = 13,67 \text{ bars}$$

5.11. Conclusions et recommandation:

Du point de vue géologique, le secteur étudié est dans son ensemble occupé par des terrains sédimentaires. En effet, la structure géologique du site déterminée à partir des sondages carottés et pressiométriques montre d'une manière succincte que le site d'étude traverse les formations géologiques suivantes à savoir :

- Des argiles marneuse surmontées par une pellicule de remblais
- Des marnes compactes en alternance avec des calcaires durs à la base

Les formations rencontrées ont fait l'objet des essais in situ et au laboratoire. D'une manière générale les résultats montrent un sol fin, dense, peu plastique, surconsolidé, moyennement compressible et peu gonflant.

Par ailleurs, les essais pressiométriques montrent un sol compact en profondeur. Par contre, au niveau des argiles les pressions limites obtenues montrent un sol moyennement résistant.

Compte tenu des résultats obtenus à savoir la contrainte admissible de l'ordre $Q_{adm} = 3 \text{ bars}$, nous recommandons des fondations superficielles de type **radier général** pour l'ensemble de l'ouvrage. La profondeur d'ancrage est à partir de **2.0 m**.

L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparente de type glissement de terrain ou autre.

NB : Vous trouvez les coupes lithologiques de sondage et les résultats des essais pressiométriques dans l'annexe 5

CHAPITRE 6 :
DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE

CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE.

6.1. Introduction :

Une fois le terrain était reconnu par l'étude géotechnique, la phase suivante du projet se porte sur le dimensionnement du corps de la chaussée. L'objectif principal de cette partie consiste à déterminer la nature et les épaisseurs des différentes couches.

Pour que la chaussée résiste les multiples agressions il faut faire un bon dimensionnement, la principale agression sur la route est la circulation. De nombreux autres facteurs s'y ajoutent, notamment ceux liés au climat (gel-dégel, changements de teneur en eau, changements de température, etc.) qui détruisent progressivement les propriétés des matériaux et de leurs interfaces et provoquent beaucoup de désordre.

6.2. Définition de la chaussée :

La chaussée est une surface de route qui est constituée d'un ensemble des couches des matériaux superposées les unes sur les autres qui permettent la reprise des charges ,qui est conçu d'être utilisé comme le moyen de base de roulement de tous genres de véhicule

Son rôle est d'une part de répartir les charges mécaniques au sol support, et de résister aux effets nocifs des agents atmosphériques de déformation du sol ou lié aux trafics.

On distingue trois (3) types de chaussée : les chaussées rigides, les chaussées semi rigide et les chaussées souples.

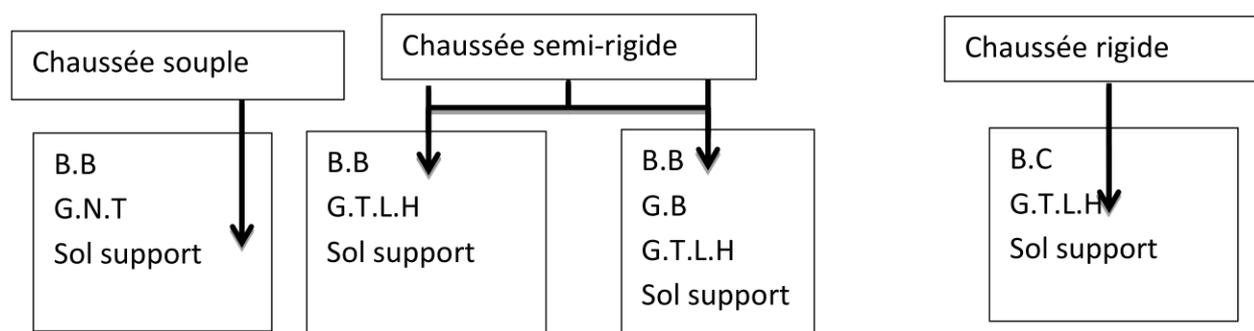


Figure 6.1 : Différents types de charges

B.B : Béton Bitumineux
G.N.T : Grave Non Traitée
G.T : Grave Traitée
G.B : Grave bitume
BC : Béton Ciment

6.2.1. Chaussée rigide :

Les chaussées rigides sont constituées de dalles en béton de ciment qui fléchissent élastiquement sous charge, sol compacté, sur une fondation mince ou stable de pierre concassée ou de gravier. Ce type de chaussée offre les avantages d'une plus grande rigidité, d'une meilleure répartition des charges de support du sol, de l'imperméabilité et d'une quantité réduite de matériaux utilisés.

○ **6.2.2. Chaussée semi rigide :**

Elle comporte une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches.

6.2.3. Chaussée souple :

C'est le plus couramment utilisé car il possède de bonnes qualités mécaniques et se compose d'un ensemble de couches de base en enrobé. Ainsi, pour une assurance parfaite et un confort idéal, ce type de chaussée nécessite généralement trois couches de matériaux différents, d'épaisseurs bien définies, chacune ayant un rôle bien défini.

6.2.3.1. Couche de surface :

C'est la partie qui est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieurs

C'est la dernière couche de la chaussée en partant du bas vers le haut et qui est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieurs. Elle encaisse les efforts de cisaillement provoqué par la circulation. Son rôle est de résister aux efforts des charges dynamiques et de transmettre les charges verticales à la base, mais aussi d'imperméabiliser la surface de chaussée. Elle comporte deux parties : une couche de roulement et une couche de liaison. L'épaisseur de la couche de surface varie généralement de 6 à 8 cm.

6.2.3.2. Couche de base :

Elle est située immédiatement sous la couche de surface, elle reprend les efforts verticaux et repartie les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes. Elle permet aussi d'augmenter la stabilité et la rigidité de la fondation. Son épaisseur varie entre 10 et 25cm.

6.2.3.3. Couche de fondation :

Elle constitue avec la couche de base le corps de la chaussée. Faire complètement en matériaux non traité, son rôle est le même que celui de la couche précédente (couche de base).

Il peut éventuellement exister des sous couches de fondation :

- **Sous-couches anticapillaires :** Pour s'opposer à la remontée capillaire d'une nappe.

- **Sous-couche drainante** : Pour drainer les eaux d'infiltration. Elle est faite de (gros gravier + sable).
- **Sous-couche anti-contaminant** : Pour empêcher la pénétration des éléments fins au cours du compactage et quand la chaussée sera en service.

6.2.3.4. Une éventuelle couche de forme :

Cette couche n'est pas obligatoirement prévue pour toutes les chaussées souples. Son rôle à court terme est d'augmenter la portance du sol support, ou d'aplanir et niveler la plateforme en cas de sol rocheux. L'épaisseur de cette couche varie en générale entre 40 et 70 cm.

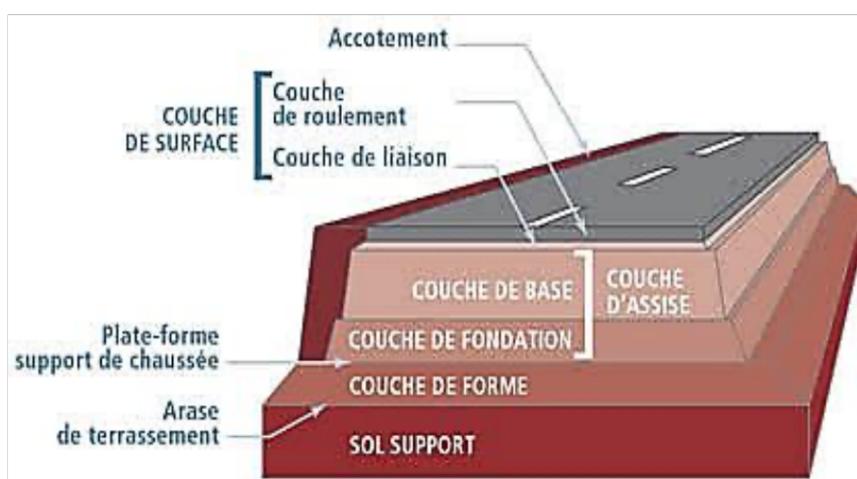


Figure 6.2 : Coupe transversale d'une chaussée

6.3. Les différentes méthodes de dimensionnement :

Pour la détermination de l'épaisseur du corps de chaussée, il faut commencer par l'étude du sol. On distingue trois (3) méthodes d'approches à savoir : les méthodes empiriques, les méthodes semi-empiriques et les méthodes théoriques. Ces méthodes s'appuient sur :

- La détermination de l'indice portant de sol ;
- L'appréciation de trafic composite ;
- L'utilisation des abaques ou des formules pour déterminer l'épaisseur de la chaussée.

6.3.1. La méthode C.B.R (californien- bearing- ratio) :

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon de sol support en compactant les éprouvettes de (90% à 100%) de l'optimum proctor modifié. La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule suivante :

$$e = \frac{100 + (\sqrt{p})(75 + 50 \log \frac{N}{10})}{I_{cbr} + 5}$$

- Avec :
- e : épaisseur équivalente
- I_{CBR}: indice CBR (sol support)
- N : désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kg à vide
- P : charge par roue P = 6.5 t (essieu 13 t)
- Log : logarithme décimal

Puis on applique la formule suivante pour déterminer les différentes épaisseurs :

$$e = \sum a_i * e_i = a_1 * e_1 + a_2 * e_2 + a_3 * e_3$$

- Avec :
- a_i : coefficient d'équivalence de chacun des matériaux à utiliser.
- e_i : épaisseurs réelles des couches.

Tableau 6. 2: Coefficient d'équivalence des matériaux

| Matériaux utilisés | Coefficient d'équivalence |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| Béton bitumineux ou enrobe dense | 2.00 |
| Grave ciment – grave laitier | 1.50 |
| Grave concasse ou gravier | 1.00 |
| Grave roulée – grave sableuse T.V.O | 0.75 |
| Sable | 0.50 |
| Grave bitume | 1.60 à 1.70 |
| Tuf | 0.60 |

6.3.2. Méthode A.A.S.H.O (American Association of State Highway and Transportation Official) :

Cette méthode empirique est basée sur des observations du comportement, sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. Chaque section reçoit l'application d'environ un million des charges roulantes qui permet de préciser les différents facteurs :

- L'état de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps.
- L'équivalence entre les différentes couches de matériaux.
- L'équivalence entre les différents types de charge par essai.

6.3.3. Méthode L.C.P.C. (laboratoire de contrôle de pont et chaussée) :

Cette méthode est dérivée des essais A.A.S.H.O, elle est basée sur la détermination du trafic équivalent donné par l'expression :

- $T_{eq} = [TJMA_0 * a * [(1+Z)^n - 1] 0.75 * P * 365] / [(1+z) - 1]$
- T_{eq} = trafic équivalent par essieu de 13t.
- $TJMA_0$ = trafic à la mise en service de la route.
- a = coefficient qui dépend du nombre de voies.
- Z = taux d'accroissement annuel.
- n = durée de vie de la route.
- p = pourcentage de poids lourds.

Une fois la valeur du trafic équivalent est déterminée, on cherche la valeur de l'épaisseur équivalente e à partir de l'abaque L.C.P.C.

L'abaque L.C.P.C est découpé en un certain nombre de zones pour lesquelles, il est recommandé en fonction de la nature et la qualité de la couche de base.

6.3.4. Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP) :

Afin de faciliter la tâche à l'ingénieur routier, un manuel pratique de dimensionnement d'une utilisation facile a été conçu, caractérisé par des hypothèses de base sur les paramètres caractéristiques : (la stratégie de dimensionnement, niveau de service, trafic, caractéristiques du sol, climat, matériaux)

- Matériaux : traités au bitume (GB, BB), non traités.
- Trafic : classé selon le nombre de PL/j/sens à l'année de mise en service.
- Portance du sol support (S_i) : selon l'indice CBR (voir tableau 6.3).

- Climat : l'Algérie est divisée en trois zones (humide, semi-aride, aride).

Tableau 6.2: Classe du sol support

| Portance | CBR |
|-----------|---------------|
| S4 | <5 |
| S3 | 5 – 10 |
| S2 | 10 – 25 |
| S1 | 25 – 40 |
| So | >40 |

NB : Il existe aussi d'autres méthodes comme la méthode asphalte in-situ, le logiciel alizé etc.

6.4. Application au projet :

Parmi les méthodes citées plus haut, nous avons choisi la méthode C.B.R pour faire notre dimensionnement.

La direction des travaux publics de Tiaret, nous a suggéré de prévoir un indice C.B.R allant du 10 à 12. Vu que le tronçon parcourt une zone de sol de bonne portance, d'où nous avons pris ICBR=10 classé en S2.

Nous tenons à rappeler :

TJMA2014=14809 v/j (2014).

Z=18.4% (PL), i=4%, n=10 ans.

TJMA2020= 17325 v/j (année de mise en service).

TJMA2030= 25645 v/j (l'année horizon c'est à dire à la 10ieme année d'exploitation).

- Calcul de nombre de poids lourds :

La répartition transversale du trafic est:

Pour une Chaussée unidirectionnelles à 2 voies : 90 % du trafic PL sur la voie lente de droite.

$$N = \frac{TJMA2030}{2} * Z * 90\%$$

$$N = \frac{37961}{2} * 0.184 * 0.9 = 2123,406 \text{ PL/J/sens}$$

-
-
-

-
- 6.5. Calcul de l'épaisseur équivalente :

$$E_{eq} = \frac{100 + \sqrt{6,5} * (75 + 50 \log(\frac{2123,406}{10}))}{10 + 5} = 39,19$$

On prend une épaisseur équivalente de 40 cm.

$$E_{eq} = a_1 x e_1 + a_2 x e_2 + a_3 x e_3.$$

Pour le calcul des épaisseurs réelles e_1 , e_2 et e_3 on fixe les épaisseurs e_1 ,

e_2 : On calcul l'épaisseur e_3 :

$$e_1 = 6\text{cm en béton bitumineux (BB)} \Rightarrow a_1 = 2.0$$

$$\text{donc } E_{eq1} = 12$$

$$e_2 = 10\text{cm en grave bitume (GB)} \Rightarrow a_2 = 1.5.$$

$$\text{donc } E_{eq2} = 15$$

e_3 = épaisseur en grave non traitée (GNT) =>

$$a_3 = 1.0 \text{ Ainsi on aura : } E_{eq3} = 40 - (12 + 15) = 15$$

$$\Rightarrow e_3 = 13$$

Tableau 6.3. : Épaisseurs réelles et équivalente

| Couches | Epaisseurs réelles (cm) | Coefficient d'équivalence (a_i) | Épaisseur équivalente (cm) |
|---------|-------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| BB | 06 | 02 | 12 |
| GB | 10 | 1.5 | 15 |
| GNT | 13 | 01 | 13 |
| Total | 29 | - | 40 |

CHAPITRE 7
ASSAINISSEMENT

CHAPITRE 7 : ASSAINISSEMENT

7.1. Introduction :

Comme on le dit souvent, l'eau est le pire ennemi de la chaussée, c'est pourquoi des mesures sont prises pour le garder à l'écart, tant pour le confort des usagers que pour la durabilité de la structure. C'était l'objectif initial de l'assainissement routier.

Aujourd'hui, l'assainissement des routes permet également de protéger les ressources en eau et de lutter contre les pollutions accidentelles. (carburant, huile de graissage, pneus, etc.).

7.2. Objectif de l'assainissement :

Pour une bonne sécurité des usagers et la protection de la route, l'assainissement a pour objectif :

- La collecte et l'évacuation des eaux superficielles dans l'emprise de la route ;
- La collecte et l'évacuation des eaux interne (drainage) ;
- Le rétablissement des écoulements naturels ;
- La réduction du cout d'entretien ;
- La protection de la ressource en eau.

○

7.3. Dimensionnement des ouvrages d'évacuations :

La méthode de dimensionnement consiste à choisir un ouvrage, sa pente puis à vérifier sa capacité à évacuer le débit d'apport, et pour cela on utilise la formule :

$$Q_a = Q_s$$

Q_a : débit d'apport en provenance du bassin (m³/s).

Q_s : débit d'écoulement au point de saturation (m³/s).

Le débit d'apport est calculé en appliquant la formule de la méthode Rationnelle :

$$Q_a = K.C.I.A$$

Avec :

K : coefficient qui permet la conversion des unités (les mm/h en l/s).

I : intensité moyenne de la pluie de fréquence déterminée pour une durée égale au temps de concentration (mm/h).

C : coefficient de ruissellement.

A : aire du bassin versant (m²).

Les ouvrages hydrauliques sont dimensionnés pour une période de retour de 10, 50 et 100 ans :

- Les buses sont dimensionnées pour une période de retour 10 ans ;
- Les ponceaux (dalots) sont dimensionnés pour une période de retour 50 ans ;
- Les ponts sont dimensionnés pour une période de retour 100 ans.

7.3.1. Détermination du débit :

a) Bassin Versant naturel (BVN):

Le débit d'apport $Q_a = Q_{BVN} + Q_{BVR}$

$S_{BVN} = 0,13 \text{ Km}^2$ (à partir de Google Earth)

Pente Moyenne au T.N : 6%

Sol assez imperméable

Par manque de données nécessaires à l'application de la méthode rationnelle, on utilisera la méthode d'abaques « SOGREAH » .

On a besoin de :

$S_{BVN} = 0,13 \text{ Km}^2$ (à partir de google earth)

$P\% = 6\%$

P_{10} (pluie journalière moyenne annuelle) = 60 mm

En utilisant l'abaque, on obtient un débit de $Q_{BVN} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$

b) Bassin versant Routier (BVR)

Le coefficient de ruissellement C représente le rapport de volume d'eau qui ruisselle sur la surface du bassin au volume d'eau qui tombe sur elle. Il peut être choisi suivant le tableau ci-après (Tableau 7.1):

Tableau 7.1: Coefficient de ruissellement

| Type de chaussée | C | Valeurs prises |
|---------------------------------------|-------------|----------------|
| Chaussée revêtement en enrobés | 0.80 à 0.95 | 0.95 |
| Accotement (sol légèrement perméable) | 0.15 à 0.40 | 0.40 |
| Talus | 0.10 à 0.30 | 0.30 |
| Terrain naturel | 0.05 à 0.20 | 0.20 |

7.3.2. Calcul du débit de saturation :

Le débit de saturation est donné par la formule de GRACCKELER-MANNING et STRICKLER :

$$Q_s = S.K.R^{2/3}.j^{1/2}$$

Tel que :

S : section mouillée.

K : coefficient de STRECKLER qui dépend de la nature de parois de l'ouvrage pris égale à :

Paroi en terre : K=30.

Paroi en béton : K=80.

R : rayon hydraulique (m).

J : la pente moyenne de l'ouvrage.

7.3.3. Dimensionnement des fossés :

Les fossés sont des structures linéaires initialement creusées pour drainer, collecter ou faire circuler des eaux. Ils existent plusieurs types de fossés dont entre autre les fossés de pied de talus de déblai, les fossés de crête de talus de déblai, les fossés de pied de talus de remblai etc.



Figure 7.1 : Image montrant les fossés longitudinaux



Figure 7.2 : Fossé de crête de talus de déblai

Le profil en travers hypothétique de fossé est donné dans la figure ci-dessous. On fixe la base du fossé à ($b = 50$ cm) et la pente du talus à ($1/n = 1/1.5$) d'où la possibilité de calculer le rayon hydraulique en fonction de la hauteur h .

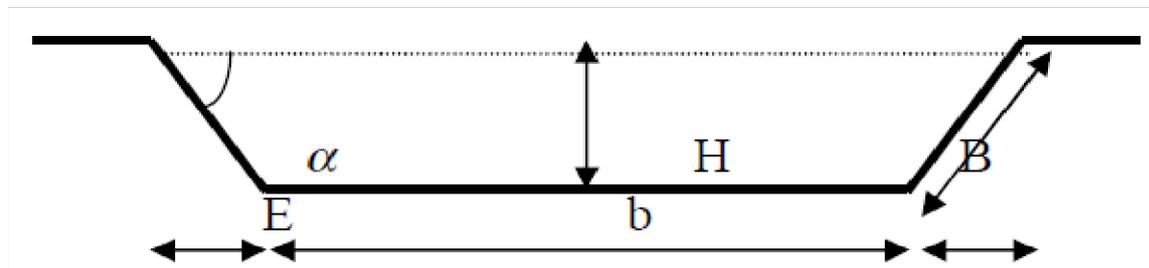


Figure 7.3 : Schéma du fossé

Calcul de la surface mouillée :

$$S_m = b \cdot h + 2 \frac{eh}{2}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{e} = \frac{1}{n} \quad \text{d'où } e = n \cdot h$$

$$S_m = b \cdot h + n \cdot h^2 = h \cdot (b + n \cdot h)$$

$$S_m = h \cdot (b + n \cdot h)$$

Calcul du périmètre mouillé :

$$P_m = b + 2 \cdot C$$

Les calculs donnent :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{e} = \frac{1}{n} \quad \text{d'où } e = n \cdot h$$

$$C = \sqrt{h^2 + e^2} = \sqrt{h^2 + n^2 \cdot h^2}$$

$$\text{D'où : } P_m = b + 2 \cdot h$$

$$R = \frac{S_m}{P_m} = \frac{h.(b+h)}{b+2.h}$$

Les dimensions des fossés sont obtenues en écrivant l'égalité du débit d'apport et débit d'écoulement au point de saturation. La hauteur (h) d'eau dans le fossé sera obtenue en faisant l'égalité suivante :

$$Q_a = Q_s$$

7.4. Application au projet:

Les données pluviométriques nécessaires pour le calcul sont :

- Pluie moyenne journalière pour une période de retour de 10 ans, $P_{10} = 60$ mm.
- Surface du bassin versant (voir schéma de la figure 7.4 et 7.5)
- Surface du bassin naturel
- Surface du bassin versant Routier

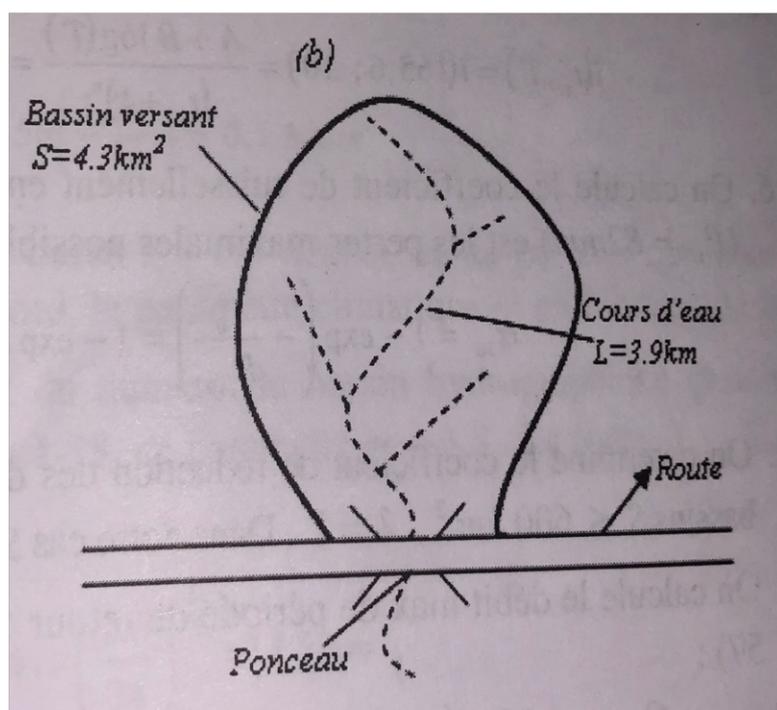


Figure 7.4 : Schéma du bassin versant (Boutoutaou, année 2019)

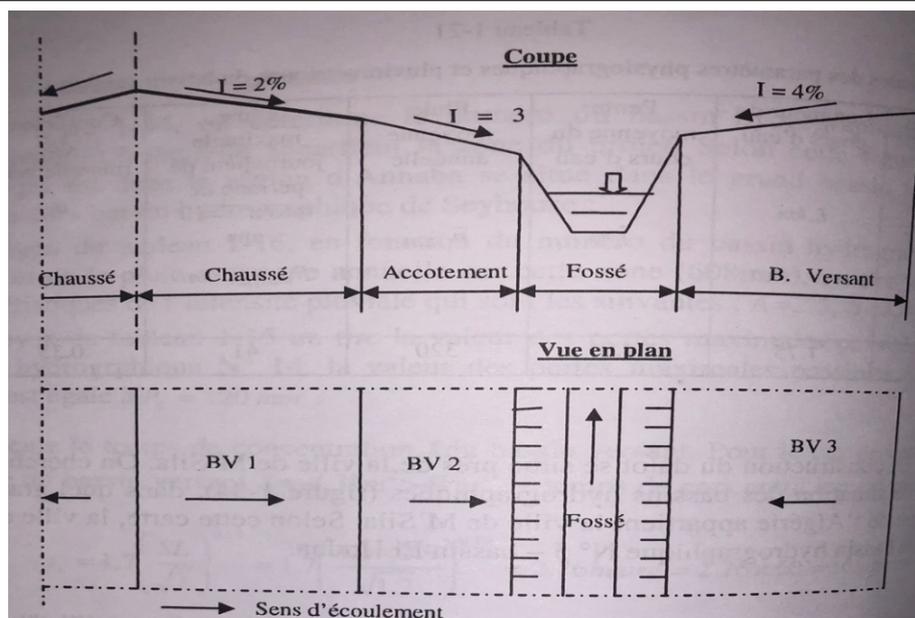


Figure 7.5 : Schéma d'écoulement des eaux pluviales (Boutoutaou, année 2019)

7.4.2 Calcul du débit d'apport du BVN :

Tableau 7.2 : Valeur des caractéristiques physiques du bassin versant

| Nature de la surface | Longueur L,m | Largeur B ,m | Surface S, km ² (L*B) | Pente \bar{I} ,% | Coefficient de ruissellement |
|----------------------|--------------|--------------|----------------------------------|--------------------|------------------------------|
| Chaussées BV1 | 300 | 7 | 0,0021 | 2,5 | 0,94 |
| Accotement BV2 | 300 | 4 | 0,0012 | 4 | 0,5 |

1- Le temps de concentration est calculé par la formule suivante :

Pour la chaussée (BV1) : $t_c = 0,56 \left(\frac{L}{\sqrt{\bar{I}}} \right) = 0,56 \left(\frac{0,3}{\sqrt{2,5}} \right) = 0,067 h$

Pour l'accotement (BV2) : $t_c = 0,56 \left(\frac{L}{\sqrt{\bar{I}}} \right) = 0,56 \left(\frac{0,3}{\sqrt{4}} \right) = 0,084 h$

2- La pluie de courte durée est calculée par la formule suivante :

Le coefficient $m=3,3$ (zone I) (Boutoutaou)

Pour la chaussée (BV1) : $P_{tc10} = 90 \left(\frac{t_c}{24} \right)^{\frac{1}{m}} = 90 \left(\frac{0,067}{24} \right)^{\frac{1}{3,3}} = 10,27 mm$

Pour l'accotement (BV2) : $P_{tc10} = 90 \left(\frac{t_c}{24} \right)^{\frac{1}{m}} = 90 \left(\frac{0,084}{24} \right)^{\frac{1}{3,3}} = 10,99 \text{ mm}$

3- Le débit d'apport décennal est déterminé par la formule :

Pour (BV1) : $Q_{max10} = 0,22\alpha P_{tc10} \sqrt{I} \sqrt{S} = 0,22 \times 0,94 \times 10,27 \times \sqrt{2,5} \times \sqrt{0,0021}$

$$Q_{max10} = 0,150 \text{ m}^3/\text{s} = 150 \text{ l/s}$$

Pour (BV2) : $Q_{max10} = 0,22\alpha P_{tc10} \sqrt{I} \sqrt{S} = 0,22 \times 0,94 \times 10,99 \times \sqrt{4} \times \sqrt{0,002}$

$$Q_{max10} = 0,154 \text{ m}^3/\text{s} = 154 \text{ l/s}$$

7.4.2 Dimensionnement des fossés :

A partir des résultats obtenus précédemment :

Avec : $K_{st} = 30$, $P = 0,5\%$, $b = 0.5\text{m}$

$$Q_{at} = Q_s = (K_{ST} * P^{1/2}) * h * (b + h) * \left(\frac{h * (0.5 + h)}{0.5 + 2 * h} \right)^{2/3}$$

$$0.154 = 30 * (0.005)^{1/2} * h * (0.5 + h) * \left(\frac{h * (0.5 + h)}{0.5 + 2 * h} \right)^{2/3}$$

Par la méthode de tâtonnement, on trouve un $h=0,3\text{m}$. Nous proposons pour nos sections de route en déblai l'implantation de fossés bétonnés de type trapézoïdal de dimensions :

- Profondeur : 0.5m (nous adoptant une profondeur de 0,5 m pour assurer la continuité des fosses déjà existant sur la RN 14)
- Largeur : 0.5m
- Pente de la paroi du fossé : 1/1

7.3.4. Dimensionnement des buses :

Les buses sont réalisées pour évacuer les eaux des fossés vers les cours d'eau, ils sont réalisés avec du béton armé qui répond à différents critères telle que la résistance aux chocs, ils sont généralement placés sous une route, une voie ferrée ou une autre structure.

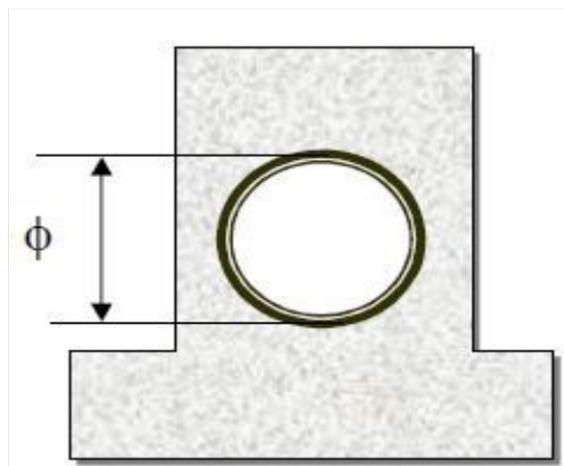


Figure 7.6 : Coupe transversale d'un ouvrage busée

Le dimensionnement d'une buse résulte de la comparaison entre le débit d'apport et le débit de saturation de cette buse, c'est-à-dire il faut que Q_a soit inférieur à Q_s .

Donc le principe consiste à chercher le rayon de la buse qui vérifie cette condition.

$$Q_s = S_m \cdot K_{ST} \cdot R_H^{2/3} \cdot P^{1/2} \quad Q_a = K \cdot (R_h)^{2/3} \cdot P^{1/2} \cdot S_m$$

S_m : section mouillée, $S_m = \frac{1}{2} \pi \cdot R^2$ (pour une hauteur de remplissage égale à 0.3)

R_H : rayon hydraulique, $= R/2$

K_{st} : coefficient de STRICKLER, $K_{st} = 80$ pour les buses en béton

P : la pente de pose égale la pente de profil en travers. 4%

$$Q_s = 80 \times (R/2)^{2/3} \times \frac{\pi}{2} \times R^2 \times (P)^{1/2}$$

$$Q_s = Q_a = R^{8/3} = \frac{2^{5/3} \cdot Q_a}{80 \cdot \pi \sqrt{P}}$$

$R = 0,18$ m (soit à peu près 0,20 m)

Une fois le rayon R est déterminé on prend le diamètre de la buse $\phi = 2R = 0,40$ m (soit une buse de 400 mm de diamètre)

CHAPITRE 8

PRESENTATION ET PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE

CHAPITRE 8 : PRESENTATION ET PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE**8.1. Introduction**

Etant donné que le pont à poutres principales entretoisés en béton armé est la solution retenue, on va approfondir son étude et sa conception.

Le pré-dimensionnement se base sur des normes déjà établies et publiées par le SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art dits courants. Le dit pré-dimensionnement suivra cette logique :

1. Poutres
2. Hourdis
3. Entretoises

8.2. Conception longitudinale :

Nous avons pu conclure de l'étude géométrique que le pont avait un gabarit de 6 m. En réalisant le remblai au niveau des deux rives, on aura une longueur totale de brèche d'environ 40 m. Donc, on va réaliser un pont à deux travées égales de longueur 20 mètre chacune (Figure 8.1).

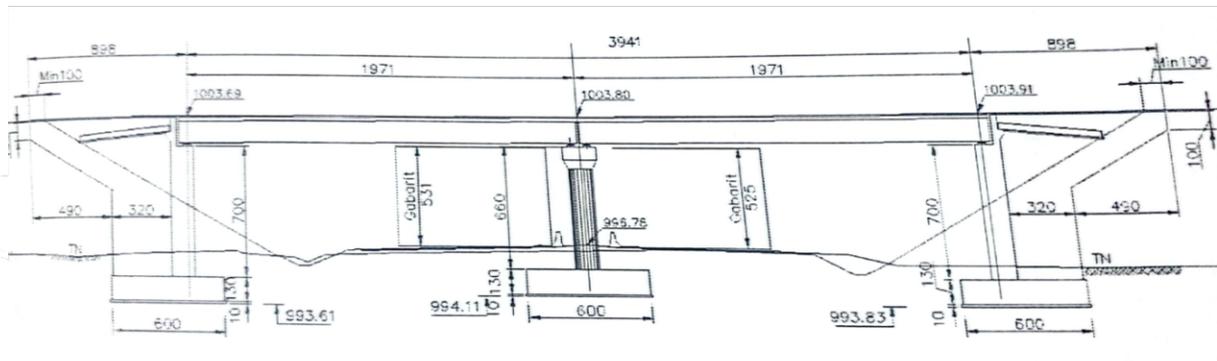


Figure 8.1 : coupe longitudinale de l'ouvrage

8.3. Conception Transversale :

On aura deux parties identiques (2x2 voies de 3,5 m) ; à gauche, on a une barrière de sécurité de type BN4 occupant avec la corniche une largeur de 0,75 m séparent les deux parties de l'ouvrage, à droite on a un trottoir avec un retenue en sécurité de 1m de largeur.

Cela veut dire que la largeur roulable est $L_r = 8$ m et la largeur transversale totale est

$$L_T = 10\text{m.}$$

8.4.1. Poutres**✓ Longitudinalement :**

On a conçu des poutres préfabriquées indépendantes. Chacune a une longueur totale $L_p = 20$ m. Un about d'appui doit être pris aux deux extrémités de la poutre, dans le cas de poutres en BA, l'about est généralement compris entre 0,3 et 0,4 m. On choisit $d = 0,35$ m et on aura une longueur de calcul (entre appuis)

Transversalement :

- **Hauteur de la poutre H_p** L'élanement des poutres dépend essentiellement de leur portée et des contraintes admissibles du béton qui les constitue., l'élanement de la poutre est définie comme suit : $\frac{1}{17} L \leq H_p \leq \frac{1}{15} L \Rightarrow 1,17m \leq H_p \leq 1,83m$

H_p : la hauteur de la poutre sans hourdis

L : la portée de 20 m.

Donc on prend comme hauteur des poutres **$H_p = 1,2m$**

✓ Epaisseur de l'âme de la poutre

$$B_p \geq \frac{1}{3} H_p \Rightarrow B_p \geq 0,4$$

Convenons donc de prendre comme épaisseur des poutres **$B_p = 0,5m$** .

- Entre-axe des poutres

L'espacement des poutres ou entre-axes est un paramètre fondamental qui influe sur les autres paramètres. Il est compris d'après les recommandations SETRA de prendre une valeur entre 1 m et 2.5 m. On choisit un espacement de $b_0 = 2.5$ m, ce qui nous permet de calculer le nombre des poutres.

✓ Nombre de poutres :

Le nombre de poutres est défini en fonction de la largeur du tablier

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

Avec :

La : entraxe entre les poutres de rive

d : entraxe des poutres $d = 2,5$ m

$$La=10-2=8$$

$$\text{Donc : } N=\frac{8}{2,5}+1 \Rightarrow N = 4$$

Le nombre de poutres est défini par **4 poutres**

8.4.2. Shema représentatif de la section de poutre :

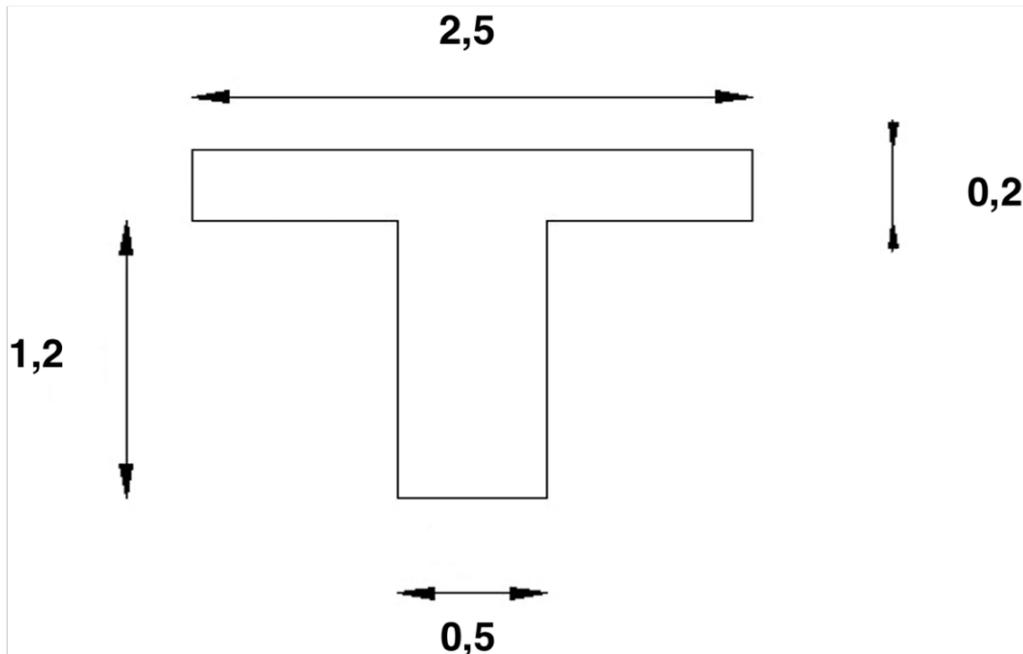


Figure 8.2 : poutre en forme T

8.4.3. Prédimensionnement du hourdis

Le rôle de la dalle est multiple. Tout d'abord, il assure la continuité de surface du pont, de sorte que les poutres et les entretoises peuvent être connectées. Il se présente comme un tableau de compression pour poutres et prend en charge l'étanchéité et la chaussée. Le hourdis est construit en béton armé et il est coulé sur place avec des coffrages appuyés ou suspendus aux poutres. Son épaisseur est généralement comprise entre 14 et 20 cm. Pour notre conception, on prend $H_d = 0,2$ m.

8.4.4. Prédimensionnement des entretoises d'about :

Les entretoises sont des éléments transversaux en béton armé coulé sur place qui contribuent à renforcer et à ancrer la structure de la poutre. La conception moderne élimine les entretoises intermédiaires, ne laissant que les supports qui interviennent pour remplacer les roulements lors du levage. La hauteur des entretoises est proche de la hauteur des poutres, ce qui leur

confère une bonne rigidité. D'un point de vue esthétique, mieux vaut baisser légèrement leur hauteur, ce qui les rendra moins visibles entre les poutres.

La hauteur de l'entretoise sera prise égale à celle des poutres moins la largeur totale
 $H_{L'entretoise} \geq 1,4 - 0,5$ (largeur entretoise=0,5)

$H_{L'entretois}=0,9\text{m}$

$B_{L'entretois}=0,5\text{m}$

8.4.5. Équipements du pont :

Ce sont tous les accessoires non fonctionnels trouvés sur le tablier du pont élément porteur, mais assurent d'autres fonctions telles que la sécurité et le confort de l'utilisateur, protection des éléments de structure, esthétique de l'ouvrage

donc, les équipements interviennent dans la conception et le dimensionnement d'un ouvrage et dans sa fonction et dans sa durée de vie..

Revêtement :

-Etanchéité :

L'application d'une couche d'étanchéité sur le tablier a pour objectif de protéger la structure des agressions causées par les eaux pluviales et des cycles de gel-dégel. Cette La couche empêche également la pénétration de produits chimiques agressifs et la corrosion des armatures structurelles en béton armé. Il est posé sur toute la surface du tablier. Les systèmes d'étanchéité couramment utilisés comprennent l'asphalte coulé, les films adhésifs, les feuilles préfabriqués, etc.

-Couche de roulement :

C'est un tapis d'enrobé bitumineux de 7 cm d'épaisseur qui a pour rôle d'assurer le confort et la sécurité de l'utilisateur. L'eau peut stagner entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité. Pour éviter ce problème, il faut exécuter une certaine pente et un système de drainage.

Dispositifs de retenue :

Les dispositifs de retenue ont pour but d'assurer la sécurité des usagers de la voirie et des tiers utilisateurs des ouvrages. Les dispositifs de retenue routiers (DRR) comprennent :

-Barrière BN4 : Ces barrières sont classées selon les normes modernes, sont très légères (0,65 KN/ml) et sont moins agressives que les barrières plus anciennes. Le type BN4 est le plus utilisé en Algérie.

Séparateur en béton : Ces séparateurs servent surtout dans le cas de deux tabliers contigus séparés. Ainsi, ils jouent le rôle d'une glissière et d'une barrière, mais ils sont assez agressifs aux véhicules légers. Les séparateurs sont parfois placés sur les terres pleines centrales des autoroutes.

Corniche :

La principale fonction des corniches est l'esthétique, elles offrent une bonne finition pour une bonne vue. Voici comment mieux les préfabriquer. Outre ce rôle premier, les corniches permettent également l'écoulement latéral de l'eau, l'empêchant d'atteindre les éléments porteurs de la structure. Enfin, les corniches peuvent également sceller les garde-corps et barrière. Les corniches sont majoritairement en BA préfabriqué, ainsi on prévoit un scellement par une contre corniche (posé sur un bain de mortier). Dans ce cas le poids est de 2 à 3 KN/ml

Système de drainage :

L'exécution d'une pente légère ou dévers transversalement aide à chasser l'eau

Jusqu'aux caniveaux qui permettent eux-mêmes l'écoulement à travers les gargouilles

Joint de chaussée : (plus de détails dans le chapitre des équipements de pont)

Conclusion

La conception du pont a conduit à un pont à poutres en nombre de 4, en béton armé, d'une longueur de 40m et une largeur de 10m, à deux travées isostatique identiques de 20 m chacune et un gabarit de 6m, L'étape suivante qui sera développée au 3ème chapitre consiste à étudier, dimensionner et déterminer le ferrailage des différents éléments du pont.

CHAPITRE 9 :
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CHAPITRE 9 : CARACTERES DES MATERIAUX**9.1 Introduction :**

Dans ce chapitre, on présentera les caractéristiques des matériaux de notre ouvrage et cela conformément aux règles BAEL91.

9.2 Béton

L'ensemble du contenu de cette section concerne principalement les ouvrages dont le béton est composé de granulats naturels ordinaires et dont la teneur en ciment est d'au moins 300 kg/m³ de béton utilisé.

Rappelons que les classes de résistance du ciment sont définies par les nombres 35, 45 et 55, qui représentent la résistance moyenne à 28 jours d'âge, exprimée en MPa ; les limites inférieures nominales correspondantes sont 25, 35 et 45 MPa, et la limite supérieure les limites sont respectivement de 45, 55 et 65 MPa, c'est-à-dire que dans chaque nuance, la plage relative à la résistance moyenne est de ± 10 MPa.

Les ciments THR (résistance nominale 2 jours supérieure à 30 MPa, résistance nominale 28 jours supérieure à 55 MPa) sont en principe réservés aux ouvrages particuliers nécessitant une résistance très élevée. Dans les structures en béton armé, les grades de ciment 45 et 55 sont couramment utilisés.

9.2.1 Résistances mécaniques

Les valeurs propres de résistance du béton sont définies comme la probabilité de ne pas être touché correspondant à un maximum égal à 0,10, sauf pour la résistance à la compression, la probabilité de ne pas être touché est ramenée à 0,05 si la valeur propre est au moins égale à 25 MPa .

En général, pour la construction de projets, le béton est défini par ses propriétés de compression souhaitées (ou spécifiées) à 28 jours d'âge, notées f_{c28} .La résistance à la compression est mesurée par la compression Selon le mode opératoire du Laboratoire d'un cylindre droit de 200 cm² et d'une hauteur double de leur diamètre

la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée, pour un béton non traité thermiquement, par la formule :

$$f_{cj} = \frac{j}{a+Bj} f_{c28} \quad (\text{équation. 9.1})$$

Avec :

- pour $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$a=4,76 \text{ et } b=0,83$$

- pour $40 < f_{c28} \leq 60$ MPa :

$$a=1,40 \text{ et } b=0,95$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours ($j \geq 28$), lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve $f_{cj} = f_{c28}$.

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{t28} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ (équation. 9.2)

Avec f_{t28} et f_{c28} en mégapascals.

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 MPa.

Choix des valeurs des résistances caractéristiques

Les règles BAEL spécifient (article A. 2.1, 1) que le projet doit être établi selon la résistance caractéristique, qui doit être obtenue lors de l'exécution. Par conséquent, la composition du béton n'est généralement définie qu'à titre indicatif au niveau du projet, sauf si nous disposons d'une référence ou d'une garantie précise, telle que la résistance caractéristique à l'usage du béton prêt à l'emploi à propriétés normalisées (BCN).

Le commentaire de l'article A. 2.1,13 donne pour le choix des valeurs de f_{c28} les indications suivantes :

- Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés ;
- On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;

- On peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions, à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton ;
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes, moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés. Ainsi, depuis l'apparition des adjuvants fluidifiants (superplastifiants) qui permettent de réduire le dosage en eau et, plus récemment, des fumées de silice, il est à présent possible de fabriquer à peu près partout en France des **bétons à hautes performances** correspondant à des résistances pouvant atteindre 60, voire 80 MPa et même davantage.

Tableau 9.1: Dosages en ciment (en kg/m³) (source béton armé. Règles BAEL91)

| Classe de ciment | 45 et 45 R | | 55 et 55 R | |
|---|------------|-----|------------|-----|
| | CC | AS | CC | AS |
| $f_{c28} = 16$ MPa | 300 | | | |
| $f_{c28} = 20$ MPa | 350 | 325 | 325 | 300 |
| $f_{c28} = 25$ MPa | (1) | 400 | 375 | 350 |
| $f_{c28} = 30$ MPa | non admis | (1) | (1) | (1) |
| CC conditions courantes de fabrication du béton AS avec auto-contrôle surveillé (1) cas à justifier par une étude appropriée. | | | | |

9.2.2. Déformations longitudinales :

le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (équation 9.3)}$$

avec E_{ij} et f_{cj} en mégapascals.

Ainsi, la déformation totale du béton sous chargement de longue durée est le triple de la déformation instantanée sous la même contrainte ; le module de déformation correspondant E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ (équation 9.4)}$$

9.2.3 Déformations transversales. Coefficient de Poisson:

Le coefficient de Poisson dans L'ELU égale à 0 Et pour L'ELS :0,2

9.3 Acier

9.3.1 Types d'armatures utilisées

Les produits les plus utilisés pour constituer les armatures des constructions en béton armé sont :

- les ronds lisses (diamètres de 6 à 40 mm) qui peuvent provenir ,soit de ronds laminés à chaud, soit de fil machine redressé ;
- les barres à haute adhérence (barres HA) laminées à chaud ;
- les fils machine à haute adhérence (diamètres de 3 à 16 mm) laminés à chaud ;
- les fils à haute adhérence (diamètres de 3 à 16 mm) tréfilés et/ou laminés à froid à partir de fil machine ;
- les treillis soudés obtenus en assemblant rigidement par soudure effectuée en usine

9.3.2 Caractéristiques géométriques :

Les diamètres souvent utilisée pour les acièrre appartiennes les gammes suivantes :

- Ronds lisses 6 8 10 12 14 16 20 25 32 40;
- Barres HA: 6 7 8 9 10 12 14 16 20 25 32 40;
- Fils HA : 4 5 6 8 10 12 14 16 (plus 7 et 9mm en nuance Fe E 500) ;
- Treillis soudés lisses : de 3 à 12mm par pas de 0,5mm;
- Treillis soudés HA : de 4 à 12mm, par pas de 0,5mm, plus 14 et 16 mm.

Tableau 9.2: tableau caractéristique géométrique des armatures (source béton armé. Règles BAEL91)

| | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|------------|--------------|---------------|--------------|---------------|
| Diamètre nominal (1) (mm) | (3) | (3,5) | (4) | (4,5) | (5) | (5,5) | 6 | (6,5) | (7) |
| Section nominale | 0,071 | 0,096 | 0,126 | 0,159 | 0,196 | 0,238 | 0,283 | 0,332 | 0,385 |
| cm ² Périmètre nominal | 0,942 | 1,100 | 1,257 | 1,414 | 1,571 | 1,728 | 1,885 | 2,042 | 2,199 |
| cm Masse | 0,056 | 0,075 | 0,099 | 0,125 | 0,154 | 0,187 | 0,222 | 0,260 | 0,302 |
| linéique kg/m | | | | | | | | | |
| Diamètre nominal (1) (mm) | (7,5) | (8) | (8,5) | (9) | 9,5 | 10 | (10,5) | (11) | (11,5) |
| Section nominale | 0,441 | 0,503 | 0,567 | 0,636 | 0,709 | 0,785 | 0,866 | 0,950 | 1,04 |
| cm ² Périmètre nominal | 2,356 | 2,513 | 2,670 | 2,827 | 2,984 | 3,142 | 3,298 | 3,456 | 3,613 |
| cm Masse | 0,347 | 0,395 | 0,445 | 0,499 | 0,556 | 0,616 | 0,679 | 0,746 | 0,815 |
| linéique kg/m | | | | | | | | | |
| Diamètre nominal (mm) | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 | | |
| Section nominale | 1,131 | 1,539 | 2,011 | 3,142 | 4,909 | 8,042 | 12,566 | | |
| cm ² Périmètre nominal | 3,770 | 4,398 | 5,027 | 6,283 | 7,854 | 10,053 | 12,566 | | |
| cm Masse | 0,888 | 1,208 | 1,579 | 2,466 | 3,854 | 6,313 | 9,864 | | |
| linéique kg/m | | | | | | | | | |

(1) Les diamètres entre parenthèses n'existent pas pour les ronds lisses. Il en est de même pour les barres HA, à l'exception des diamètres 7 et 9 mm.

Remarque : Un tableau plus complet, contenant des sections pour un nombre donné d'acier à béton peut être trouvé dans formulaire béton armé ou dans la documentation de l'association pour le développement de technologie utilisant le treillis soudé (ADETS).

9.3.3 Caractères mécaniques

Les caractères mécaniques auxquels les normes font référence sont :

- La limite d'élasticité en traction (apparente dans le cas des aciers naturels, conventionnelle dans le cas des aciers écrouis) ;
- La contrainte de rupture par traction ;
- L'allongement sous charge maximale;
- L'allongement de rupture par traction (base de la mesure : $5 \varnothing$).

9.3.3.1 Limite d'élasticité garantie (en traction)

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité garanties correspondantes des produits actuellement sur le marché sont données par le tableau (9.3)

— d'un palier horizontal d'ordonnée f_e , limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

Tableau 9.3: tableau des caractères mécaniques et armatures (source béton armé. Règles BAEL91)

| Type | Désignation (nuance) | Limite d'élasticité garantie f_e (MPa) | Emploi |
|----------------------|----------------------|--|--|
| Ronds lisses | Fe E 215 Fe E 235 | 215 235 | emploi courant [?] épingles de levage des pièces préfabriquées |
| Barres HA (1) | Fe E 400 Fe E 500 | 400 500 | emploi courant autrefois [?] tend à supplanter la nuance Fe E 400 |
| Fils tréfilés HA (2) | Fe TE 400 Fe TE 500 | 400 500 | [?] emploi sous forme de barres droites ou de treillis soudés (TSHA) |
| Fils tréfilés lisses | TL 500 | 500 | treillis soudés unique- ment : emploi de moins en moins fréquent |

(1) Des marques de laminage appropriées permettent de distinguer les aciers de la nuance Fe E 400 de ceux de la nuance Fe E 500 (§ 1.2.1).

(2) La nuance Fe TE 500 est la plus courante.

9.3.3.2 Diagramme contraintes-déformations

Le diagramme contraintes (σ_s) - déformations (ε_s) à considérer dans les vérifications des sections est **conventionnellement** défini par la figure 1 ; il se compose :

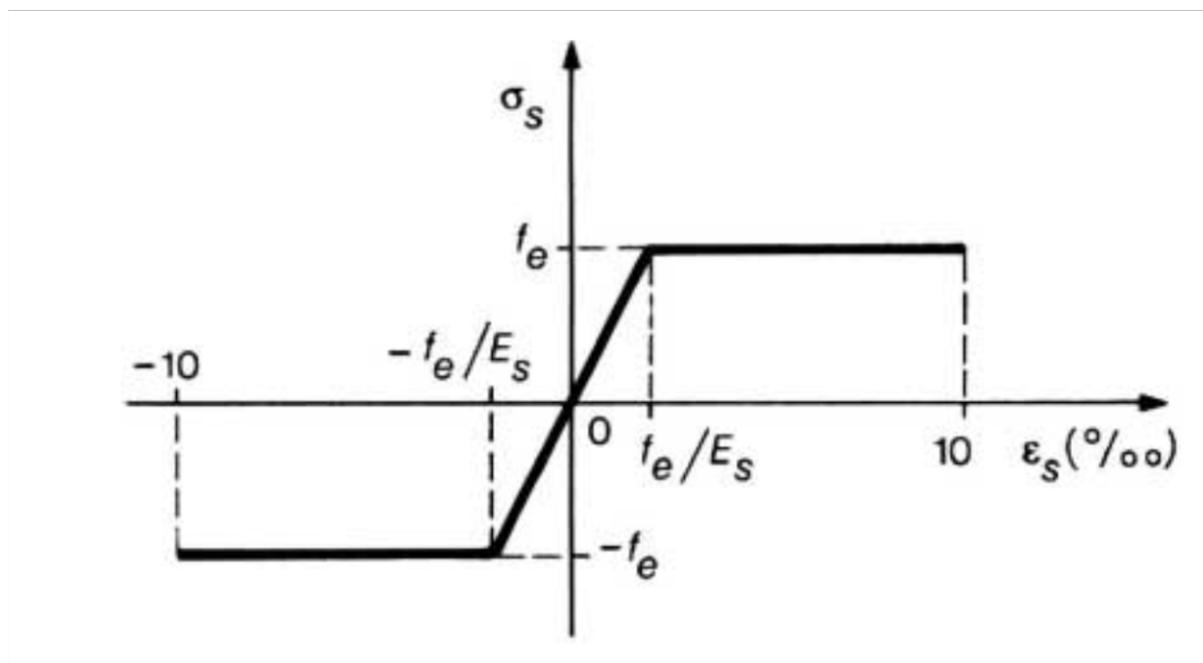


Figure 9.1: Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures de tous types (source béton armé. Règles BAEL91)

— de la droite de Hooke, de pente $E_s = 200\ 000$ MPa, indépendante de la nuance de l'acier ;

9.4 Caractères technologiques

9.4.1 Caractères d'adhérence

La capacité d'une armature à rester accrochée au béton qui l'entoure, malgré la force qui la fait glisser le long de son axe, est caractérisée par deux coefficients adimensionnels :

- l'un, qui intervient dans les calculs relatifs à la fissuration, est appelé coefficient de fissuration η ;
- l'autre, utilisé dans les calculs relatifs aux ancrages, est appelé coefficient de scellement ψ_s .

Les propriétés d'adhérence dépendent de la géométrie du renfort et des conditions de fabrication. Cette norme définit certains profils typiques et des valeurs minimales (ou maximales) pour les paramètres géométriques d'une tige ou d'un fil à haute adhérence ; si ces valeurs sont respectées, les facteurs de fissuration et d'étanchéité sont considérés comme ayant les valeurs indiquées dans le tableau 9.4.

Sinon, ces coefficients doivent être déterminés expérimentalement.

Tableau 9.4 : tableau de coefficients de fissuration et de scellement des armatures (source béton armé. Règles BAEL91)

| Type | η | ψ_s |
|---|--------|--------------|
| Ronds lisses | 1 | 1 |
| Barres HA | 1,6 | 1,5 |
| Fils HA { $\varnothing < 6$ | 1,3 | 1,5 |
| { $\varnothing \geq 6$ | 1,6 | 1,5 |
| Treillis soudés formés de fils lisses | 1 | (sans objet) |

Matériaux concernant le revêtement :

La couche de roulement est en béton bitumineux et son poids volumique est de 23 KN/m^3

L'étanchéité est à employer sur la totalité de la largeur du pont son poids volumique est de 22 KN/m^3

Conclusion :

Pour les éléments de structures du tablier (poutres, hourdis et entretoise d'about) on emploie un acier de haute adhérence de **Fe400** et les armatures transversales sont droites et un béton on emploie un béton de résistance à la compression à 28 jours égale à 30 MPa. Pour les autres éléments (culées, piles et fondations), on emploie un béton de résistance à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

Tableau 9.5: tableau de caractéristiques de béton (source auteur)

| | Fc28 (MPa) | Ft28 (MPa) | Fbu (MPa) | Ei (MPa) | Ev (MPa) |
|-----------------------------|---------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| Tablier | 30 | 2,4 | 17 | 34179,56 | 11496,76 |
| Culées, piles, fondation | 25 | 2,1 | 14,17 | 32164,20 | 10818,87 |

CHAPITRE 10 :
ETUDE STRUCTURALE DES POUTRES

CHAPITRE 10 : ETUDE STRUCTURALE DES POUTRES**10.1. Calcul des sollicitations**

Les charges permanentes comprennent le poids propre des poutres elles-mêmes et des différents éléments supportés par celles-ci, à savoir : les dalles, les trottoirs et leurs accessoires, le revêtement bitumineux et les matériaux d'étanchéité.

10.1.1. Les charges permanentes des éléments du tablier :**a. Les poutres**

- **Poids propre par mètre des poutres :**

$$P_p = \gamma_{BA} \cdot n_p \cdot S_p$$

$$P_p = 25 \times 4 \times (1,2 \times 0,5) = 60 \text{ kN/m}$$

- **Poids total des poutres :**

$$G_p = \gamma_{BA} \cdot n_p \cdot S_p \cdot L_p$$

$$G_p = 60 \times 20 = 1200 \text{ kN}$$

b. Les Entretoises :

- **Poids propre par mètre des entretoises :**

$$P_E = \gamma_{BA} \cdot n_E \cdot m_E \cdot S_E$$

$$P_{en} = 25 \times 2 \times (0,5 \times 0,9) = 22,5 \text{ kN/m}$$

- **Poids total des entretoises :**

$$G_E = \gamma_{BA} \cdot n_E \cdot m_E \cdot S_E \cdot L_E$$

$$G_E = 22,5 \times 7,5 = 168,75 \text{ Kn}$$

c. La dalle ou hourdis :

- **Poids propre par mètre de la dalle :**

$$P_d = \gamma_{BA} \cdot S_d$$

$$P_d = 25 \times 10 \times 0,2 = 50 \text{ kN/m}$$

- **Poids total de la dalle :**

$$G_d = \gamma_{BA} \cdot S_d \cdot L_d$$

$$G_d = 50 \times 20 = 1000 \text{ kN}$$

d. Les trottoirs :

- **Poids propre par mètre des trottoirs :**

$$P_{tr} = \gamma_{BNA} \cdot n_{tr} \cdot S_{tr}$$

$$P_{tr} = 24 \times 2 \times (1.00 \times 0,15) = 7.2 \text{ kN/m}$$

- **Poids total des trottoirs :**

$$G_{tr} = \gamma_{BNA} \cdot n_{tr} \cdot S_{tr} \cdot L_{tr}$$

$$G_{tr} = 7.2 \times 20 = 144 \text{ kN}$$

e. Les corniches :

- **Poids propre par mètre des corniches :**

$$P_{cr} = \gamma_{BA} \cdot n_{cr} \cdot S_{cr}$$

$$P_{cr} = 25 \times 2 \times 0,2 = 10 \text{ kN/m}$$

- **Poids total des corniches :**

$$G_{cr} = \gamma_{BA} \cdot n_{cr} \cdot S_{cr} \cdot L_{cr}$$

$$G_{cr} = 10 \times 20 = 200 \text{ kN}$$

f) les garde-corps :

- **Poids propre par mètre des garde-corps :**

$$P_{gc} = P_{gc} \cdot n_{gc}$$

$$P_{gc} = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ kN/m}$$

- **Poids total des garde-corps :**

$$G_{gc} = P_{gc} \cdot n_{gc} \cdot L_{gc}$$

$$G_r = 20 \text{ kN}$$

g. Le revêtement :

- **Poids propre par mètre des revêtements :**

$$P_{\text{rev}} = P_{\text{rev}} \cdot S_{\text{rev}}$$

$$P_{\text{rev}} = 8 \times 0,1 \times 23 = 18.4 \text{ kN/m}$$

- **Poids total des revêtements :**

$$G_{\text{rev}} = P_{\text{rev}} \cdot S_{\text{rev}} \cdot L_{\text{rev}}$$

$$G_{\text{rev}} = 368 \text{ kN}$$

h. Étanchéité :

- **Poids propre par mètre d'étanchéité :**

$$P = 10 \times 0.035 \times 24 = 8.4 \text{ kN/m}$$

- **Poids total d'étanchéité :**

$$G = 168 \text{ kN}$$

i. Les glissières de sécurité :

- **Poids propre par mètre de glissières de sécurité :**

$$P_{\text{gs}} = P_{\text{gs}} \cdot n_{\text{gs}}$$

$$P_{\text{gs}} = 0,8 \times 2 = 1,6 \text{ kN/m}$$

- **Poids total de glissières de sécurité :**

$$G_{\text{gs}} = P_{\text{gs}} \cdot n_{\text{gs}} \cdot L_{\text{gs}}$$

$$G_{\text{gs}} = 1,6 \times 20 = 32 \text{ kN}$$

10.1.2. Les charges totale permanente de tablier :**a. Poids total par mètre du tablier :**

$$P_{\text{tab}} = \sum_{i=1}^n p = 177.5 \text{ kN/m}$$

b. Poids total du tablier :

$$G_{\text{tab}} = 3286.75 \text{ kN}$$

10.1.3. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes :

$$M = p.l^2/8 = \frac{177.55 \times 400}{8} = 8875 \text{ kN.m}$$

$$T = p.l/2 = \frac{177.5 \times 20}{2} = 1775 \text{ kN}$$

10.1.4 Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières :✓ **Largeur roulable L_r :**

Il s'agit de la largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue. Dans le cas présent, on a selon les plans soumis à notre étude :

$$L_r = 8 > 7\text{m} \Rightarrow \text{Pont de classe 1 (voir annexes tableau1)}$$

✓ **Largeur chargeable L_c :**

$L_c = L_r$ s'il y a des bordures ou L_r diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue, lorsqu'il existe. Etant donné qu'ici il n'existe pas de dispositif de retenue alors on a :

$$L_c = L_r = 8$$

✓ **Nombre de voies N_v :**

Par convention le nombre de voies de circulation N_v est tel que :

$$N_v = E \left(\frac{L_c}{3} \right)$$

E : partie entière

$$L_c = 8$$

$$N_v = 2 \text{ voies}$$

La largeur d'une voie est donc : $\frac{8}{2} = 4 \text{ m}$

Surcharges routières :✓ **Système A****Calcul de A(L)**

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme A(l) donnée par l'expression :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ en KN/m}^2$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{20+12} = 13,55 \text{ kN/m}^2$$

La surcharge A(l) doit être majorée par un coefficient de dégressivité transversale **a**, dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées et d'un coefficient d'uniformisation **a**₂ à calculer pour obtenir l'intensité de la charge uniforme supportée par la chaussée. Soit :

$$(L) = a_2 \cdot \max[a_1 (230 + \frac{36000}{L+12}) ; (400 - 0,2l)]$$

a₁=1 (Voir tableau10.1)

Tableau 10. 1 : Valeurs de a1 en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont (source)

| | | Nombre de voies chargées | | | | |
|----------------|------------------|--------------------------|-----|-----|------|-----|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥5 |
| Classe du pont | 1 ^{ère} | 1 | 1 | 0.9 | 0.75 | 0,7 |
| | 2 ^{ème} | 1 | 0,9 | - | - | - |
| | 3 ^{ème} | 0,9 | 0,8 | - | - | - |

V₀=3,5 (Voir tableau10.2)

Tableau 10. 2: Valeurs de V₀ en fonction de la classe du pont

| Classe du pont | 1 ^{ère} classe | 2 ^{ème} classe | 3 ^{ème} classe |
|--------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| V ₀ (m) | 3,5 | 3 | 2,75 |

$$V = \frac{Lc}{2} = 4$$

$$\text{Donc } a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3.5}{4} = 0.875$$

$$A(l) = 0.875 \cdot \max[1 \cdot (230 + \frac{36000}{20+12}) ; (400 - 0,2 \cdot 20)]$$

$$A(l) = 0.875 \cdot \max[(1355); (396)]$$

$$A(l) = 1185.63 \text{ kg/m}^2 = 11.86 \text{ kN/m}^2$$

En chargeant la largeur roulable on aura :

$$A(l) = 11.86 \times 8 = 94.88 \text{ kN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

Nous évaluons le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal.

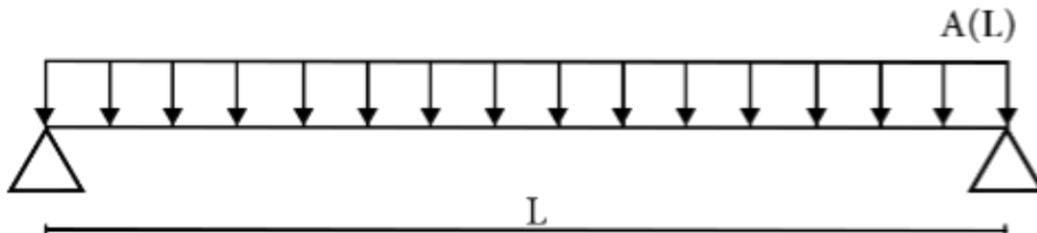


Figure 10.1: Schéma statique représentant la surcharge A(L)

Moment fléchissant maximal M_{\max} :

$$M_{\max} = \frac{94.88 \times 20^2}{8} = 4744 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant maximal T_{\max} :

$$T_{\max} = \frac{94.88 \times 20}{2} = 948.80 \text{ kN}$$

✓ **Système B:**

Il se compose de trois sous-systèmes B_c, B_t et B_r. Le coefficient de majoration dynamique de ce système de surcharge est donné par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

- L : Longueur de l'élément en mètre ;
- G : Charge permanente de l'élément ;
- S : Charge B maximale relative à l'élément.

➤ Sous-système B_c

Le coefficient de pondération $b_c = 1.10$ (Voir tableau 10.3)

Tableau 10.3 : Valeurs des coefficients de pondération b_c en fonction de la classe du pont et du nombre de files

| Classe du pont | Nombre de files disposées transversalement | | | | |
|------------------|--|------|------|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 ^{ère} | 1,20 | 1.10 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |
| 2 ^{ème} | 1 | 1 | - | - | - |
| 3 ^{ème} | 1 | 0,8 | - | - | - |

$$S_{bc} = 1.10 \times 30 \times 4 = 1320 \text{ t}$$

Le poids total d'une travée est $G = 3286.75 \text{ KN}$ et sa longueur $L=20 \text{ m}$

Donc le coefficient de majoration dynamique est donné par :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{3286.75}{1320}}$$

$$\delta_{Bc} = 1 + 0,08 + 0,055$$

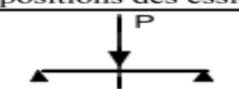
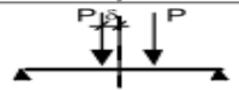
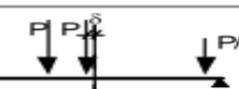
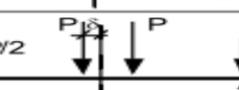
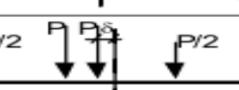
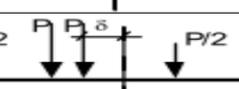
$$\delta_{Bc} = \mathbf{1,135}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

• **Moment fléchissant maximal :**

Une étude basée sur le théorème de Barré a été faite pour le convoi réglementaire B_c . Les dispositions les plus défavorables des essieux pour différentes longueurs de travées et les expressions des moments maximaux correspondants sont données dans le tableau 10.4 suivant pour le cas d'une travée indépendante :

Tableau 10.4: Expression du moment maximal sous l'effet du convoi Bc dans une travée indépendante

| Portées (Lc en m) | Dispositions des essieux | δ (m) | Moments maximaux (M_{max}) |
|----------------------|---|--------------|--|
| $0 < Lc < 2,56$ m |  | 0 | $M = 0,25 P Lc$ |
| $2,56 < Lc < 9,19$ |  | 0,375 | $M = P (0,50 Lc + \frac{0,281}{Lc} - 0,75)$ |
| $9,19 < Lc < 11,75$ |  | 0,15 | $M = P (0,625 Lc + \frac{0,056}{Lc} - 1,875)$ |
| $11,75 < Lc < 17,44$ |  | 0,375 | $M = P (0,75 Lc + \frac{0,422}{Lc} - 3,375)$ |
| $17,44 < Lc < 18,38$ |  | 0,844 | $M = P (Lc + \frac{2,848}{Lc} - 7,875)$ |
| $18,38 < Lc$ |  | 1,725 | $M = P (1,25 Lc + \frac{14,878}{Lc} - 13,125)$ |

$$M_{max} = P (1,25 \times 20 + \frac{14,878}{20} - 13,125)$$

$$M_{max} = 240 \times 12,6189 = \mathbf{3028,54 \text{ kN.m}}$$

- **Effort tranchant maximal T_{max} :**

L'effort tranchant maximal correspond à la réaction d'appui. Pour avoir l'effort tranchant maximum, on place une roue sur l'une des extrémités de la poutre. Il est donnée par :

$$T_{max} = P.(4,5 - \frac{27}{20L})$$

$$T_{max} = 240.(4,5 - \frac{27}{20}) = \mathbf{756.00 \text{ kN}}$$

➤ **Sous système Bt:**

Le coefficient de pondération $b_t = 1$ (Voir tableau 10.5)

Tableau 10.5: Coefficient b_t en fonction de la classe du pont

| Pont | 1 ^{ère} Classe | 2 ^{ème} Classe |
|------------------|-------------------------|-------------------------|
| Valeurs de b_t | 1 | 0,9 |

$$S_{Bt} = 1 \times 2 \times 32 = 64 \text{ t} = 640 \text{ kN}$$

Donc le coefficient de majoration dynamique δ_{Bt} est donné par :

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{3286,75}{640}}$$

$$\delta_{Bt} = 1 + 0,08 + 0,02$$

$$\delta_{Bt} = 1,1$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

• **Moment fléchissant maximal :**

Deux essieux sont disposés longitudinalement (Figure 10.2). Le moment maximal est donné par l'expression:

$$M_{\max} = \frac{Pl}{2} \cdot \left(1 - \frac{a}{2l}\right)^2$$

$$M_{\max} = \frac{320 \cdot 20}{2} \cdot \left(1 - \frac{1,35}{40}\right)^2$$

$$M_{\max} = 2987,65 \text{ kN.m}$$

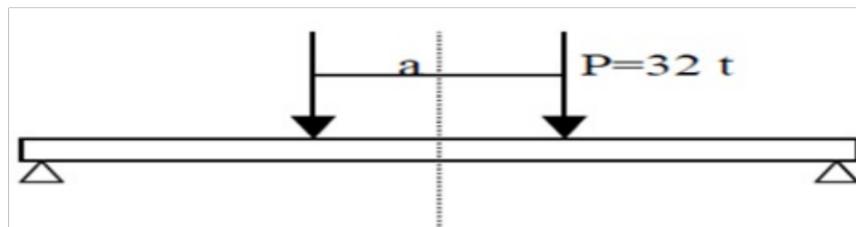


Figure 10.2: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_t (Moment)

• **Effort tranchant maximal Tmax:**

L'effort tranchant est maximum lorsque l'une des charges est placée sur appui (Figure 11.3).

Il est donné par l'expression :

$$T_{\max} = P \cdot \left(2 - \frac{a}{l}\right)$$

$$T_{\max} = 320 \left(2 - \frac{1,35}{20}\right) = 618,40 \text{ kN}$$

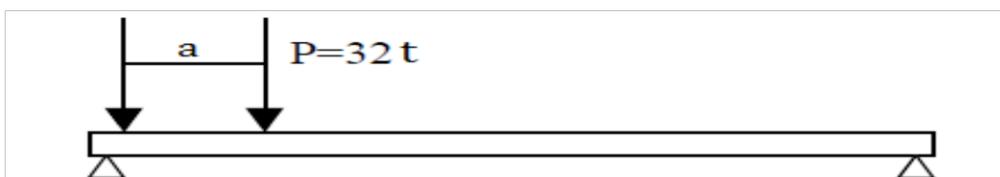


Figure 10.3: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_t (Effort)

➤ **Sous système Br :**

Le système Br se compose quant à lui d'une roue isolée et s'applique à tous les ponts quel que soit leur classe (Figure 10.4).



Figure 10.4: Schéma représentatif des éléments du système Br

Pas de pondération pour le système Br donc $B_r = 10 \text{ t}$.

Donc le coefficient de majoration dynamique δ_{Br} est donné par :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 15} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{328,75}{100}}$$

$$\delta_{Br} = 1 + 0,08 + 0,005$$

$$\delta_{Br} = 1,085$$

✓ Calcul des sollicitations:

○

- Moment fléchissant maximal M_{max} :

Le moment fléchissant maximum est obtenu lorsque la roue se trouve à l'axe transversal de la travée, comme l'illustre la figure 10.5 ci-dessous :

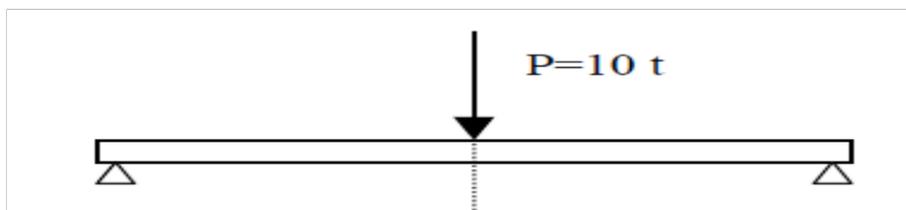


Figure 10.5: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de Br (Moment)

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_{max} = \frac{P.l}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{100.20}{4}$$

$$M_{\max} = 500 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant T_{\max} :

On obtient l'effort tranchant maximum quand la charge isolée est placée sur un des appuis (Figure 10.6) soit :

$$T_{\max} = P = 100 \text{ kN}$$

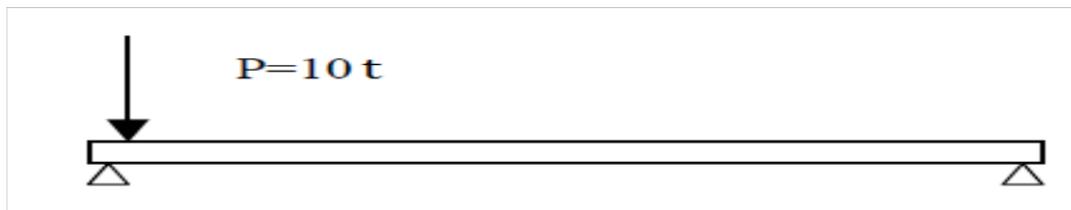


Figure 10.6 : Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de B_r (Effort)

➤ **Surcharge M_{c120} :**

- Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (Figure 10.7):
- Masse totale $S_{Mc120} = 66 \text{ t}$;
- 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.

Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{328.775}{110}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1 + 0,08 + 0,046$$

$$\delta_{Mc120} = 1,126$$

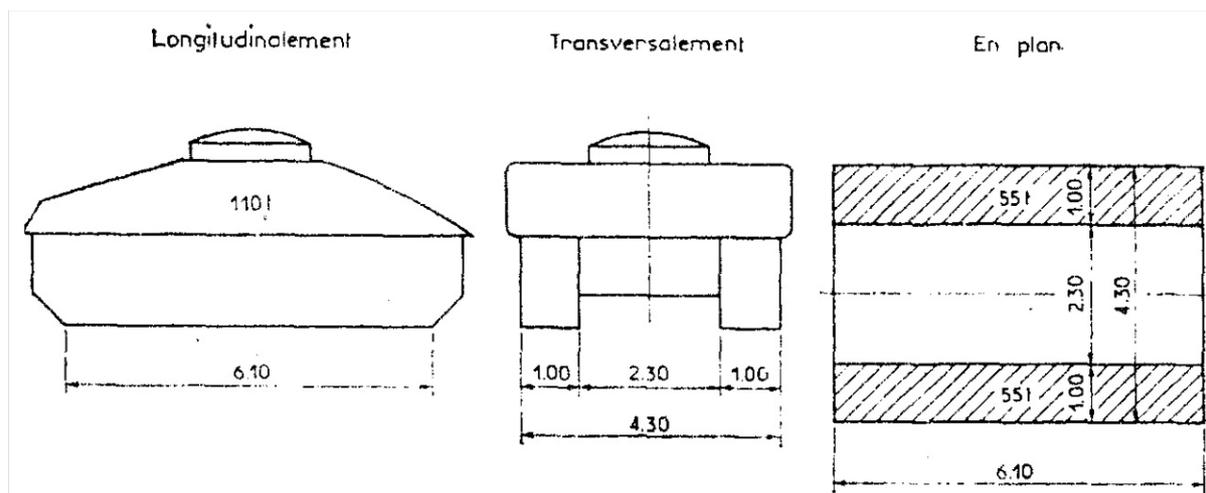


Figure 10.7: Schéma représentatif des éléments du système Mc_{120}

❖ **Calcul des sollicitations:**

- **Moment fléchissant maximal M_{\max} :**

Le moment fléchissant le plus défavorable intervient quand la résultante P du convoi est située dans l'axe longitudinal de la travée (Figure 10.8). On a :

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4} \cdot \left(1 - \frac{b}{2L}\right)$$

$$M_{\max} = \frac{1100 \cdot 20}{4} \cdot \left(1 - \frac{6,10}{40}\right)$$

$$M_{\max} = 4661,25 \text{ kN.m}$$

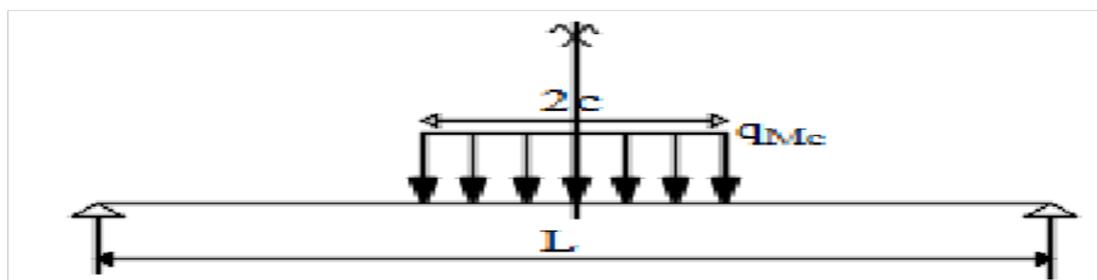


Figure 10.8: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de Mc_{120} (Moment)

- **Effort tranchant maximal T_{\max} :**

L'effort tranchant maximal est donné par l'expression suivante (Figure 10.9):

$$T_{\max} = P \cdot b \cdot \left(1 - \frac{b}{2L}\right)$$

$$T_{\max} = 1100.1. \left(1 - \frac{6,10}{40} \right)$$

$$T_{\max} = 932,25 \text{ kN}$$

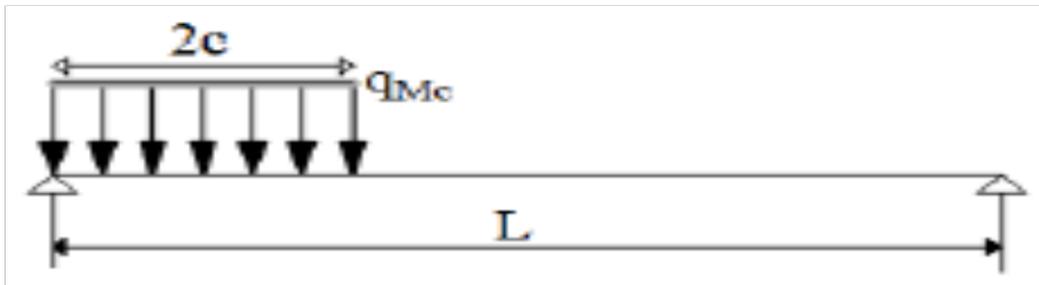


Figure 10.9: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de Mc₁₂₀ (Effort)

➤ **Surcharge M_{e120}:**

Les deux essieux qui constituent le système Me 120 sont distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa largeur est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4 m et le côté longitudinal 0,15 m (Figure 10.10).

Le coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{Me120} = 1,108$$

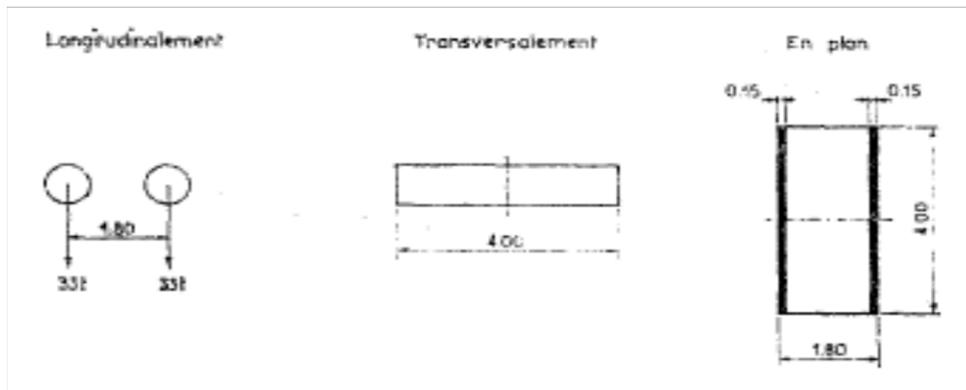


Figure 10.10: Schéma représentatif des éléments du système Me₁₂₀

❖ **Calcul des sollicitations :**

- Moment fléchissant maximal M_{max} :

Le moment maximum M_{max} est donné par l'expression suivante (Figure 10.11):

$$M_{\max} = \frac{P.L}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right)^2$$

$$M_{\max} = \frac{330.20}{2} \left(1 - \frac{1,80}{40}\right)^2$$

$$M_{\max} = 3009,68 \text{ kN.m}$$

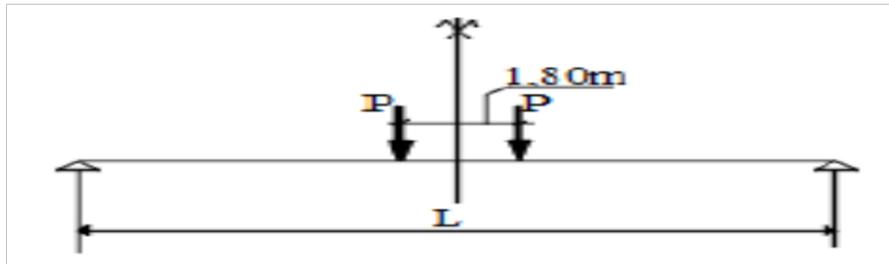


Figure 10.11: Schéma statique représentatif pour le cas le plus défavorable de M_{e120}

(Moment)

- Effort tranchant maximal T_{\max} :

L'effort tranchant maximal est donné par l'expression suivante :

$$T_{\max} = P \left(1 - \frac{a}{2L}\right)$$

$$T_{\max} = 330.2 \cdot \left(1 - \frac{1,80}{40}\right)$$

$$T_{\max} = 630,3 \text{ kN}$$

➤ **Système de convoi exceptionnel de type E :**

Le schéma statique de ce type de surcharge peut être représenté par (Figure 10.12):

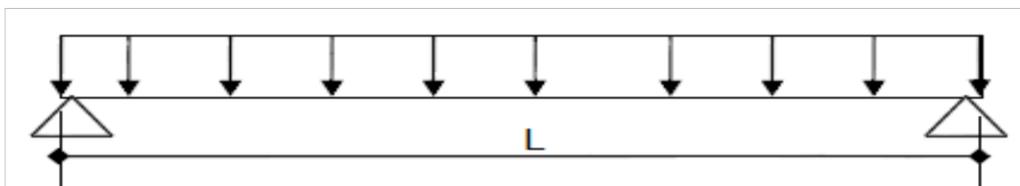


Figure 10.12 : Schéma statique représentatif du système de convoi exceptionnel de type E

- Moment fléchissant maximal M_{\max} :

Le moment fléchissant maximal est donné par l'expression :

$$M_{\max} = \frac{P.l}{8}$$

avec $P' = P/l \Rightarrow P' = \frac{2000}{20} = 100 \text{ kN}$

$$M_{\max} = \frac{100 \times 20}{8} = 5000 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant maximal T_{\max} :

L'effort tranchant maximal est donné par l'expression suivante

$$T_{\max} = \frac{P.l}{2}$$

$$T_{\max} = \frac{100 \times 20}{2} = 1000 \text{ kN}$$

➤ **Surcharges des trottoirs:**

Selon le fascicule 61 titre II, nous distinguons deux types de surcharges de trottoir:

- Les charges générales ;
- Les charges locales.

Pour la justification des fermes maitresses du tablier seules les surcharges générales sont prises en compte. Quant aux charges locales elles sont utilisées pour le calcul des éléments du pont à savoir le hourdis et la partie de la dalle en encorbellement.

- ✓ Charges générales:

Les charges générales comprennent la surcharge de 150 kg/m^2 et la surcharge $A(l)$. La seconde surcharge est utilisée pour le calcul des ponts réservés uniquement à la circulation des piétons et cyclistes (passerelles). Ce qui veut dire que dans notre cas, seule la charge 150 kg/m^2 sera prise en compte.

Le principe de calcul des sollicitations est le même que celui de la surcharge civile $A(L)$.

- **Calcul du poids du trottoir en mètre linéaire :**

La largeur du trottoir est de 1 m ici donc nous avons :

$$S_{tr} = 0,15 \times 1 = 0,150 \text{ t/ml}$$

- **Moment fléchissant maximal M_{\max} :**

$$M_{\max} = \frac{S_{tr} \cdot l^2}{8} = \frac{0,15 \times 20^2}{8} = 7,5 \text{ t.m}$$

- **Effort tranchant maximal T_{\max} :**

$$T_{\max} = \frac{S_{tr}}{2} = \frac{0,15 \times 20}{2} = 1,5 \text{ t}$$

Évaluation du charge permanente :

Étant donné que les poutres de rive et du milieu ne sont pas soumises aux mêmes sollicitations, nous évaluerons leurs charges séparément pour avoir la poutre la plus sollicitée. (Tableau 10.6)

Tableau 10.6 : poids des éléments en travée

| | Poids des éléments en travée (t) | |
|---------------------------|----------------------------------|----------------------|
| | Poutre de rive | Poutre intermédiaire |
| Poids propre de la poutre | 15 | 15 |
| Revêtement de chaussée | 3,45 | 5,75 |
| Étanchéité | 1,155 | 1,925 |
| Hourdis | 12,5 | 12,5 |
| Trottoir | 3,75 | - |
| Garde-corps | - | - |
| Corniche | 5 | - |
| Poids total (t/m) | 4,0855 | 3,5175 |

✓ Charges permanentes :

Nous distinguons deux types de poutres vu la répartition inégale des charges permanentes sur ces poutres (Tableau 10.7).

Tableau 10.7: Sollicitations dues aux charges permanentes

| | Formules | Poutre de rive | Poutre intermédiaire |
|--------------------------|----------------------|----------------|----------------------|
| Moment fléchissant (t.m) | $M = \frac{PL^2}{8}$ | 204,275 | 175,85 |
| Effort tranchant (t) | $T = \frac{PL}{2}$ | 40,855 | 35,177 |

Dans le tableau **10.8** on fait la comparaison entre les calculs de robot avec les calculs manuelles

Tableau 10.8: Comparaison des sollicitations analytiques et numériques dans le tablier du pont sans majoration dynamique

| Surcharges | | Moment fléchissant (T.m) | | | Effort tranchant (T) | | |
|----------------------------|----------------------|----------------------------|---|------------------------|------------------------|---|------------------------|
| | | Etude analytique | Etude numérique (A l'aide du logiciel Robot) | Ecart relatif (%) | Etude analytique | Etude numérique (A l'aide du logiciel Robot) | Ecart relatif (%) |
| Surcharges civils | A | 474.40 | 474.40 | 0.00 | 94.88 | 94.88 | 0.00 |
| | B _c | 302.853 | 302.02 | 0.20 | 75.60 | 77.70 | 2.70 |
| | B _t | 298.67 | 298.68 | 0.00 | 61.84 | 59.76 | 3.10 |
| | B _r | 50.00 | 50.00 | 0.00 | 10.00 | 10.00 | 0.00 |
| Surcharges militaires | Mc ₁₂₀ | 466.125 | 466.18 | 0.00 | 93.23 | 93.23 | 0.00 |
| | Me ₁₂₀ | 300.968 | 300.52 | 0.00 | 63.3 | 62.37 | 1.50 |
| Surcharges except. | Type E | 500.00 | 500.00 | 0.00 | 100 | 100 | 0.00 |
| Surcharges de trottoirs | Charges générales | 7.50 | 7.50 | 0.00 | 1.5 | 1.5 | 0 |

Dans le tableau 10.9 ci-après les différentes sollicitations affectées des coefficients de majoration dynamique.

Tableau 10.9: Récapitulatif des sollicitations affectées des coefficients de majoration dynamique

| Surcharges | | Coefficient de majoration | Moment fléchissant (t.m) | | Effort tranchant (t) | |
|----------------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------|--------|----------------------|---------|
| | | | Non-majoré | Majoré | Non-majoré | Majoré |
| | | | Surcharges civiles | A | - | 474.40 |
| | B _c | 1.135 | 302.853 | 343.73 | 75.6 | 85.806 |
| | B _t | 1.1 | 298.67 | 328.53 | 61.84 | 85.806 |
| | B _r | 1.085 | 50 | 54.25 | 10 | 10.85 |
| Surcharges militaires | Mc ₁₂₀ | 1.126 | 466.125 | 518.10 | 76.45 | 86.0827 |
| | Me ₁₂₀ | 1.108 | 300.968 | 333.47 | 63.3 | 70.1364 |
| Surcharges exceptionnelles | Type E | - | 500 | 500 | 100 | 100 |
| Surcharges de trottoirs | Charges générales | - | 7.5 | 7.5 | 1.5 | 1.5 |

10.2 Calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) de GUYON MASSONNET

:

Le moment fléchissant et l'effort tranchant du tablier peuvent être déterminés par la ligne d'influence à n'importe quelle abscisse x le long du tablier. Mais la question qui se pose est de savoir comment répartir ce moment et cette force entre les poutres ? En d'autres termes, les valeurs de contraintes dans chaque poutre sont connues. Plusieurs approches ont tenté de répondre à cette question, dont l'approche Guyon-Massonnet. Il détermine un facteur de correction appelé "facteur de distribution transverse (CRT)" qui indique la part de la surcharge transmise dans le faisceau considéré.

- **Aperçu général de la méthode Guyon-Massonnet :**

C'est la méthode la plus répandue et est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles. Elle suppose que l'entretoise est de rigidité finie, cas courant des tabliers en béton.

- **Paramètres fondamentaux :**

On considère une travée indépendante de portée L , de largeur $2b$ dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée L , espacement b_1) de m entretoises (portées $2n$, espacement L_1) intermédiaires, disposées transversalement.

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion : $B_p = E \times I_p$;
- Leur rigidité à la torsion : $C_p = G \times K_p$.

○ Les entretoises sont elles aussi identiques et caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion : $B_E = E \times I_E$;
- Leur rigidité à la torsion : $C_E = G \times K_E$.

Avec : E = module de young ;

G = module de torsion = $\frac{E}{2(1+\nu)^2}$, où ν : coefficient de poisson.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigidité de flexion : } \rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1} ; \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \times I_E}{L_1}$$

$$\text{Rigidité de torsion : } \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G \times K_p}{b_1} ; \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \times K_E}{L_1}$$

On suppose que le coefficient du matériau constitutif est nul ($\nu=0$) donc :

$$G = \frac{E}{2}$$

Pour arriver à complètement définir le comportement du pont, on va évaluer les deux (2) importants paramètres suivants :

- Le paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_p}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_p}}$$

- Le paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

On calcule par la suite le coefficient K obtenu grâce aux tableaux numériques de **Guyon-Massonnet**, et qui finalement, dépend de :

- La valeur du paramètre de torsion α ;
- La valeur du paramètre d'entretoisement θ ;
- L'excentricité de la charge e ;
- L'ordonnée de la poutre considérée y .

Pour $\alpha = 0$, on a $K_0=0$ et pour $\alpha = 1$, on a $K_1=1$.

Pour α quelconque, l'interpolation n'est pas nécessaires. Elle est donnée par les tables de Massonnet. Au même titre que K_0 et K_1 qui elles, sont fonction de θ , e et y .

Enfin, les coefficients K sont divisés par le nombre de poutres pour obtenir le CRT. En d'autres termes, $CRT = \eta \frac{K}{n}$, n étant le nombre de poutres.

Nous allons donc calculer le CRT pour la poutre de rive et la poutre intermédiaire afin de retenir les valeurs de CRT les plus grandes.

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont regroupées dans le tableau 10.10 suivant (les calculs et les courbes ont été regroupés en annexe 1) sont :

Tableau 10.10: Caractéristiques géométriques de la poutre

| Caractéristiques | Valeurs |
|--|---------|
| Moment d'inertie de flexion de la poutre I_p (m ⁴) | 0.13 |
| Moment d'inertie de torsion de la poutre K_p (m ⁴) | 0.06 |
| Paramètre de torsion α | 0.27 |
| Paramètre d'entretoisement θ | 0,88 |

Nous remarquons bien que $\theta = 0,88 > 0,3$, nous utiliserons alors la méthode de Guyon-Massonnet pour le calcul du CRT.

Les détails de calculs sont présentés en annexe 3.

Les coefficients de répartition transversale pour les différents cas de chargement sur les poutres de rive et intermédiaire sont résumés dans les tableaux 10.11 et 10.12 suivants :

Tableau 10.11: Tableau récapitulatif des CRT pour la poutre de rive

| Charges | CRT |
|------------|------|
| A_l | 0.23 |
| Q_{tr} | 0.75 |
| B_c | 0.32 |
| B_t | 0.28 |
| B_r | 0.76 |
| Mc_{120} | 0.34 |
| Me_{120} | 0.36 |

Tableau 10.12: Tableau récapitulatif des CRT pour la poutre intermédiaire

| Charges | CRT |
|------------|-------|
| A_l | 0.27 |
| Q_{tr} | 0.12 |
| B_c | 0.35 |
| B_t | 0.33 |
| B_r | 0.475 |
| Mc_{120} | 0.34 |
| Me_{120} | 0.12 |

10.3. Calcul des sollicitations réelles dans les poutres :

Le calcul du CRT étant fait pour les différentes poutres, il s'agit de le prendre en compte dans l'évaluation des sollicitations dans les poutres. Ainsi, nous avons les moments affectés des CRT dans le tableau (10.13) suivant :

N.B : Les valeurs des moments sont en t.m

Tableau 10.13: Récapitulatif des moments pondérés par les CRT

| | Charges permanentes | Surcharges civiles | | | | Surcharges militaires | | Surcharge de trottoir |
|---|---------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|
| | | A _L | B _c | B _t | B _r | Mc ₁₂₀ | Me ₁₂₀ | Charges générales |
| Moments majorés par les CMD (M _T) | - | 474.4 | 343.73 | 328.53 | 54.25 | 518.10 | 333.47 | 7.5 |
| Poutre de rive | | | | | | | | |
| CRT pour les poutres de rive (η_{Pr}) | - | 0.23 | 0.32 | 0.28 | 0,76 | 0.34 | 0.36 | 0.75 |
| Moments majorés affectés des CRT | 204.275 | 109.11 | 101 | 92 | 24,955 | 176.154 | 120.05 | 5.625 |
| Poutre intermédiaire | | | | | | | | |
| CRT pour les poutres intermédiaires | - | 0.27 | 0.35 | 0.33 | 0.475 | 0.34 | 0.4 | 0.12 |
| Moments majorés affectés des CRT | 175.85 | 128.09 | 120,30 | 108,41 | 25,76 | 176,154 | 133,4 | 0,9 |

Quant à l'effort tranchant, il est considéré équitablement reparté entre les poutres. Il ne lui est pas appliqué le CRT. Nous avons dans le tableau 10.14 suivant, les efforts tranchants par poutre :

Tableau 10.14: Récapitulatif des efforts pondérés par les CRT

| | Charges permanentes | Surcharges civiles | | | | Surcharges militaires | | Surcharge de trottoir |
|--------------------------------|---------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|
| | | A _L | B _c | B _t | B _r | Mc ₁₂₀ | Me ₁₂₀ | Charges générales |
| Efforts majorés par les CMD | | 94.88 | 58.806 | 68.024 | 10.85 | 86.027 | 70.13 | 1.5 |
| Poutre de rive | | | | | | | | |
| Efforts tranchants par poutres | 40.855 | 23.72 | 21.45 | 17.006 | 2.7125 | 21.50 | 17.53 | 0.375 |
| Poutre intermédiaire | | | | | | | | |
| Efforts tranchants par poutres | 35.177 | 23.72 | 21.45 | 17.006 | 2.7125 | 21.50 | 17.53 | 0.375 |

10.4. Calcul des sollicitations aux états limites:

Les combinaisons des efforts aux états limites dans le cas du calcul de notre ouvrage avec les surcharges préconisées par le fascicule 61 se présentent comme suit:

- **ELU:**

$$(1,35 \times M) + \max \{ 1,60 \times \max (M(A(l)); M(Bc); M(Bt); M(Br)); 1,35 \times \max (Mc_{120}; Me_{120}) \} + (1,60 \times \text{Trottoir})$$

- **ELS:**

$$(M_G) + \max \{ 1,20 \times \max (M(A(l)); M(Bc); M(Bt); M(Br)); 1,35 \times \max (Mc_{120}; Me_{120}) \} + \text{Trottoir}$$

Récapitulons dans le tableau (10.15) ci-dessous les résultats obtenus après avoir effectué les différentes combinaisons :

Tableau 10.15: Récapitulatif des sollicitations de calcul des poutres

| | ELS | ELU | |
|----------------------|---------------|---------------|----------------------|
| | Moment (t.m) | Moment (t.m) | Effort tranchant (t) |
| Poutre de rive | 447,70 | 522,58 | 90,07 |
| Poutre intermédiaire | 414,55 | 476,65 | 82,40 |

N.B : Toutes ces valeurs sont en t.m pour les moments et en t pour les efforts tranchants.

10.5. Calcul des sections d'armatures

On considérera la section droite des poutres comme une section en T, le hourdis représentant la table de compression.

✓ Rappel des données sur les caractéristiques des matériaux

Nous avons comme données pour les calculs :

- Nuance de l'acier : $f_e = 400\text{MPa}$;
- Résistance du béton à 28 jours à la compression : $f_{c28} = 30\text{MPa}$;
- Résistance du béton à 28 jours à la traction : $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$;
- Enrobage des aciers : $e = 3\text{cm}$;
- Diamètre du plus gros granulat : 25cm ;
- Hauteur de la table de compression : $h_0 = 20\text{cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h_p = 120\text{cm}$;
- Largeur de la poutre : $b_0 = 50\text{cm}$.

✓ Calcul de la section d'armatures longitudinales A_s

La section droite des poutres sera considérée comme une section en T en ajoutant le hourdis comme table de compression. L'état de fissuration étant considéré comme préjudiciable, les calculs se feront à l'état limite de services (ELS) en considérant le moment de flexion maximal qui est ici celui de la poutre intermédiaire, soit $M_{ser} = 477,70\text{ t.m}$.

- Calcul du moment de résistance de la section M_{tser} :

$$M_{tser} = \frac{\sigma_s \left(\frac{d-h_0}{2} \right)}{30(d-h_0)} b h_0^2 = \frac{215,56 \left(\frac{1,08-0,20}{2} \right)}{30(1,08-0,20)} \times 2,5 \times 0,20^2 = 0,83\text{ MN.m}$$

On remarque que $M_{tser} < M_{ser}$ alors on conclut que l'axe neutre est dans la nervure.

- Calcul du bras de levier des aciers :

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 1,08 - 0,1 = 0,98$$

- Calcul de la section d'aciers tendus :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

$$A_{ser} = \frac{4,47}{0,98 \times 215,56} = 0,0211 \text{ m}^2 = 211 \text{ cm}^2$$

Nous optons donc pour un choix de **28HA32** totalisant une section de 224,12 cm².

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{lmin} = \frac{0,23 \times b_0 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,50 \times 1,08 \times 2,4}{400} = 0,0007452 \text{ m}^2$$

On remarque que $A_{lmin} < A_{ser}$ alors la condition de non-fragilité est vérifiée et nous pouvons retenir comme armatures longitudinales **22HA32** totalisant une section de 224,12cm².

✓ Calcul de la section d'armatures transversales A_t

- Section d'armatures transversales

Le diamètre de l'armature transversale est tel que :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_{lmin}; b/10)$$

Ceci implique que :

$$\phi_t \leq \min (1200/35; 32; 2500/10) \Rightarrow \phi_t \leq 32$$

Nous prendrons donc pour les armatures transversales, des barres de **HA10**

- Vérification à l'effort tranchant

La contrainte tangente conventionnelle est de :

$$\tau_u = \frac{VO}{b \cdot d} = \frac{0,699}{0,5 \times 1,08} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 f_{ej}}{\gamma_b}; 4 \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \right) = 3 \text{ MPa}$$

Nous remarquons que $\tau_u < \tau_{ul}$ (OK) alors armatures d'âmes droites.

- **Calcul de l'espacement maximum des cours d'armatures**

L'espacement maximal des nappes d'armatures transversales est donné par l'expression :

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d ; 0,40) \Rightarrow S_{tmax} \leq 0,40m$$

En résumé nous prévoyons **HA10** espacés de 30cm pour les armatures transversales.

- ✓ **Calcul de la section d'armatures de peau A_p**

Afin de limiter la fissuration de retrait des retombées de poutre, des armatures de peau sont à mettre en œuvre :

Section des armatures de peau $\geq 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de parement (2 x retombée + largeur)

Soit dans notre cas $A_p = 5,4 \text{ cm}^2$ à raison de 5HA12/m de parement.

CHAPITRE 11 :
ETUDE STRUCTURALE DES ENTRETOISES

CHAPITRE 11 : ETUDE STRUCTURALE DES ENTRETOISES**11.1. Calcul des sollicitations**

Les entretoises de pont sont des contreventements, leur rôle est de protéger la section transversale du pont. Ils sont dimensionnés en fonction du poids de la charge permanente du tablier, car ils supportent ce dernier lors de l'opération de levage pour remplacer le support. Cette opération de vérinage est souvent effectuée pour remplacer les roulements. En fait, les roulements les plus couramment utilisés aujourd'hui sont en élastomère rétracté (ou caoutchouc rétracté). Ils ont une durée de vie très limitée et doivent souvent être remplacés. Cette opération nécessite l'utilisation d'un vérin pour relever le tablier. C'est pourquoi on appelle ça une opération de jacking. Le cric est placé sous la tête d'un support (tel qu'un taille-bordures) et sous l'entretoise du support. À ce stade, ces éléments supporteront le poids approprié du tablier. Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever.

De nos jours des bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et éviter le poinçonnement des appuis. Lors du vérinage, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour les entretoises. Ainsi, l'entretoise est calculée comme une poutre supportant son poids propre (répartie) et le poids propre de la superstructure, des hourdis et des poutres principales à travers ce dernier (charge concentrée). Le schéma statique dépend du nombre des vérins employés. Dans le cadre de notre étude nous choisissons de placer un vérin entre chaque poutre (Figure 11.1). Dans ce cas, l'entretoise est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. La résolution est effectuée soit par la méthode des 3 moments, soit par des logiciels de calcul de poutre continue. Pour notre cas nous avons utilisé le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

L'entretoise est sollicitée par :

- Poids propre de l'entretoise = $25 \times 0,5 \times 0,9 = 11,25 \text{ kN/ml}$
- Réaction de la poutre de rive = $4.09 \times 10 = 40.9 = 409 \text{ kN}$;
- Réaction de la poutre intermédiaire = $3.52 \times 10 = 35.20 \text{ t} = 352.00 \text{ kN}$.

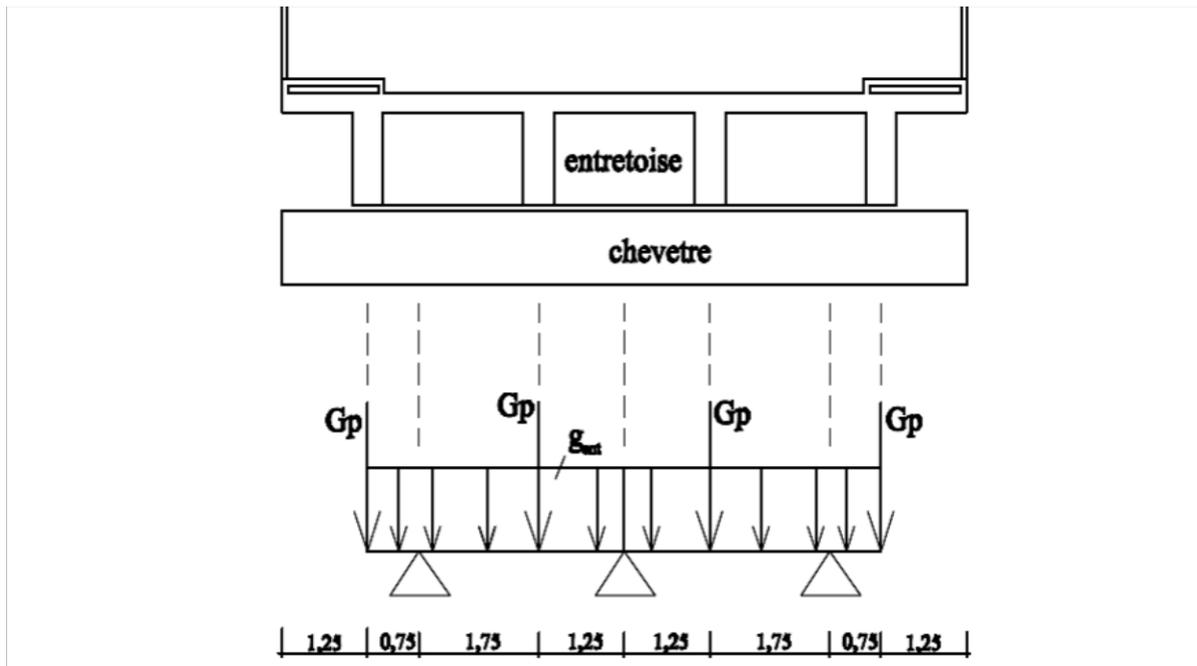


Figure 11.1: Schéma de vérinage

Les combinaisons à l'état limite ultime (E.L.U) donnent les résultats suivantes :

- Poids propre de l'entretoise = $1,35 \times 11,25 = 15,1875$ KN/ml ;
- Réaction de la poutre de rive = $1,35 \times 409,00 = 552,15$ KN ;
- Réaction de la poutre intermédiaire = $1,35 \times 352,00 = 475,2$ KN.

La modélisation sur le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis donne les résultats suivants relatifs aux diagrammes des moments fléchissant à L'E.L.S et à L'E.L.U. (figures 11.2 et 11.3) et les diagrammes des efforts tranchants (figures 11.4 et 11.5).

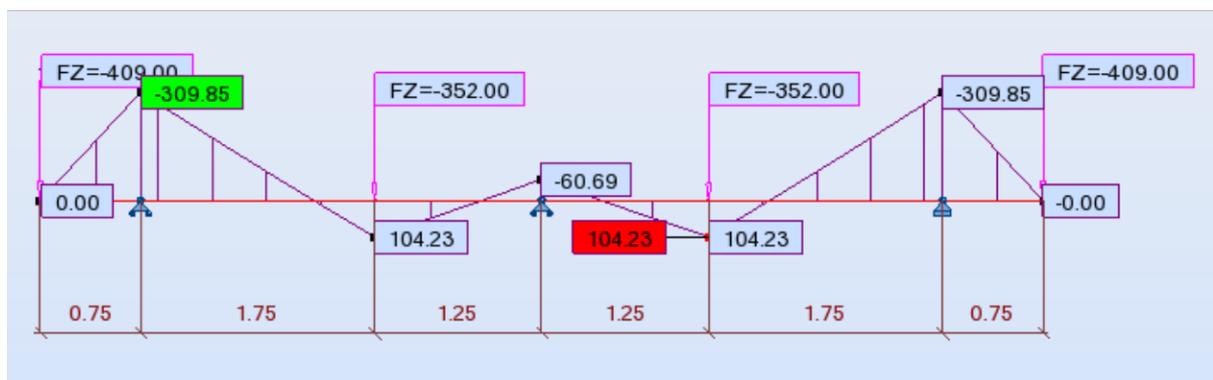


Figure 11.2: Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S

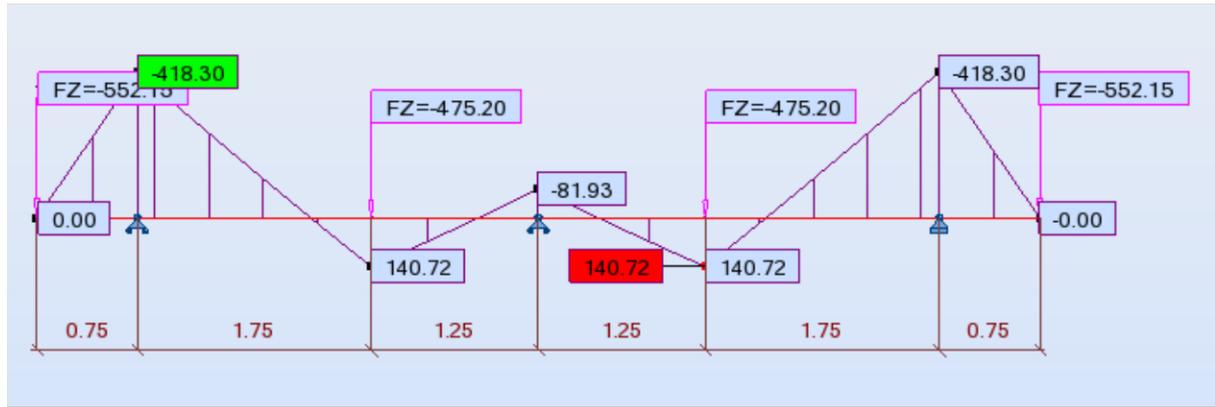


Figure 11.3: Diagramme du moments fléchissant à L'E.L.U

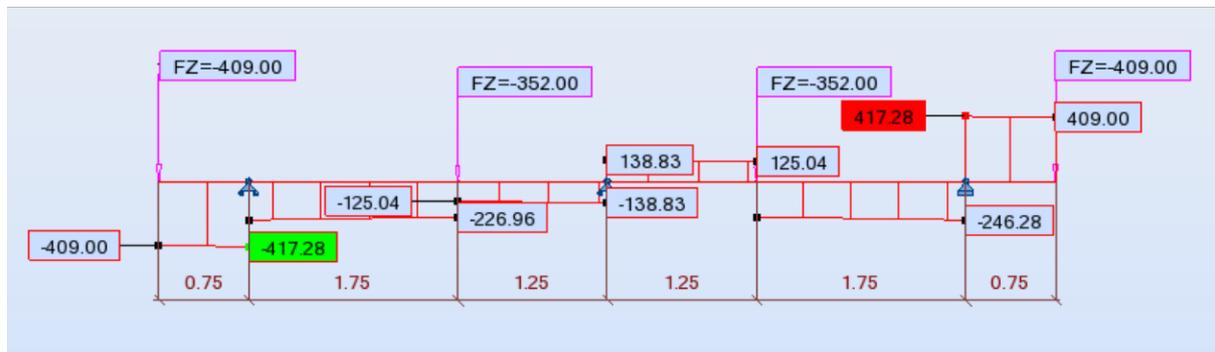


Figure 11.4: Diagramme de l'effort tranchant à L'E.L.S

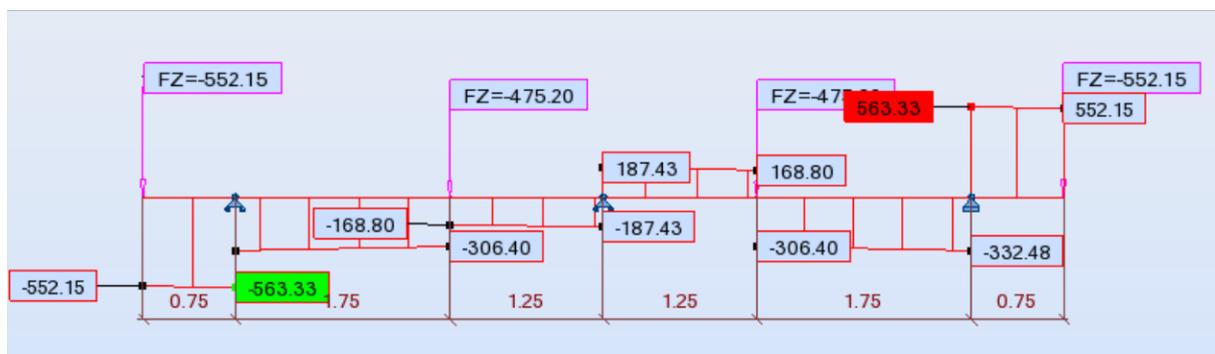


Figure 11.5: Diagramme de l'effort tranchant à L'E.L.U

Le **tableau 11.1** représente le récapitulatif des sollicitations en appui et en travée .

Tableau 11.1: Récapitulatif des sollicitations dans l'entretoise

| | Moment ELU (kN.m) | Moment ELS (kN.m) | Effort tranchant (kN) |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------------|
| Sur appui | 418,30 | 309.85 | 563,33 (E.L.U) |
| En travée | 140.72 | 104.72 | |

11.2. Calcul des sections d'armatures

11.2.1 calcul manuel

On considère la section droite des entretoises comme une section rectangulaire.

- ✓ Rappel des données sur les caractéristiques des matériaux

Les données de calculs :

- Cas de fissuration préjudiciable ;
- Nuance de l'acier : $f_e = 400\text{MPa}$;
- Résistance du béton à 28 jours à la compression : $f_{c28} = 30\text{MPa}$;
- Résistance du béton à 28 jours à la traction : $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$;
- Enrobage des aciers : $e = 3\text{cm}$;
- Diamètre du plus gros granulat : 25cm ;
- Hauteur de l'entretoise : $h_p = 90\text{cm}$;
- Largeur de l'entretoise : $b_0 = 50\text{cm}$.

- ✓ Calcul des aciers en travée :

- Calcul à l'ELU

On a $M_u = 140,72 \text{ kN.m}$ et $M_{ser} = 104,72 \text{ kN.m}$

- Calcul du moment réduit du béton μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{140,72 \times 10^{-3}}{0,5 \times 1,26^2 \times 17} = 0,0104$$

Et la contrainte de compression du béton : $f_{bu} = \frac{0,85m_u}{\theta_{\gamma_b}} = 17$

On a $\mu_{bu} < 0,186$ donc le coefficient de la fibre neutre donne:

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0104)}) = 0,026$$

- **Calcul du bras de levier Z_b :**

$$Z_b = (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - (0,4 \times 0,026))$$

$$Z_b = 0,80$$

- **Calcul de A_s :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ et on a:}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{st}} = \frac{140,72 \times 10^{-3}}{0,80 \times 347,83}$$

$$A_s \approx 0,0005 \text{ m}^2 = 5 \text{ cm}^2$$

On va pour un choix de 5T14 = 7,7 cm²

- **Vérification à l'ELS**

On marque déjà que $M_{ser} = 104,72 \text{ KN.m}$ (situation préjudiciable)

- **Détermination de l'axe neutre :**

Par l'équilibre des moments statiques on a :

$$b \frac{y_1^2}{2} + n \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0,50}{2} y_1^2 + (15 \times 0,00077) y_1 - (15 \times 0,81 \times 0,00077) = 0$$

$$\Rightarrow 0,25 y_1^2 + 0,0115 y_1 - 0,0093 = 0$$

$$\Delta = 0,0115^2 + (4 \times 0,25 \times 0,0093) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,097$$

Donc les solutions possibles sont :

$$y_1 = \frac{-0,0115-0,097}{0,50} = 0,217\text{m} \quad \text{ou} \quad y_2 = \frac{-0,0115+0,097}{0,50} = 0,171\text{m}$$

Calculons I_1 :

$$I_1 = \frac{b}{3} y_1^3 + A_s (-y_1)^2$$

$$I_1 = \left(\frac{50}{3} \times 17,1^3\right) + 15 \times 7,71 \times (81 - 17,1)^2$$

$$I_1 = 555560,086 \text{ cm}^4$$

On passe aux vérifications:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_1}{I_1} = \frac{140,72 \times 10^{-3} \times 0,171}{555560,86 \times 10^{-8}} = 4,331 \text{ Mpa}$$

Ou $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18$ et on remarque aisément que $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$.

Donc ELS est vérifier !

Maintenant on passe à la vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0,23 b d f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times 0,50 \times 0,81 \times 2,4}{400} = 0,0005589$$

$A_s > A_{smin}$ alors on va utiliser le **5T14** totalisant $7,7\text{cm}^2$

✓ Calcul des aciers en appuis :

○

○ Suivant les mêmes étapes pour calculer des armatures pour les aciers en travées on obtient le résultat suivant pour les aciers en appuis :

- Calcul a l'ELU

On a $M_u = 418,30 \text{ kN.m}$ et $M_{ser} = 309,85 \text{ kN.m}$

$$A_s = 15,5 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour un choix de **9T16** = $18,09 \text{ cm}^2$

- Verification a l'ELS :

Notons déjà que $M_{ser}=309,85$ kN.m et rappelons que nous sommes dans une situation préjudiciable

Position de l'axe neutre : $y= 25,2$ cm

Bras de levier : $Z= 71,3$ cm

Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 6,33$ MPa

Ou $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18$ et on remarque aisément que $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$.

Donc ELS est vérifié !

Maintenant on passe à la vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{smin} = \frac{0,23bd f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,0005589$$

$A_s > A_{smin}$ alors on va utiliser le **9T16** totalisant $18,09\text{cm}^2$

- Vérification à l'effort tranchant

• Vérification du cisaillement du béton :

La contrainte tangente conventionnelle est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,563}{0,50 \times 0,81} = 1,39 \text{ Mpa}$$

On a : $\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 3\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 3\right) = 3 \text{ MPa}$

Nous remarquons que $\tau_u < \tau_{ul}$ (OK) \Rightarrow Armatures d'âmes droites.

• Vérification des appuis

- Armatures longitudinales

$$A_s = \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,563 + \frac{0,41830}{0,9 \times 0,81}}{\frac{400}{1,15}} = 0,0032$$

✓ **Calcul de la section d'armatures transversales A_t**

- **Section d'armatures transversales**

Le diamètre de l'armature transversale est tel que :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right)$$

Ça donne :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{900}{35} ; 10 ; \frac{500}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq 10$$

Nous prendrons donc pour les armatures transversales, des barres de **T10**

• **Calcul de l'espacement maximum des cours d'armatures**

L'espacement maximal des nappes d'armatures transversales est donné par l'expression :

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d ; 0,40) \Rightarrow S_{tmax} \leq 0,40m$$

Alors nous prévoyons des barres de **T10** espacés de 20cm pour les armatures transversales.

✓ **Calcul de la section d'armatures de peau A_p**

Comme calculer précédemment dans le dimensionnement des poutres, nous avons la même section d'armatures de peau $A_p = 5,4 \text{ cm}^2$ à raison de **5HA12**.

11.2.2 Calcul avec *ROBOT ANALYSIS (EXPERT)*:

Nous avons obtenu les résultats suivantes en utilisant Expert dans le calcul de sections d'armatures dans l'entretoise.

Calcul de Section en Flexion Simple

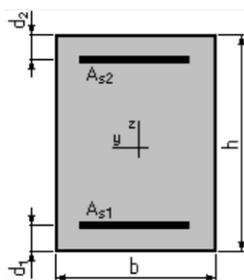
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 90,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 9,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 9,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

| | M_{max} (kN*m) | M_{min} (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 140,72 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 0,00 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5,6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,6$ (cm²)

théorique $r = 0,14$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 140,72$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,10 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 79,9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,36$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 104,72$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 75,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 17,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 215,6$ (MPa)

En appuis :

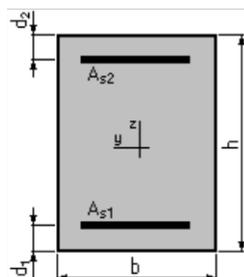
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 50,0$ (cm)

$h = 90,0$ (cm)

$$d_1 = 9,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 9,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

| | M_{max} (kN*m) | M_{min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 418,30 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 0,00 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|---|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{S1} = 15,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section théorique | $A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{S \text{ min}} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ | | |
| théorique | $r = 0,38 \text{ (\%)} $ | | |
| minimum | $r_{\text{min}} = 0,14 \text{ (\%)} $ | | |

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 418,30 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 77,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,08 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 309,85 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 25,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 72,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 215,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 215,6 \text{ (MPa)}$

CHAPITRE 12:
ETUDE STRUCTURALE DE L'HOURLDIS

CHAPITRE 12 : ETUDE STRUCTURALE DU HOURLDIS

12.1 Introduction

Les travées n'étant pas entretoisées en zone courante (c.à.d. qu'en absence des entretoises intermédiaires), les efforts dans le hourdis sont donnés par le calcul des efforts transversaux dans les poutres. Dans ce cas, le hourdis va jouer le rôle d'entretoisement. Ainsi, il supporte, en plus de la flexion locale une flexion globale qui sera négligée dans les calculs.

Le hourdis d'un pont est une dalle pleine coulée sur place de petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions donc les calculs se font suivant une méthode issue d'un modèle élastique et linéaire, celui des plaques minces.

En plus des charges permanentes le hourdis est calculé sous les effets des surcharges roulantes de type B (Bc, Bt, Br) et des surcharges militaires Mc120 .

12.2. Calcul du coefficient de majoration applicable au hourdis pour les charges du system B :

Le coefficient dynamique de ce système est donnée par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

- L : longueur de l'élément en mètre ;
- G : charge permanente de l'élément ;
- S : charge B maximale relative à l'élément.

Pour le calcul du coefficient de majoration dynamique du hourdis, on va travailler selon le Fascicule 61 Titre 2, le poids du hourdis compris sur une longueur L qui est égale au min de la largeur roulable et de la portée de la travée, soit :

$$L = \text{Min} (L_R; \text{Portée})$$

$$L = \text{Min}(8 ; 20)$$

$$L = 8\text{m}$$

✓ Evaluation des charges permanentes :

- Revêtement

$$G_{\text{revêtement}} = 24 \times 0,1 \times 8 = 19.2 \text{ kN/m}$$

- Etanchéité

$$G_{\text{étanchéité}} = 6,44 \text{ kN/m}$$

- **Trottoirs**

$$G_{\text{trottoirs}} = 7,5 \text{ kN/m}$$

- **Hourdis**

$$G_{\text{hourdis}} = 50 \text{ kN/m}$$

Donc le poids propre totale est :

$$G_{\text{total}} = 83,14 \text{ kN/ml}$$

$$g = 83,34 \text{ kN/ml} \Rightarrow G = 83,14 \times 8 = 665,12 \text{ kN soit } G = 65,51 \text{ t}$$

✓ **Calcul des surcharges:**

Les surcharges routière du système B sont définies par les valeurs suivantes :

- $B_r : S_{Bc} = 10 \text{ t}$
- $B_c : S_{Bc} = 1,1 \times 2 \times (30 \text{ t}) = 66 \text{ t}$
- $B_t : S_{bt} = 1 \times 2 \times 32 \text{ t} = 64 \text{ t}$
- $S = \max(S_{Bc}; S_{Br}; S_{Bt}) = 66 \text{ t}$
- Alors le coefficient de majoration dynamique égale :
- $\delta = 1,270$

12.3. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes :

12.3.1. Calcul des charges permanentes du tablier

- Revêtement

On va utiliser comme revêtement du béton bitumineux (BB) de 8cm d'épaisseur. Le poids volumique est de 24 kN/m^3

$$G_R = 24 \times 0,1 \times 8 \times 20$$

$$G_R = 384 \text{ KN}$$

- Etanchéité:

$$G_E = 23 \times 0,035 \times 8 \times 20$$

$$G_E = 128,8 \text{ KN}$$

- Trottoires:

$$G_T = 25 \times 0,15 \times 1 \times 2 \times 20$$

$$G_T = 150 \text{ KN}$$

- Hourdis:

$$G_H = 25 \times 0,20 \times 10 \times 20$$

$$G_H = 1000 \text{ KN}$$

Alors:

$$G_{\text{tot}} = 384 + 128,8 + 150 + 1000$$

$$G_{\text{tot}} = 1662,8 \text{ KN}$$

D'ou la charge surfacique nous donne :

$$g = \frac{1662,8}{10 \times 20} = 8,314 \text{ KN/m}^2$$

12.3.2. Calcul du rapport des dimensions du hourdis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Les portées des hourdis à prendre compte sont mesurées entre nus des appuis, c.à.d entre nus des poutres principales et entre nus des entretoises. On emploie les notations suivantes:

- b: distance entre axes des poutres principales ;
- a: distance entre axes des entretoises ;
- b₀: épaisseur de l'âme des poutres principales ;
- b_E: épaisseur des entretoises.

$$\rho = \frac{2}{19,5} = 0,1 < 0,4$$

Tableau 12.1: Répartition des charges sur la surface d'une dalle

| Types de charges | $\rho(=l_x/l_y) < 0,4$ | $0,4 \leq \rho \leq 1$ |
|--|------------------------|------------------------|
| Charge uniformément répartie sur toute la dalle | 1 direction | 2 directions |
| Charge non-uniformément répartie sur toute la dalle (concentrée) | 2 directions | 2 directions |

Donc pour les charges uniformément réparties la dalle porte une seule direction .

12.3.3. Calcul des sollicitations du hourdis

- Moment fléchissant
 - Le moment fléchissant est donné par :
 - $M = \frac{8,314 \times 4}{8} = 4,157 \text{ KN.m}$
 -
 - $T = \frac{8,314 \times 2}{2} = 8,314 \text{ KN}$

12.4.1 Flexion locale

Comme pour le calcul du hourdis, les surcharges de type A(l) sont moins défavorables que celles de type B, nous faisons les calculs que pour celles de type B. Les charges de type B étant réservées à l'étude des effets locaux, on va étudier dans cette partie leur effet sur le hourdis pour déduire leurs sollicitations.

D'après l'article A.3.2.5 des règles BAEL 83, on admet que les charges localisées appliquées à la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés, ...), l'angle de diffusion des charges localisées diminue à 37°.

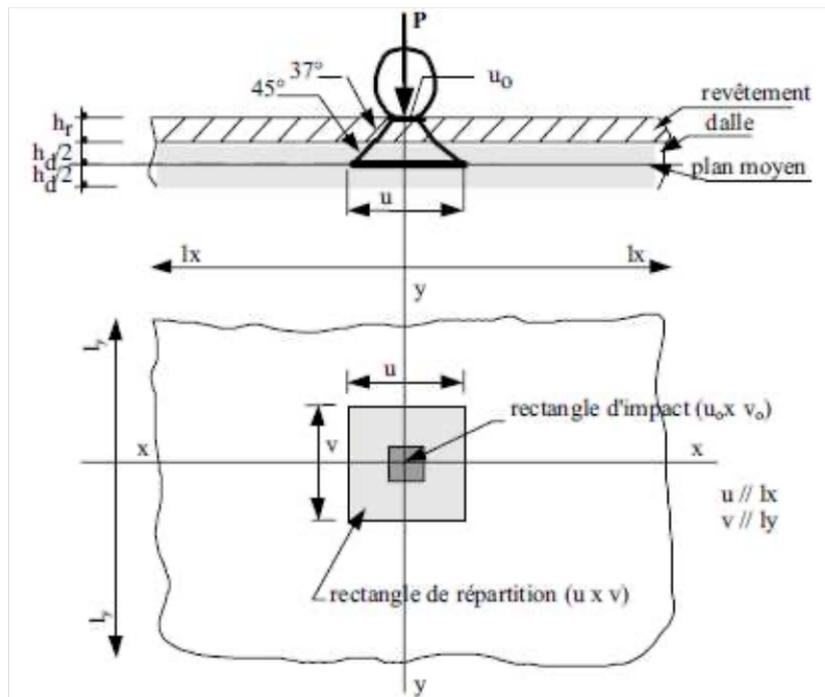


Figure 12.1: Diffusion d'une charge P localisée sur le plan moyen de la dalle

12.4.1. Charges localisées de type Br

Soit une charge localisée P (charge de type Br : roue isolée de 10t) agissant sur une surface rectangulaire de dimensions $(u_0 ; v_0) = (0,6 ; 0,3)$.

Les dimensions du rectangle de répartition de la charge sont :

$$u = u_0 + 1,5h_r + h_d$$

$$u = 0,6 + 1,5(0,135) + 0,20 = 1,0025 \text{ m}$$

$$\text{Et } v = v_0 + 1,5h_r + h_d$$

$$v = 0,3 + 1,5(0,135) + 0,20 = 0,7025 \text{ m}$$

- Moments fléchissants

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle sont donnés par :

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{et} \quad M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec :

- P la charge localisée (Br, Bt ou Bc) ;

- ν le coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'ELU et $\nu=0,2$ à l'ELS);
- M_1 et M_2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud et dont les valeurs sont directement lues sur les abaques de Mougin en fonction des valeurs de u/l_x et v/l_y .

- Calculons à présent ces deux rapports :

$$\frac{u}{l_x} = \frac{1,0025}{2} \approx 0,50 \quad \text{et} \quad \frac{v}{l_y} = \frac{0,725}{18,5} = 0,036$$

Pour $\rho=0,102$ on a : $M_1=0,13$ et $M_2=0,08$

Les moments sont :

- A l'ELU:

$$M_{o,x,u} = 0,13 \times 100 = 13 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,y,u} = 0,08 \times 100 = 8 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$M_{o,x,s} = (0,13 + (0,2 \times 0,08)) \times 100 = 14,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{o,y,s} = (0,08 + (0,2 \times 0,13)) \times 100 = 10,6 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

- On a $u = 1,0025 > v = 0,7025 \text{ m}$

- Au milieu de v (dans le sens de xx):

- $T_{ap,x} = \frac{p}{3u} = \frac{100}{3 \times 1,0025} = 33,25 \text{ KN}$

○

- Au milieu de u (dans le sens de yy):

○

- $T_{ap,x} = \frac{p}{(2 \times 1,0025) + 0,7025} = 36,93 \text{ KN}$

12.4.2. Charges localisées décentrées de type Bc

On va essayer avec la méthode de superposition avec les abaques de Mougins pour avoir les valeurs maximales des moments et efforts tranchants.

Tous les calculs ont été présentés en annexe 4

Tableau 12.2 : Récapitulatif des moments en flexion locale

| | M _{ox,u} (KN.m) | M _{oy,u} (KN.m) | M _{ox,s} (KN.m) | M _{oy,s} (KN.m) |
|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Charge B _r | 13 | 8 | 14,6 | 10,6 |
| Charge B _c | 8,551 | -1,63 | 9,22 | 0,07 |

✓ **Combinaison de sollicitation :**

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL et nous avons :

$$M_{ox} = \gamma_G M_{ox}^{Per} + Sup\{\delta_B \gamma_{Q1}^B Sup(b_c M_{ox}^{bc}; b_t M_{ox}^{bt}; M_{ox}^{br}); \delta_{Mc} \gamma_{Q1}^{Mc} M_{ox}^{Mc}\}$$

$$M_{oy} = \gamma_G M_{oy}^{Per} + Sup\{\delta_B \gamma_{Q1}^B Sup(b_c M_{oy}^{bc}; b_t M_{oy}^{bt}; M_{oy}^{br}); \delta_{Mc} \gamma_{Q1}^{Mc} M_{oy}^{Mc}\}$$

A l'ELU :

$$M_{ox} = 1,35 \times 41,65 + (1,28 \times 1,6 \times 13) = 32,235 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 1,28 \times 1,6 \times 8 = 16,384 \text{ KN.m}$$

$$T_{ox} = 1,35 \times 8,314 + (1,6 \times 1,28 \times 33,25) = 79,23 \text{ KN}$$

$$T_{oy} = 1,28 \times 1,6 \times 36,93 = 75,63 \text{ KN}$$

A l'ELS:

$$M_{ox} = 4,157 + (1,28 \times 1,2 \times 14,6) = 26,58 \text{ KN.m}$$

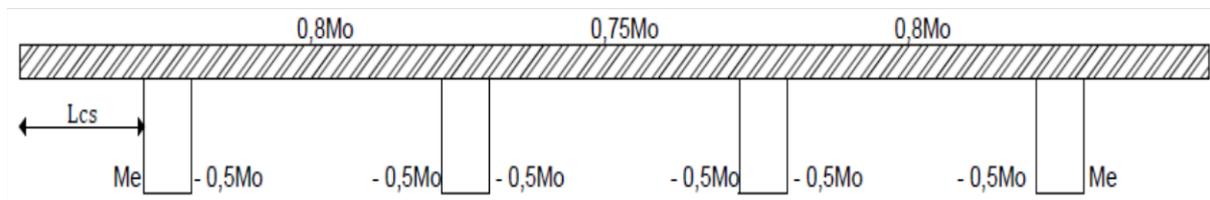
$$M_{oy} = 1,28 \times 1,2 \times 10,6 = 16,328816 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments continue de la dalle :**

- Le hourdis des ponts à poutres est un panneau de dalle continue. Les poutres (principales et entretoises) constituent des appuis de continuité. Mais les sollicitations sont intermédiaires entre celles lorsque les appuis constituent un encastrement parfait et

celles obtenues lorsque les appuis sont articulés. On dit alors que cet appui constitue un encastrement partiel.

- Les moments dans le hourdis se calculent forfaitairement à partir des efforts isostatiques M_{ox} et M_{oy} calculées dans l'hypothèse des dalles appuyées sur des appuis articulés.
- Les efforts tranchants dans la dalle continue sont les mêmes que dans le cas de la dalle articulée.
-



○

Figure 12.2: Répartition des moments sur la dalle continue

✓ Dans les travées

- Dans la direction l_x

$$\text{Travée de rive : } M_x^{\text{tr}} = 0,80M_{ox} ;$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_x^{\text{tr}} = 0,75M_{ox} ;$$

- Dans la direction l_y

$$\text{Travée de rive : } M_y^{\text{tr}} = 0,80M_{oy}.$$

✓ Sur les appuis

- Dans la direction l_x

$$\text{Appui intermédiaire : } M_x^{\text{ap}} = -0,50M_{ox} ;$$

$$\text{Appui de rive : } M_x^{\text{ap}} = -\text{Sup}(0,50M_{ox}; Me) ;$$

- Dans la direction l_y

$$\text{Appui intermédiaire : } M_y^{\text{ap}} = -0,50M_{ox} ;$$

Appui de rive : $M_y^{ap} = -0,50M_{ox}$.

✓ **Calcul du moment d'encorbellement sous l'effet des charges permanentes et de la charge du trottoir**

Il est calculé sous l'effet des charges permanentes et de la charge du trottoir. Celle-ci représente la charge locale de valeur $0,45 \text{ t/m}^2$ ou une charge concentrée de valeur $P_{tr} = 6\text{t}$ à placer de manière la plus défavorable

$$L_{cs} = 1,25 - \frac{0,5}{2} = 1\text{m}$$

$$g_{per} \times \frac{L_{cs}}{2} = 4,5 \text{ KN.m}$$

$$q_{tl} = 4,5 \times 1 \times (1 - 0,5) = 2,25 \text{ KN}$$

$$\frac{p_{tr}}{l_c} \times L_{cs} = \frac{60}{20} \times 1 = 3 \text{ KN}$$

$$\text{sup}(2,25 ; 3) = 3 \text{ KN}$$

On a alors :

A l'ELU

$$M_e = -(1,35 \times 4,5) - (1,6 \times 3) = 10,875 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_e = -4,5 - 3 = -7,5 \text{ KN.M}$$

Tableau 12.3 : tableau des moments fléchissant

| Moment fléchissant (KN.m/ml) | $M_{x,ELU}$ | $M_{x,ELS}$ | $M_{y,ELU}$ | $M_{y,ELS}$ |
|------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | |

| | | | | |
|----------------------|---------|--------|--------|-------|
| Travée de rive | 25,788 | 21,264 | 13,10 | 13,02 |
| Travée intermédiaire | 24,1762 | 19,935 | 12,28 | 12,21 |
| Appui de rive | -16,12 | -13,3 | -16,12 | -13,3 |
| Appui intermédiaire | -16,12 | -13,3 | -16,12 | -13,3 |

12.5 Ferrailage de l'hourdis

Pour chaque charge les sollicitations pour la flexion totale sont obtenues de la manière suivante :

Dans le sens x-x

➤ **En travée :**

$$M_{x,\text{total}} = M_{x,\text{local}} + M_{x,\text{global}}$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{x,\text{total}} = M_{x,\text{local}}$$

➤ **Dans le sens y-y**

$$M_{y,\text{total}} = M_{y,\text{local}}$$

12.5.1 Combinaison des charges

Procédons maintenant à la combinaison des charges à partir des formules préconisées par les règles du BAEL. On a alors :

$$M_{ox,u}^{t=TOT} = 25,78 \text{KN.m/ml } ox,$$

$$M_{ox,s}^{TOT} = 21,26 \text{KN.m/ml } ox,$$

✓ **Les efforts tranchants :**

Au milieu du grand côté (dans les sens de Ix) on a :

$$T_{ox} = 1,35 + 8,314 + (1,6 \times 1,28 \times 33,25) = 79,23 \text{ KN}$$

Au milieu du petit côté (dans les sens de I_y) on a :

$$T_{oy} = 1,28 \times 1,6 \times 36,93 = 75,63 \text{ KN}$$

Tableau 12.4: tableau de sollicitation

| Sollicitations | $M_{x,elu}$ (KN.m/ml) | $M_{x,els}$ (KN.m/ml) | $M_{y,elu}$ (KN.m/ml) | $M_{y,els}$ (KN.m/ml) | $T_{x,elu}$ (KN) | $T_{y,elu}$ (KN) |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|
| Travee de rive | 25.78 | 21.26 | 13.10 | 13.02 | 79.3199 | 75.63 |
| Travee intermediaire | 24.1762 | 19.935 | 12.28 | 12.21 | | |
| Appui de rive | -16.12 | -13.3 | -16.12 | -13.3 | | |
| Appui intermediaire | -16.12 | -13.3 | -16.12 | -13.3 | | |

12.5.2. Calcul des armatures du hourdis

Les ponts sont généralement considérés comme des ouvrages avec fissuration préjudiciable. Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire soumis à la flexion simple à l'ELS. Le ferrailage est donné par mètre linéaire. Cependant le dit ferrailage doit présenter certaines particularités d'où nous procéderons à quelques vérifications avant de déterminer les sections d'armatures.

➤ Condition relative au poinçonnement sous charge localisée

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants, l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition :

$$h_d \geq \frac{Q_u}{0,045 \cdot u_c \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

- Q_u : charge de calcul à l'ELU ;
- u_c : périmètre du rectangle de répartition ;
- f_{c28} : résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;
- γ_b : coefficient de sécurité pour la résistance du béton, dans le cas général $\gamma_b = 1,5$.

$$Q_u = \gamma_{Q1} \cdot \delta \cdot P$$

Avec :

- $P = 10t$ pour la roue B_r (cas le plus défavorable) ;
- $\gamma_{Q1} = 1,6$ à l'ELU pour le système B ;
- $\delta = \delta_B = 1,28$ le coefficient de majoration dynamique pour le système B.

On a donc :

$$P = 10 \text{ t} ; \gamma_{Q1} = 1,6 ; \delta = S_b = 1,27$$

$$Q_u = 1,6 \times 1,27 \times 100 = 203,2 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(u+v) = 1,8 \text{ m}$$

$$h_d \geq \frac{203,2 \times 10^{-3}}{0,045 \times 1,8 \times \frac{30}{1,5}} = 0,125$$

$$h_d = 0,125$$

$(h_d = 0,20\text{m}) \geq 0,126\text{m}$ alors (condition vérifiée).

✓ Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangentielle τ_u est telle que :

$$\tau_u = \frac{T}{b_d \cdot d} \leq 0,007 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- T : valeur de l'effort tranchant à l'ELU ;
- d : hauteur utile du hourdis ;
- $b_d = 1\text{ml}$ du hourdis .

$$\tau_u = \frac{79,32}{1 \times 0,9 \times 0,20} = 440,66 \text{ KN}$$

$$0,07 \times \frac{30000}{1,5} = 1400 \text{ kN/m}^2$$

$$1400 \geq 440,66 \Rightarrow \tau_u \leq 1400$$

✓ Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures s'est effectué à l'ELS (cas de fissuration préjudiciable) avec l'expert robot 2010 . Les résultats obtenus pour les sections d'armatures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 12.5: Récapitulatifs des sections d'aciers pour le hourdis

| Aciers | Direction | Section d'acier (cm ²) | Choix |
|------------|---------------|---------------------------------------|-------|
| En travée | Parallèle à x | 7,7 | 5T14 |
| | Parallèle à y | 4,52 | 4T12 |
| Sur appuis | Parallèle à x | 4,52 | 4T12 |
| | Parallèle à y | 4,52 | 4T12 |

CHAPITRE 13 :
EQUIPEMENT DE PONT

Chapitre 13 : EQUIPEMENT DE PONT

13.1. Introduction

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs remplissent un certain nombre de fonctions:

- a) assurer la sécurité des personnes et de la circulation : ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières),
 - b) protéger et maintenir la pérennité de la structure avec l'évacuation des eaux, les perrés sous travées de rive et, surtout, l'étanchéité,
 - c) permettre un fonctionnement correct de la structure : les appareils d'appui et les joints de chaussée,
 - d) rendre la circulation confortable avec la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée, ou plus simplement être un élément de confort visuel avec les corniches ou de confort de la vie pour les riverains grâce aux écrans acoustiques.
 - e) **Permettre** la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.
- Dans ce chapitre, nous serons traités les appareils d'appuis les plus connus, les joints de chaussées

13.2. Les appareils d'appuis :

Les appareils d'appuis ont pour rôle d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les chevêtres tout en permettant d'absorber les déformations.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- ❖ Les articulations en béton ;
- ❖ Les appareils d'appuis en élastomère fretté ;
- ❖ Les appareils d'appuis spéciaux ;
- ❖ Les appareils d'appuis métalliques.

Dans notre cas les appareils d'appuis utilisés sont des appareils en élastomère fretté qui sont constitués de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier.

- Les sollicitations agissantes sur l'appareil d'appui :

Pour le dimensionnement, les sollicitations de la poutre la plus chargée sont considérées car les appareils d'appuis ne doivent pas être différents.

- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

La contrainte σ_a moyenne dans l'appareil d'appui est comprise entre $\sigma_{\max} = 20$ MPa et $\sigma_{\min} = 3$ MPa (SETRA).

La contrainte σ_{\max} est donnée par la réaction R_{\max} d'appui maximale de la poutre c'est à dire quand le tablier est en service : cumule des charges permanentes des charges sur chaussée les plus défavorables et les charges sur trottoir. $R_{\max} = 522.5$ kN, cette valeur tient compte des pondérations à l'ELU et des coefficients de majoration dynamique.

La contrainte minimale σ_{\min} est donnée par la réaction R_{\min} d'appui minimal de la poutre quand le tablier est hors service, seul le poids propre du tablier est pris en compte.

Ainsi :

$R_{\min} = 204,6$ kN cette valeur est déjà pondérée à l'ELU.

$$\frac{R_{\max}}{\sigma_{\max}} \leq A \leq \frac{R_{\min}}{\sigma_{\min}} \text{ ce qui donne : } 261 \text{ cm}^2 \leq A \leq 682 \text{ cm}^2$$

Généralement les appareils d'appui sont rectangulaires avec le plus petit côté a parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage afin de limiter les contraintes dues à la rotation.

On choisit les dimensions suivantes : **350mm x 250mm**. qui donne section réelle de **875 cm²** de l'appareil d'appui.

- La hauteur nette T :

Elle est donnée par la formule suivante en condition de non flambement :

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

$$\frac{350}{10} \leq T \leq \frac{350}{5} \qquad 35 \leq T \leq 70$$

Nous optons pour $T = 40$ mm (5 feuilles de 8 mm chacun)

Les dimensions retenues sont :

- $350 \times 250 \times 4 \times (8 + 3)$;
- $350 \times 250 \times 45$ (mm³) ;
- 4 frettes métalliques de 3mm ;
- 3 feuillets d'élastomère de 8mm ;

- 2 feuillets d'élastomère de 4mm.

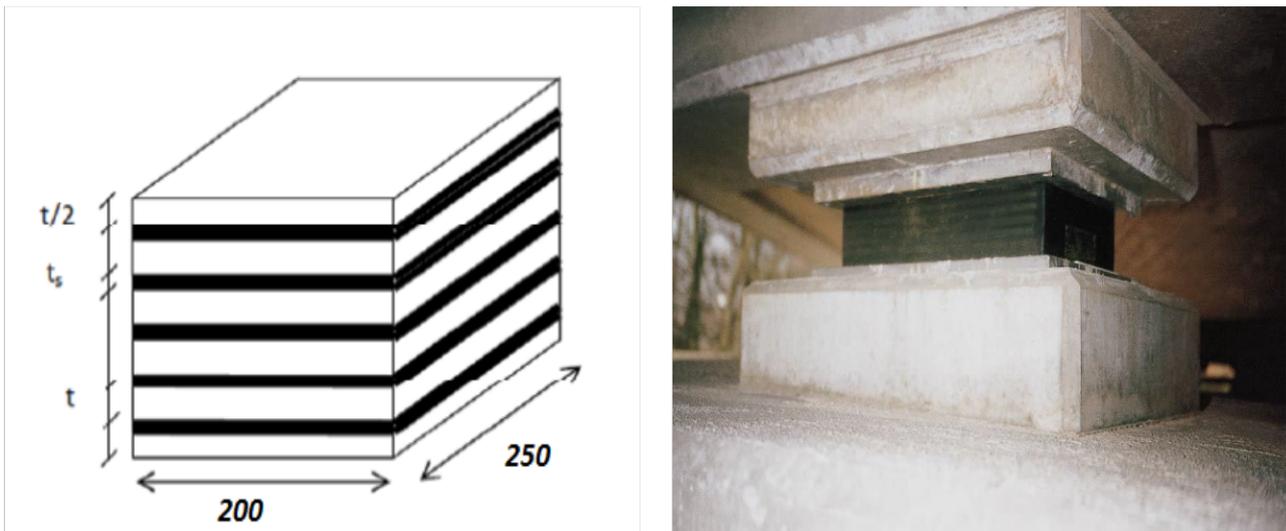


Figure 13.1 : Appareil d'appui

13.3. Joints de chaussée :

Pour permettre les phénomènes de retrait et de dilatation du pont, on met, à un endroit précis, les éléments transversaux qu'on appelle joint de chaussée.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait appelle à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue alors :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules ;
- ✓ Et les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.
- ✓ Dans ce cas, on prend les joints lourds car le trafic moyen journalier est supérieur à 3000 véhicules.



Figure 13.2 : Joint de chaussée

13.4. Les gargouilles :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (pour des ouvrages autoroutiers). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (2,5% pour notre cas). La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qu'est convenablement exécutée.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5% n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante.

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et l'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Le problème d'évacuation des eaux se pose également au niveau des têtes d'appuis et sera abordé ultérieurement.

13.5. Dispositif de retenue

Les dispositifs de retenue ont pour but d'assurer la sécurité des usagers de la voirie et des tiers utilisateurs des ouvrages.

13.5.1. Type de dispositif de retenue

Les dispositifs de retenue routiers (DRR) comprennent :

- a) Les garde-corps : Ce sont des dispositifs assurant la sécurité des piétons, des cyclistes, voire, dans quelques cas spécifiques, des chevaux et de leur cavalier. Ils sont mis en place au bord libre des tabliers, en limite extérieure des trottoirs.



Figure 13.3: Les garde-corps en acier

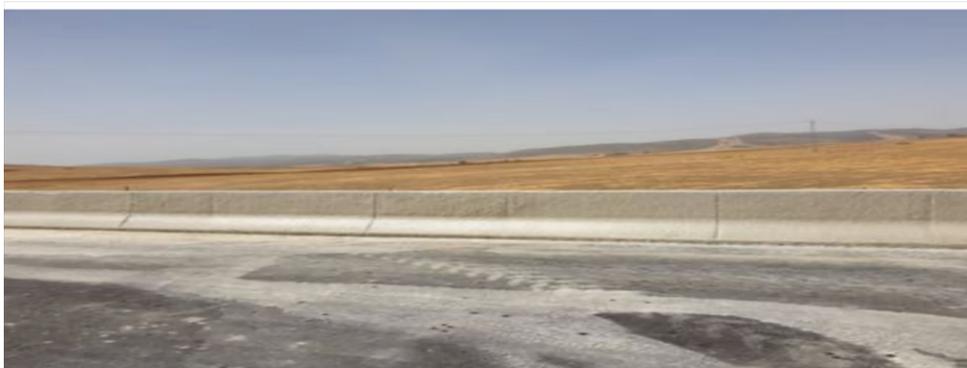


Figure 13.4 : barrière béton/métal

- b) Les barrières de sécurité sur accotement ou terre-plein central d'une route (sur et hors OA)

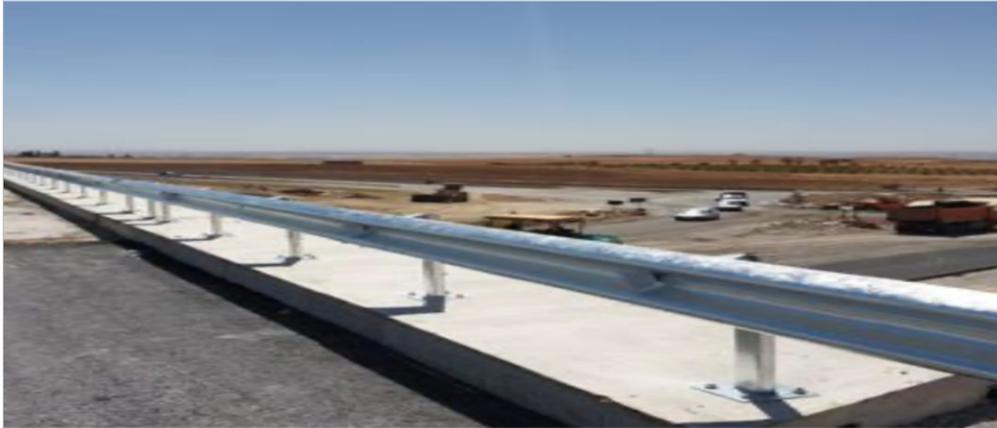


Figure 13.5 : Les barrières de sécurité

CHAPITRE 14:
ETUDE SOMMAIRE DE LA PILE ET LA CULEE

CHAPITRE 14 : ETUDE SOMMAIRE DE LA PILE ET LA CULEE
14.1. La pile**14.1.2. Introduction**

La pile est un appui intermédiaire d'un pont à travée multiples .sons rôle est transmettre des charges verticales et horizontales du tablier vers les fondations. La pile est constituer de 3 parties:

- Le sommier:
- Le fût:
- La fondation.

Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elle, ou partiellement ou totalement encastéré.

Il existe tout une variété de piles, mais le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissantes sur elle.

Le choix s'est porté sur une pile à chevêtre sur colonnes car elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'éviter aussi l'obstacle que constitue la RN14.

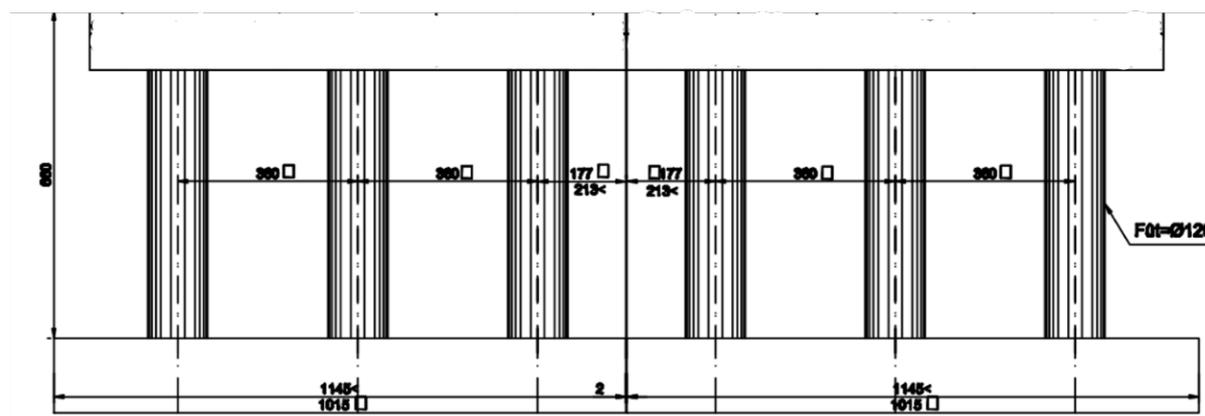


Figure 14.1: Coupe transversal de la pile

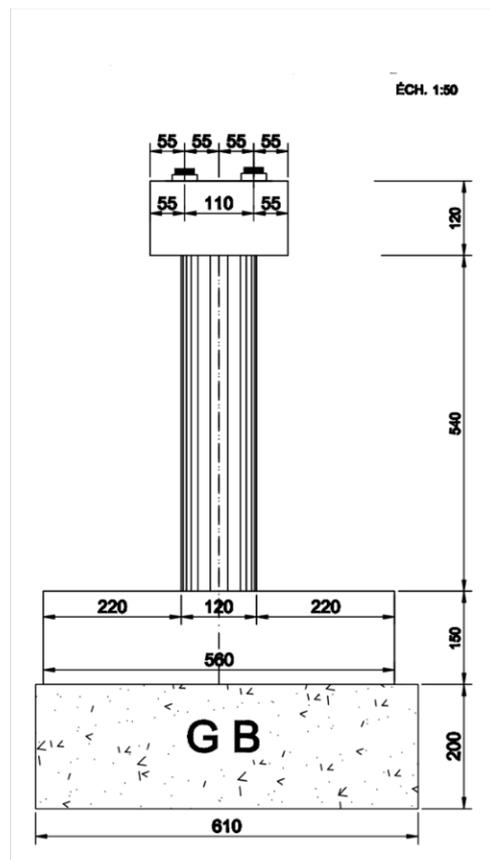


Figure 14.2: Coupe longitudinale d'une pile

✓ Les chevêtres :

C'est la partie supérieure de la pile reposant sur les colonnes, qui reçoit la charge du tablier et permet de réduire le nombre de fûts. Il est en béton armé et sert également de support au vérin lors du remplacement du support.

Les dimensions sont les suivantes :

- Longueur L_c : **14,5 m**
- Largeur L_c : **2,2 m**
- La hauteur H : **1,20 m**

✓ Fûts :

Le fût est la partie verticale qui permet de transmettre les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier vers les fondations et est constitué de colonnes identiques carrées ou circulaires. Il peut être en béton armé, en béton ou en charpente métallique.

Les dimensions sont les suivantes :

- Trois fûts circulaires de **1 m** de diamètre ;
- Un espacement de **5 m** ;

➤ Une hauteur de **5,3 m**.

✓ Fondations :

Les fondations sont des organes de transmission des charges de la structure aux sols d'assises, elles sont soit superficielles, soit semi-profondes sur puits en gros béton ou profondes sur pieux. Elles constituent la partie la plus essentielle de l'ouvrage pour la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix du type de fondations est guidé essentiellement par la capacité portante de sol

14.2. La culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

14.2.1. Les différents types de culée :

- Culées creuses ;
- Culées enterrées ;
- Culées en terre armée ;
- Culées à contre poids ;
- Culées remblayées.

Le choix de la culée s'est porté sur la culée remblayée pour les raisons suivantes :

- La nature et le mode de construction du tablier ;
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage ;
- Les contraintes naturelles du site.

14.2.3. Corbeau :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, c'est une console courte qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai et ses dimensions sont standards définies par SETRA, 1974.

14.2.4. Dalle de transition :

La dalle de transition repose sur le remblai et s'appuie à son extrémité sur le corbeau. Elle permet de limiter la dénivellation entre la chaussée et le tablier du fait de la difficulté d'exécuter parfaitement le remblai au voisinage des constructions que constituent les appuis du pont.

La longueur de la dalle de transition est déterminée par la formule suivante :

$$L \geq \min (6\text{m}, \max (3\text{m}, 0.6 \times H))$$

Avec : **H** étant la hauteur du remblai sous la dalle.

On prend comme épaisseur **30 cm** et sa largeur est la même que celle du mur de garde grève.

14.2.5. Murs garde grève :

Cet élément du pont est un voile en béton armé qui retient les terres derrière le tablier afin d'éviter tout contact avec les remblais. Il permet également de placer des joints de chaussée.

La hauteur du mur garde-grève dépend que de celle du tablier.

L'épaisseur du mur dont la hauteur est comprise entre 1m et 3m est donnée par la formule suivante :

$$e = 0.1 + 0.1 \times h$$

Avec **h** : la hauteur du mur.

On prend **h=1.30 m**.

$$\text{D'où } e = 0.1 + 0.1 \times 1.30 = 0.23 \text{ m}$$

L'épaisseur retenue est de **25cm**.

14.2.6. Murs latéraux :

La culée est constituée de murs qui sont :

- Murs en retour, ils sont parallèles à l'axe longitudinal ;
- Murs en aile, ils sont courbes ou inclinés sur cet axe.



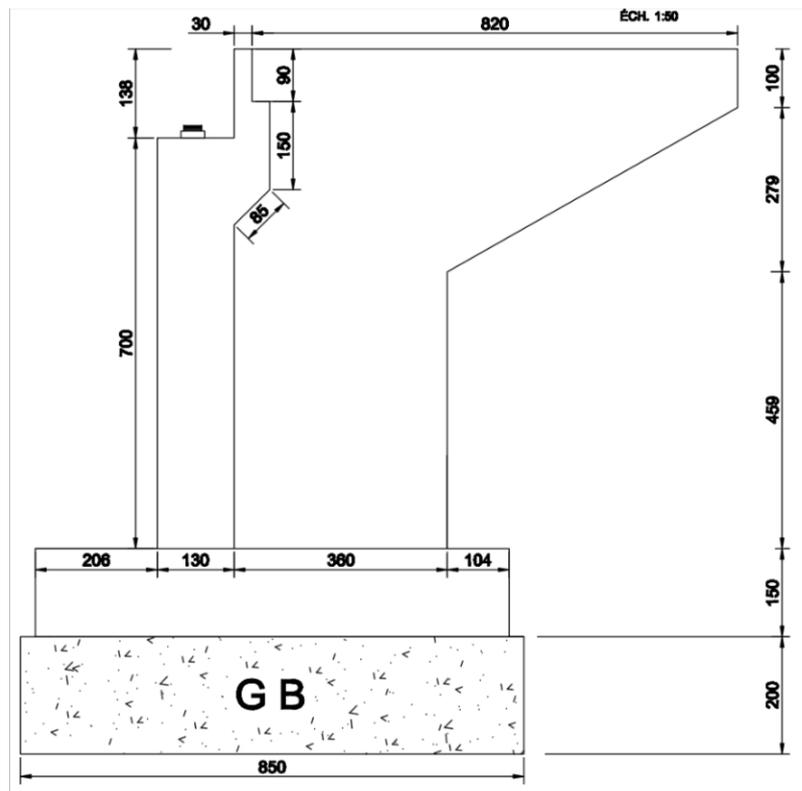


Figure 14.3 : Coupe longitudinale (coté Tiaret)

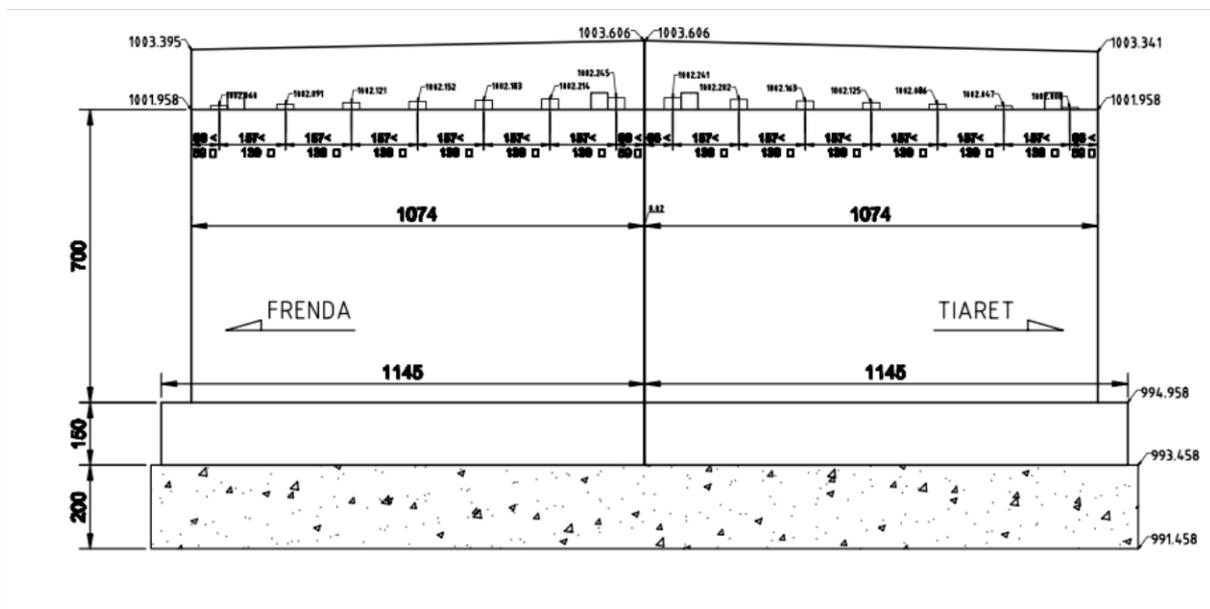


Figure 14.3 : Coupe transversal culée C1

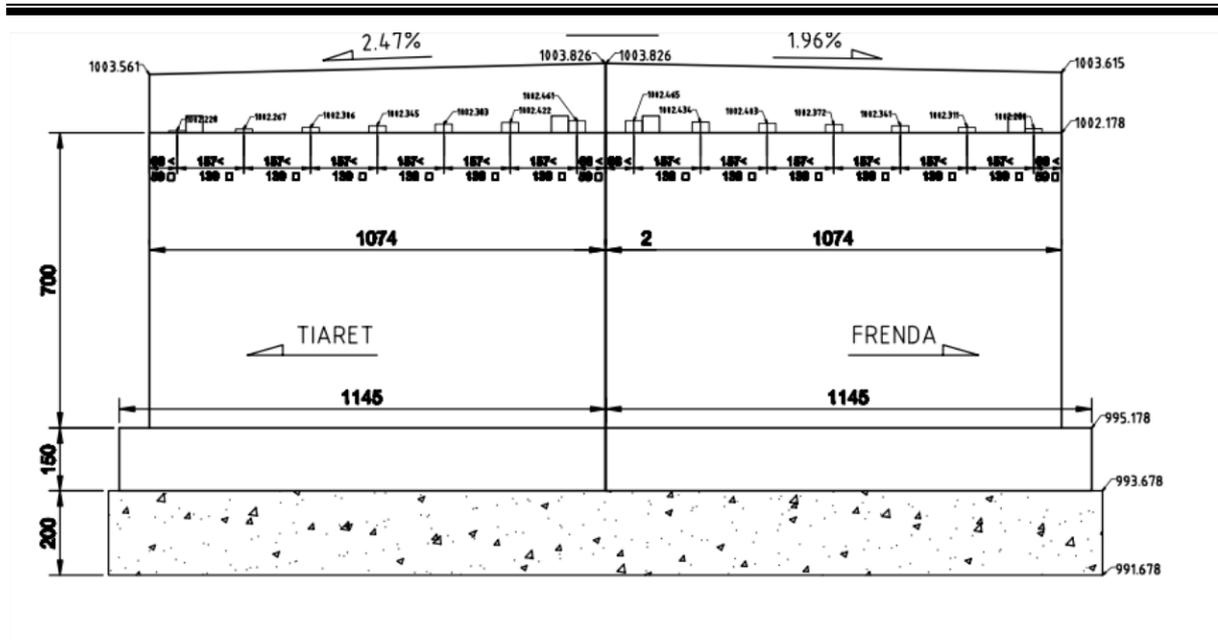


Figure 14.4 : Coupe transversal culée C2

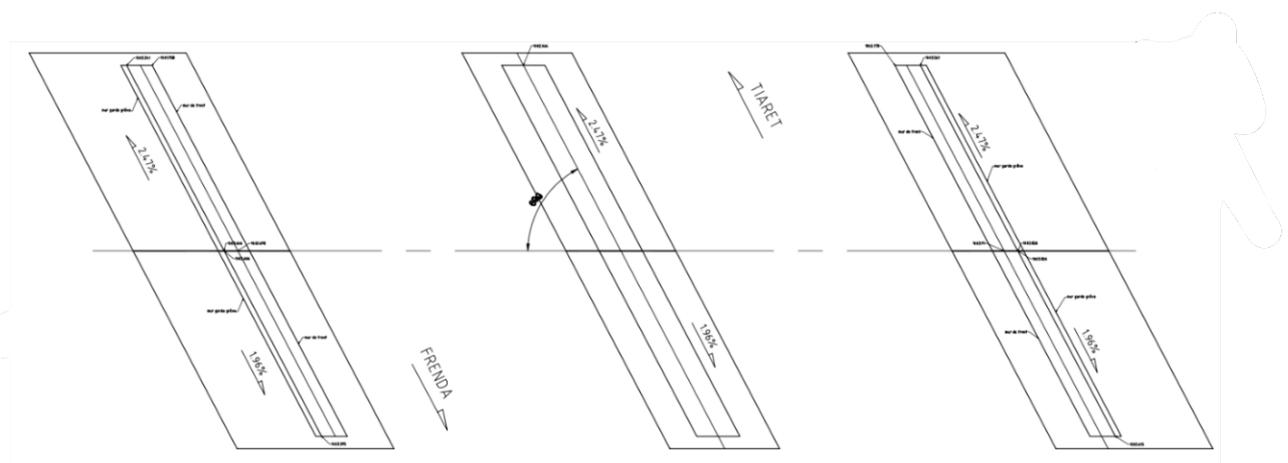


Figure 14.5 : Coté sur mûr de gardes-rêve

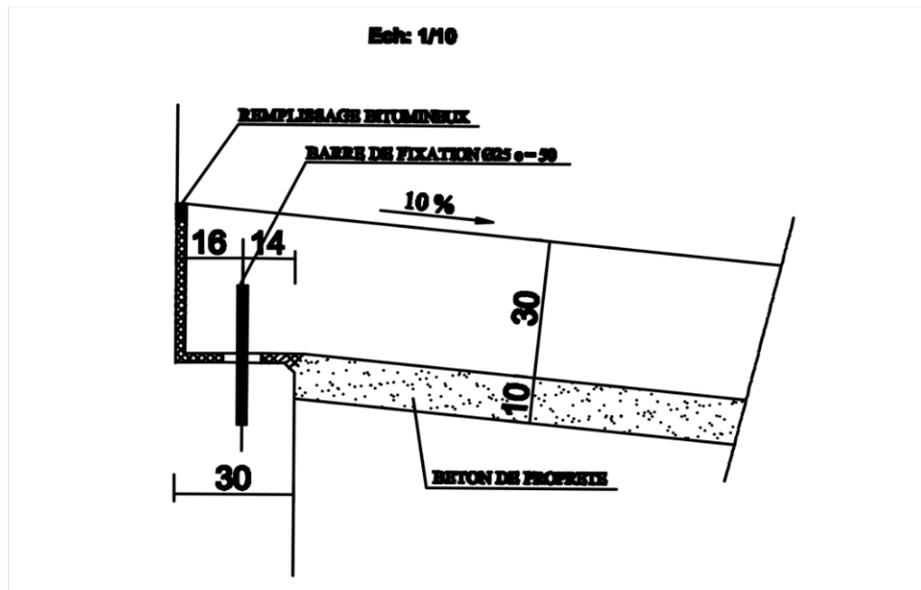


Figure 14.6 : Dalle de transition

CONCLUSION GENERALE

Notre projet consistait à la conception d'un échangeur autoroutier et l'étude de l'ouvrage d'art situé au croisement de la voie d'évitement sud de la ville de Tiaret et la RN 14 menant vers Frenda. L'échangeur est de type trempette à six axes, alors que l'ouvrage est un pont à poutres entretoisés en béton armé, à 2 travées de 20 m chacune.

Dans ce projet, on a entamé la conception complète de l'aménagement de l'échangeur et l'étude de la structure de l'ouvrage d'art dans laquelle on s'est basé sur le dimensionnement du tablier selon les règles du B40, BAEL et les recommandations SETRA.

Ce projet de fin d'études, a été une expérience très enrichissante puisqu'il a permis de mettre en application directe plusieurs modules enseignés à l'école d'ingénieurs dont notamment la résistance des matériaux, le calcul du béton armé aux états limites et la mécanique des sols, l'étude de route, La mécanique des Sols ainsi que les logiciels de Conception et de calcul comme AutoCAD, Robot, Expert et Excel.

Un tel projet de fin d'études est un travail de grande importance pour tout futur ingénieur qui reflète ses compétences dans le domaine du génie civil. L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant les cinq ans de notre formation à l'université IBN KHALDOUN TIARET et de compléter celle-ci par d'autres théories et l'application dans un cas pratique. De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais traite aussi des problèmes parfois inattendus de la meilleure façon possible, en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'économie, la facilité de l'exécution et La sécurité.

L'étude de tout le projet devra être complétée par un calcul détaillé de la structure des culées et de la pile, étant donné, que nous l'avons abordé sommairement. Nous souhaitons également que le travail sera poursuivi par une étude de réalisation et de coût du projet.

Enfin, nous espérons que le présent mémoire sera un guide, entre autres, à suivre dans l'épreuve de conception et de calcul des ponts à poutres en béton armé.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL règles béton armé par *Jean PERCHAT*
- CALGARO J.A (1994) : ‘ Projet de construction de ponts’. Presses des Ponts et Chaussées de Paris, France Collection cours de l’école national des ponts et les chaussée
- SETRA (2010) : ‘ Conception et dimensionnement des structures de chaussées’. Guide technique SETRA, France.
- CTPP (2005) : ‘Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves’. Guide technique, CTPP, Alger.
- B40 (1978) : ‘Normes techniques d’aménagement des routes’. Ministère des TP-Alger.
- SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE (2018) : « Etude d’aménagement d’un échangeur autoroutier à l’intersection avec la RN14» . Mémoire de master, département de GC, université de Tiaret.

- Mémoires utilisés

- Witchékpou Odran GBEOU (2019) : « Etude et conception d’un ouvrage de franchissement de 30ml sur la bretelle d’AGOUNA frontière TOGO : étude comparative entre un pont à poutres et entretoises en béton armé et un pont bipoutre mixte. Mémoire de Master, université d’Abomey-Calavi république de BENIN .
- SIDIBE AHAMADOU et SOULEY MAGAGI OUSMANE (2018) : « Etude d’aménagement d’un échangeur autoroutier à l’intersection avec la RN14» . Mémoire de master, département de GC, université de Tiaret.

- Logiciels utilisés :
- World 2019.
- AutoCAD 2010.
- Covadis 10.1.
- Robot structural analysis 2010.
- Autopiste.
- Expert robot 2010.
- Excel 2019

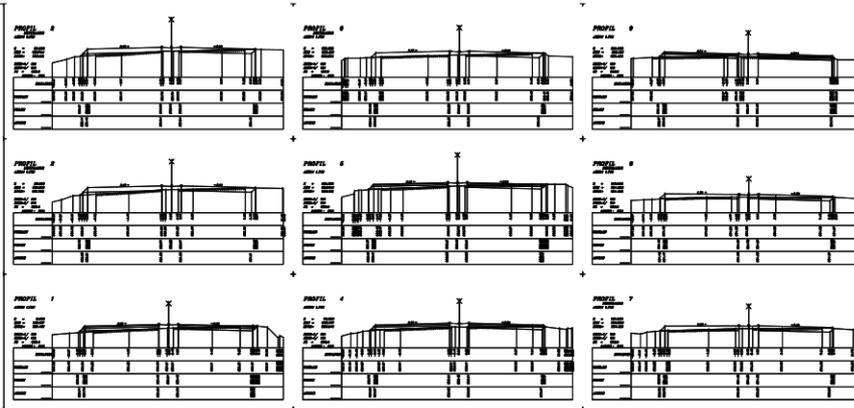
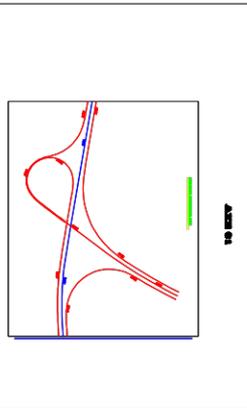


ANNEXES

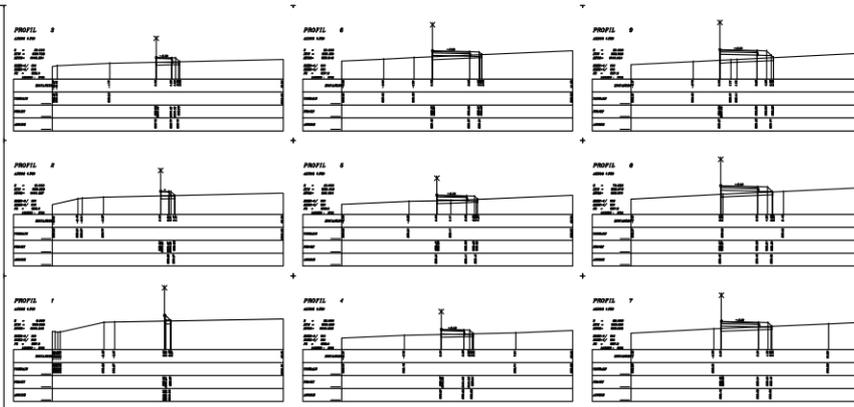
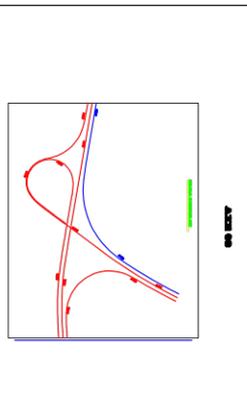
ANNEXES 01:
PROFILS EN TRAVERS

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

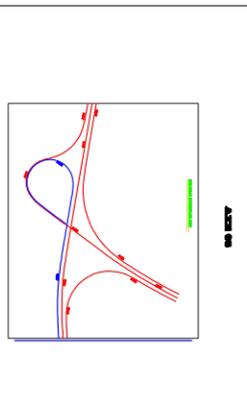
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



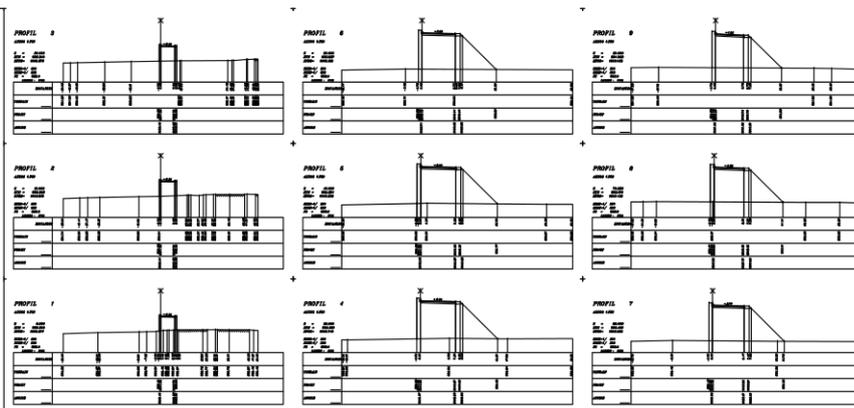
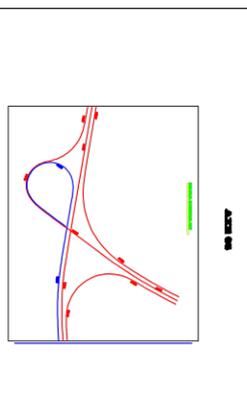
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



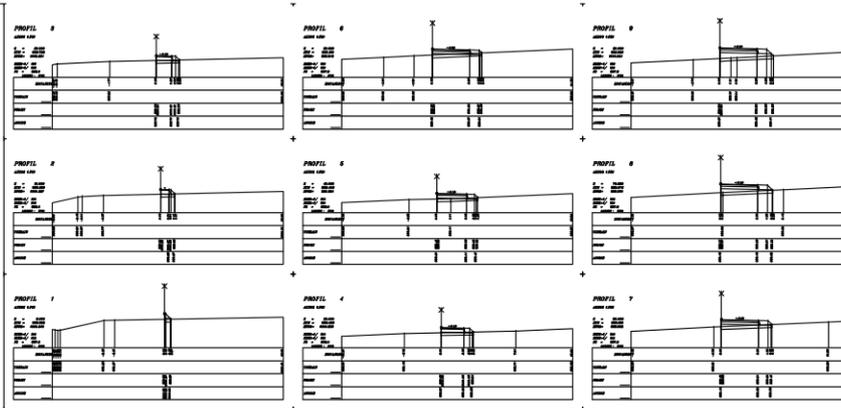
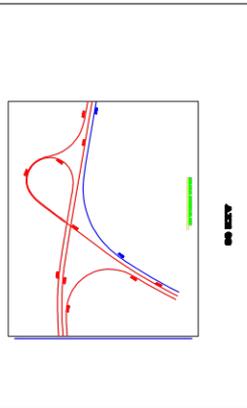
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



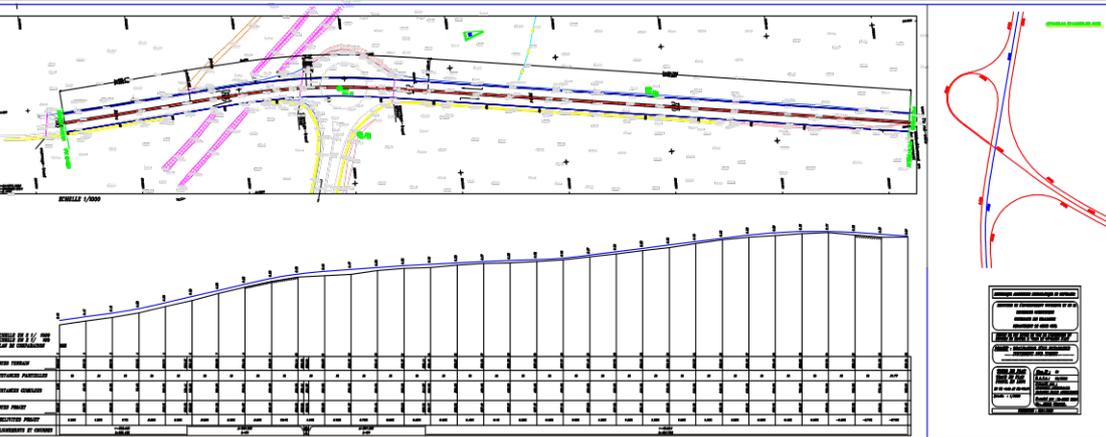
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

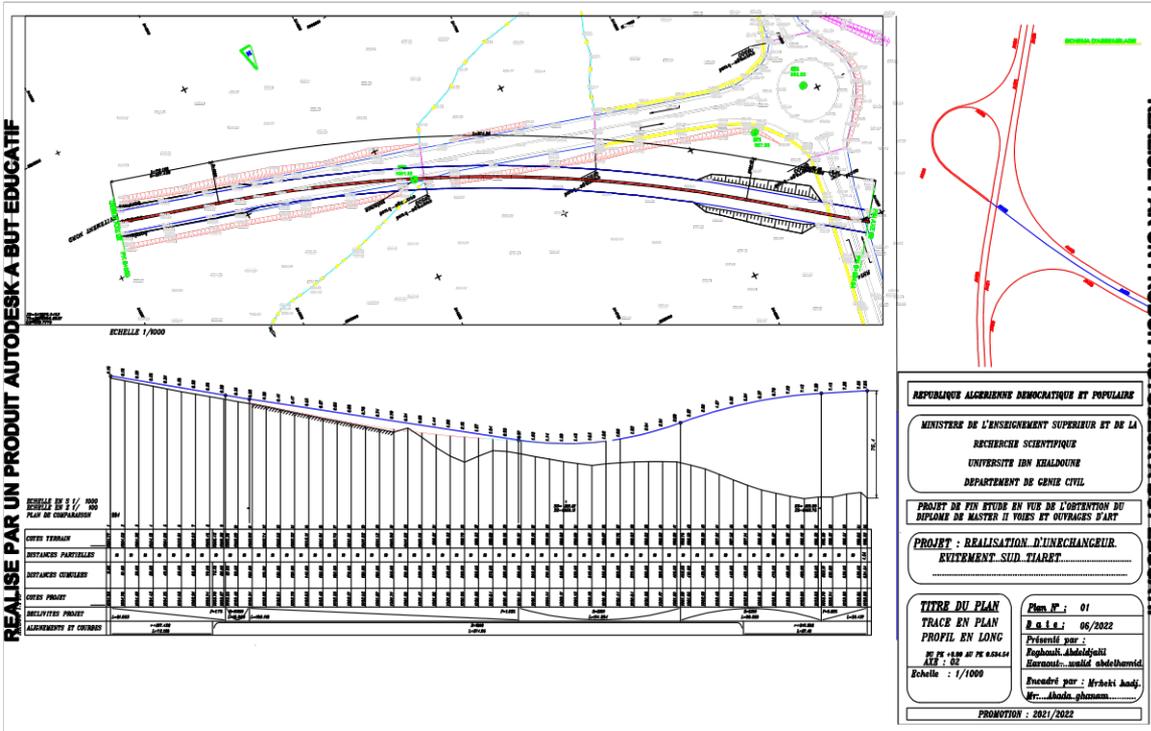
ANNEXES 02:
TRACÉE COMBINÉE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE IBN KHALDOUN
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

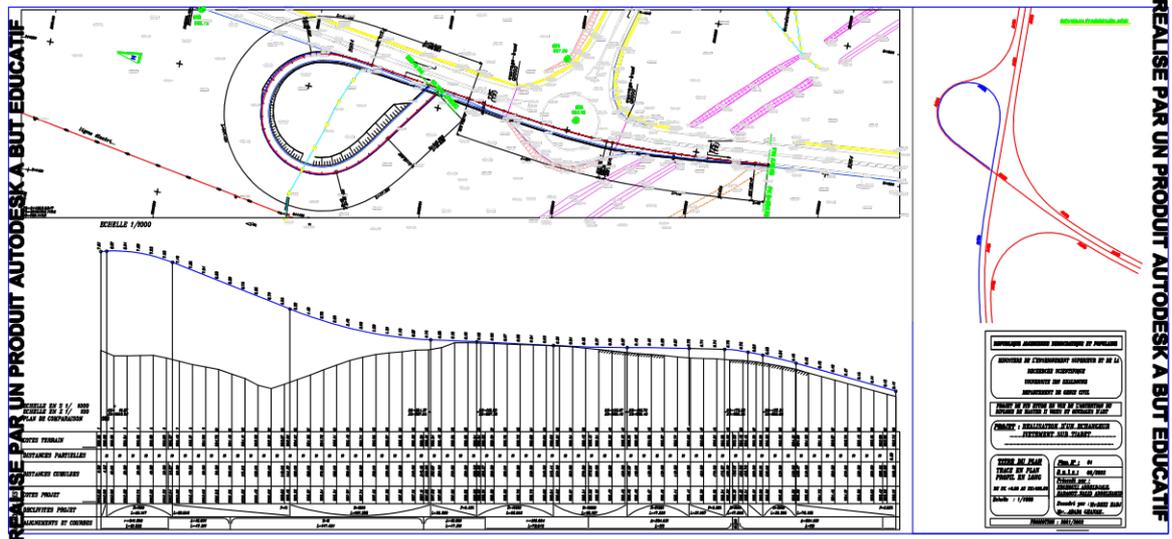
PROJET DE FIN ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER II VOIES ET OUVRAGES D'ART

PROJET : REALISATION D'UNE CHANGEUR.
EXTREMITE SUD TIARRET.

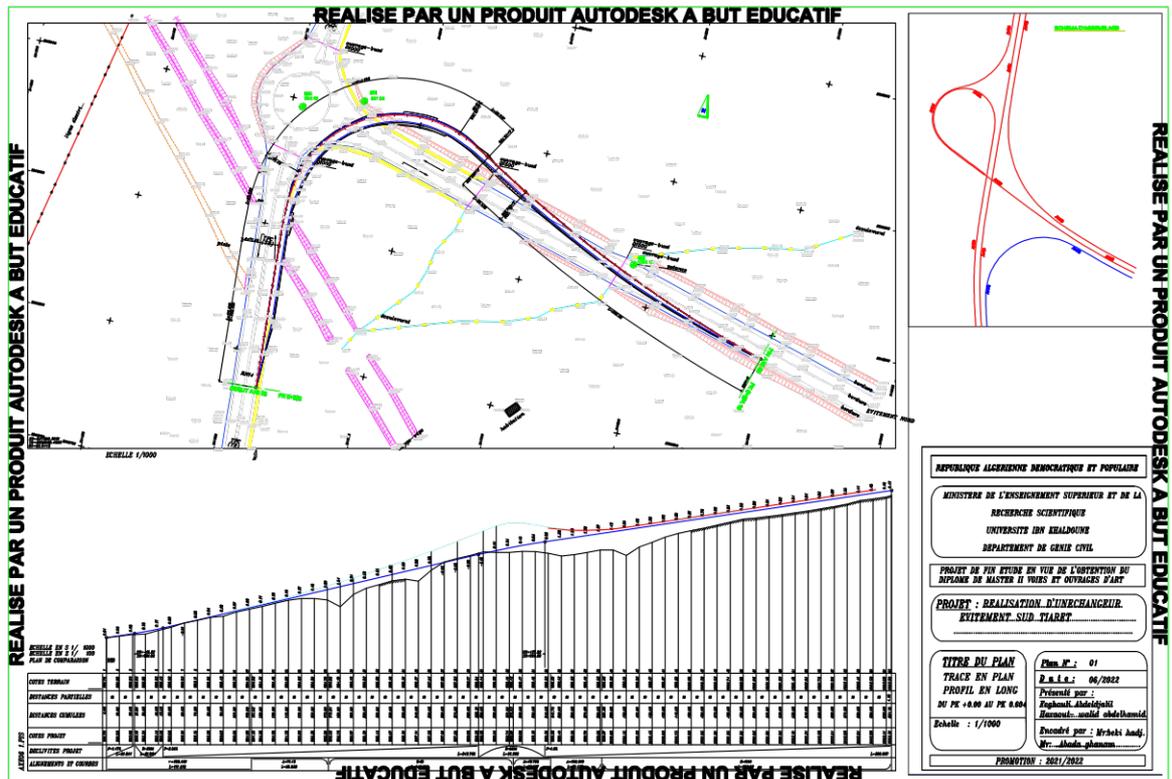
TITRE DU PLAN : Plan N° : 01
TRACE EN PLAN : B.S.E.S. : 06/2022
PROFIL EN LONG : Présenté par :
Eugène Abdalajouli
Eugène...ouli abdajouli
Echelle : 1/1000
Rédigé par : Mr.ouki Anadj.
Mr...Aboukha.ghannem

PROMOTION : 2021/2022

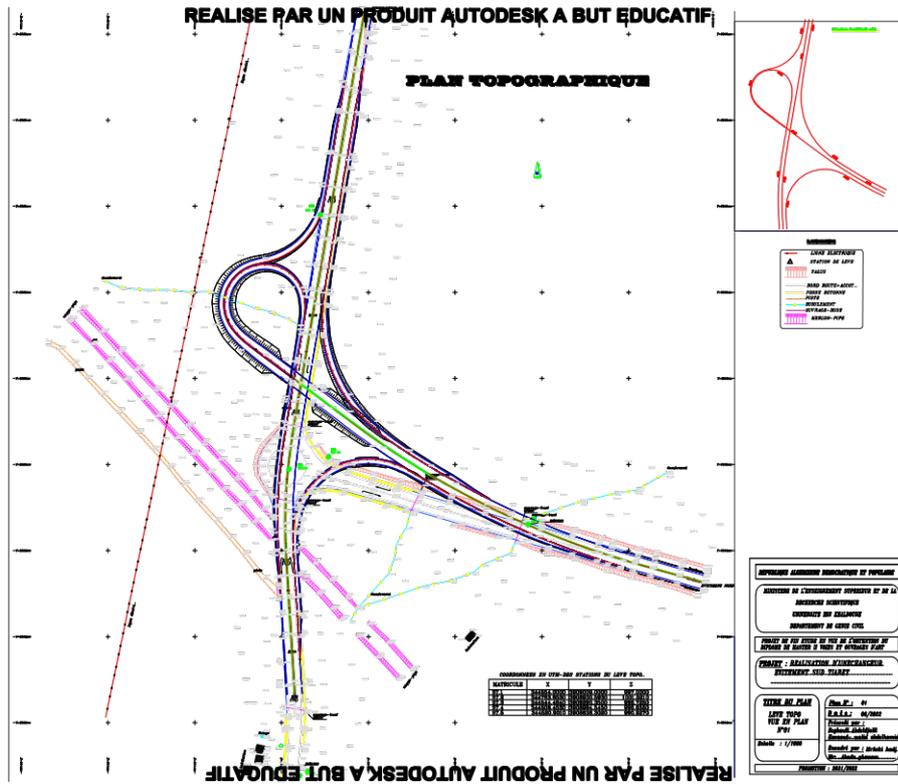
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

ANNEXES 03 :
Etude structural des poutres

ANNEXES

➤ Moment d'inertie de flexion de la poutre I_p :

Son expression est la suivante :

$$I_p = \frac{1}{3} [(b_0 - b_a) \cdot h_d^3 + b_a \cdot h_p^3] - \frac{1}{4} \frac{[(b_0 - b_a) \cdot h_d^2 + b_a \cdot h_p^2]^2}{(b_0 - b_a) \cdot h_d + b_a \cdot h_p}$$

- b_0 : largeur de la poutre ;
- b_a : largeur de l'âme de la poutre ;
- h_d : hauteur de la dalle ;
- h_p : hauteur de la poutre.

$$I_p = \frac{1}{3} [(2,5 - 0,50) \cdot 0,2^3 + (0,5 \times 1,2^3)] - \frac{1}{4} \frac{[(2,5 - 0,5) \cdot h_d^2 + b_a \cdot h_p^2]^2}{(2,5 - 0,5) \times 0,2 + 0,5 \times 1,2}$$

$$I_p = 0,13$$

➤ Calcul de l'inertie de torsion de la poutre K_p :

L'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de largeur a est donnée par :

$$T = k \left(\frac{b}{a}\right) b a^3$$

Où k est une fonction du rapport b/a . Il est calculé à l'aide de la formule de Sâada qui stipule que :

$$k = \frac{1}{3} - \frac{64 a}{\pi^5 b} - \operatorname{tgh}\left(\frac{\pi b}{2 a}\right)$$

Nous avons alors:

$$T_1 = \frac{1}{2} \frac{1}{3} b_0 h_d^3$$

$$T_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} 2,5 \times 0,2^3$$

$$T_1 = 3,33 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$T_2 = k \left(\frac{2(h_p - h_d)}{b_a} \right) \cdot (h_p - h_d) b_a^3$$

$$T_2 = k \left(\frac{2(1,2 - 0,2)}{0,50} \right) \cdot (1,2 - 0,2) 0,5^3$$

$$T_2 = k(4) \times 1 \times 0,5^3$$

D'après la formule de VIPP, nous pouvons calculer k à partir de l'expression suivante :

$$k = \frac{1}{3} - \left(0,051 + \frac{0,168}{5,6} \right) e^{-0,13R}$$

Avec $R=b/a$; ce qui implique que $R=4$ car $k(b/a)=k(4)$ et :

$$k(4) = 0,30$$

Alors on a :

$$\Gamma_2 = k(4) \times 1 \times 0,5^3$$

$$T_2 = 0,30 \times 1 \times 0,5^3$$

$$T_2 = 0,034$$

Nous avons donc :

$$K_p = \Gamma_1 + \Gamma_2 = 0,03m^4$$

➤ Calcul des paramètres de torsion et d'entretoisement

Ces deux paramètres constituent les paramètres fondamentaux pour le calcul du CRT. Ils définissent le comportement du pont.

➤ Paramètre de torsion α

Ce paramètre caractérise l'influence de la torsion et sa valeur est comprise entre 0 et 1. Son expression est la suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p + \rho_E}}$$

➤ **Paramètre d'entretoisement θ**

Il permet de choisir la méthode de calcul du CRT. Son expression est la suivante :

$$\theta = \frac{b_4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Si $\theta > 0,3$ on fait recours à la méthode de Guyon-Massonnet ;

Si $\theta < 0,3$ on fait recours à la méthode de courbon.

Ainsi on a :

➤ **Rigidités de torsion :**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G \times K_p}{b_1}$$

Nous avons posé plus haut l'hypothèse selon laquelle le coefficient du matériau constitutif serait nul ($\nu=0$) donc $G = \frac{1}{2} E$ et on a :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G \times K_p}{b_1} = \frac{E \times K_p}{2b_1}$$

$$\gamma_p = 0,6 \cdot E = 0,6 \cdot 10^{-10} \cdot E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \times K_E}{L_1} = \frac{h_d^3 \times E}{12}$$

$$\gamma_E = \frac{h_d^3 \times E}{12}$$

$$\gamma_E = 0,75 \cdot 10^{-4} E$$

➤ **Rigidités de flexion :**

$$\rho_p = \frac{B_p}{b} = \frac{E \times I_p}{b}$$

$$\rho_p = 5,2 \cdot 10^{-10} E$$

Le paramètre de torsion nous donne alors:

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

$$\alpha = 0,27$$

Le paramètre d'entretoisement quant à lui est donné par la formule :

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\theta = 0,88$$

Nous remarquons bien que $\theta = 0,88 > 0,3$, nous utiliserons alors la méthode de Guyon-Massonnet pour le calcul du CRT.

➤ Ligne d'influence du coefficient K pour la poutre de rive

- Interpolation suivant α

Nous allons utiliser la formule de Sattler qui propose des relations en fonction de la valeur de θ telles que :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0,05}; \text{ si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \text{ (a)}$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha(1 - e^{\theta_0}) \text{ avec } \theta_0 = \frac{\dots - \theta}{\dots}; \text{ si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \text{ (b)}$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}; \text{ si } \theta \geq 1 \text{ (c)}$$

Où K_0 et K_1 sont donnés par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y .

Nous avons $\theta = 0,88$ alors la formule de Sattler la mieux indiquée est la formule (b). Soit :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha(1 - e^{\theta_0})$$

Avec $\theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} = -1,229$ Ce qui implique :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,27(1 - e^{-1,229}) \quad K_\alpha = 0,81K_0 + 0,19K_1$$

➤ **Interpolation suivant θ**

On a $\theta = 0,88$ donc l'interpolation se fera entre les valeurs suivantes : $\theta_1 = 0,85$ et $\theta_2 = 0,90$. Ainsi:

$$K_{\theta} = K_{\theta_1} + (K_{\theta_2} - K_{\theta_1}) \frac{0,88 - 0,85}{0,90 - 0,85}$$

$K_{\theta} = K_{\theta_1} + (K_{\theta_2} - K_{\theta_1}) \times 0,6$ $K_{\theta} = 0,4K_{\theta_1} + 0,6K_{\theta_2}$ Interpolation suivant y (la position de la poutre)

$$y = 1,25 + 2,5 = 3,75 \text{ m et } y/3,75 = b/5 \text{ alors } y = 0,75b$$

Les valeurs de K pour $y = 3,75 \text{ m}$ sont directement recopiées à partir des tableaux de Massonnet. Nous n'avons donc pas besoin de faire une interpolation sur y . On a : $K_{|y=0,75b} = K_{|y=3b/4}$

En résumé on a deux interpolations à effectuer. On choisit par ordre :

$$1) K_{\alpha=0,53} = 0,65K_0 + 0,35K_1 \quad 2) K_{\theta=0,78} = 0,4K_{\theta_1} + 0,6K_{\theta_2}$$

Nous déterminerons tout d'abord un tableau pour $\theta_1 = 0,85$ et pour $\theta_2 = 0,90$. Les valeurs de K_0 et de K_1 seront directement lues dans les tableaux de Massonnet après s'être fixé la valeur de $y = 0,75b = 3b/4$. On effectue ensuite l'interpolation sur α en utilisant les lignes de K .

Tableau 01: Récapitulatif des valeurs de K pour $\theta_1 = 0,85$ après une interpolation sur α pour la poutre de rive

| e | b | 3b/4 | b/2 | b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|----|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| ko | -0,2663 | -0,2409 | -0,1858 | -0,029 | 0,3351 | 1,0113 | 2,0271 | 3,1979 | 4,1963 |
| k1 | 0,1409 | 0,2019 | 0,3009 | 0,4703 | 0,7432 | 1,1478 | 1,6753 | 2,1851 | 2,4385 |
| ka | -0,18893 | -0,15676 | -0,09332 | 0,065867 | 0,412639 | 1,037235 | 1,960258 | 3,005468 | 3,862318 |

Tableau 02: Récapitulatif des valeurs de K pour $\theta_1 = 0,90$ après une interpolation sur α pour la poutre de rive

| e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|----|----------|----------|----------|----------|---------|----------|----------|----------|----------|
| ko | -0,1919 | -0,2028 | -0,1851 | -0,0646 | 0,2749 | 0,9565 | 2,0203 | 3,2519 | 4,2579 |
| ki | 0,1166 | 0,1722 | 0,2663 | 0,4335 | 0,7119 | 1,138 | 1,7094 | 2,2658 | 2,518 |
| ka | -0,13328 | -0,13155 | -0,09933 | 0,030039 | 0,35793 | 0,990985 | 1,961229 | 3,064541 | 3,927319 |

On effectue à présent une dernière interpolation sur θ en utilisant la dernière ligne de chaque tableau. Pour cela nous allons considérer les dernières lignes des deux tableaux précédents. Nous avons ainsi les valeurs de K en fonction de e dans le tableau suivant :

Tableau 03: Récapitulatif des valeurs de $K=K(e)$ pour $\theta = 0,88$ pour la poutre de rive

| | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|---|---------|---------|---------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| e | -5 | -3,75 | -2,5 | -1,25 | 0 | 1,25 | 2,5 | 3,75 | 5 |
| k | -0,1555 | -0,1416 | -0,0969 | 0,0443702 | 0,3798136 | 1,009485 | 1,9608406 | 3,0409118 | 3,9013186 |

A partir des valeurs obtenues dans le tableau précédent, traçons à présent la courbe $K = K(e)$ représente la ligne d'influence (Li) de K pour la poutre de rive n°1. Les valeurs trouvées de K sont arrondies à 2 chiffres après la virgule pour qu'on puisse tracer la courbe de K.

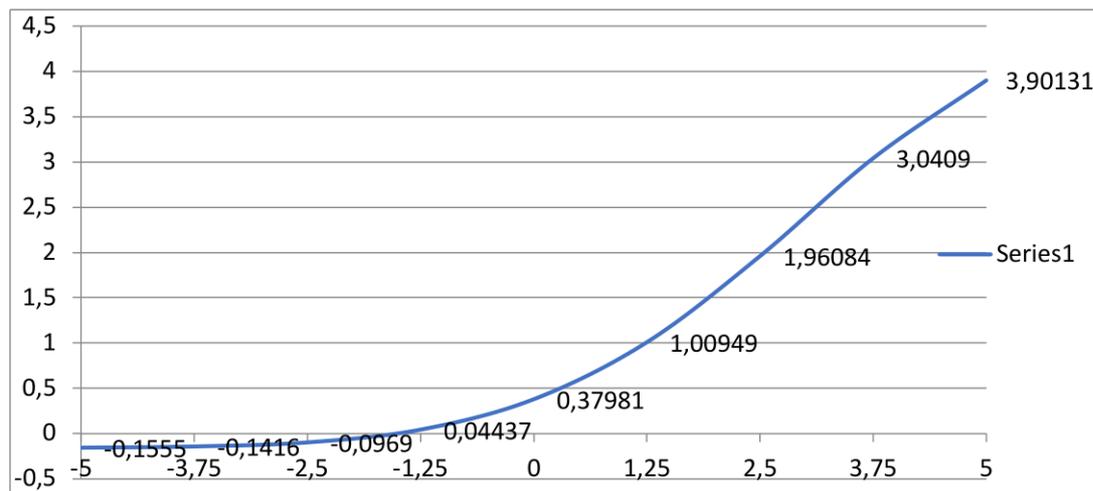


Figure 01: Ligne d'influence de K pour la poutre de rive

Détermination des CRT pour la poutre rive

Avec logiciel « Table guyon 2019 » publié dans CIVILMANIA qui détermine les coefficients de CRT , il permet d'afficher à l'écran et de transférer dans un fichier excel, une table particulière des coefficients de répartition transversale K, Mu et Tau, epsilon de Guyon Massonet Bares pour des valeurs spécifiques

Figure 02: Calcul des coefficient CRT

| TABLE GMB | Poisson v | 0 | Alpha α | 0,925 | Theta θ | 1,26 | Larg.TABLIER | 10,000m | DALLE EQUIV | 10,000m | Encorb.G | 1,000m | Encorb.D | 1,000m | INTRADOS | 8m | Harmon. m | 1 | Theta θ1 | 1,2600 |
|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------|----------|-------------|----------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|-----------|---------|----------|---------|
| K (y \ e) | -b | -4b/5 | -3b/4 | -2b/3 | -b/2 | -2b/5 | -b/3 | -b/4 | -b/5 | -b/8 | 0 | +b/8 | +b/5 | +b/4 | +b/3 | 2b/5 | +b/2 | +2b/3 | +3b/4 | +4b/5 |
| Positions | -5,0000m | -4,0000m | -3,7500m | -3,3333m | -2,5000m | -2,0000m | -1,6667m | -1,2500m | -1,0000m | -0,6250m | 0,0000m | 0,6250m | 1,0000m | 1,2500m | 1,6667m | 2,0000m | 2,5000m | 3,3333m | 3,7500m | 4,0000m |
| -b | 5,5042 | 3,4176 | 2,9833 | 2,3521 | 1,4136 | 1,0243 | 0,8219 | 0,6215 | 0,5245 | 0,4060 | 0,2645 | 0,1728 | 0,1343 | 0,1138 | 0,0869 | 0,0704 | 0,0521 | 0,0332 | 0,0275 | 0,0248 |
| -4b/5 | 3,4176 | 3,0851 | 2,9087 | 2,5408 | 1,7690 | 1,3692 | 1,1409 | 0,8988 | 0,7752 | 0,6174 | 0,4173 | 0,2790 | 0,2185 | 0,1856 | 0,1414 | 0,1140 | 0,0831 | 0,0511 | 0,0413 | 0,0368 |
| -3b/4 | 2,9833 | 2,9087 | 2,8256 | 2,5663 | 1,8724 | 1,4758 | 1,2417 | 0,9882 | 0,8567 | 0,6870 | 0,4685 | 0,3152 | 0,2475 | 0,2104 | 0,1605 | 0,1194 | 0,0943 | 0,0578 | 0,0465 | 0,0413 |
| -2b/3 | 2,3521 | 2,5408 | 2,5663 | 2,5273 | 2,0445 | 1,6705 | 1,4317 | 1,1610 | 1,0162 | 0,8250 | 0,5719 | 0,3894 | 0,3073 | 0,2620 | 0,2006 | 0,1620 | 0,1181 | 0,0721 | 0,0578 | 0,0511 |
| -b/2 | 1,4136 | 1,7690 | 1,8724 | 2,0445 | 2,2191 | 2,0464 | 1,8536 | 1,5845 | 1,4227 | 1,1927 | 0,8619 | 0,6054 | 0,4849 | 0,4169 | 0,3229 | 0,2627 | 0,1931 | 0,1181 | 0,0943 | 0,0831 |
| -2b/5 | 1,0243 | 1,3692 | 1,4758 | 1,6705 | 2,0464 | 2,1314 | 2,0521 | 1,8477 | 1,6983 | 1,4641 | 1,0951 | 0,7885 | 0,6391 | 0,5533 | 0,4329 | 0,3546 | 0,2627 | 0,1620 | 0,1294 | 0,1140 |
| -b/3 | 0,8219 | 1,1409 | 1,2417 | 1,4317 | 1,8536 | 2,0521 | 2,0947 | 1,9892 | 1,8694 | 1,6528 | 1,2731 | 0,9355 | 0,7655 | 0,6664 | 0,5255 | 0,4329 | 0,3229 | 0,2006 | 0,1605 | 0,1414 |
| -b/4 | 0,6215 | 0,8988 | 0,9882 | 1,1610 | 1,5845 | 1,8477 | 1,9892 | 2,0645 | 2,0233 | 1,8707 | 1,5120 | 1,1465 | 0,9516 | 0,8352 | 0,6664 | 0,5533 | 0,4169 | 0,2620 | 0,2104 | 0,1856 |
| -b/5 | 0,5245 | 0,7752 | 0,8567 | 1,0162 | 1,4227 | 1,6983 | 1,8694 | 2,0233 | 2,0524 | 1,9726 | 1,6566 | 1,2856 | 1,0779 | 0,9516 | 0,7655 | 0,6391 | 0,4849 | 0,3073 | 0,2475 | 0,2185 |
| -b/8 | 0,4060 | 0,6174 | 0,6870 | 0,8250 | 1,1927 | 1,4641 | 1,6528 | 1,8707 | 1,9726 | 2,0407 | 1,8563 | 1,5054 | 1,2856 | 1,1465 | 0,9355 | 0,7885 | 0,6054 | 0,3894 | 0,3152 | 0,2790 |
| 0 | 0,2645 | 0,4173 | 0,4685 | 0,5719 | 0,8619 | 1,0951 | 1,2731 | 1,5120 | 1,6566 | 1,8563 | 2,0338 | 1,8563 | 1,6566 | 1,5120 | 1,2731 | 1,0951 | 0,8619 | 0,5719 | 0,4685 | 0,4173 |
| +b/8 | 0,1728 | 0,2790 | 0,3152 | 0,3894 | 0,6054 | 0,7885 | 0,9355 | 1,1465 | 1,2856 | 1,5054 | 1,8563 | 2,0407 | 1,9726 | 1,8707 | 1,6528 | 1,4641 | 1,1927 | 0,8250 | 0,6870 | 0,6174 |
| +b/5 | 0,1343 | 0,2185 | 0,2475 | 0,3073 | 0,4849 | 0,6391 | 0,7655 | 0,9516 | 1,0779 | 1,2856 | 1,6566 | 1,9726 | 2,0524 | 2,0233 | 1,8694 | 1,6983 | 1,4227 | 1,0162 | 0,8567 | 0,7752 |
| +b/4 | 0,1138 | 0,1856 | 0,2104 | 0,2620 | 0,4169 | 0,5533 | 0,6664 | 0,8352 | 0,9516 | 1,1465 | 1,5120 | 1,8707 | 2,0233 | 2,0645 | 1,9892 | 1,8477 | 1,5845 | 1,1610 | 0,9882 | 0,8988 |
| +b/3 | 0,0869 | 0,1414 | 0,1605 | 0,2006 | 0,3229 | 0,4329 | 0,5255 | 0,6664 | 0,7655 | 0,9355 | 1,2731 | 1,6528 | 1,8694 | 1,9892 | 2,0947 | 2,0521 | 1,8536 | 1,4317 | 1,2417 | 1,1409 |
| 2b/5 | 0,0704 | 0,1140 | 0,1294 | 0,1620 | 0,2627 | 0,3546 | 0,4329 | 0,5533 | 0,6391 | 0,7885 | 1,0951 | 1,4641 | 1,6983 | 1,8477 | 2,0521 | 2,1314 | 2,0464 | 1,6705 | 1,4758 | 1,3692 |
| +b/2 | 0,0521 | 0,0831 | 0,0943 | 0,1181 | 0,1931 | 0,2627 | 0,3229 | 0,4169 | 0,4849 | 0,6054 | 0,8619 | 1,1927 | 1,4227 | 1,5845 | 1,8536 | 2,0464 | 2,2191 | 2,0445 | 1,8724 | 1,7690 |
| +2b/3 | 0,0332 | 0,0511 | 0,0578 | 0,0721 | 0,1181 | 0,1620 | 0,2006 | 0,2620 | 0,3073 | 0,3894 | 0,5719 | 0,8250 | 1,0162 | 1,1610 | 1,4317 | 1,6705 | 2,0445 | 2,5273 | 2,5663 | 2,5408 |
| +3b/4 | 0,0275 | 0,0413 | 0,0465 | 0,0578 | 0,0943 | 0,1294 | 0,1605 | 0,2104 | 0,2475 | 0,3152 | 0,4685 | 0,6870 | 0,8567 | 0,9882 | 1,2417 | 1,4758 | 1,8724 | 2,5663 | 2,8256 | 2,9087 |
| +4b/5 | 0,0248 | 0,0368 | 0,0413 | 0,0511 | 0,0831 | 0,1140 | 0,1414 | 0,1856 | 0,2185 | 0,2790 | 0,4173 | 0,6174 | 0,7752 | 0,8988 | 1,1409 | 1,3692 | 1,7690 | 2,5408 | 2,9087 | 3,0851 |
| +b | 0,0179 | 0,0248 | 0,0275 | 0,0332 | 0,0521 | 0,0704 | 0,0869 | 0,1138 | 0,1343 | 0,1728 | 0,2645 | 0,4060 | 0,5245 | 0,6215 | 0,8219 | 1,0243 | 1,4136 | 2,3521 | 2,9833 | 3,4176 |
| 0,0000 | 0,2645 | 0,4173 | 0,4685 | 0,5719 | 0,8619 | 1,0951 | 1,2731 | 1,5120 | 1,6566 | 1,8563 | 2,0338 | 1,8563 | 1,6566 | 1,5120 | 1,2731 | 1,0951 | 0,8619 | 0,5719 | 0,4685 | 0,4173 |

Figure 03 : Tableau des coefficient K

Les valeurs des coefficients de répartition transversales pour les différents cas de chargement sont dans le tableau suivant

Tableau 04: Tableau récapitulatif des CRT pour la poutre de rive

| Charges | CRT |
|------------|------|
| A_l | 0.23 |
| Q_{tr} | 0.75 |
| B_c | 0.32 |
| B_t | 0.28 |
| B_r | 0.76 |
| Mc_{120} | 0.34 |
| Me_{120} | 0.36 |

NB : Pour plus de détails sur les calculs manuels vous pouvez consulter l'annexe dans le mémoire de Witchéko Odran GBEOU Etude et conception d'un ouvrage de franchissement de 30ml sur la bretelle d'AGOUNA frontière TOGO : étude comparative entre un pont à poutres et entretoises en béton armé et un pont bipoutre mixte. (page 159)

Détermination des CRT pour la poutre intermédiaire

Les paramètres α et θ conservent les mêmes valeurs que pour celle de la poutre de rive c'est-à-dire que $\alpha = 0,53$ et $\theta = 0,78$. Par conséquent, les interpolations sur α et θ restent les mêmes que pour la poutre de rive n°1 telles que

$$1) K_{\alpha=0,53} = 0,65K_0 + 0,35K_1 \quad 2) K_{\theta=0,78} = 0,4K_{\theta_1} + 0,6K_{\theta_2}$$

Seule la position de la poutre change et devient $y = 0,25b = b/4$. Les tableaux de Massonnets donnent directement les valeurs de K pour $y=b/4$.

En suivant le même principe que pour la poutre de rive, nous déterminerons tout d'abord un tableau pour $\theta_1 = 0,75$ et pour $\theta_2 = 0,80$. Les valeurs de K_0 et de K_1 seront directement lues dans les tableaux de Massonnet après s'être fixé la valeur de $y=0,25b=b/4$. On effectue ensuite l'interpolation sur α en utilisant les lignes de K.

Tableau 05: Récapitulatif des valeurs de K pour $\theta_1 = 0,85$ après une interpolation sur α pour la poutre intermédiaire

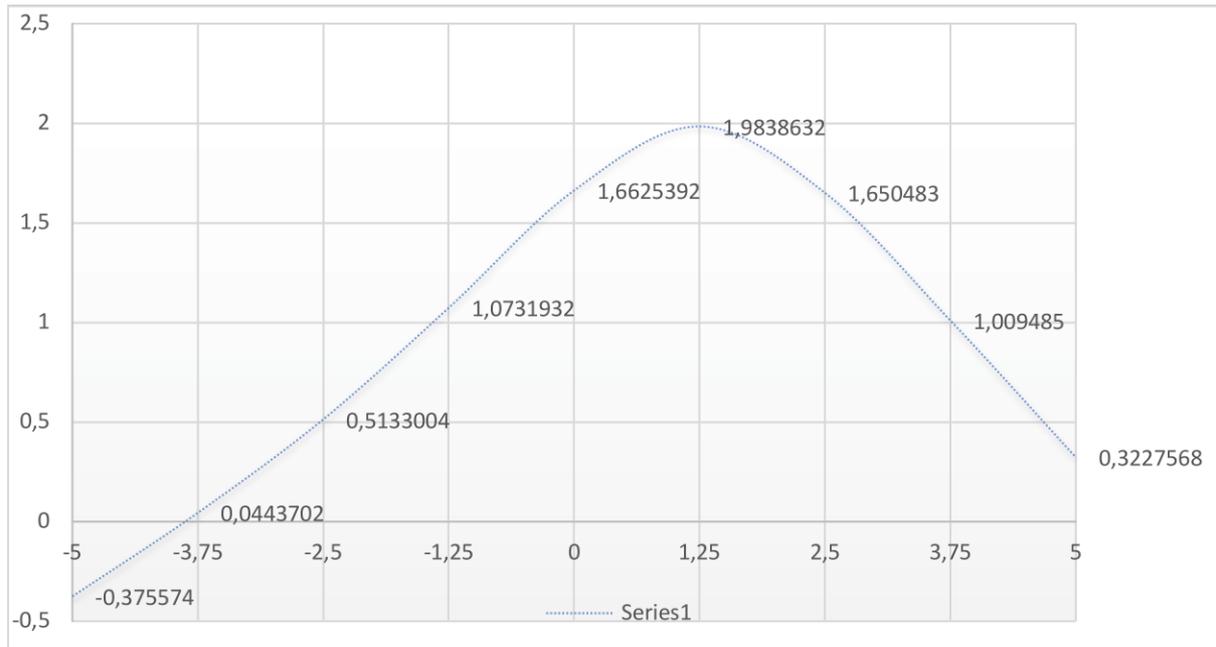
| e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|----|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| ko | -0,5289 | -0,029 | 0,5074 | 1,1126 | 1,716 | 2,0259 | 1,6839 | 1,0113 | 0,2705 |
| k1 | 0,3524 | 0,4703 | 0,6517 | 0,9242 | 1,2604 | 1,4941 | 1,3716 | 1,1478 | 0,9678 |
| ka | -0,36145 | 0,065867 | 0,534817 | 1,076804 | 1,629436 | 1,924858 | 1,624563 | 1,037235 | 0,402987 |

Tableau 06: Récapitulatif des valeurs de K pour $\theta_1 = 0,90$ après une interpolation sur α pour la poutre intermédiaire

| e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|----|----------|----------|----------|----------|----------|--------|----------|----------|---------|
| ko | -0,5493 | -0,0646 | 0,47 | 1,107 | 1,7771 | 2,1334 | 1,7309 | 0,9565 | 0,1129 |
| ki | 0,3155 | 0,4335 | 0,6224 | 0,9164 | 1,2903 | 1,5534 | 1,3986 | 1,138 | 0,9359 |
| ka | -0,38498 | 0,030039 | 0,498956 | 1,070786 | 1,684608 | 2,0232 | 1,667763 | 0,990985 | 0,26927 |

Tableau 07: Récapitulatif des valeurs de $K=K(e)$ pour $\theta = 0,88$ pour la poutre intermédiaire

| | | | | | | | | | |
|---|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|
| | b | 3b/4 | b/2 | b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| e | -5 | -3,75 | -2,5 | -1,25 | 0 | 1,25 | 2,5 | 3,75 | 5 |
| k | -0,37557 | 0,0443702 | 0,5133004 | 1,0731932 | 1,6625392 | 1,9838632 | 1,650483 | 1,009485 | 0,3227568 |

**Figure 03 :** Ligne d'influence de K pour la poutre intermédiaire

Détermination des CRT pour la poutre intermédiaire

Avec logiciel « Table guyon 2019 » publié dans CIVILMANIA qui détermine les coefficients de CRT ,

Tableau 08: Tableau récapitulatif des CRT pour la poutre intermédiaire

| Charges | CRT |
|------------|-------|
| A_l | 0.27 |
| Q_{tr} | 0.12 |
| B_c | 0.35 |
| B_t | 0.33 |
| B_r | 0.475 |
| Mc_{120} | 0.34 |
| Me_{120} | 0.12 |

ANNEXE 04:
ETUDE STRUCTURALE DE L'HOURLDIS

Flexion locale

Comme pour le calcul du hourdis, les surcharges de type A(I) sont moins défavorables que celles de type B, nous n'effectuerons les calculs que pour celles de type B. Les charges de type B étant réservées à l'étude des effets locaux, nous étudierons dans cette partie leur effet sur le hourdis pour en déduire leurs sollicitations.

D'après l'article A.3.2.5 des règles BAEL 83, on admet que les charges localisées appliquées à la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés, ...), l'angle de diffusion des charges localisées diminue à 37° .

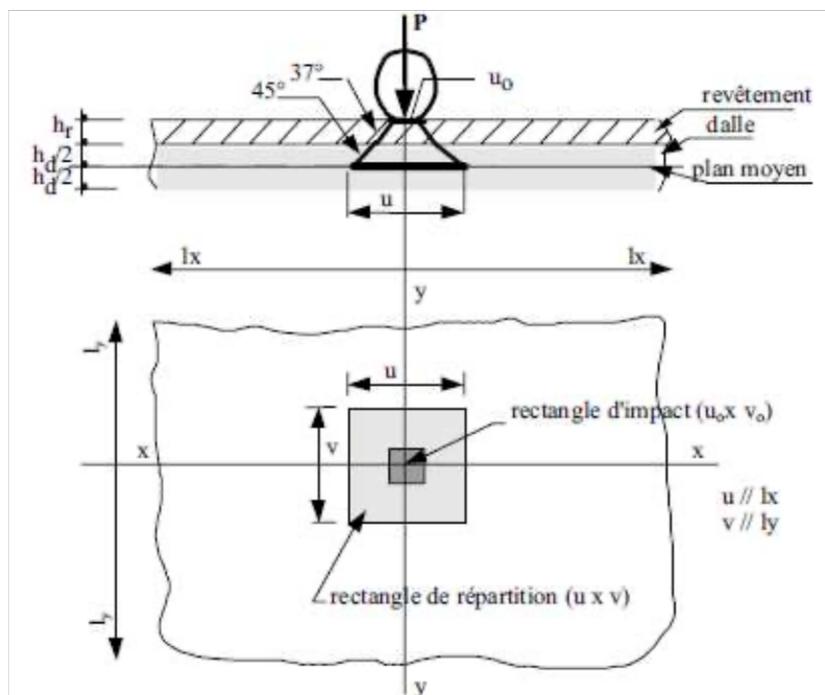


Figure2.1: Diffusion d'une charge, P, localisée sur le plan moyen de la dalle

3-3-1- Charges localisées de type B_r

Soit une charge localisée P (charge de type B_r : roue isolée de 10t) agissant sur une surface rectangulaire de dimensions $(u_0 ; v_0) = (0,6 ; 0,3)$.

Les dimensions du rectangle de répartition de la charge sont :

$$u = u_0 + 1,5h_r + h_d \text{ et } v = v_0 + 1,5h_r + h_d$$

Nous avons alors :

- $u = u_0 + 1,5h_r + h_d = 0,6 + (1,5 \times 0,11) + 0,20 = 0,965\text{m}$
- $v = v_0 + 1,5h_r + h_d = 0,3 + (1,5 \times 0,11) + 0,20 = 0,665\text{m}$

- Moments fléchissants

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle sont donnés par les expressions suivantes :

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec :

- - P la charge localisée (B_r , B_t ou B_c) ;
- - ν le coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'ELU et $\nu=0,2$ à l'ELS);
- - M_1 et M_2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud et dont les

valeurs sont directement lues sur les abaques de Mougin en fonction des valeurs de u/l_x

et v/l_y .

Calculons à présent ces deux rapports :

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,965}{2,1} = 0,46 \text{ et } \frac{v}{l_y} = \frac{0,965}{2,1} = 0,46$$

Pour $\nu=0,15$ on a : $M_1=0,15$ et $M_2=0,09$ Les moments sont :

- A l'ELU

$$M_{0,x,u} = 0,15 \times 100 = 15 \text{ kN.m} \quad M_{0,y,u} = 0,09 \times 100 = 9 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS

$$M_{0,x,s} = (0,15 + (0,2 \times 0,09)) \times 100 = 16,8 \text{ kN.m} \quad M_{0,y,s} = (0,09 + (0,2 \times 0,15)) \times 100 = 12 \text{ kN.m}$$

- Efforts tranchants

On remarque que $u = 0,965 > v = 0,665$

- au milieu de v (dans le sens de xx):

$$T_{ap,x} = \frac{p}{3u} = \frac{100}{3 \times 0,965} = 0,46 \text{ kN}$$

Au milieu de u (dans le sens de yy):

$$T_{ap,y} = \frac{p}{2u + v} = \frac{100}{(3 \times 0,965) + 0,665} = 0,46 \text{ kN}$$

3-3-2- Charges localisées décentrées de type B_c

Nous allons utiliser la méthode de superposition avec les abaques de Mougin pour avoir les valeurs maximales des moments et efforts tranchants. On découpe donc la dalle en un certain nombre de rectangles concentriques et on superpose les résultats obtenus pour chaque cas élémentaire : c'est l'artifice de Résal (1912) basé sur les différences des rectangles centrés. Nous allons donc étudier quatre types de disposition des roues arrières de 6 tonnes à proximité du centre de la dalle.

Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques l'un par rapport à l'autre (l'effet le plus sollicité)

L'effet des deux rectangles d'impact (A_1, A_2, A_3, A_4) et (B_1, B_2, B_3, B_4) est égal à l'effet du rectangle (A_1, A_2, B_3, B_4) moins l'effet du rectangle (A_4, A_3, B_2, B_1) avec la même densité de charge p . Les deux derniers rectangles sont centrés.

$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) \cong (A_1, A_2, B_3, B_4) - (A_4, A_3, B_2, B_1)$$

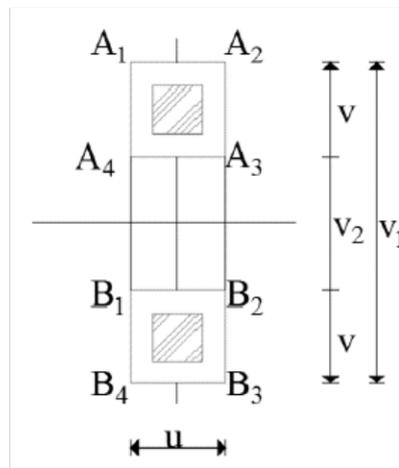


Figure 2.1: Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques l'un par rapport à l'autre

Effet de $(A_1; A_2; B_3; B_4)$

$$u = 0,25 + 1,5 \times 0,135 + 0,20 = 0,652 \text{ m}$$

$$v_1 = 1,5 + 0,25 + 1,5 \times 0,135 + 0,20 = 2,152 \text{ m}$$

$$u = \frac{0,652}{2,152} = 0,326 \text{ et } v_1 = \frac{2,152}{19,5} = 0,11$$

Pour $\rho = 0,102$ on a $M_1 = 0,132 \text{ KN/m}$ et $M_2 = 0,028 \text{ KN/m}$

Calcul des moments :

- A l'ELU:

$$M_{ox,u} = 0,132 \times 120 = 15,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,028 \times 120 = 3,36 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$M_{ox,s} = (0,132 + (0,2 \times 0,0281)) \cdot 120 = 16,512 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,028 + (0,2 \times 0,0132)) \cdot 120 = 6,528 \text{ KN.m}$$

Effet de (A₄;A₃;B₂;B₁)

$$v_2 = v_1 - 2v \text{ alors } v_2 = 0,747$$

$$\text{On sait que } \rho = 120 \times \frac{0,747}{2,152} = 41,65 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{e_x} = \frac{0,652}{2} = 0,326 \text{ et } \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,747}{19,5} = 0,038$$

Pour $\rho = 0,1$ on a $M_1 = 0,175 \text{ KN/m}$ et $M_2 = 0,12 \text{ KN/m}$

Calcul des moments :

- A l'ELU:

$$M_{ox,u} = 0,175 \times 41,65 = 7,2887 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,12 \times 41,65 = 4,998 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$M_{ox,s} = (0,175 + (0,2 \times 0,12)) \cdot 41,65 = 8,28835 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,12 + (0,2 \times 0,175)) \cdot 41,65 = 6,45575 \text{ KN.m}$$

Conclusion:

- A l'ELU

$$M_{o,x,u} = 15,84 - 7,288 = 8,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{o,y,u} = 3,36 - 4,99 = -1,63 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS

$$M_{o,x,s} = 16,512 - 7,288 = 9,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{o,y,s} = 6,528 - 6,455 = 0,07 \text{ kN.m}$$

ANNEXE 05:
Etude Géotechnique

1 - Coupes lithologiques de sondage

