

Liste des tableaux

| | |
|---|-----|
| Tableau 1-1 : Type des ponts suivant la destination des voies supportées..... | 2 |
| Tableau 2-1 : Classification des ponts..... | 15 |
| Tableau 2-2 : Coefficients d'accélération de zone..... | 15 |
| Tableau 2-3 : Caractéristiques de calcul de contrainte limite de traction..... | 18 |
| Tableau 2-4 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente..... | 19 |
| Tableau 3-1 : Détermination du coefficient α_1 | 27 |
| Tableau 3-2 : Détermination de coefficient v_0 | 27 |
| Tableau 3-3 : Détermination du coefficient b_c | 29 |
| Tableau 3-4 : Détermination du coefficient b_t | 30 |
| Tableau 3-5 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontal..... | 34 |
| Tableau 3-5 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale..... | 35 |
| Tableau 4-1 : Les coefficients des combinaisons d'actions..... | 42 |
| Tableau 4-2 : Moments fléchissant maximum..... | 43 |
| Tableau 4-3: Moments fléchissant maximum à l'ELU..... | 43 |
| Tableau 4-4 : Moments fléchissant maximum à l'ELS..... | 44 |
| Tableau 4-5: Moments fléchissant maximum à l'action sismique..... | 45 |
| Tableau 4-6: Effort tranchant maximum..... | 46 |
| Tableau 4-7: Effort tranchant maximum à l'ELU..... | 47 |
| Tableau 4-8: Effort tranchant maximum à l'ELS..... | 48 |
| Tableau 4-9: Effort tranchant maximum à l'action sismique..... | 49 |
| Tableau 4-10 : paramètre dépendant de la nuance d'acier..... | 56 |
| Tableau 5-1 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis..... | 59 |
| Tableau 5-2 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis..... | 59 |
| Tableau 5-3 : Choix de ferrailage de l'hourdi..... | 63 |
| Tableau 5-4 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise..... | 66 |
| Tableau 6-1 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée..... | 71 |
| Tableau 6-2 : La détermination des caractéristiques de la section du béton..... | 73 |
| Tableau 6-3 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier..... | 74 |
| Tableau 6-4 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte..... | 75 |
| Tableau 7-1: Les raideurs des appareils d'appuis..... | 87 |
| Tableau 7-2 : La fiche technique du joint de chaussée Wd60..... | 93 |
| Tableau 8-1 : Les effort tranchant et moments fléchissant de chevêtre..... | 98 |
| Tableau 8-2 : Les efforts sollicitant la pile à L'ELU..... | 101 |
| Tableau 8-3 : Les efforts sollicitant la pile à L'ELS..... | 101 |
| Tableau 8-4 : Les efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle..... | 102 |
| Tableau 8-5 : Sollicitation au niveau de la semelle..... | 108 |
| Tableau 8-6 : Sollicitation au niveau de la tête du pieu..... | 108 |

| | |
|---|-----|
| Tableau 9-1: La descente de charge de la culée..... | 113 |
| Tableau 9-2: Moments stabilisants et renversants de culée..... | 115 |
| Tableau 9-3: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU..... | 116 |
| Tableau 9-4: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS..... | 117 |
| Tableau 9-5: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS..... | 118 |
| Tableau 9-6: Les efforts agissant sur mur garde grève..... | 119 |
| Tableau 9-7: Récapitulatif des efforts à l'ELU..... | 125 |
| Tableau 9-8 : Ferrailage du mur en retour à l'E.L.U (partie 1) | 126 |
| Tableau 9-9: Récapitulatif des efforts à l'ELS..... | 126 |
| Tableau 9-10: Les efforts agissant sur mur garde grève..... | 128 |
| Tableau 9-11: Ferrailage du mur en retour à l'E.L.U (partie 2)..... | 128 |
| Tableau 9-12 : Les sollicitations au niveau de la semelle..... | 131 |
| Tableau 9-13 : Sollicitation au niveau de la semelle..... | 133 |
| Tableau 9-14: Sollicitation au niveau de la tête du pieu..... | 134 |
| Tableau 10-1 : Chargement et type de camion..... | 139 |
| Tableau 10-2 : Résultats des flèches de la travée chargés..... | 141 |
| Tableau 10-3 : Résultats des flèches de la travée non chargée..... | 142 |

Sommaire

| | |
|--------------------|---|
| Dédicace..... | a |
| Dédicace..... | b |
| Remerciements..... | c |
| Résumé..... | d |
| ملخص..... | e |
| Table des matières | |
| liste des figures | |
| liste des tableaux | |

| | |
|-----------------------------------|----------|
| Introduction générale..... | 1 |
|-----------------------------------|----------|

Chapitre 1 : Généralités

| | |
|---|---|
| 1.1. Introduction | 2 |
| 1.2. Définition d'un pont et de ses différentes parties | 2 |
| 1.2.1. Définition d'un pont | 2 |
| 1.2.2. Différentes parties d'un pont | 3 |
| 1.3. Classification des ponts | 4 |
| 1.4. Les ponts mixtes acier/béton | 5 |
| 1.5. Les différents types de ponts mixtes | 6 |
| 1.5.1. Les Ponts mixtes bipoutres et multi poutres | 6 |
| 1.5.2. Ponts mixtes mono-caissons ou multi-caissons | 6 |
| 1.5.3. Ponts à poutrelles enrobée | 6 |
| 1.6. Principaux avantages des ponts mixtes | 6 |
| 1.7. Liaison Acier-Béton | 7 |
| 1.7.1. Les différents types de connections | 8 |

Chapitre 2 : Présentation de l'ouvrage

| | |
|---------------------------------------|----|
| 2.1. Présentation de l'ouvrage | 10 |
| 2.2. Conception générale..... | 11 |
| 2.3. Les données fonctionnelles | 11 |

| | | |
|--------|--|----|
| 2.3.1. | Tracé en plan | 11 |
| 2.3.2. | Profil en long | 11 |
| 2.3.3. | Profil en travers | 12 |
| 2.3.4. | Gabarit | 12 |
| 2.4. | Les données naturelles | 13 |
| 2.4.1. | Les données géotechniques | 13 |
| 2.4.2. | L'hydrologie | 14 |
| 2.4.3. | Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :..... | 14 |
| 2.5. | Caractéristique des matériaux | 16 |
| 2.5.1. | Le béton | 16 |
| 2.5.2. | L'acier | 18 |

Chapitre 3 : Prédimensionnement et évaluation des charges appliquées

| | | |
|--------|--|----|
| 3.1. | Introduction | 20 |
| 3.2. | Prédimensionnement du tablier | 20 |
| 3.2.1. | La largeur du pont | 20 |
| 3.2.2. | Longueur des travées | 20 |
| 3.2.3. | L'épaisseur de l'hourdis | 20 |
| 3.3. | Prédimensionnement des poutres | 20 |
| 3.3.1. | Nombre et espacement des poutres | 20 |
| 3.3.2. | Hauteur des poutres | 21 |
| 3.3.3. | Semelle | 21 |
| 3.3.4. | L'âme | 22 |
| 3.4. | Prédimensionnement des entretoises | 22 |
| 3.5. | Evaluation des charges | 23 |
| 3.5.1. | Charge permanente | 23 |
| 3.5.2. | Calcul des surcharges routières | 26 |

Chapitre 4 : Modélisation et interprétation des résultats

| | | |
|--------|---|----|
| 4.1. | Introduction | 36 |
| 4.2. | Logiciel de calcul | 36 |
| 4.3. | Modélisation..... | 37 |
| 4.3.1. | Le choix de type d'ouvrage | 37 |
| 4.3.2. | Détermination des Charges et leurs combinaisons | 39 |

| | | |
|----------|---|----|
| 4.4. | Résultats de calcul obtenus par le logiciel | 42 |
| 4.4.1. | Combinaison des actions (RPOA) | 42 |
| 4.4.2. | Combinaison des composantes des actions sismiques | 43 |
| 4.4.3. | Résultat obtenue du SAP 2000 | 43 |
| 4.5. | Vérification de la section d'acier | 49 |
| 4.5.1. | Géométrie de la section..... | 49 |
| 4.5.2. | Etude de la stabilité des poutres | 50 |
| 4.5.2.1. | La vérification au moment fléchissant | 50 |
| 4.5.2.2. | La vérification de l'effort tranchant pour l'âme | 50 |
| 4.5.2.3. | Interaction moment – effort tranchant | 51 |
| 4.5.2.4. | La vérification au voilement | 51 |
| 4.5.2.5. | La vérification au déversement | 52 |
| 4.5.2.6. | Conclusion | 53 |
| 4.6. | L' assemblage..... | 53 |
| 4.6.1. | Principe de soudure..... | 54 |
| 4.6.2. | Différents joints de soudure | 54 |
| 4.6.3. | Calcul des soudures..... | 55 |
| 4.6.4. | Conclusion | 57 |

Chapitre 5 : Etude de l'hourdi

| | | |
|--------|---|----|
| 5.1. | Introduction | 58 |
| 5.2. | Les résultats numériques | 58 |
| 5.3. | Détermination de ferrailage..... | 59 |
| 5.4. | Résistance aux efforts tranchants | 64 |
| 5.5. | Condition de non fragilité | 64 |
| 5.6. | Condition de non poinçonnements | 65 |
| 5.7. | Les entretoises | 66 |
| 5.8. | Les connecteurs | 67 |
| 5.8.1. | Le choix du connecteur | 67 |
| 5.8.2. | Dimensionnement d'un goujon | 68 |
| 5.8.3. | Espacement des connecteurs..... | 68 |
| 5.8.4. | Le nombre totaldesconnecteurs | 69 |

Chapitre 6 : Etude de la section mixte

| | | |
|--------|---|----|
| 6.1. | Introduction | 71 |
| 6.2. | Position du centre de gravité de section mixte | 72 |
| 6.3. | Inertie d'une section mixte..... | 73 |
| 6.4. | Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section | 76 |
| 6.4.1. | Effets du retrait | 76 |
| 6.4.2. | Effet de la différence de température entre l'acier et le béton | 78 |
| 6.5. | Vérification des contraintes de cisaillement..... | 79 |

Chapitre 7 : Etude des équipements

| | | |
|--------|---|----|
| 7.1. | Introduction | 80 |
| 7.2. | Le rôle des appareils d'appuis | 80 |
| 7.3. | Les types des appareils d'appuis | 80 |
| 7.4. | Variation linéaire du tablier..... | 83 |
| 7.4.1. | Retrait | 83 |
| 7.4.2. | Fluage | 83 |
| 7.4.3. | Température | 83 |
| 7.5. | Dimensionnement des d'appareils d'appuis..... | 83 |
| 7.5.1. | Aire de l'appareil d'appuis | 83 |
| 7.5.2. | Hauteur nette de l'élastomère (T) | 84 |
| 7.5.3. | Epaisseur des frettes | 84 |
| 7.6. | Vérification des appareils d'appui..... | 84 |
| 7.6.1. | Répartition des efforts horizontaux | 85 |
| 7.6.2. | Vérification des contraintes | 88 |
| 7.7. | Les dés d'appui | 90 |
| 7.7.1. | Fonction des dés d'appui | 90 |
| 7.7.2. | Dimensionnement des dés d'appui | 90 |
| 7.7.3. | Ferraillage de dé d'appui..... | 91 |
| 7.8. | Les joints de chaussée | 91 |
| 7.8.1. | Calcul des joints | 92 |
| 7.9. | Evacuation des eaux | 93 |

Chapitre 8: Etude de la pile

| | | |
|--------|--|-----|
| 8.1. | Introduction | 95 |
| 8.2. | Choix de la pile | 95 |
| 8.3. | Critères de dimensionnement de la pile | 96 |
| 8.4. | Détermination des sollicitations | 97 |
| 8.5. | Etude du chevêtre | 97 |
| 8.5.1. | Ferraillage du chevêtre à la flexion | 99 |
| 8.5.2. | Résistance aux efforts tranchant | 100 |
| 8.6. | Les efforts sollicitant de la pile | 101 |
| 8.7. | Ferraillage de la pile | 102 |
| 8.8. | La semelle de liaison | 103 |
| 8.8.1. | Pré dimensionnement de la semelle | 104 |
| 8.8.2. | Détermination de ferraillage | 104 |
| 8.9. | Calcul des pieux | 106 |
| 8.9.1. | Calcul de la portance des pieux | 106 |
| 8.9.2. | Détermination du ferraillage | 107 |

Chapitre 9: Etude des culées

| | | |
|--------|---|-----|
| 9.1. | Introduction | 110 |
| 9.2. | Choix de type de culée | 111 |
| 9.3. | Pré dimensionnement de la culée | 111 |
| 9.3.1. | Mur de garde grève (MGG) | 111 |
| 9.3.2. | Dalle de transition | 111 |
| 9.3.3. | Mur De Front {M.F} | 112 |
| 9.3.4. | Mur en retour (M.R) | 112 |
| 9.3.5. | Le corbeau | 112 |
| 9.4. | Vérification de la stabilité de la culée | 113 |
| 9.4.1. | Sous charges permanentes | 113 |
| 9.4.2. | Calcul en construction avec remblai | 114 |
| 9.4.2. | Sous charges permanentes plus surcharges | 115 |
| 9.5. | Calcul du ferraillage des différents éléments de la culée | 118 |
| 9.5.1. | Mur garde grève (MGG) | 118 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 9.5.2. | La dalle de transition..... | 121 |
| 9.5.3. | Etude du corbeau..... | 123 |
| 9.5.4. | Mur de front | 124 |
| 9.5.5. | Mur en retour | 127 |
| 9.6. | Etude de la semelle..... | 130 |
| 9.6.1. | Pré dimensionnement..... | 130 |
| 9.6.2. | Evaluation des charges verticales | 131 |
| 9.6.3. | Détermination du ferrailage | 131 |
| 9.7. | Etude des pieux | 132 |
| 9.7.1. | Calcul de la force portante ultime | 132 |
| 9.7.2. | Détermination du ferrailage | 132 |

Chapitre 10 : Epreuve de chargement

| | | |
|---------|--|-----|
| 10.1. | Introduction | 135 |
| 10.2. | Grandeurs physiques mesurées | 135 |
| 10.3. | Déroulement des épreuves | 135 |
| 10.3.1. | Tassement des appuis | 135 |
| 10.3.2. | Épreuves par poids mort..... | 136 |
| 10.3.3. | Épreuves par poids roulant..... | 136 |
| 10.4. | Disposition schématique des camions..... | 136 |
| 10.4.1. | Epreuve par poids mort | 136 |
| 10.4.2. | Tassement des appuis | 136 |
| 10.4.3. | Epreuve poids roulant | 136 |
| 10.5. | Examen après les épreuves | 137 |
| 10.6. | Appareils de mesures | 137 |
| 10.6.1. | Mesures de déplacement | 137 |
| 10.6.2. | Mesure de déformation..... | 138 |
| 10.7. | Analyse des résultats | 138 |
| | Remarque | 138 |
| 10.8. | Application – pont mixte de Tarjilet | 139 |
| 10.9.1. | Essai de chargement par poids mort | 139 |
| 10.9.2. | Disposition des charges d’essai | 139 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 10.9.3. | Mesures topo métriques | 140 |
| 10.9.4. | Résultats et comparaisons des flèches | 140 |
| 10.9.5. | Comparaison des flèches mesurées avec celles calculées | 140 |
| 10.9.6. | Affinité des déformées mesurées et calculées | 142 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1-1 : Différentes parties d'un pont..... | 3 |
| Figure 1-2 : Vue d'un pont mixte acier béton..... | 5 |
| Figure 1-3 : Les éléments constitutifs d'un pont mixte acier béton..... | 5 |
| Figure 1-4 : Tabliers à bipoutre et multi poutre..... | 6 |
| Figure 1-5 : Les types de caisson..... | 6 |
| Figure 1-6 : Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goujons..... | 8 |
| Figure 1-7: connexion par adhérence..... | 8 |
| Figure 1-8 : Mortier à base d'époxy longitudinale..... | 9 |
| Figure 1-9: Connecteur linéaire simple..... | 9 |
| Figure 1-10 : Connecteur linéaire par l'intermédiaire du goujon..... | 9 |
| | |
| Figure 2-1 : Localisation du projet..... | 10 |
| Figure 2-2 : Vue réel du pont..... | 10 |
| Figure 2-3 : Vue en plan..... | 11 |
| Figure 2-4 : Profil en long..... | 12 |
| Figure 2-5 : Profil en travers..... | 12 |
| Figure 2-6 : les sondages..... | 13 |
| Figure 2-7 : modèle de calcul réglementaire..... | 19 |
| | |
| Figure 3-1 : Section de la poutre PRS 1500..... | 22 |
| Figure 3-2 : Section des entretoises sur appuis..... | 23 |
| Figure 3-3 : Section des entretoises courante..... | 23 |
| Figure 3-4 : Coupe transversale du trottoir avec corniche..... | 24 |
| Figure 3-5 : Disposition de système B _c | 28 |
| Figure 3-6 : disposition du système B _t | 30 |
| Figure 3-7 : Disposition de système B _r | 31 |
| Figure 3-8 : Disposition de système Mc120..... | 31 |
| Figure 3-9: Disposition de système D280..... | 32 |
| Figure 3-10 : Spectre de réponse élastique, composante horizontale..... | 34 |
| Figure 3-11 : Spectre de réponse élastique, composante verticale..... | 35 |
| | |
| Figure 4-1 : Tableau de modèle (SAP2000)..... | 37 |
| Figure 4-2 : Choix d'unité et de nouveau modèle..... | 37 |
| Figure 4-3 : Choix de type de pont..... | 38 |
| Figure 4-4 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »..... | 38 |
| Figure 4-5 : Vue en 3D de modèle du tablier a une seul travée..... | 39 |
| Figure 4-6 : Détermination des Charges..... | 39 |
| Figure 4-7 : Affectation des valeurs des surcharges..... | 40 |
| Figure 4-8 : Modélisation du camion B _c | 40 |
| Figure 4-9 : Modélisation du MC120..... | 41 |
| Figure 4-10 : Modélisation du D ₂₄₀ | 41 |
| Figure 4-11: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU..... | 44 |

| | |
|--|----|
| Figure 4-12: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) à l'ELS..... | 45 |
| Figure 4-13: Diagramme de Moment Max Due à l'action de séisme..... | 46 |
| Figure 4-14: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU..... | 47 |
| Figure 4-15: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELS..... | 48 |
| Figure 4-16: Section de la poutre..... | 49 |
| Figure 4-17: Assemblage de deux profilées reconstitués soudées..... | 53 |
| Figure 4-18 : La technique de la soudure..... | 54 |
| Figure 4-19 : Liaison d'âme..... | 54 |
| Figure 4-20 : Liaison de la semelle sup..... | 55 |
| Figure 4-21: Liaison semelle inferieur..... | 55 |
| | |
| Figure 5-1 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle..... | 58 |
| Figure 5-2 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle..... | 58 |
| Figure 5-3 : Principe de ferrailage de l'hourdis en travée..... | 64 |
| Figure 5-4 : La transmission de la charge « Br »..... | 65 |
| Figure 5-5 : Section de l'entretoise sur appuis..... | 66 |
| Figure 5-6 : Section de l'entretoise courante..... | 66 |
| Figure 5-7 : Connecteurs de type gougeons..... | 67 |
| Figure 5-8 : La connexion de la dalle avec la poutre..... | 68 |
| Figure 5-9: Diagramme de l'effort tranchant max..... | 69 |
| | |
| Figure 6-1 : Diagramme des contraintes dans la section mixte..... | 71 |
| Figure 6-2 : Position du centre de gravité de section mixte..... | 72 |
| Figure 6-3 : Largeur de la dalle participante..... | 72 |
| Figure 6-4: section de la poutre..... | 73 |
| Figure 6-5 : Section du béton..... | 73 |
| Figure 6-6 : Effets du retrait du béton dans la section mixte..... | 76 |
| | |
| Figure 7-1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis..... | 80 |
| Figure 7-2 : Appareils d'appuis à pot..... | 80 |
| Figure 7-3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier..... | 81 |
| Figure 7-4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple..... | 81 |
| Figure 7-5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté..... | 81 |
| Figure 7-6 : Sollicitations supporté par l'appareil d'appui..... | 81 |
| Figure 7-7: Présente la modélisation par ressort..... | 86 |
| Figure 7-8: Schéma montre les frettes de l'appareil d'appuis..... | 87 |
| Figure 7-9 : Les dimensions de dé d'appui..... | 90 |
| Figure 7-10 : Ferrailage de dé d'appui..... | 91 |
| Figure 7-11 : Joint de chaussée..... | 91 |
| Figure 7-12 : Joint de la chaussée..... | 93 |
| | |
| Figure 8-1 : Conception de la pile..... | 95 |
| Figure 8-2 : Dimonsions de la pile creuses..... | 95 |
| Figure 8-3 : Dimonsions de la pile..... | 96 |
| Figure 8-4 : Modélisation du chevêtre..... | 97 |

| | |
|---|-----|
| Figure 8-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U..... | 97 |
| Figure 8-6 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U..... | 98 |
| Figure 8-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S..... | 98 |
| Figure 8-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S..... | 98 |
| Figure 8-9 : Vue en plan de la semelle..... | 104 |
| Figure 9-1 : Culée tendue..... | 110 |
| Figure 9-2: Culée en U..... | 110 |
| Figure 9-3 : Culée avec pieux..... | 110 |
| Figure 9- 4 : Culée en contrefort..... | 110 |
| Figure 9-5 : Pré dimensionnement du corbeau..... | 112 |
| Figure 9-6 : Dimensionnement de la culée..... | 113 |
| Figure 9-7: Les efforts agissant sur le mur garde grève..... | 119 |
| Figure 9-8: Dalle de transition..... | 122 |
| Figure 9-9: Le corbeau..... | 123 |
| Figure 9-10 : Dimensionnement du Mur en retour..... | 127 |
| Figure 9-11: Vue en plan de la semelle..... | 130 |
| Figure 10-1: Disposition longitudinale des camions (travée1)..... | 136 |
| Figure 10-2 : Disposition longitudinale des camions (travée2)..... | 136 |
| Figure 10-3 : Disposition longitudinale des camions (tassement des appuis)..... | 137 |
| Figure 10-4: Disposition longitudinale du camion (poids roulant)..... | 137 |
| Figure 10-5: Charge d'épreuve..... | 139 |
| Figure 10-6:Disposition longitudinale des charges d'essai..... | 139 |
| Figure 10-7: Disposition transversale des charges d'essai..... | 140 |
| Figure 10-8:Points de mesure de la flèche..... | 140 |
| Figure 10-9: Application de charge et point de mesure de la poutre extérieure..... | 141 |
| Figure 10-10: Application de charge et point de mesure de la poutre intérieure..... | 141 |

INTRODUCTION GENERALE

Certains ponts ont manifesté une divergence importante entre les valeurs des déformations calculées par l'ingénieur et celles mesurées lors de l'essai de l'épreuve de charge. De même, un manque d'affinité a été fréquemment observé entre les déformées observées et celle prévues par le calcul dans les travées chargées et les travées adjacentes à celles-ci. Si ces divergences ne mettent pas directement en cause la sécurité des ponts concernés, elles peuvent par contre, à partir d'un certain seuil, être le signal d'un comportement insuffisant à long terme. Cela se manifeste souvent par le développement de la fissuration et parfois par la non-stabilisation des déformations, ce qui affecte la durabilité de l'ouvrage et exige une maintenance coûteuse.

Notre étude a pour but de mieux cerner le comportement des ponts sous charge, pour établir un diagnostic précis et de comparer entre la flèche calculé et la flèche mesuré lors de l'essai pour cela on a choisie l'essai de charge sur le pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF.

Le travail a été enchaîné de la manière suivante :

- Le premier chapitre représente des généralités sur les ponts et ces différentes parties et plus précisément les ponts mixtes.
- Le deuxième chapitre est basé sur la description de l'ouvrage étudié ainsi que ces caractéristiques géométriques et la connaissance des caractéristiques des matériaux.
- Le troisième chapitre est le redimensionnement et évaluation des charges appliquées
- Le chapitre quatre est consacré à la modélisation de l'ouvrage et la vérification des sections calculées.
- Le chapitre cinq traite l'hourdis.
- Le sixième chapitre est l'étude de la section mixte.
- Le septième est le dimensionnement des appareils d'appuis et les sollicitations agissant dessus.
- Le huitième et le Neuvième chapitre sont une étude détaillée sur la pile et la culée et leurs fondations.
- Et le dixième chapitre représente l'épreuve de chargement.

1.1.Introduction :

Lors de la construction d'une voie de circulation, il arrive toujours un moment où l'on rencontre un obstacle :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal)

Pour assurer la continuité de l'ouvrage, deux solutions :

1. Éliminer l'obstacle (remblayer une brèche, détourner un cours d'eau)
2. conserver l'obstacle mais :
 - passer au travers ou au-dessous (tunnel)
 - au-dessus (pont)
 - contourner (déviation)

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux de plus en plus performants, à des moyens de calculs permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions, pour apporter de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles de plus en plus impressionnant.

1.2.Définitions d'un pont et de ses différentes parties :

1.2.1. Définition d'un pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. [1]

Tableau 1-1 : type des ponts suivant la destination des voies supportées

| Passage de : | Désignation du pont : |
|-------------------|-----------------------|
| Une route | Pont-route |
| Une voie piétonne | Passerelle |
| Une voie ferrée | Pont-rail |
| Un canal | Pont-canal |
| Eau d'addiction | Aqueduc |

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- ❖ **ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- ❖ **viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts .Le terme de viaduc est généralement réserve aux franchissements situés en site terrestre ;

- ❖ **passerelle**: ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont. Cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces données sont de deux types : [1]

- ✓ **Les données naturelles** : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie, débit maximum des eaux donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.
- ✓ **Les données fonctionnelles de l'ouvrage** : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires...).

1.2.2. Différentes parties d'un pont :

Un pont se compose de quatre parties: le tablier, les fondations, les appuis, et les superstructures.

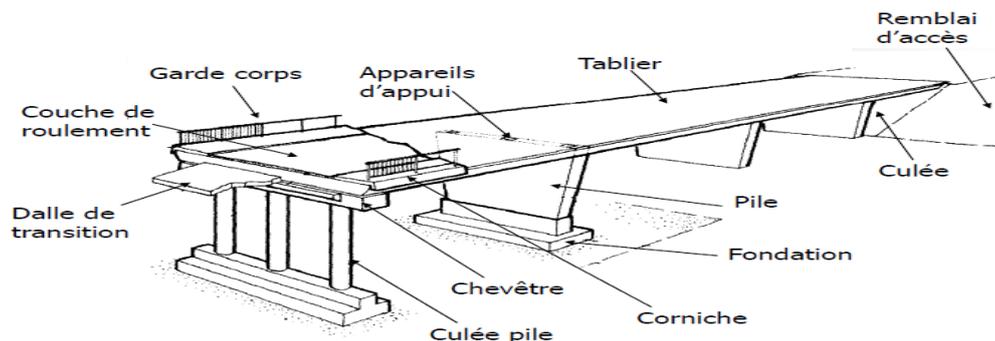


Figure 1-1 : Différentes parties d'un pont

Le Tablier :

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée), Il est constitué par un hourdis supporté par des poutrelles et des entretoises reposant elles même sur la poutre principale.

Les fondations :

On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation.

Ainsi on a:

- des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque
- des fondations semi-profondes (puits) lorsque
- des fondations profondes (pieux) lorsque

Les appuis :

Il existe deux types d'appuis:

- les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives)
- les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées des voiles).

Les superstructures :

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas au la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est un poids mort qu'il faut porter en permanence.

Il s'agit :

- la chaussée
- les trottoirs
- les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité)
- les corniches
- les joints de chaussée. [1]

1.3.Classification des ponts

Les ponts sont de différents types et on peut les classifier de plusieurs points de vue.

➤ Suivant le fonctionnement mécanique :

Ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans.

➤ Suivant la destination des voies supportées :

Ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, pont-aqueduc.

➤ Suivant la position en plan :

Ponts droits, ponts biais, ponts courbes.

➤ Suivant les matériaux qui les constituent :

Ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontrainte, mixte.

➤ Suivant la mobilité :

Pont fixe, pont mobiles.

➤ Suivant leur mode d'exécution :

Ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage.

1.4. Les ponts mixtes acier/béton

Dans cette partie, ce sont les ponts mixtes qui constituent le sujet principal.

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton afin d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé. Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements.[2]

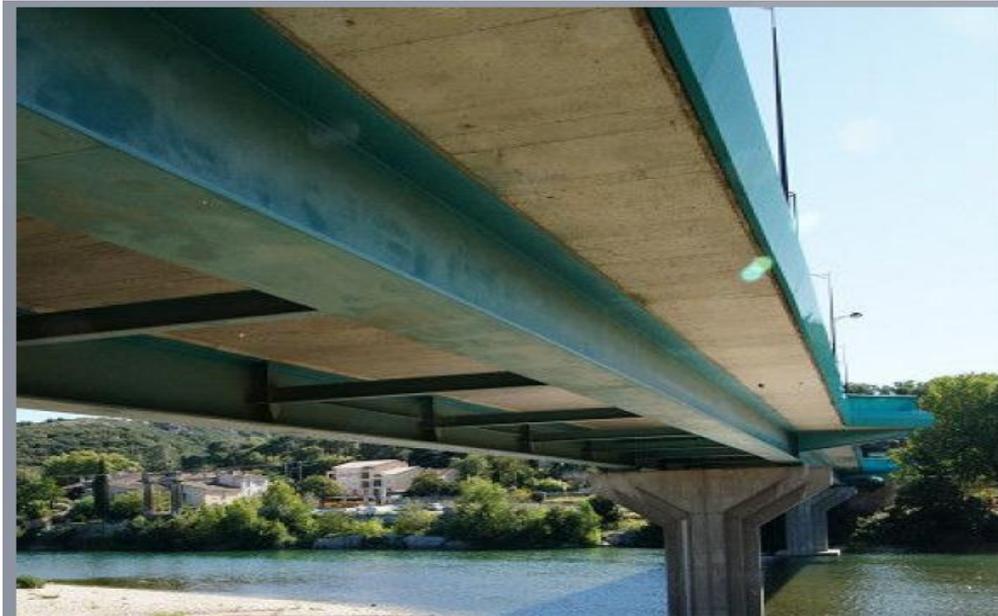


Figure 1-2 : Vue d'un pont mixte acier béton

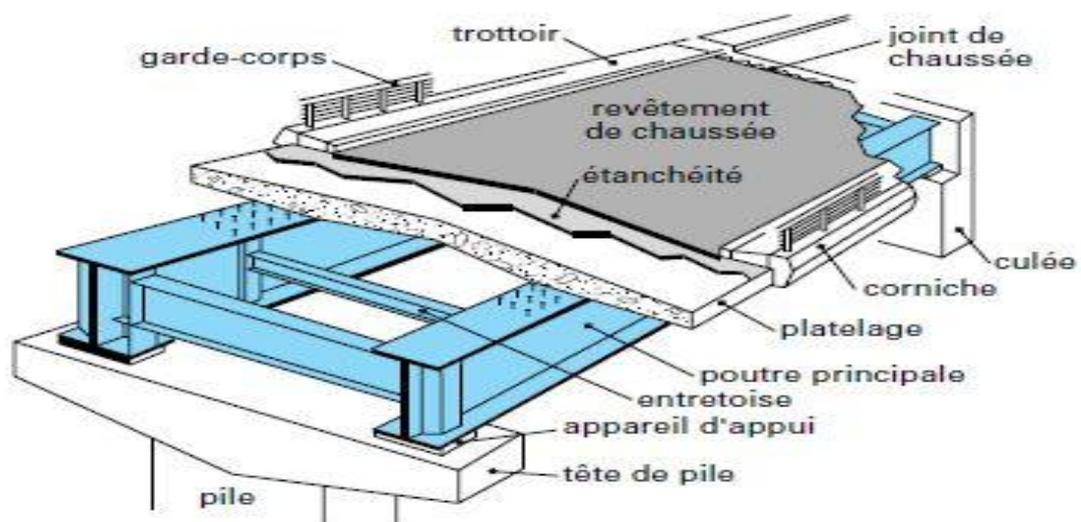


Figure 1-3 : Les éléments constitutifs d'un pont mixte acier béton

1.5. Les différents types de ponts mixtes :

1.5.1. Les Ponts mixtes bipoutres et multi poutres :

Ce sont des ponts dont le tablier est formé de raidisseurs en acier en partie inférieure et d'une dalle en béton armé ou précontrainte en partie supérieure. Les raidisseurs peuvent être soit des profilés métalliques laminés soudés ou rivetés à âmes pleines ou ajourées, soit des poutres en treillis et dispose parfois de poutres transversales appelée entretoises reliant les raidisseurs principaux. [2]



Figure 1-4 : Tabliers à bipoutre et multi poutre

1.5.2. Ponts mixtes mono-caissons ou multi-caissons :

Le tablier des ponts mixtes en caissons est composé de voussoirs évidés liaisonnés les uns aux autres pouvant être de hauteurs variables ou fixes selon leurs dispositions le long du tablier.



Figure 1-5 : Les types de caisson

1.5.3. Ponts à poutrelles enrobée :

Apparus dans les années 70, les ponts à poutrelles enrobées sont formés de poutres de hauteurs constantes enrobées en partie ou intégralement de béton. [2]

1.6. Principaux Avantages des ponts mixtes

Les avantages des ponts mixtes sont présentés, principalement, quand ces ponts ont des portées normales. Les différents types de sections transversales utilisées sont décrits, mais en accordant une large part aux poutres en caisson ou reconstituées. L'attention est attirée sur toutes les étapes de la fabrication et du montage qui dépendent des sections transversales et même de la conception de la structure.

Un autre avantage majeur est le gain de temps de construction, ce qui réduit la perturbation du trafic, et fait économisé de l'argent à l'entrepreneur, mais encore plus pour les usagers de la route, un fait que pendant longtemps a été négligé. Récemment, ce facteur attire de plus en plus l'attention, parce que les dernières études montrent la nécessité de prendre en compte au moment de la décision pour un type de pont spécifique, non seulement les coûts de production mais aussi le temps de construction et les coûts de maintenance.

Ainsi, aujourd'hui les exigences suivantes sont imposées sur les structures du pont, qui sont toutes pris en charge par la construction de ponts mixtes :

- faibles coûts de production et d'entretien
- court délai de construction, des économies de coûts pour les perturbations du trafic
- construction du pont sans interférences importante avec la circulation au-dessous
- perturbation du trafic réduit au minimum pour l'entretien

1.7.Liaison Acier-Béton

La liaison de l'acier au béton doit présenter une résistance complète et adéquate, sauf dans les très grands ponts où les sections sont extrêmement élancées et sont dimensionnées en fonction des phénomènes d'instabilité ou encore dans le cas où la structure est dimensionnée suivant une méthode élastique et dont les éléments en acier ne sont pas étayés.

L'expression « résistance complète » signifie que le nombre de connecteurs est suffisant pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre. Et ceci, indépendamment des contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Une liaison « incomplète » serait donc une liaison juste suffisante pour reprendre les efforts rasants dus au processus de construction et à la mise en charge de la structure mixte.

L'expression « résistance adéquate » signifie que la liaison doit être capable de remplir sa fonction en suivant les déformations prévues par le calcul de la structure. Ainsi, lorsque les sections sont compactes et nécessitent une redistribution élastoplastique complète, il est primordial d'utiliser une liaison flexible ou ductile, capable de s'adapter aux déplacements dus au transfert des efforts de cisaillement et aux glissements. Cependant, si les sections sont élancées et que l'analyse est uniquement élastique, il est obligatoire d'utiliser des connecteurs rigides qui empêchent le plus possible le glissement, pour que le comportement de la structure soit conforme aux hypothèses de calcul.

Il faut, en outre, se préoccuper avec attention des effets locaux aux extrémités des poutres, dus au fluage et au retrait du béton. De même, les efforts engendrés par l'application des actions locales, telle que la précontrainte qui provoque des efforts rasants élevés, doivent être pris en considération. [3]

1.7.1. Les différents types de connexions :

Il est un fait évident que sur ce type de pont les dalles ne sont pas juste posées sur les poutres. Il doit y avoir une connexion dalle-poutre pour reprendre l'effort rasant de glissement.

La connexion la plus utilisée est celle par goujon.

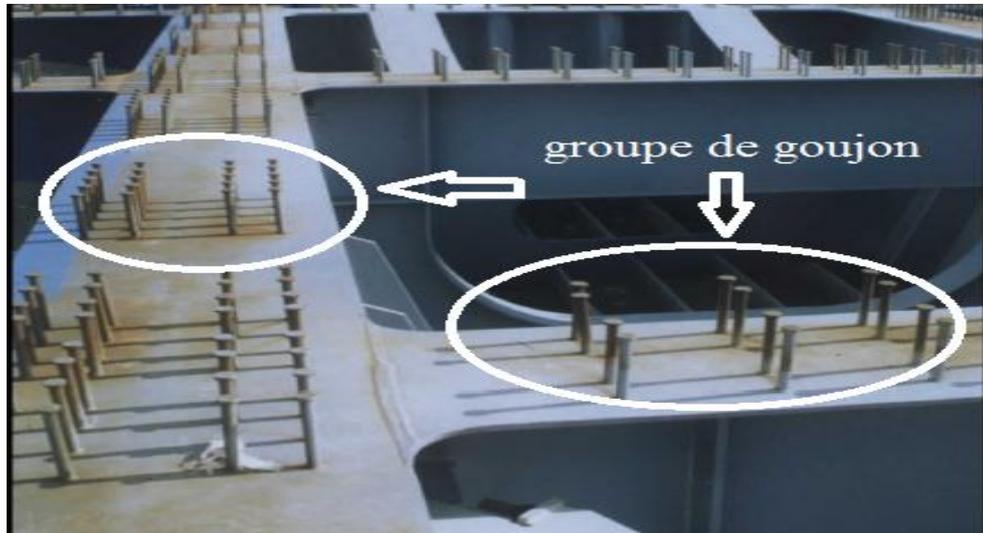


Figure 1-6 : Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goujons

7.1.1. Des connecteurs de type Goujons

Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

Il existe aussi d'autres méthodes moins répandues. [3]

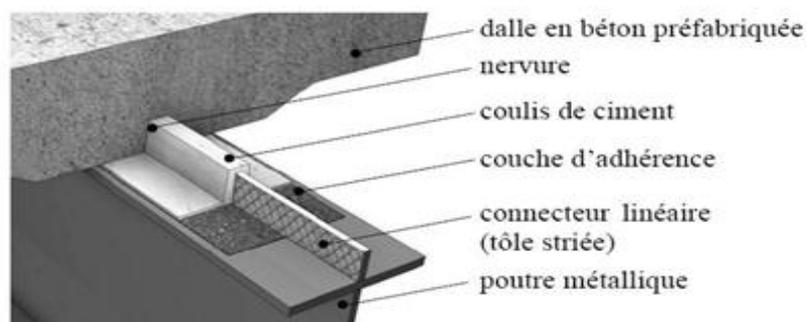


Figure 1-7: Connexion par adhérence

7.1.2. Connexion par adhérence

Le terme connexion par adhérence désigne une connexion dont la résistance n'est pas due à la compression du béton contre un connecteur ponctuel (comme le goujon) mais est due au cisaillement le long d'une ou de plusieurs interfaces entre la dalle en béton et la poutre en acier. Une dalle préfabriquée pourvue d'une nervure longitudinale dans sa face inférieure est posée sur les poutres en acier.

Ces poutres sont munies sur l'aile supérieure d'un connecteur linéaire. Après précontrainte des dalles préfabriquées, un coulis de ciment est injecté depuis une extrémité de l'ouvrage dans l'espace entre la dalle et la poutre pour réaliser la connexion. Cette méthode est assez récente et encore peu utilisée mais elle présente quand même les avantages suivants par rapport à la connexion par goujons :

- Construction rapide.
- Pas de problèmes de précontrainte.
- Dalle homogène, pas de fissure.
- Reprend un effort tranchant 3x plus important que les goujons.

7.1.3. Autres types connexions :

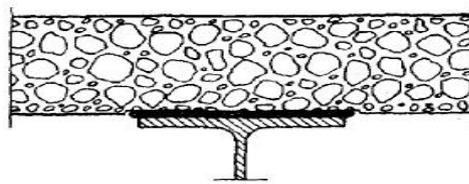


Figure 1-8 : Mortier à base d'époxy longitudinale.

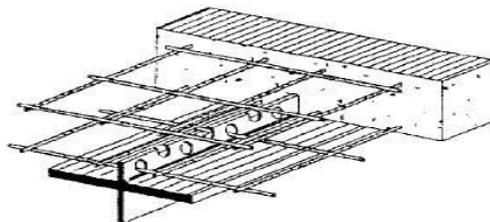


Figure 1-9: Connecteur linéaire simple

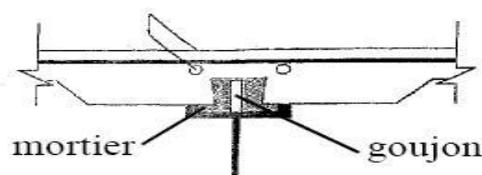


Figure 1-10 : Connecteur linéaire par l'intermédiaire du goujon

2.1.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude consiste à concevoir et à calculer un pont mixte routier traversant Oued TARJILET situés sur la RN11, au PK 01+800 et qui relie Damous à Boucheghal dans la wilaya de CHLEF.



Figure 2-1 : Localisation du projet par Google Earth (29/07/2013).



Figure 2-2 : Vue réel du pont (photo prise le 29/04/2012).

Le pont est constitué de deux travées indépendantes en courbe de 29,5m de portée à l'axe dont le rayon de 120m.

Les appuis extrêmes sont des culées massives ancrées dans le bon sol par des pieux, et l'appui intermédiaire est une pile.

Le tablier se compose de deux poutres métalliques reconstituées soudées par travée.

Ces poutres sont surmontées d'un hourdis de 30cm d'épaisseur.

Le tablier ainsi constitué supporte une chaussée de deux voies de 3,75m de largeur chacune, les deux trottoirs aux extrémités des chaussées sont de largeur de 1,5m.

2.2. Conception générale

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue :

- Des exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction.
- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

2.3. Les données fonctionnelles

Qui sont l'ensemble des caractéristique qui permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Les données sont fixées par le maitre de l'ouvrage, on distingue :

- les données relatives à la voie portée qui sont : le tracée en plan, le profil en long et le profil en travers.
- les données relatives à l'obstacle franchi qui sont les gabarits et les ouvertures.

2.3.1. Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Dans notre cas l'axe du pont est biais de rayon 120m et de longueur totale égal à 59m.

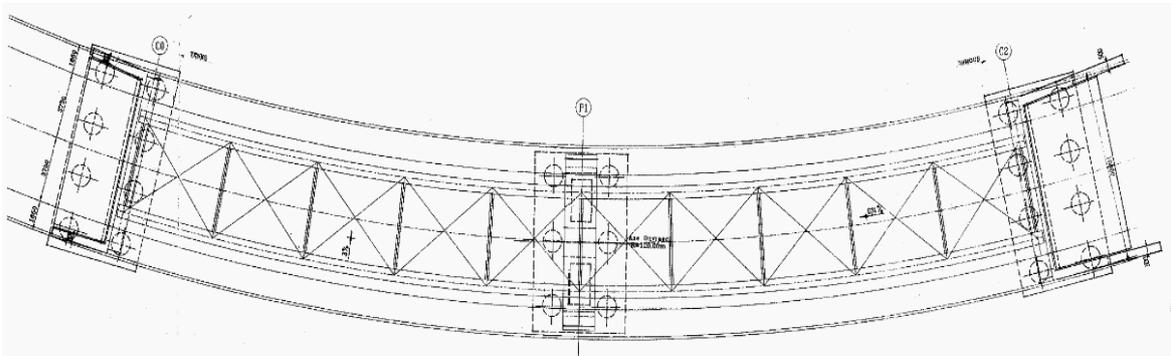


Figure 2-3 : Vue en plan [12]

2.3.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Il présente deux travées identiques de 29,5m ce qui nous donne une longueur totale de 59m et une pente de 14%.

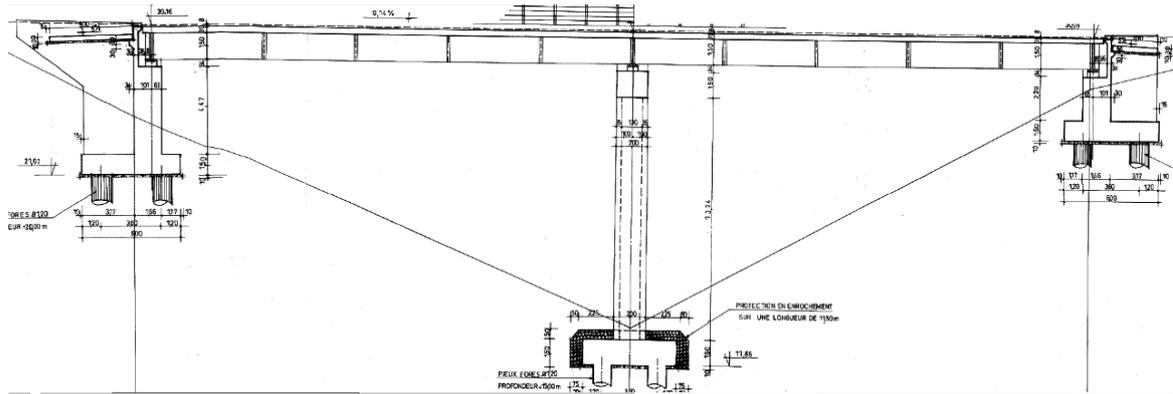


Figure 2-4 : Profil en long [12]

2.3.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de modifier (par exemple, d'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Pour la chaussée, il est important de définir de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur rouable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Le profil en travers de notre chaussée est définie par :

- Largeur rouable $L_r = 10,5m$;
- Nombre de voie de circulation = 2 voies ;
- Largeur de trottoir = $1,5m$;
- dévers = 3%

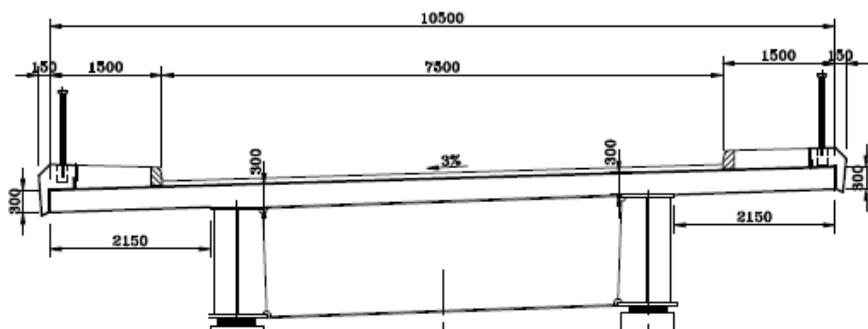


Figure 2-5 : Profil en travers [12]

2.3.4. Gabarit :

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.).

Ce projet consiste la continuité entre les deux villes de Damous et Boucheghal franchissant Oued TARJILET, dans ce cas il convient de respecter la crue centenaire qui se caractérise par une hauteur des plus hautes eaux

2.4. Les données naturelles

Qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

2.4.1. Les données géotechniques :

- **Reconnaissance du site**

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

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

Ces sondages sont tirés de la LCTP et ont été réalisées a l'aide d'une sondeuse D900 par rotation. Lors du sondage, nous avons remonté a la surface du sol des échantillons remaniés, et intact :

La répartition des sondages est représentée sur les figures suivantes : [4]

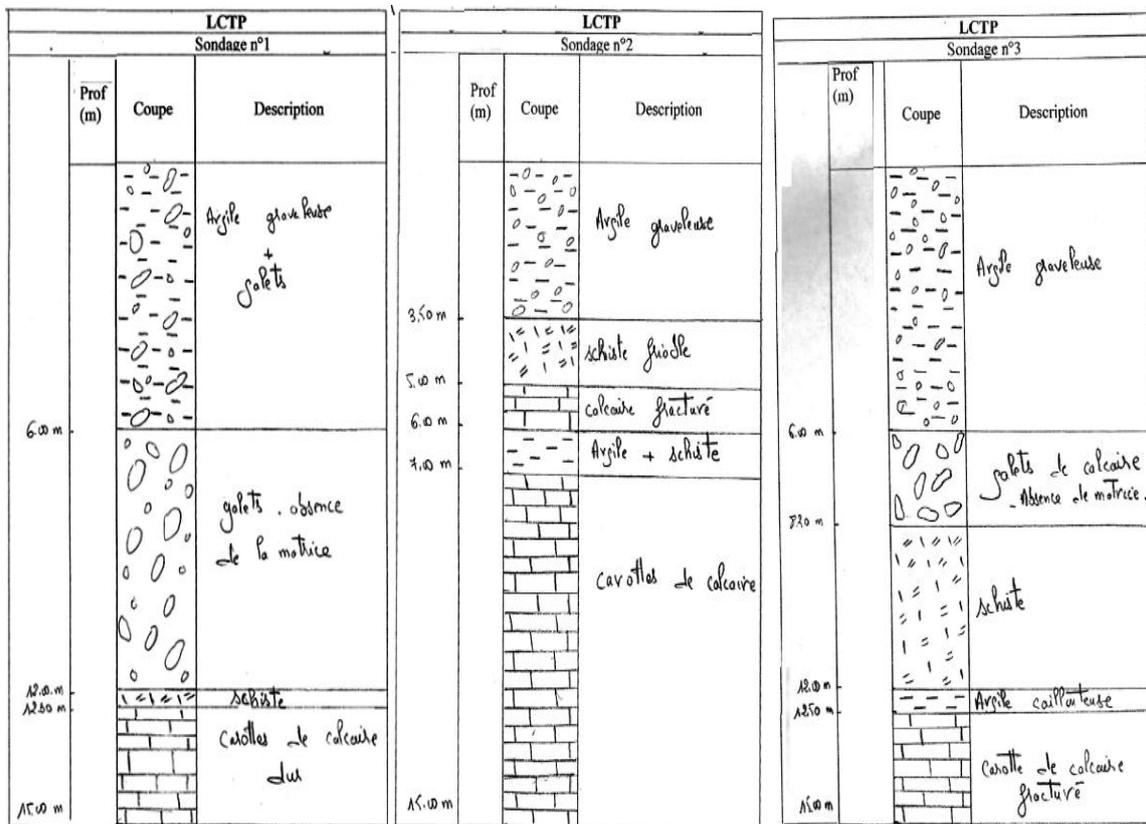


Figure 2-6: Les sondages

- **Morphologie et la géologie du site :**

Le site est fortement raviné, il est caractérisé par des talus abruptes, fortement boisé, il y a également la présence des éboulis.

Le site repose sur un oued avec des apports de nature différente est hétérogène sur le plan faciès. Ils correspondent à des dépôts continentaux.

- **Choix des fondations :**

Pour les deux cas, piles et culées nous adaptons des fondations profondes (semelle sur pieu) à cause de la nature du sol ainsi que le chargement important.

2.4.2. L'hydrologie :

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître parfaitement l'importance des crues, débit, charriage éventuel de corps flottants susceptible de heurter les piles, mais le plus grand danger réside dans les affouillements, qui furent par le passé la cause la plus fréquente d'effondrement de pont en cours d'eau, les techniques modernes de fondation permettent d'éviter ce type d'accident.

D'une manière générale, on cherchera, bien sur à limiter autant que possible le nombre d'appuis en tel site.

2.4.3. Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :

En plus de l'action d'un cours d'eau, les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont les suivantes :

- **La neige :**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc il n'y a pas de neige.

- **Le vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, Titre II) (2 KN/m^2).

- **Le séisme :**

Le séisme de part sa nature dévastatrice, restera un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autres phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les ras de marée etc.....

C'est pour cela que l'étude au séisme pour les ouvrages implantés dans les zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines.

Classification des ponts :

Tableau 2-1: Classification des ponts

| Groupe d'usage | Importance |
|-----------------|---------------------------|
| Groupe 1 | Pont stratégique |
| Groupe 2 | Pont important |
| Groupe 3 | Pont d'importance moyenne |

Le pont qu'on a entraîné d'étudier est classé en groupe 2.

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone II_a** : moyenne
- **Zone II_b** : élevée
- **Zone III** : très élevée

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce projet qui est situé dans la wilaya de Chlef est en Zone III : très élevée

Le coefficient d'accélération A

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau 2-2: Coefficients d'accélération de zone

| Groupe de pont | Zone sismique | | | |
|----------------|---------------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 2 | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 3 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ZONE III} \\ \text{GROUPE 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,3(g)$$

2.5. Caractéristique des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

2.5.1. Le béton :

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

➤ Poids volumique :

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

➤ Résistance à la compression :

Pour le béton de la superstructure $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} \\ 27 \text{ MPA} \end{cases}$ si $j \geq 28$ jours.

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83xj} \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

➤ La résistance à la traction :

Est liée à la résistance à la compression

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa).} \end{cases}$$

➤ Contrainte de calcul pour (ELU) :

En fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun de l'ouvrage, cette contrainte et appelée contrainte admissible.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \theta = 1 \longrightarrow \text{lorsque la durée probable d'application lorsque la durée} \\ \text{probable d'application d'action considérée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0.9 \longrightarrow \text{lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0.85 \longrightarrow \text{lorsqu'elle est inférieure à 1h} \end{cases}$$

$$\text{On a } \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} \begin{cases} 9,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \end{cases} \\ \begin{cases} 15,30 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 9,95 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Contrainte Limite De Service (ELS) :**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} & \text{en service} \\ 0,6 \times f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton la valeur :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{pour un béton Non fissuré} \\ \nu = 0 & \text{pour un béton fissuré} \end{cases}$$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

En considère un module de déformation longitudinale pour le béton (E_{ij}) définir par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_i = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_v = \begin{cases} 12000 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

➤ **Déformation transversale du béton :**

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : Coefficient de poisson

E : module d'élasticité longitudinale

2.5.2. L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes.

Armature du béton armé :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE40 type 1**, sa limite élastique égale à $f_e=400$ MPa , la contrainte de rupture $f_r=480$ MPa

$$\text{Pour } \Phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 2/3 (\sigma_{en}) = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Phi > 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 2/3 (\sigma_{en}) = 2670 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

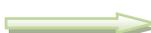
➤ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

➤ **La limite élastique :**

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

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

➤ **Contrainte limite de traction :**

Tableau 2-3 : Caractéristiques de calcul de contrainte limite de traction

| Etat considéré | ELS |
|-------------------------------------|---|
| En fissuration peu nuisible : | Pas de limitation |
| En fissuration préjudiciable : | $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ |
| En fissuration très préjudiciable : | $\sigma_s = \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ |

Avec : $\begin{cases} n = 1 & \text{Treillis soudés et ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence.} \end{cases}$

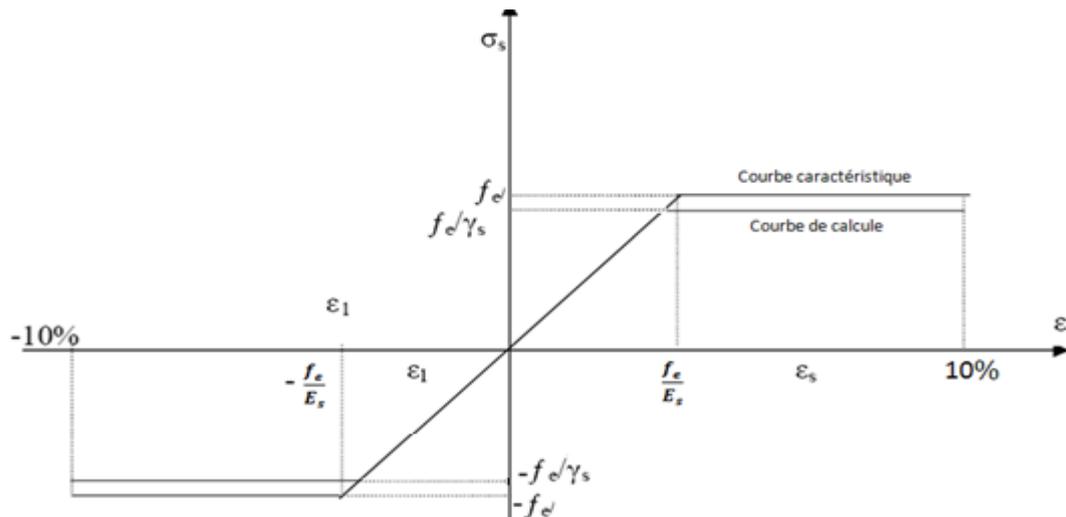


Figure 2-7 : Modèle de calcul réglementaire

Aciers des poutres métalliques :

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte l'imite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classés en trois catégories :

- Aciers normaux : $\sigma \leq 300\text{MPa}$
- Aciers à haute limite élastique : $300\text{MPa} \leq \sigma_e \leq 400\text{MPa}$.
- Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400\text{MPa}$.

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :

$$\sigma = 355 \text{ N/mm}^2.$$

Tableau 2-4 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

| | |
|-----------------------------------|---|
| Module d'élasticité longitudinale | $E=210000\text{N/mm}^2$ |
| Module de cisaillement | $G=E/[2(1+\nu)]$ |
| Coefficient de poisson | $\nu=0.3$ |
| Coefficient de dilatation | $\alpha=12*10^{-6}\text{par}^\circ\text{C}$ |
| Masse volumique | $\rho =7850\text{kg/m}^3$ |

3.1.Introduction :

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

Le but de ce chapitre est de prédimensionner les poutres, ainsi que de calculer les différentes charges et surcharge que le pont doit supporter.

Le tablier est réalisé à l'aide des poutres métalliques. A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions du tablier.

3.2.Prédimensionnement du tablier :

3.2.1. La largeur du pont :

La chaussée est composée de deux voies chacune de 3,75m, chaque voie est limitée par un seul trottoir de 1,5m ; donc la largeur du tablier est de 10,5m.

3.2.2. Longueur des travées :

Le tablier est composé de 2 travées indépendantes de 29,5m ce qui donne une portée totale de 59 m.

3.2.3. L'épaisseur de l'hourdis :

L'épaisseur de la dalle (h_0) doit être $h_0 \geq 0,15m$
(Justification au poinçonnement par charge concentré).

On prend une épaisseur $h_0=30cm$.

3.3.Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage .La poutre prend le nom de poutre reconstituée soudée (PRS) constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposées à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé sur celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

3.3.1. Espacement des poutres :

D'après le guide **S.E.T.R.A** l'espacement de la poutre est donné par la formule suivante :

$$E = 0,55 \times L_t$$

Avec :

L_t : largeur de tablier

$$E = 0,55 \times 10,5 = 5,775m \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } E = 5,5m$$

$$N = \frac{10,5}{5,5} = 1,99$$

Donc on adopte 2 poutres avec un espacement de $E = 5,5m$.

3.3.2. Hauteur des poutres :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle :

$$H = \max \left[\frac{L}{28} \times \left(\frac{L_t}{12} \right)^{0,45} ; 0,4 + \frac{L}{35} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

L_t : largeur de tablier

$$H = \max [0,9921 ; 1,2428] \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend: } H = 1,5\text{m.}$$

3.3.3. Semelle :

La largeur des semelles :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, La largeur des semelles est donnée par les formules suivantes :

➤ Largeur de semelle inférieure :

$$B_{\text{inf}} = \left[0,25 + \frac{L_t}{40} + \frac{L}{125} \right] \times \left[0,92 + \frac{L_t}{150} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

L_t : largeur de tablier

$$\text{On prend } B_{\text{inf}} = 0,8\text{m}$$

➤ Largeur de semelle supérieure :

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0,1 = 0,7\text{m}$$

Epaisseur des semelles :

À cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25mm pour la semelle supérieure et de 40mm pour la semelle inférieure.

Pour notre ouvrage le choix des largeurs des semelles a été de :

- $t_{\text{fi}} = 50\text{mm.}$
- $t_{\text{fs}} = 40\text{mm.}$

3.3.4. L'âme :

L'épaisseur de l'âme de la poutre doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Fatigue.
- Voilement

En général l'épaisseur de l'âme est supérieure à 12mm.

La section de la poutre doit être conçue pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion, ce qui nous amène au choix de :

$$t_w = 20\text{mm}.$$

Les poutres se présentent comme suit :

| | |
|---------------------------|-------------------------|
| $H = 1500\text{ mm}$ | $t_{fi} = 50\text{mm}$ |
| $H_w = 1410\text{ mm}$ | $t_{fs} = 40\text{ mm}$ |
| $B_{inf} = 800\text{ mm}$ | $t_w = 20\text{mm}$ |
| $B_{sup} = 700\text{ mm}$ | |

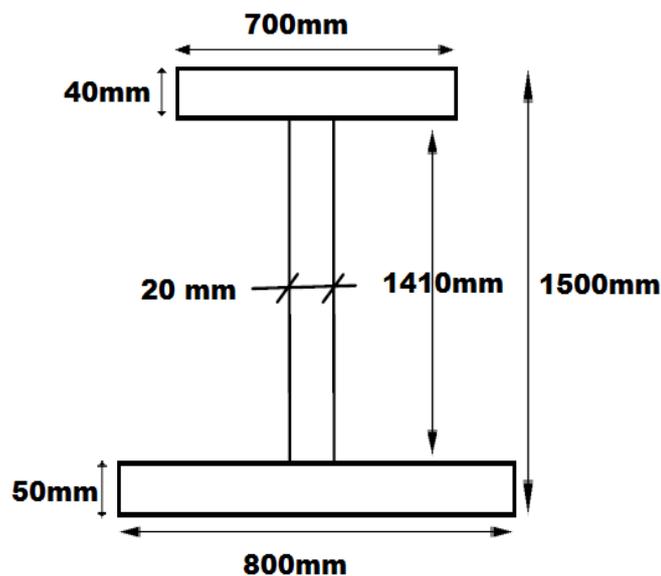


Figure 3-1: Section de la poutre PRS 1500

3.4. Prédimensionnement des entretoises :

Le guide **S.E.T.R.A.**, exige des profilés IPE400 à IPE700 ou équivalent pour les entretoises courants, on a choisi dans ce cas des PRS (figure3-3).

Les entretoises sur appuis sont des PRS (poutres reconstituées soudées) de plus grandes dimensions (figure 3-2).

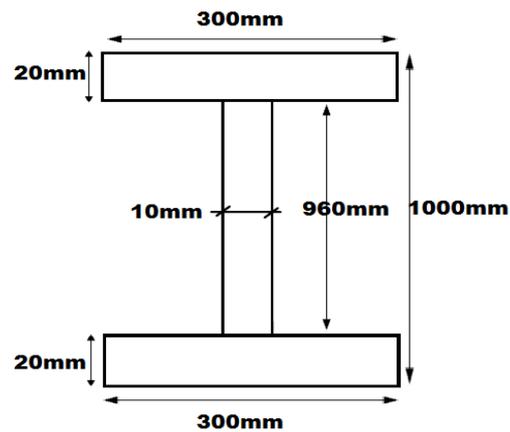


Figure 3-2: Section des entretoises sur appuis

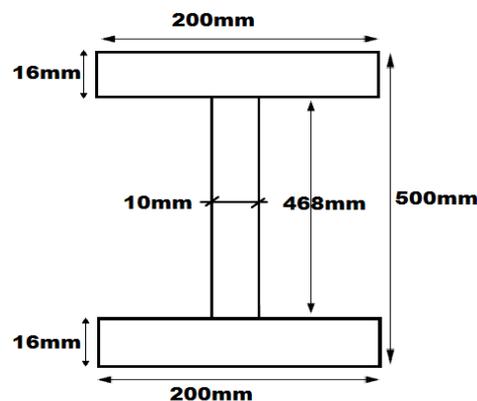


Figure 3-3: Section des entretoises courante

3.5. Evaluation des charges :

3.5.1. Charge permanente :

La charge permanente comprend la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs

- Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent).
- Les éléments non porteurs : Telle que : le revêtement, étanchéité, trottoirs, corniches garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

▪ Les éléments porteurs :

- Poids propre de la poutre :

$$P = [(1,41 \times 0,02) + (0,8 \times 0,05) + (0,7 \times 0,04)] \times 78,5 = 7,5517 \text{ KN/ml}$$

Le poids total des poutres

$$g_1 = 2 \times 7,5517 = 15,1034 \text{ KN/ml.}$$

$$g_1 = 15,1034 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre de la dalle :

$$g_2 = h_d \times l_d \times \gamma_b$$

γ_b : poids volumique de béton = 25 KN/m³

h_d : épaisseur de l'hourdis = 0,3m

l_d : largeur de la dalle = 10,5m

$$g_2 = 0,3 \times 10,5 \times 25$$

$$g_2 = 78,75 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre des entretoises :

❖ Les entretoises courantes

$$g_3 = [(0,2 \times 0,016) + (0,468 \times 0,01) + (0,2 \times 0,016)] \times 78,5 = 0,86978 \text{ KN/ml}$$

Le poids total des entretoises courantes

$$g_3 = 8 \times 0,86978 = 6,95824 \text{ KN/ml.}$$

$$g_3 = 6,95824 \times 5,5$$

$$g_3 = 38,27032 \text{ KN}$$

❖ Les entretoises sur appuis

$$g_4 = [(0,3 \times 0,02) + (0,96 \times 0,01) + (0,3 \times 0,02)] \times 78,5 = 1,6956 \text{ KN/ml}$$

Le poids total des entretoises sur appuis

$$g_4 = 3 \times 1,6956 = 5,0868 \text{ KN/ml.}$$

$$g_4 = 5,0868 \times 5,5$$

$$g_4 = 27,9774 \text{ KN}$$

▪ Les éléments non porteurs

Elle contient le poids de la superstructure. A ce dernier contient les éléments suivants :

- ✓ Bordure (1)
- ✓ Contre bordure (2)
- ✓ Trottoir (3)
- ✓ Corniches (4)
- ✓ Glissières de sécurité (5)
- ✓ Gardes corps (6)
- ✓ Revêtement (7)

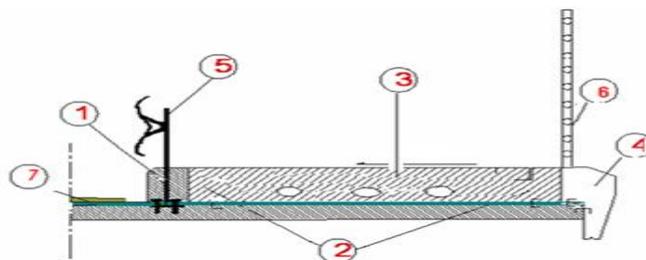


Figure 3-4 : Coupe transversale du trottoir avec corniche

➤ Revêtement de la chaussée :

$$g_5 = e_r \times L_r \times \gamma_{be}$$

e_r : épaisseur de revêtement = 0,08m

L_r : la largeur roulable.

$$L_r = 10,5 - (2 \times 1,5) = 7,5 \text{ m}$$

γ_{be} : masse volumique de revêtement = 22KN/m³

$$g_5 = 0,08 \times 7,5 \times 22 = 13,2 \text{ KN /ml}$$

$$g_5 = 13,2 \text{ KN/ml}$$

➤ Corniches d'esthétique :

Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids

$$g_6 = 5 \text{ KN/ml}$$

➤ Glissière de sécurité:

Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids

$$g_7 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

$$g_7 = 0,6 \times 2$$

$$g_7 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

➤ Les trottoirs:

$$g_8 = L_{tr} \times E_{tr} \times \gamma_b$$

E_{tr} : épaisseur de l'hourdis = 0,3m

L_{tr} : largeur de la dalle = 1,5m

$$g_8 = 1,5 \times 0,3 \times 25 = 11,25 \text{ KN/ml}$$

$$g_8 = 11,25 \times 2$$

$$g_8 = 22,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Garde-corps:

$$g_9 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$g_9 = 1 \times 2$$

$$g_9 = 2 \text{ KN/ml}$$

➤ Etanchéité :

On a une couche de 3cm d'épaisseur

$$g_{10} = e \times l_r \times \gamma$$

γ : poids volumique d'asphalte = 22KN/m³

$$g_{10} = 0,03 \times 22 \times 7,5$$

$$g_{10} = 4,95 \text{ KN/ml}$$

$$g_{10} = 4,95 \text{ KN/ml}$$

$$G = \sum g_i$$

$$G = (g_1 + g_2 + g_5 + g_6 + g_7 + g_t + g_9 + g_{10}) \times L + g_3 + g_4$$

$$G = 4054,74802 \text{ KN}$$

3.5.2. Calcul des surcharges routières :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de charges A(L).
 - Système des charges B (système B_c et système B_t , et système B_r)
 - La surcharge militaire (système M_c (M_{c120}))
 - Le Charge exceptionnelle (convoi type D)
 - Efforts de freinage
 - Les surcharges sur trottoirs.
- La largeur roulable :

La largeur roulable calculée est donc : $L_R = 10,5 - (2 \times 1,5) = 7,5 \text{ m}$

- Classe des ponts :

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, L_R , et leur destination :

- ✓ pont de la 1^{ère} classe : $L_R \geq 7 \text{ m}$ ou exceptions.
- ✓ pont de la 2^{ème} classe : $5,5 < L_R < 7 \text{ m}$.
- ✓ pont de la 3^{ème} classe : $L_R \leq 5,5$

Dans notre cas nous avons $L_R = 7,5 \text{ m}$. donc il s'agit d'un pont de classe 1.

- Le nombre de voies :

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées est :

$$N_v = \left(\frac{L_{ch}}{3} \right) = \left(\frac{7,5}{3} \right) = 2,5 \implies \text{Donc on a 2 voies}$$

- La largeur d'une voie :

Par convention, la largeur d'une voie de circulation est donnée par :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_v} = \frac{7,5}{2} = 3,75 \text{ m}$$

➤ **Système de charge A (l) :**

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont $\leq 200\text{m}$ doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_c$$

Avec:

L_c : est la largeur chargée

Pour notre projet $L=29,5\text{m}$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} [\text{kg}/\text{m}^2] = 1097,47 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Les coefficients a_1 et a_2 dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Les valeurs de a_1 sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3-1 : Détermination du coefficient a_1 (RCPR)

| Valeurs de a_1 | 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 | - | - | - |

Notre pont de première classe comprend 2 voies chargées d'où : $a_1 = 1$

Les valeurs de a_2 sont définies par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec : V largeur d'une voie.

Les valeurs de V_0 sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-2 : Détermination de coefficient v_0 (RCPR)

| | | |
|----------------|------------------|------|
| Classe du pont | 1 ^{ère} | 3,5 |
| | 2 ^{ème} | 3 |
| | 3 ^{ème} | 2,75 |

On obtient: $a_2 = 0,933$

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A(l) = 1 \times 0,933 \times 1097,47 \times 7,5 = 7682,29 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

$$A(l) = 76,8229 \text{ KN}/\text{m}^2$$

➤ **Système de charges B :**

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système B_c : ce compose de camions types (30T).
- Sous système B_t : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

❖ **Sous système B_c :**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.
- Disposition dans le sens longitudinal : Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Nombre de fils= 2

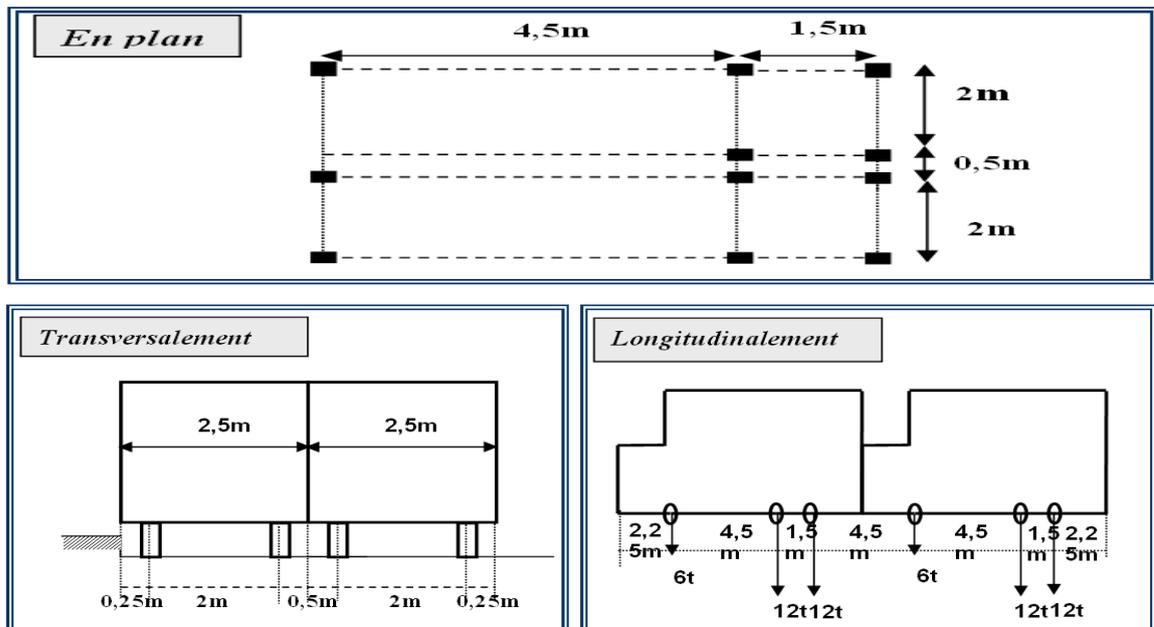


Figure 3-5:Disposition de système Bc

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système B_c à prendre en compte sont multipliées par un coefficient b_c dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 3-3 : Détermination du coefficient b_c

| Nombre de files de camions | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|----------------------------|------------------|-----|-----|------|-----|------------|
| Classe du pont | 1 ^{ère} | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |
| | 2 ^{ème} | 1 | 1 | - | - | - |
| | 3 ^{ème} | 1 | 0,8 | - | - | - |

Les surcharges du système B_C sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{G}{S})} + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times L)}$$

G : La charge permanente de l'ouvrage = 4054,74802 KN

L : longueur de la travée = 29,5m

S: poids max des surcharges que peut supporter l'hourdis

$$S = 2 \times (2 \times 300) = 1200 \text{ KN}$$

$$S = S1 \times b_c$$

$$S = 1200 \times 1,1 = 1320 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times 29,5)} + \frac{0,6}{1 + (4 \times \frac{4054,74802}{1320})} = 1,103$$

$$B_C = 1320 \times 1,103 = 1456,127 \text{ KN}$$

$$B_C = 1456,127 \text{ KN}$$

❖ Sous système B_T :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

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

Pour notre cas on a 2 voies donc on applique deux tandems.

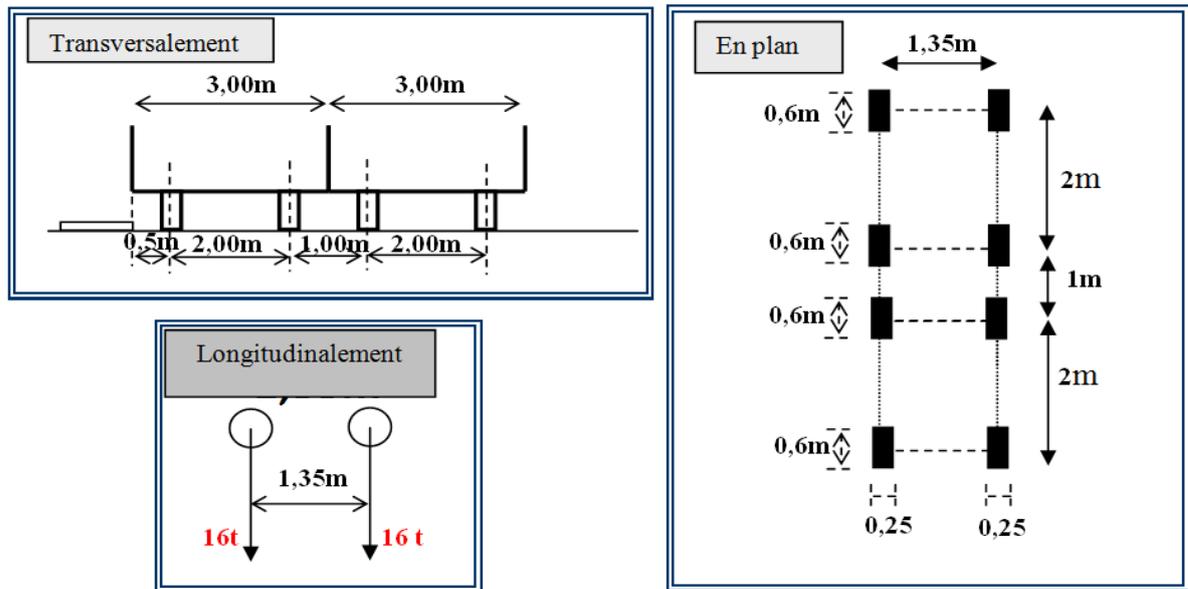


Figure 3-6: disposition du système B_t

Suivant la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t à prendre en compte sont multipliées par un coefficient b_t

Tableau 3-4 : Détermination du coefficient b_t

| Classe du pont | 1 ^{ère} | 2 ^{ème} | 3 ^{ème} |
|-------------------|------------------|------------------|------------------|
| Coefficient b_t | 1,0 | 0,9 | - |

Pour notre cas $b_t=1$

$$S=2 \times (2 \times 160)= 640 \text{ KN}$$

$$S=S1 \times b_c$$

$$S= 640 \times 1 = 640 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 29,5)} + \frac{0.6}{1+(4 \times \frac{4054,74802}{640})} = 1,081$$

$$B_t= 640 \times 1,081 = 691,678 \text{ KN}$$

$$B_t=691,678 \text{ KN}$$

❖ Système de charge B_r :

Il est composé d'une roue isolée transmettant un effort de 100 KN à travers une surface d'impact rectangulaire de (0.3×0.6) , cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

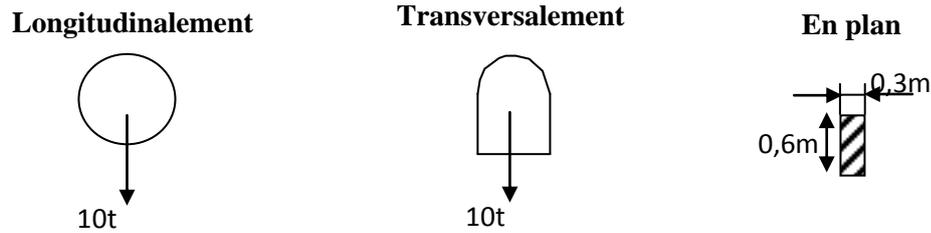


Figure 3-7:Disposition de système Br

S=100 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 29,5)} + \frac{0.6}{1+(4 \times \frac{4054,74802}{100})} = 1,062$$

Br = 100 × 1,062 = 106,2 KN

$$a2 = \frac{V_0}{r}$$

Br=106,2 KN

➤ La surcharge militaire :

❖ Système Mc120 :

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

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.
- Poids totale : 110t
- Longueur d’une chenille : 6,10m
- Largeur d’une chenille : 1,00m

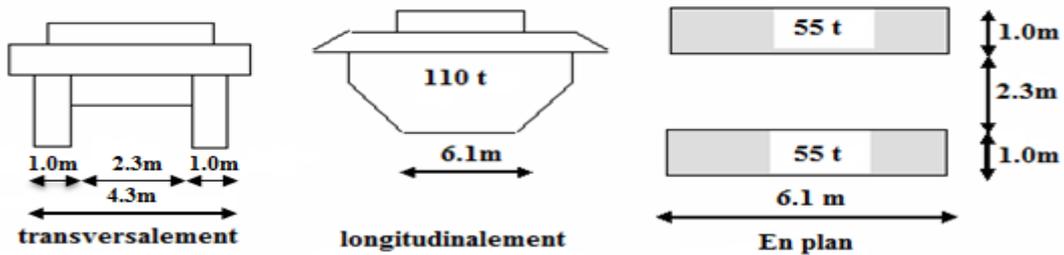


Figure 3-8:Disposition de système Mc120

S=1100 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times 29,5)} + \frac{0.6}{1+(4 \times \frac{4054,74802}{1100})} = 1,096$$

Mc120 = 1100 × 1,096 = 1205,68 KN

Mc120 =1205,68 KN

➤ **Charge exceptionnelle (convoi type D₂₈₀) :**

Le convoi type D280 comporte deux remorques supportant chacune 1400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

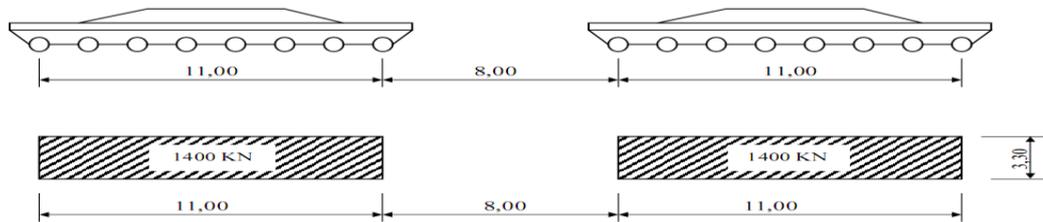


Figure 3-9:Disposition de système D280

$$S=1400 \text{ KN}$$

$$S=1400 \times 2=2800 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 29,5)} + \frac{0.6}{1 + (4 \times \frac{4054,74802}{2800})} = 1,146$$

$$D_{280} = 2800 \times 1.146 = 3209,64 \text{ KN.}$$

$$D_{280} = 3209.64 \text{ KN}$$

4.1.1. Effort de freinage :

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et B_c sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation

• **Effort de freinage correspondant à la charge A :**

$$F(A(I)) = \frac{QA(L)}{20 + (0,0035 \times S)} \quad \text{Avec} \begin{cases} QA(L) = A(I) \cdot L \\ S : \text{surface chargée} \end{cases}$$

$$\text{Donc } F(A(I)) = \frac{76.8229 \times 29,5}{20 + (0.0035 \times 7.5 \times 29.5)}$$

$$F[A(I)] = 109,09 \text{ KN}$$

• **Effort de freinage du à B_c:**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions B_c que l'on peut déplacer sur le pont, un seul est supposé freiner.

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

4.1.2. Surcharge des trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Largeur du trottoir : 1,5m

✚ Pour 1 trottoir chargé

$$P = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

✚ Pour 2 trottoirs chargés

$$P = 2 \times 2.25 = 4.5 \text{ KN/ml.}$$

$P = 4.5 \text{ KN/ml}$

4.1.3. Vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent; dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque :

✚ $P = 2 \text{ KN/ m}^2$ pour les ouvrages en service.

✚ $P = 1,25 \text{ KN/ m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

4.1.4. Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

4.1.5. Séisme :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

➤ Spectre de réponse élastique

Le Spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

❖ Composantes horizontales :

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$Sae(T, \zeta)(m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-2)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau3-5)

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-5)

ζ : taux d'amortissement

Pour béton armé : **ζ = 5 %**

η : facteur de correction de l'amortissement($\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$).

Tableau 3-5: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontal

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

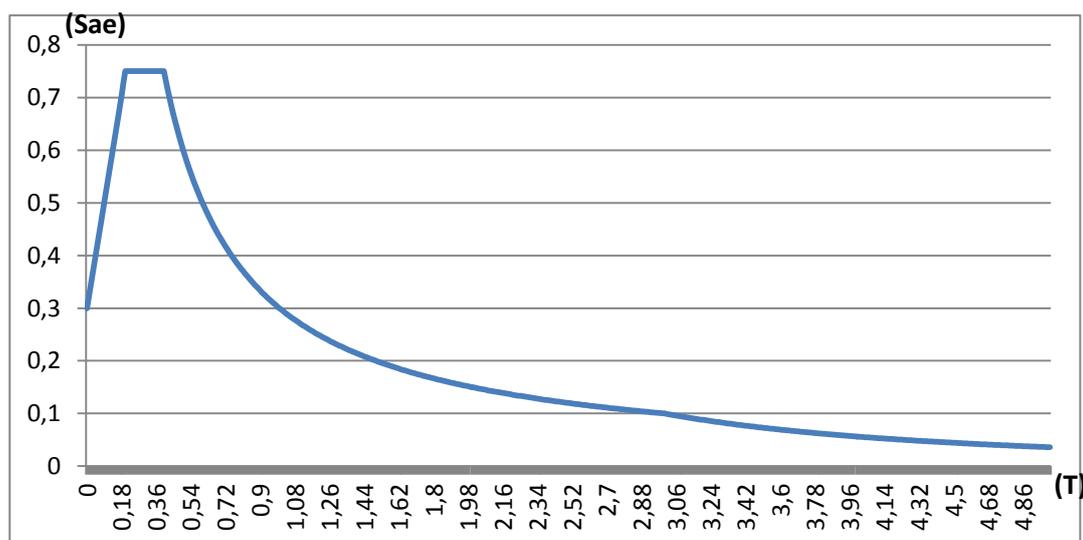


Figure 3-10 : spectre de réponse élastique, composante horizontale

❖ Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ($\eta=1,0$) par :

$$Sae^v(T)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{1,5T}{T_1}\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha Ag \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & 3,0s \leq T \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-2)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau3-6)

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-6)

Tableau 3-5: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|------|------|------|------|------|
| T1 | 0,15 | 0,15 | 0,2 | 0,2 |
| T2 | 0,3 | 0,40 | 0,40 | 0,40 |

Le coefficient α tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité:

$\alpha=0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

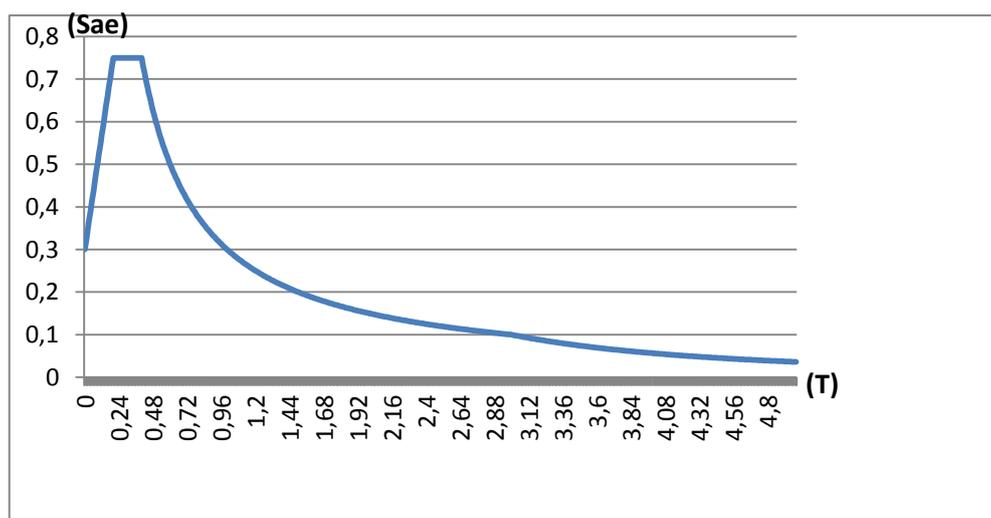


Figure 3-11 : Spectre de réponse élastique, composante verticale

4.1.Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) ne permet généralement l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (**MMC**), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La (**MMC**) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu, et permet de définir les notions de déformations, de contrainte et de la loi de comportement.

La rhéologie permet par l'étude expérimentale des matériaux, de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif.

La (**MEF**) est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite de chaque nœud. La (**MEF**) utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a adopté à travailler avec le **Sap2000v14** ; qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

4.2.Logiciel de calcul

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc....) De façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

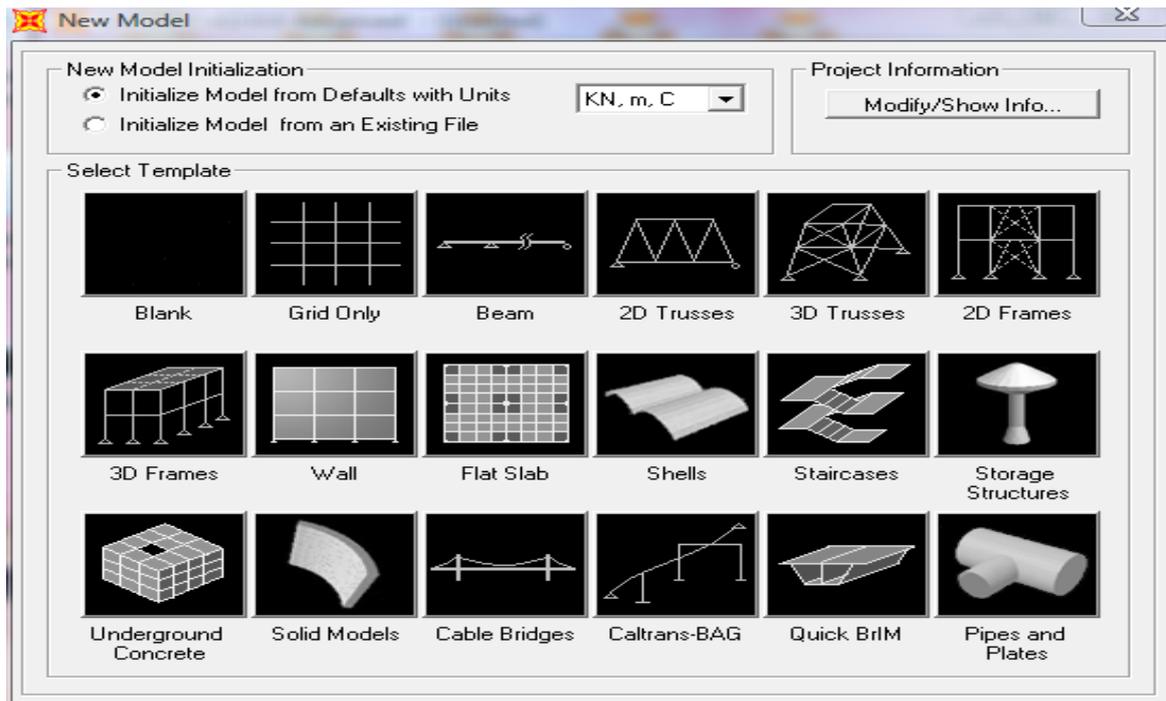


Figure 4-1 : Tableau de modèle (SAP2000)

4.3.Modélisation

Notre ouvrage est isostatique avec 2 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 30cm d'épaisseur avec 2 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, et la dalle considérée comme élément SHELL.

4.3.1. Le choix de type d'ouvrage :

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle «**Quick Bridge**», les étapes suivies pour la modélisation sont indiquées comme suit :

Avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons la travée, on doit d'abord changer l'unité au «**KN, m, C**» et ensuite le choix du modèle «**Quick Bridge**» est sélectionner, soit immédiatement par la barre des tâches,

Ou en cliquant sur «**File**»  «**New Model**».



Figure 4-2 : Choix d'unité et de nouveau modèle

On définit ensuite le type et la longueur du pont.

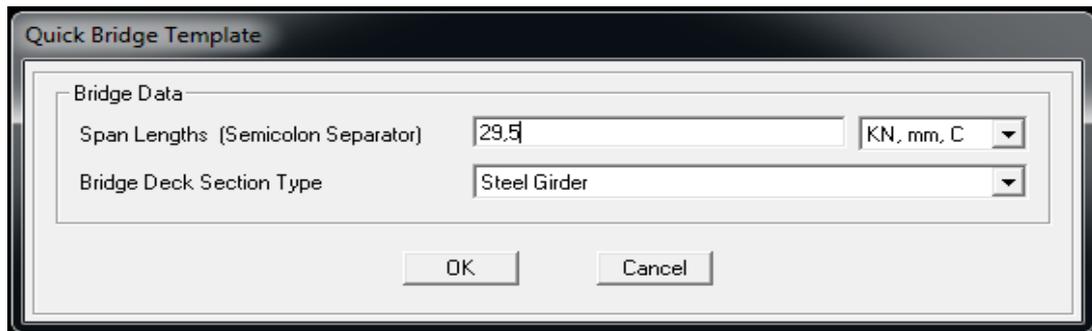


Figure 4-3 : Choix de type de pont

On passe ensuite par la description « **Bridge** » pour le choix de la sous-tâche « **Bridge Wizard** », dans laquelle on trouve tous les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

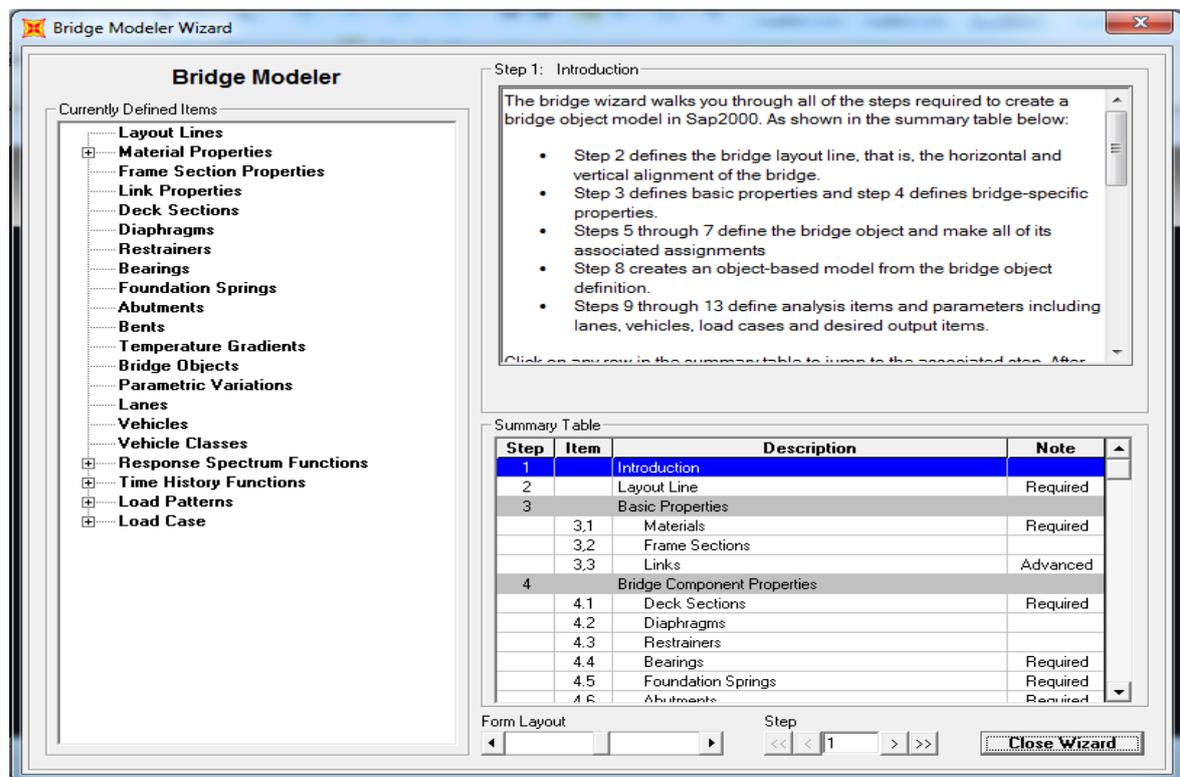


Figure 4-4 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

Le tablier est définie par la description « **Layout Line** » représenté dans le tableau de la fenêtre précédente, et dans laquelle on fait entrer la valeur initial et final de toute longueur du tablier, ainsi que le rayon de courbure.

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude, en choisissant la description « **Materials** » et par suite on définit les propriétés des sections du tablier pour cela on passe par « **Frame section** », on fait entrer le dimensionnement de chaque poutre.

La description « **Deck Section** » nous permet de définir le tablier, par entrant les valeurs des dimensions de ce dernier dans les cases appropriés.

Comme dernier modèle, le voici représenté, le tablier du pont dans l'état statique :

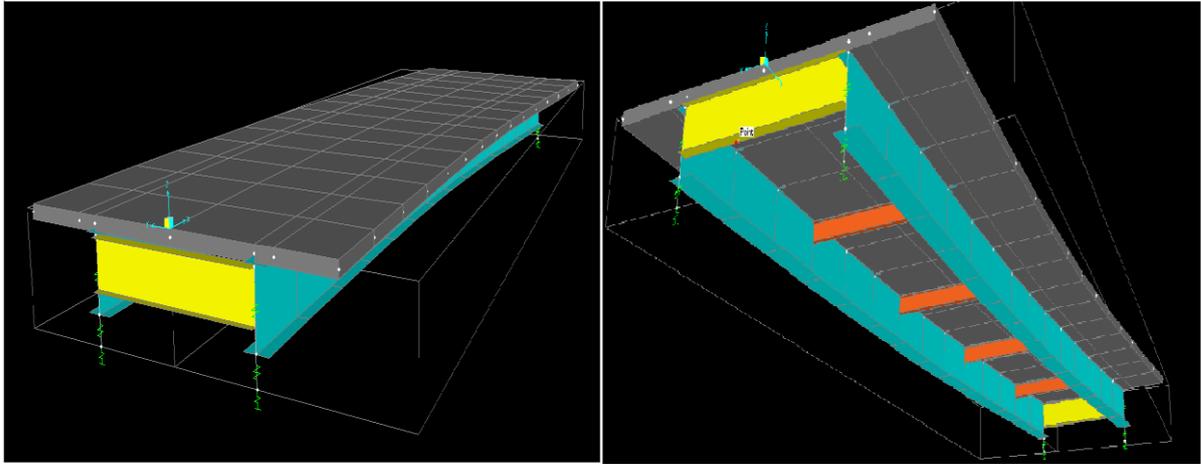


Figure4-5 : Vue en 3D de modèle du tablier a une seul travée

4.3.2. Détermination des Charges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et les Combinaison des actions sismique, et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent.

Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Definitions**» du tableau indiqué dans la figure (3.3) et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New LoadPattern** », représenté comme suit :

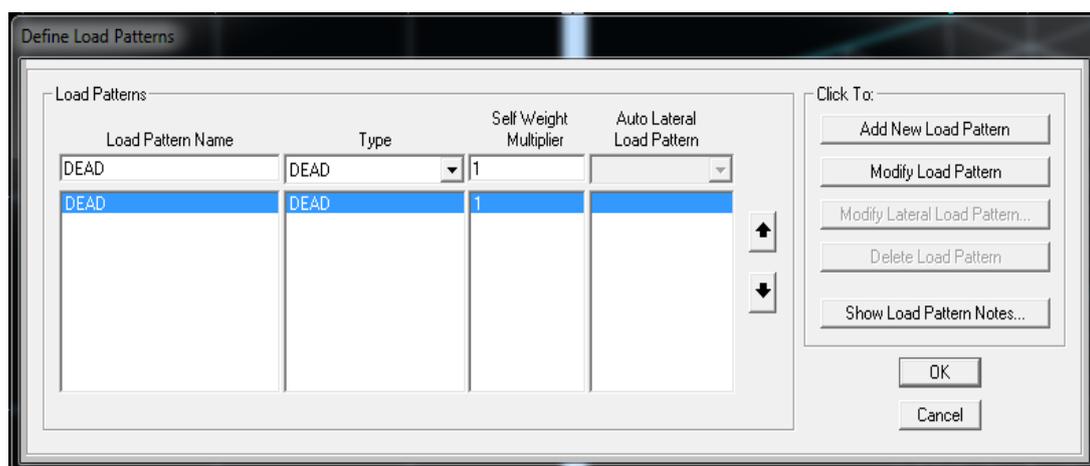


Figure 4-6 : Détermination des Charges

Les combinaisons sont définies en choisissant « **Define**» de la barre des tâches, et puis « **Load combinaisons**», et puis définir le cas de chargements dans « **Load Cases** », soit

linéaire et statique, ou pour certaines surcharges, comme ceux de camion, on choisit le type « **MovingLoad** ».

Ensuite, On représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « **Lanes** » qui est adoptée soit par la description « **Lanes** » de même tableau de la figure (4-6), ou par passant de : « **Define** » → « **Bridge Loads** » → « **Lanes** ».

Donc par suite on peut faire entrer la valeur de chaque surcharge et sa classe de véhicule, soit directement du tableau de « **Bridge Wizard** » ou par la tâche « **Define** », comme représente la figure si après :

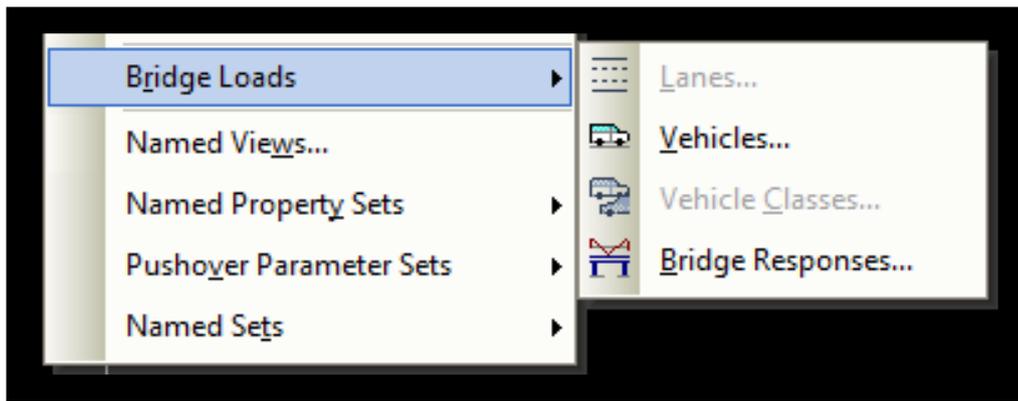


Figure 4-7 : Affectation des valeurs des surcharges

General Vehicle Data

Vehicle name: CAMION BC Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

| | Value | Width Type | Axle Width |
|---------------------|-------|------------|------------|
| For Lane Moments | 0. | One Point | |
| For Other Responses | 0. | One Point | |

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

| Load Length Type | Minimum Distance | Maximum Distance | Uniform Load | Uniform Width Type | Uniform Width | Axle Load | Axle Width Type | Axle Width |
|------------------|------------------|------------------|--------------|--------------------|---------------|-----------|-----------------|------------|
| Leading Load | Infinite | | 0. | Lane Width | | 62,529 | Two Points | 2. |
| Leading Load | Infinite | | 0. | Lane Width | | 62,529 | Two Points | 2. |
| Fixed Length | 4,5 | | 0. | Lane Width | | 125,058 | Two Points | 2. |
| Fixed Length | 1,5 | | 0. | Lane Width | | 125,058 | Two Points | 2. |
| Fixed Length | 4,5 | | 0. | Lane Width | | 62,529 | Two Points | 2. |
| Fixed Length | 4,5 | | 0. | Lane Width | | 125,058 | Two Points | 2. |
| Fixed Length | 1,5 | | 0. | Lane Width | | 125,058 | Two Points | 2. |

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure 4-8 : Modélisation du camion B_c

General Vehicle Data

Vehicle name: MC120 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

| | Value | Width Type | Axle Width |
|---------------------|-------|------------|------------|
| For Lane Moments | 0. | One Point | |
| For Other Responses | 0. | One Point | |

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

| Load Length Type | Minimum Distance | Maximum Distance | Uniform Load | Uniform Width Type | Uniform Width | Axle Load | Axle Width Type | Axle Width |
|------------------|------------------|------------------|--------------|--------------------|---------------|-----------|-----------------|------------|
| Leading Load | Infinite | | 0. | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |
| Leading Load | Infinite | | 0. | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |
| Fixed Length | 6,1 | | 97,73 | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Figure 4-9 : Modélisation du MC120

General Vehicle Data

Vehicle name: D240 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

| | Value | Width Type | Axle Width |
|---------------------|-------|------------|------------|
| For Lane Moments | 0. | One Point | |
| For Other Responses | 0. | One Point | |

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

| Load Length Type | Minimum Distance | Maximum Distance | Uniform Load | Uniform Width Type | Uniform Width | Axle Load | Axle Width Type | Axle Width |
|------------------|------------------|------------------|--------------|--------------------|---------------|-----------|-----------------|------------|
| Leading Load | Infinite | | 0. | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |
| Leading Load | Infinite | | 0. | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |
| Fixed Length | 11, | | 43,11 | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |
| Fixed Length | 8, | | 0. | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |
| Fixed Length | 11, | | 43,11 | Lane Width | | 0. | Lane Width Line | |

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Figure 4-10 : Modélisation du D240

4.4. Résultats de calcul obtenus par le logiciel

Les résultats obtenus des moments fléchissant maximum sont mentionnés sous forme de tableaux.

Tableau 4-1 : Les coefficients des combinaisons d'actions

| Action | ELU | ELS |
|-------------------------|------|-----|
| G (charges permanentes) | 1,35 | 1 |
| Q | 1,35 | 1 |
| Surcharges A(L) | 1,6 | 1,2 |
| Surcharges Bc | 1,6 | 1,2 |
| Surcharges Bt | 1,6 | 1,2 |
| Surcharges Br | 1,6 | 1,2 |
| Mc120 | 1,35 | 1 |
| D280 | 1,35 | 1 |

Les charges citées précédemment sont introduites en considérant :

- G : charge permanente.
- Q : les surcharges.
- A(L) : surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable, définie comme charge linéairement statique.
- Bc, Bt, Br: surcharges des camions type, définie comme charges mobile (movingload).
- MC120 : surcharge militaire, définie comme une charge mobile (movingload).
- D280 : convois exceptionnels (movingload).

4.4.1. Combinaison des actions

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue les combinaisons suivantes :

❖ **L'Etat Limite Ultime (ELU)**

$$1,35G + 1,5Q + \text{Max} [1,6A(I) ; 1,6Bc ; 1,6Bt ; 1,35M_{c120} ; 1,35D_{280}]$$

❖ **L'Etat limite de Service (ELS)**

$$G + Q + \text{Max} [1,2A(I) ; 1,6Bc ; 1,6Bt ; M_{c120} ; D_{280}]$$

4.4.2. Combinaison des composantes des actions sismiques :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

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

4.4.3. Résultat obtenue du SAP 2000 :

- **Moment fléchissant :**

Tableau 4-2 : Moments fléchissant maximum

| Action | Poutre gauche(KN.m) | Poutre droite(KN.m) |
|--------------|---------------------|---------------------|
| G | 7548,93 | 5648,93 |
| Q | 98,36 | 98,33 |
| A(L) | 4757,62 | 3570,99 |
| Bc | 4016,33 | 3198,30 |
| Mc120 | 4818,31 | 3859,74 |
| D280 | 3830,29 | 3074,94 |
| Br | 1144,63 | 962,19 |
| Bt | 2891,61 | 2330,94 |

Tableau 4-3: Moments fléchissant maximum à l'ELU

| Action | Poutre gauche(KN.m) | Poutre droite(KN.m) |
|------------------|---------------------|---------------------|
| ELU A(L) | 17799,03 | 13443,16 |
| ELU Bc | 16520,286 | 12752,95 |
| ELU Br | 12017,67 | 9269,75 |
| ELU Bt | 14812,35 | 11459,07 |
| ELU Mc120 | 16691,55 | 12940,22 |
| ELU D280 | 15357,72 | 11880,73 |

Après avoir déterminé les moments maximum à l'Etat Limite Ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,6A(L)$$

$$M_{\max} = 17799,03 \text{ KN.m}$$

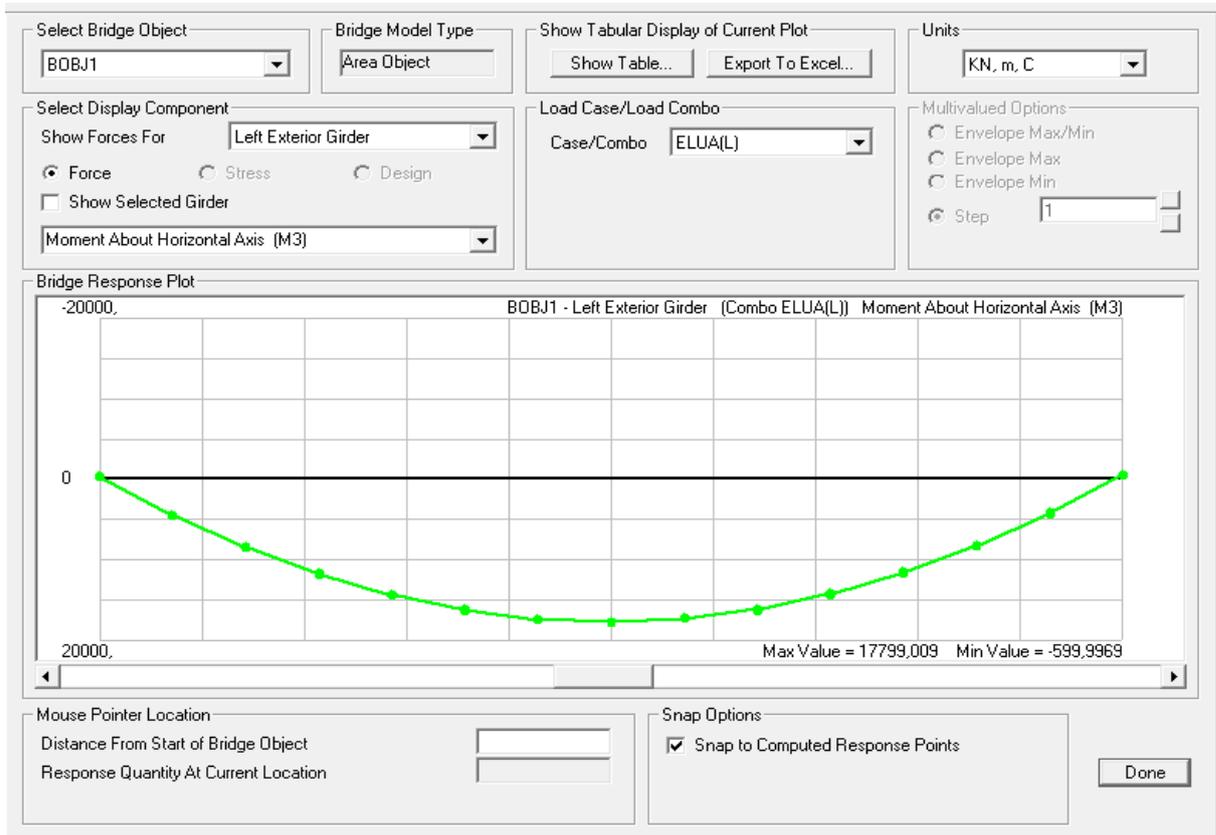


Figure 4-11: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU

Tableau 4-4: Moments fléchissant maximum à l'ELS

| Action | Poutre gauche (KN.m) | Poutre droite (KN.m) |
|-----------|----------------------|----------------------|
| ELS A(L) | 13255,26 | 10003,06 |
| ELS Bc | 12296,20 | 9485,40 |
| ELS Br | 8919,24 | 6873,02 |
| ELS Bt | 11015,25 | 8515 |
| ELS Mc120 | 12364,43 | 9577,61 |
| D280 | 11376,40 | 8792,80 |

Après avoir déterminé les moments maximum à l'Etat Limite de Service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

G+Q+1,2A(L).

$M_{\max} = 13255,26 \text{ KN.m}$

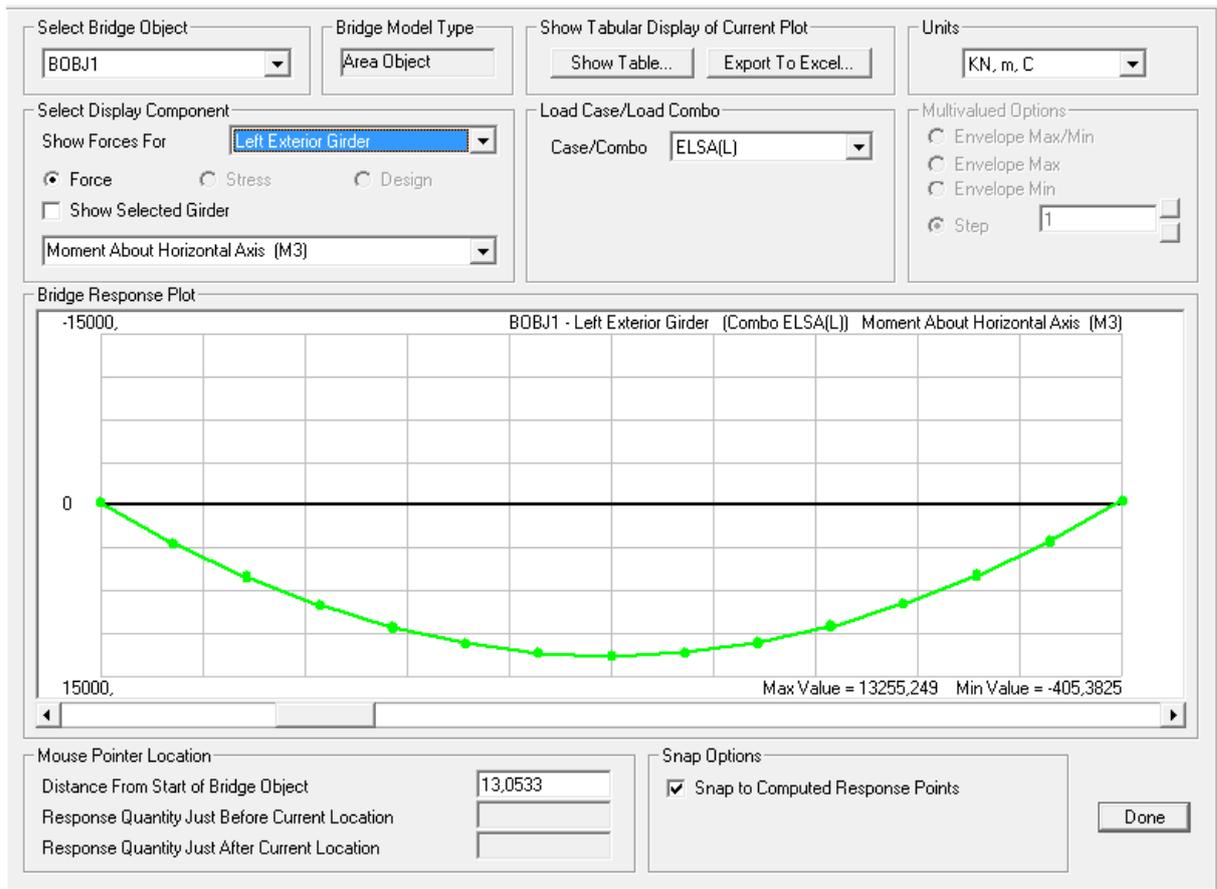


Figure 4-12: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) à l'ELS

Tableau 4-5: Moments fléchissant maximum à l'action sismique

| Action | Poutre gauche(KN.m) | Poutre droite(KN.m) |
|-----------|---------------------|---------------------|
| Suivant X | 8919.46 | 6459.91 |
| Suivant Y | 8898.35 | 6466.32 |
| Suivant Z | 11844.89 | 8174.67 |

Après avoir déterminé les moments maximum sous l'action de séisme, on déduit que l'effort le plus défavorable est suivant la direction Z.

$M_{\max Z} = 11844,89 \text{ KN.m}$

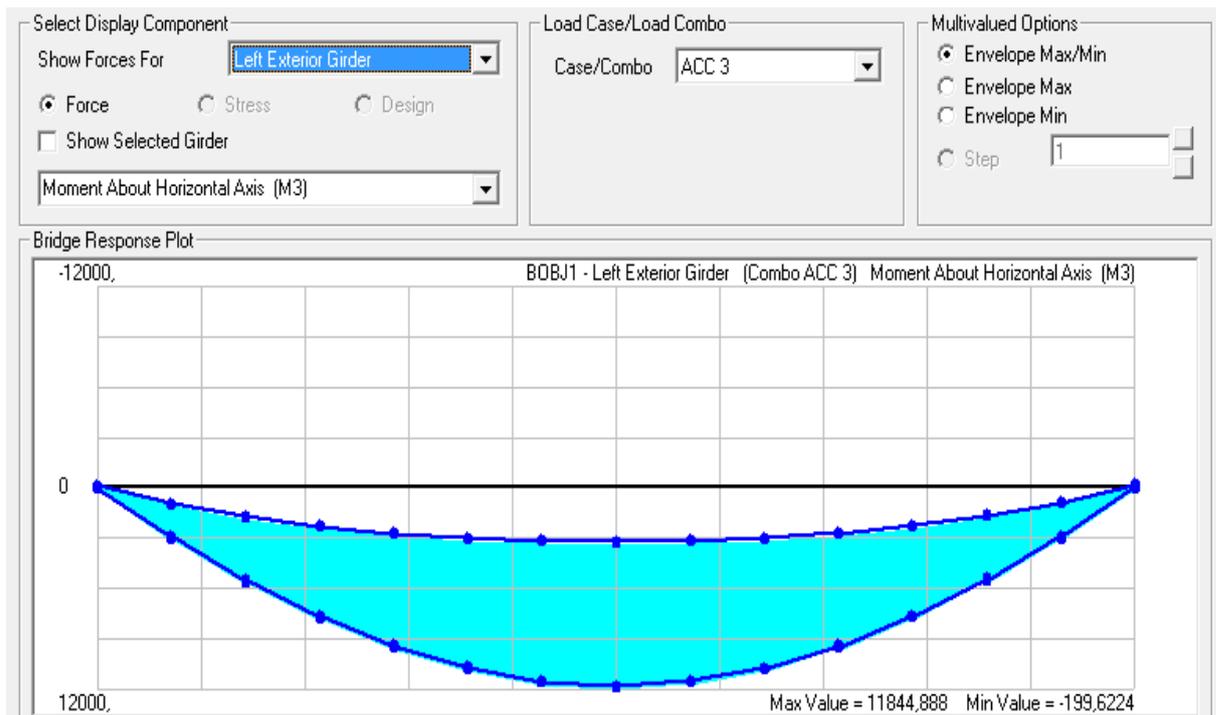


Figure 4-13: Diagramme de Moment Max Due à l'action de séisme

- **Effort tranchant :**

Tableau 4-6: Effort tranchant maximum

| Action | Poutre gauche(KN) | Poutre droite(KN) |
|--------------|-------------------|-------------------|
| G | 1050,78 | 822,06 |
| Q | 40.24 | 48.49 |
| A(L) | 674,64 | 533,19 |
| Bc | 618,64 | 536,72 |
| Bt | 384,73 | 367,57 |
| Br | 157,72 | 153,44 |
| Mc120 | 682,42 | 625,18 |
| D280 | 604,21 | 509,72 |

Tableau 4-7: Effort tranchant maximum à l'ELU

| Action | Poutre gauche (KN) | Poutre droite (KN) |
|------------------|--------------------|--------------------|
| ELU A(L) | 2555,25 | 2036,10 |
| ELU Bc | 2465,65 | 2041,74 |
| ELU Bt | 2091,38 | 1771,11 |
| ELU Br | 1728,17 | 1428,51 |
| ELU Mc120 | 2397,08 | 2027,17 |
| ELU D280 | 2291,51 | 1871,11 |

Après avoir déterminé les efforts tranchants à l'Etat Limite ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,6A(L).$$

$$T_{\max} = 2555,25 \text{ KN}$$

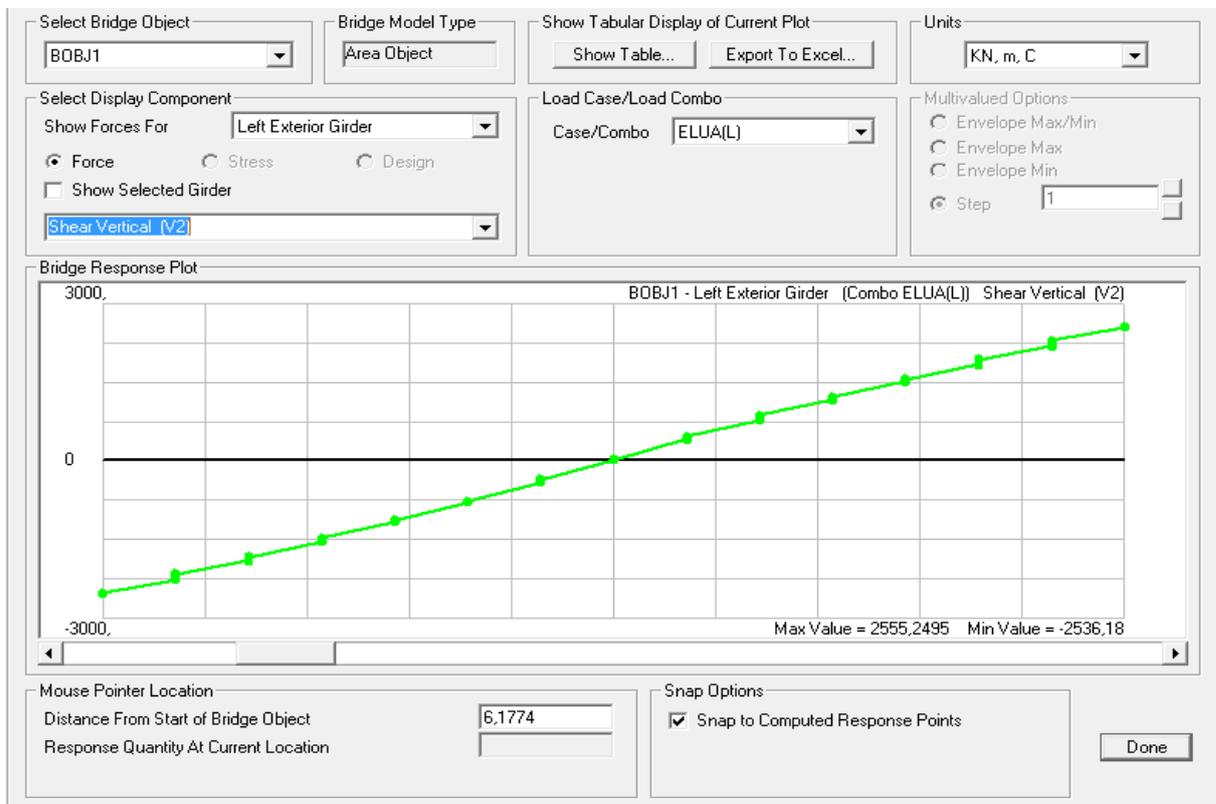


Figure 4-14: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU

Tableau 4-8: Effort tranchant maximum à l'ELS

| Action | Poutre gauche(KN) | Poutre droite(KN) |
|------------------|-------------------|-------------------|
| ELS A(L) | 1898,53 | 1510,73 |
| ELS Bc | 1831,33 | 1514,96 |
| ELS Bt | 1550,63 | 1311,98 |
| ELS Br | 1278,22 | 1055,03 |
| ELS Mc120 | 1771,37 | 1496,21 |
| ELS D280 | 1693,17 | 1380,62 |

Après avoir déterminé les efforts tranchants à l'Etat Limite de service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

G+Q+1,2A(L).

$T_{\max} = 1898,53\text{KN}$

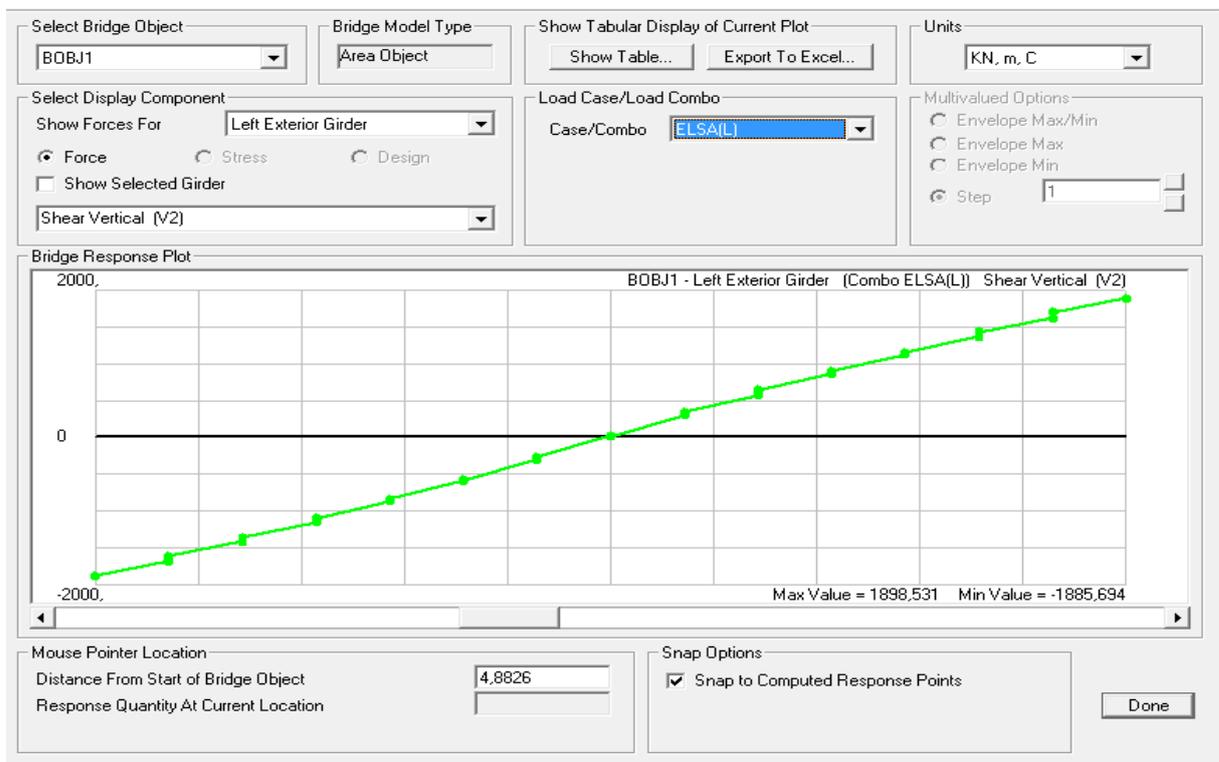


Figure 4-15: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELS

Tableau 4-9: Effort tranchant maximum à l'action sismique

| Action | Poutre gauche(KN) | Poutre droite(KN) |
|------------------|-------------------|-------------------|
| Suivant X | 1210.94 | 931.42 |
| Suivant Y | 1217.09 | 935.82 |
| Suivant Z | 1563.77 | 1132.04 |

Après avoir déterminé les moments maximum sous l'action de séisme, on déduit que l'effort le plus défavorable est suivant la direction Z.

$$T_{\max Z} = 1563,77 \text{ KN}$$

4.5.Vérification de la section d'acier :

4.5.1. Géométrie de la section

Les poutres se présentent comme suit :

$$H = 1500 \text{ mm}$$

$$H_w = 1410 \text{ mm}$$

$$B_{\text{inf}} = 800 \text{ mm}$$

$$B_{\text{sup}} = 700 \text{ mm}$$

$$t_{fi} = 50 \text{ mm}$$

$$t_{fs} = 40 \text{ mm}$$

$$t_w = 20 \text{ mm}$$

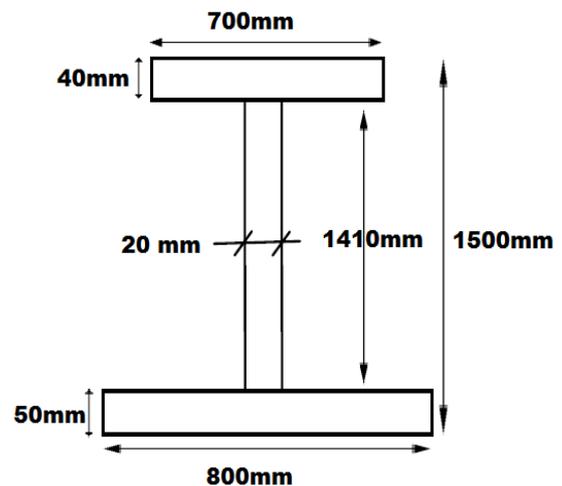


Figure 4-16: section de la poutre

➤ La classe de résistance :

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,81$$

➤ Semelle :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \varepsilon.$$

$$\frac{800}{2 \times 50} \leq 10 \varepsilon.$$

$$8 \leq 8,1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

➤ **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 124 \varepsilon.$$

$$\frac{1410}{20} \leq 124 \varepsilon$$

$$70,5 \leq 124 \varepsilon \implies \text{classe 3}$$

Or on a une âme de classe 3 non enrobé $\implies d = 1410 > (2 \times 20 \times t_w \times \varepsilon) = 650,89\text{m}$

Alors on peut reclasser à la section 02 \implies Donc on a un profilé PRS de classe 02.

4.5.2. Etude de la stabilité des poutres :

$$\begin{cases} M_{\max} = 17799,03 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 2555,25 \text{ KN} \end{cases}$$

4.5.2.1. La vérification au moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 17799,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\gamma_{M_0} = 1,1$$

$$Y = \frac{[(800 \times 50 \times 25) + (20 \times 1410 \times 755) + (700 \times 40 \times 1480)]}{[(800 \times 50) + (1410 \times 20) + (700 \times 40)]} = 662 \text{ mm}$$

$$I_Y = \frac{1410^3 \times 20}{12} + 2 \left(\frac{50^3 \times 800}{12} + 725^2 \times 50 \times 800 \right) = 4,67 \times 10^{10}$$

$$W_{pl,y} = \frac{I_Y}{Y} = \frac{4,67 \times 10^{10}}{662} = 70,54 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,rd} = \frac{70,54 \times 10^6 \times 355}{1,1} = 22766,41 \text{ KNm}$$

$M_{sd} = 17799,03 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 22766,41 \text{ KN.m} \implies$ **Condition Vérifier**

4.5.2.2. La vérification de l'effort tranchant pour l'âme :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,z,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$\text{Pour PRS : } A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 28200 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{28200 \times \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 5254,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 2555,25 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 5254,41 \text{ KN} \implies \text{Condition Vérifier}$$

4.5.2.3. Interaction moment – effort tranchant :

$$V_{sd} = 2555,25 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 5254,41 \text{ KN} \implies \text{Condition Vérifier}$$

$$V_{sd} = 2555,25 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl,z,rd} = 2627,20 \text{ KN} \implies \text{Condition Vérifier}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant

4.5.2.4. La vérification au voilement :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

$$\frac{d}{t_w} = 70,5 > 30 \times \varepsilon \times \sqrt{K\tau} = 56,15 \implies \text{donc il y a un risque de voilement.}$$

$K\tau$: Le coefficient de voilement par cisaillement ($K\tau = 5,34$) pour des raidisseurs seulement au niveau des appuis.

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \zeta_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

ζ_{ba} : la résistance post critique au cisaillement.

$$\lambda_w = \frac{(d/t_w)}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K\tau}}$$

$$\lambda_w = 1,007 \implies 0,8 \leq \lambda_w \leq 1,2$$

$$\zeta_{ba} = [1 - 0,625(\lambda_w - 0,8)] \frac{355}{\sqrt{3}} \implies \zeta_{ba} = 178,43 \text{ N/mm}$$

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \zeta_{ba}}{\gamma_{m1}} = \frac{1410 \times 20 \times 178,43}{1,1}$$

$$V_{ba,rd} = 4574,37 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 2555,25 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 4589,07 \text{ KN.}$$

Donc la sécurité vis-à-vis du voilement est assurée.

4.5.2.5. La vérification au déversement :

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement mais on doit le vérifier quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide. On doit vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \chi(lt) \times \beta_w \times F_y \times \frac{W_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$\beta_w = 1$$

$$\chi(lt) = \frac{1}{\phi(lt) + \sqrt{\phi(lt)^2 - \lambda(lt)^2}}$$

$$\phi(lt) = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda(lt) - 0,4) + \lambda(lt)^2]$$

Pour les PRS :

$$\alpha_{lt} = 0,49.$$

$$\lambda(lt) = \sqrt{\frac{W_{pl} \times F_y \times \beta_w}{M_{cr}}}$$

$$\lambda(lt) = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda(1)} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda(1) = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \text{€} = 73,39$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L_f}{i}$$

$$\text{Avec : } L_f = L = 29,5 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{I / A} = 696,74$$

$$\lambda_{lt} = 42,34$$

$$\lambda(lt) = \frac{42,34}{73,39} \times 1 = 0,57 > 0,4$$

$$\phi(lt) = 0,5 \times [1 + 0,49(0,57 - 0,4) + 0,57^2]$$

$$\phi(lt) = 0,7041$$

$$\chi(lt) = \frac{1}{0.7041 + \sqrt{0.7041^2 - 0.57^2}} = 0.894 < 1$$

$$M_{b,rd} = 0.894 \times 1 \times 70.54 \times 10^6 \times \frac{355}{1.1}$$

$$M_{sd} = 17776.65 \text{KNm} \leq M_{b,rd} = 20352.07 \text{KNm} \implies \text{Condition Vérifier}$$

4.5.2.6. Conclusion

- D'après les calculs on voit que la stabilité de la poutre est vérifiée par rapport aux moments fléchissant, aux efforts tranchants, au voilement.

4.6.L'assemblage

L'assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle pour assurer la continuité et la stabilité des ponts vis-à-vis de toutes les actions à court moyen et a long terme, pour cela il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et points des moments max. Dans notre cas, ou l'assemblage bout à bout des poutres d'épaisseurs différentes, le soudages est la technique la plus intéressante.



Figure 7-1 : Assemblage de deux profilées reconstitués soudées

4.6.1. Principe de soudure

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoqué par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi crée.



Figure 7-2 : la technique de la soudure

4.6.2. Différents joints de soudure :

Joint d'âme :

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 14mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes :

- Un chanfrein en V sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est inférieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein et de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 7mm.

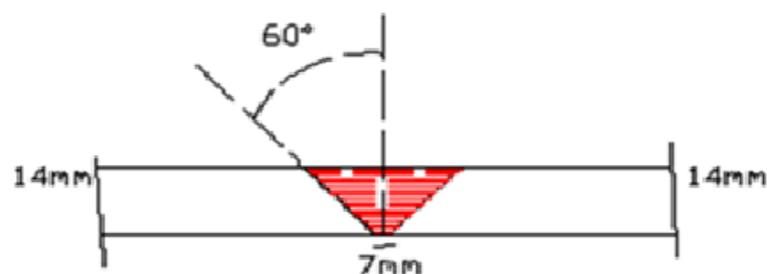


Figure 7-3 : Liaison d'âme

Joint de semelle :

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles des épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double V) sera utiliser lorsque l'épaisseur des tôles est supérieur à 15mm. Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.

- Un espacement de 9 à 10mm. À semelles supérieures, on a deux cas différents :
 - Soudure entre deux tôles de 20 et 35cm.
 - Soudure entre deux tôles de 35 et 45cm.

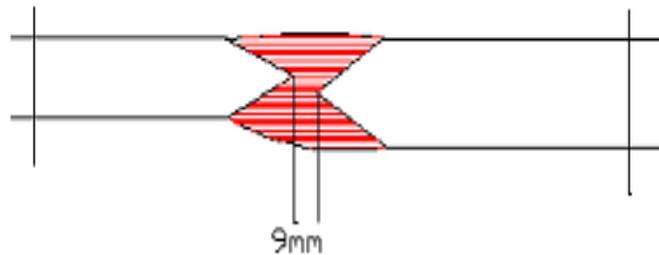


Figure 7-4 : Liaison de la semelle sup

- Aux semelles inférieures, on a deux cas différentes :
 - Soudure entre deux tôles de 35 et 45cm.
 - Soudure entre deux tôles de 45 et 70cm

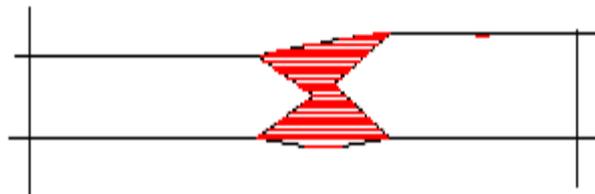


Figure 7-5: Liaison semelle inferieur

4.6.3. Calcul des soudures

Assemblage par soudure : est un dispositif qui permet de réunir et solidariser deux pièces entre elle par des liaisons intimes de la matière, obtenue par fusion ou plastification tel qu'il existe plusieurs procédés de soudage.

- **Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS :**

Soit :

V : l'effort tranchant,

μ : moment statique d'une semelle par rapport a Y

I : moment d'inertie de la section par rapport a Y

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw}} ;$$

σ ; τ_{\perp} ; τ_{\parallel} : Composante de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon

σ : Composante perpendiculaire a la section

τ_{\perp} : Composante dans le plan a la section perpendiculaire a l'axe longitudinal du cordon.

τ_{\parallel} : Composante dans le plan a la section parallèle a l'axe longitudinal du cordon.

β_w, γ_{mw} : Coefficient dépendant de la nuance d'acier.

μ : moment statique.

$$\tau_{\perp} = \sigma \text{ et } \tau_{\parallel} = \frac{V \times \mu}{2 \times a \times I}$$

Alors:„

$$\beta_w \frac{V \times \mu \times \sqrt{3}}{2 \times a \times I} \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$$

Ou :

$$a \geq \frac{\beta_w \times V \times \mu \times \sqrt{3} \times \gamma_{mw}}{2 \times f_u \times I}$$

$$\left. \begin{array}{l} I = 2 \times b \times t_f \times \left(\frac{d}{2}\right)^2 \\ \text{et } \mu = b \times t_f \times \frac{d}{2} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Donc } \frac{I}{\mu} = d$$

$$\tau_{//} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3}} \text{ Avec : } \tau_{//} \leq \frac{V}{d \times t_w}$$

$$V \leq \frac{t_w \times f_u \times d}{\sqrt{3}}$$

$$a \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{2 \times f_u \times d} \times \frac{t_w \times f_u \times d}{\sqrt{3}}$$

$$a \geq \beta_w \times \gamma_{mw} \times \frac{t_w}{2}$$

β_w et γ_{mw} : dépendent de la nuance d'acier.

Tableau 7-1 : paramètre dépendant de la nuance d'acier

| Nuance d'acier | | γ_{mw} | β_w | $\beta_w \times \gamma_{mw}$ |
|----------------|-------------|---------------|-----------|------------------------------|
| F_y (Mpa) | F_u (Mpa) | | | |
| 235 | 360 | 1,25 | 0,8 | 1 |

Donc on obtient

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{t_w}{2}$$

$$a = 1,2 \text{ cm}$$

Donc :

L'épaisseur du cordon entre semelle et âme est $a = 12 \text{ mm}$

- **Nettoyage des soudures :**

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il non seulement considérer la soudure elle même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les goûtes au voisinage des soudures.

4.6.4. Conclusion :

Les éléments de la poutre sont liés entre eux par des soudures très importantes, ces soudures qui peuvent donner à ces éléments une résistance devant l'action extérieurs ainsi le cisaillement pour cela et pour une bonne résistance il faut que la soudure satisfaisse a quelques conditions :

- Utiliser des soudures bout à bout avec un métal d'apport à pour caractéristiques mécaniques au moins égale à celle du métal de base,
- l'épaisseur de la soudure soit au moins égale à l'épaisseur de la plus pièces assemblées.

5.1.Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges des véhicules (civile, militaires exceptionnelles) et à transmettre ces derniers aux poutres, L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle est effectué par le logiciel SAP2000.

5.2.Les résultats numériques :

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après notre modèle, et on a pris la valeur maximum.

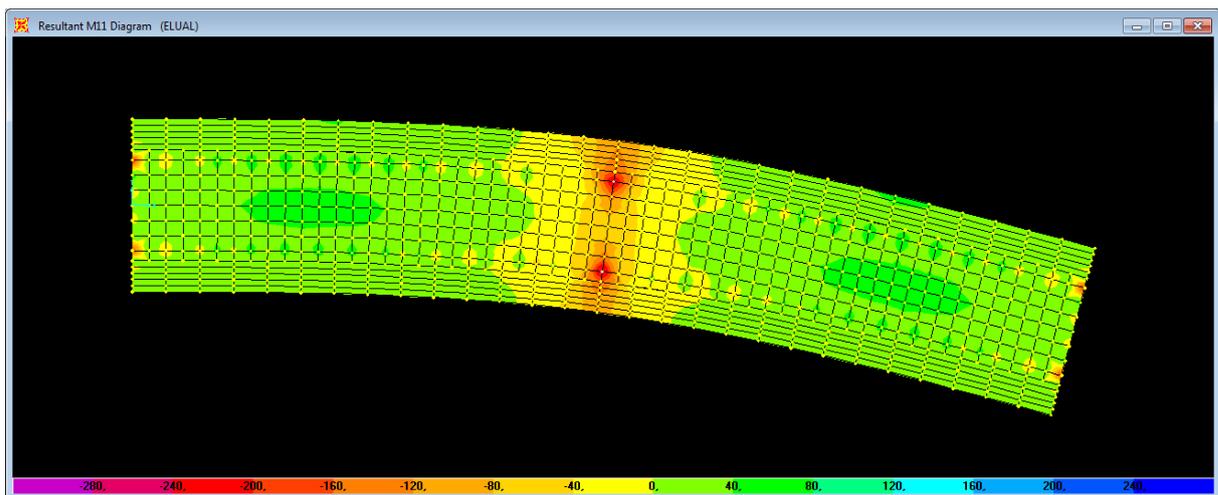


Figure 5-1 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle

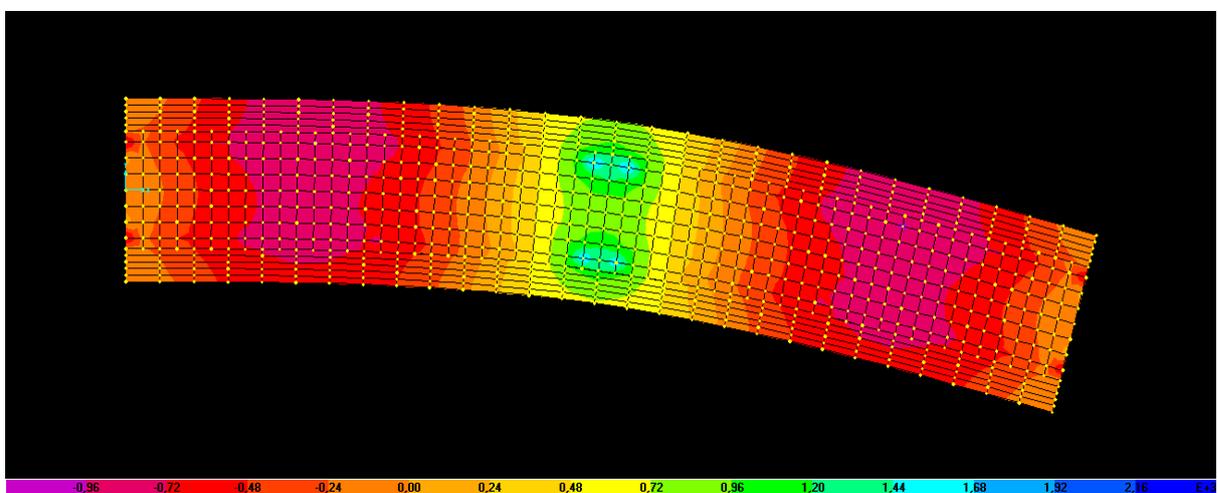


Figure 5-2 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle

Les tableaux suivants présentent les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS

Tableau 5-1 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.m)

| | | ELU | ELS |
|------------------------------------|---------------------------|----------|----------|
| M₁₁longitudinale | Mt_{max} | 256,45 | 190,42 |
| | Mapp_{max} | -312,352 | -232,06 |
| M₂₂transversale | Mt_{max} | 231,48 | 173,61 |
| | Mapp_{max} | -249,64 | -183,196 |

Tableau 5-2 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN)

| | ELU | ELS |
|------------------------------------|---------|---------|
| T₁₁longitudinale | 790,561 | 583,709 |
| T₂₂transversale | 435,957 | 323,15 |

5.3.Détermination de ferrailage

On a une dalle de 30cm d'épaisseur.

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur b=1m

- **Sens longitudinale :**

En travées :

ELU \Rightarrow $M_u = 256,45 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} \text{ Avec } \begin{cases} F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} & \phi = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5 \\ f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$F_{bc} = 19,83 \text{ MPa.}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{256,45 \times 10^{-3}}{1 \times (0,27)^2 \times 19,83} = 0,177$$

$\mu = 0,177 < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures, c'ad : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\text{On a } \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,177)}) = 0,246$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - (0,4 \times 0,246)) = 0,243 \text{ m}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,828 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{256,45 \times 10^{-3}}{0,243 \times 347,828} = 30,27 \text{ cm}^2$$

Choix : **14Φ20 = 43,96 cm²**. Avec : **esp = 24 cm**.

$$\underline{\text{ELS}} \implies M_s = 190,42 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifiée ces deux conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 228,6 \text{ Mpa} . \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

On a comme donnée :

$$\begin{cases} A_{st} = 43,96 \text{ cm}^2, \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence = 15

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : x = 0,1339 m

La valeur de l'inertie I est donnée par :

$$I = I_{bc} + n I_{sc} + n I_{st}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{(0,1339)^3}{3} + 15 (43,96 \times 10^{-4}) (0,27 - 0,1339)^2$$

$$I = 2,02 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{190,42 \times 10^{-3}}{2,02 \cdot 10^{-3}} (0,1339)$$

$$\sigma_{bc} = 12,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(190,42 \times 10^{-3})(0,27 - 0,1339)}{2,02 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 192,588 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

2.1.2. En appuis :

$$\text{ELU} \implies M_u = 312,352 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,216 < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow \text{Section à simple armatures}$$

$$\alpha = 0,31 \implies Z = 0,236 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{312,352 \times 10^{-3}}{0,236 \times 347,828} = 38,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 10\Phi 25 = 49,09 \text{ cm}^2. \text{ Avec : } esp = 23 \text{ cm.}$$

$$\text{ELS} \implies M_s = 232,06 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0$$

On a comme donnée :

$$\begin{cases} A_{st} = 49,09 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : $x = 0,1389 \text{ m}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x-d')^2 + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 2,158 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{232,06 \times 10^{-3}}{2,158 \cdot 10^{-3}} (0,1389)$$

$$\sigma_{bc} = 14,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(232,06 \times 10^{-3})(0,27 - 0,1388)}{2,158 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 211,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

En travées :

ELU \Longrightarrow $M_u = 231,48 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,16 < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures

$\alpha = 0,22 \Longrightarrow Z = 0.246 \text{ m.}$

Donc $A_s = \frac{231,48 \times 10^{-3}}{0.246 \times 347,828} = 27,02 \text{ cm}^2$

Choix : **12 Φ 20 = 37,68 cm². Avec : esp = 24 cm.**

ELS \Longrightarrow $M_s = 173,61 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0$$

On a comme donnée :

$$\begin{cases} A_{st} = 37,68 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : $x = 0,127 \text{ m}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x-d')^2 + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 1,838 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{173,61 \times 10^{-3}}{1,838 \cdot 10^{-3}} \times (0.127)$$

$\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 21 \text{ MPa} \Longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15(173,61 \times 10^{-3})(0.27 - 0.127)}{1,838 \times 10^{-3}}$$

$\sigma_{st} = 202,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \Longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

En appuis :

ELU \Longrightarrow $M_u = 249,64 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,17 < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures

$\alpha = 0,238 \Longrightarrow Z = 0,244 \text{ m.}$

Donc $A_s = \frac{249,64 \times 10^{-3}}{0.244 \times 347,828} = 29,41 \text{ cm}^2$

Choix : $8\Phi 25 = 39,27 \text{ cm}^2$. Avec : $\text{esp} = 24 \text{ cm}$.

ELS $\implies M_s = 183,196 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0$$

On a comme donnée :

$$\begin{cases} A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : $x = 0,1289 \text{ m}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x-d')^2 + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = 1,88 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{183,196 \times 10^{-3}}{1,88 \cdot 10^{-3}} (0,1289)$$

$\sigma_{bc} = 12,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 21 \text{ MPa} \implies$ **Condition Vérifiée.**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15(183,196 \times 10^{-3})(0,27 - 0,1288)}{1,88 \times 10^{-3}}$$

$\sigma_{st} = 206,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \implies$ **Condition Vérifiée.**

Tableau 5-3 : Choix de ferrailage de l'hourdi

| | | En travée | En appuis |
|-------------------|----------|--------------------------------|--------------------------------|
| Sens transversal | A_{st} | 14 Φ 20(43,96) ; esp=24cm | 10 Φ 25(49,09) ; esp=23cm |
| | A_{sc} | 0 | 0 |
| Sens longitudinal | A_{st} | 24 Φ 20(37,68) ; esp=24cm | 8 Φ 25(39,27) ; esp=24cm |
| | A_{sc} | 0 | 0 |

5.4. Résistance aux efforts tranchant

3.1. Sens transversal :

$$T_u = 435,957 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \implies \tau_u = \frac{435,957 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,61 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,61 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

3.2. Sens longitudinal :

$$T_u = 790,561 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \implies \tau_u = \frac{790,561 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 2,92 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,92 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

5.5. Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = (0,06 \times f_{c28}) + 0,6 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} \geq b \times d \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq (1 \times 0,27) \times \frac{0,23 \times 2,7}{400} = 4,19 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage minimum d'après l'R.P.A :

$$A_{smin} = A_{RPA} = 0,5\% \times S = 0,5\% \times (1 \times 0,3) = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc condition est vérifiée.

5.6. Condition de non poinçonnements

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

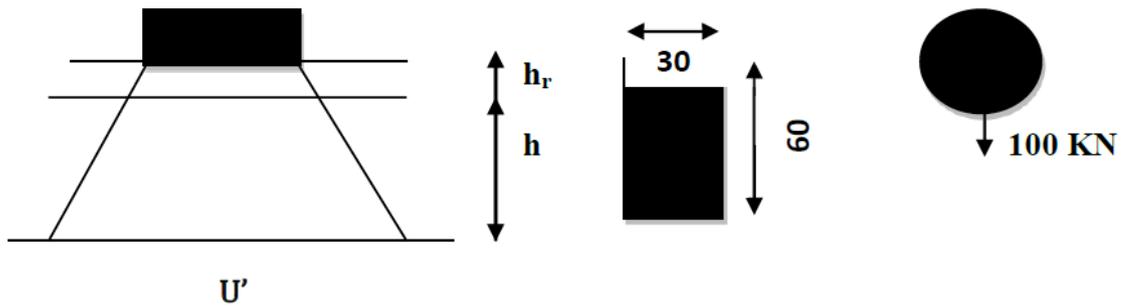


Figure 5-4 : La transmission de la charge « Br »

$$q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28

$$q_u = 1.5 \delta_{br} \cdot Q = 1.5 \times 1.062 \times 100$$

$$q_u = 159,3 \text{ KN.}$$

$$U_c = 2 \times (U_0 + V_0) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} U_0 = U + h + h_r \Leftrightarrow U_0 = 30 + 30 + 8 = 68 \text{ cm.} \\ V_0 = V + h + h_r \Leftrightarrow V_0 = 60 + 30 + 8 = 98 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec :

h_r : Hauteur du revêtement

$$U_c = 2(0.68 + 0.98) = 332 \text{ cm}$$

$$q_u = 159,3 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 3,32 \times 0,30 \times 35000}{1,5} = 1045,8 \text{ KN}$$

Condition vérifié \Rightarrow il n'y a pas de risque de poinçonnement

5.7. Les entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type PRS (poutres reconstituées soudées) qui a une limite élastique de 355MPa.

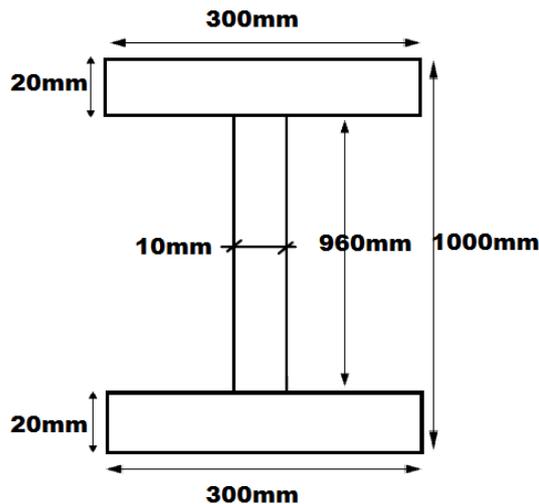


Figure 5-5 : Section de l'entretoise sur appuis

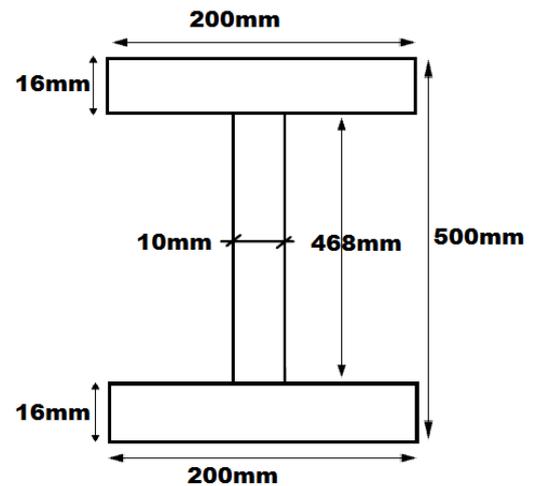


Figure 5-6 : Section de l'entretoise courante

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul SAP2000. Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

Tableau 5-4 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise

| | $M_{\max}(\text{KN.m})$ | $T_{\max}(\text{KN})$ |
|-----------------------|-------------------------|-----------------------|
| Entretoise courantes | 228,53 | 77,97 |
| Entretoise sur appuis | 143,02 | 43,48 |

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{\text{adm}}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2 = 142000 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau = \frac{77,97 \times 10^2}{96 \times 1} = 81,21 \text{ Kg/cm}^2 \leq 142000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Verifier}$$

➤ **En travée :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau = \frac{43,48 \times 10^2}{46,8 \times 1} = 92,9 \text{ Kg/cm}^2 \leq 142000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifier}$$

Donc notre entretoise est vérifiée et il résiste au cisaillement.

5.8. Les connecteurs :

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

5.8.1. Le choix du connecteur :

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

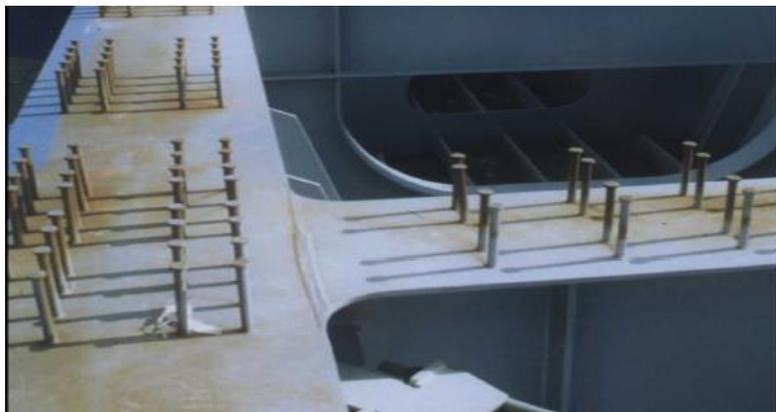


Figure 5-7 : Connecteurs de type gougeons

5.8.2. Dimensionnement d'un goujon :

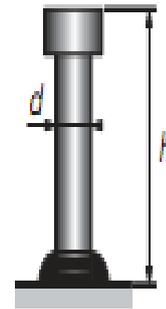
d: le diamètre se situe dans les gammes allant de 16 à 22mm.

$16 \leq d \leq 22 \implies$ soit $d = 22\text{mm}$

h : la hauteur du connecteur $h \geq 4 \times d$

$h \geq 4 \times 22$

$h \geq 88 \implies$ On prend $h = 100\text{mm}$



5.8.3. Espacement des connecteurs

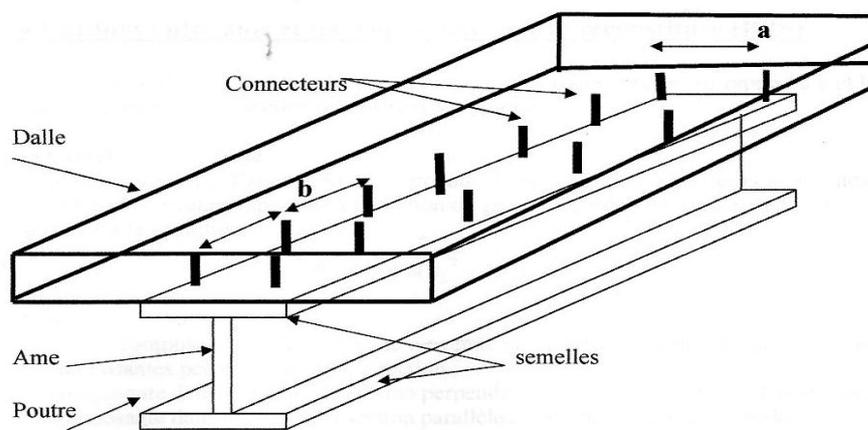


Figure 5-8 : La connexion de la dalle avec la poutre

➤ **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs:**

$b \leq \min(4 \times ed ; 80)\text{cm}$;

ed : épaisseur de la dalle

$b \leq \min(4 \times 30 ; 80)\text{cm}$;

$b \leq \min(120 ; 80)\text{cm}$

b=80cm.

➤ **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés:**

L'espacement (a') entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit

$a' = \min(100\text{mm} ; 9 \times t_f \sqrt{235/f_y})$;

La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 235\text{ MPa}$,

$a' = \min(100\text{mm} ; 360\text{mm})$;

$a' = 100\text{mm}$.

Donc : $a = 700 - (2 \times a')$

$a = 700 - (2 \times 100) = 500\text{mm}$

➤ **Tronçon 3** [14,75 – 22,125] : L=7,375m

$$V = 1369,318 \text{ KN.}$$

$$E_p = \frac{89,28}{1369,318} = 0,065 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre de connecteur } N = \frac{7,375}{0,065} = 114 \text{ connecteurs.}$$

➤ **Tronçon 4** [22,125 - 29,5] : L=7,375m

$$V = 2555,25 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{89,28}{2555,25} = 0,034 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre de connecteurs } N = \frac{7,375}{0,034} = 216 \text{ connecteurs}$$

Le nombre totale de connecteurs = 650 goujons

6.1.Introduction

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées «Connecteurs ».
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook, la variation relative de la longueur est :

$$\text{Pour l'acier: } \epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton: } \epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

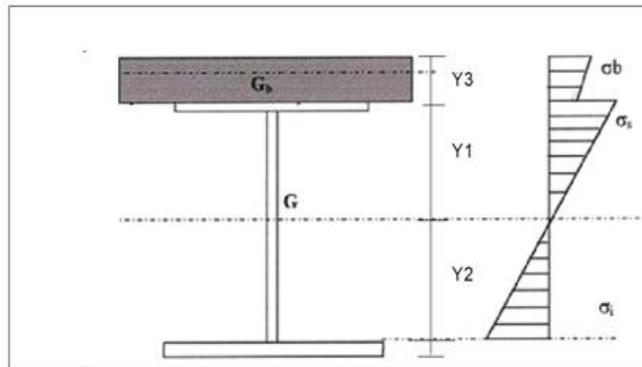


Figure 6-1 : Diagramme des contraintes dans la section mixte

D'après la première hypothèse on a :

$$\epsilon_a = \epsilon_b \implies \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_a et E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit plusieurs valeurs de **n** correspondant à tous les types de sollicitation

Tableau 6-1 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée

| Sollicitation | Champ d'application | n |
|------------------------|---------------------|----------|
| Charge instantanée | Surcharge | 6 |
| Charge de longue durée | Ccp | 18 |
| Effet différés | Retrait | 15 |
| Charge de longue durée | Cp | ∞ |

6.2.Position du centre de gravité de section mixte

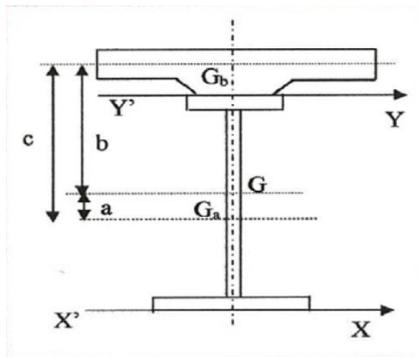


Figure 6-2 : Position du centre de gravité de section mixte

- Largeur de la dalle participante :

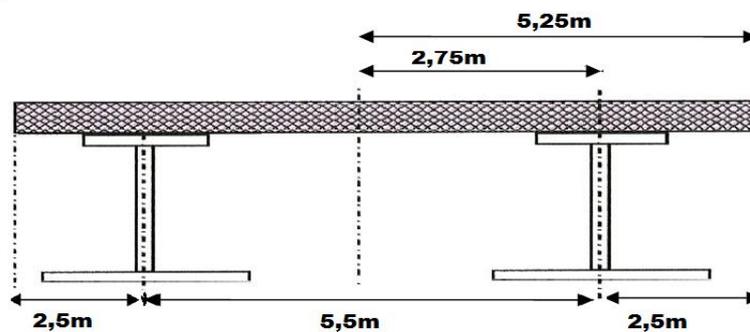


Figure 6-3 : Largeur de la dalle participante

$$b_{\text{eff}} = \frac{5,5}{2} + 2,5 = 5,25\text{m}$$

- Centre de gravité de la section d'acier :

$$Y_{GA} = (\sum si \times yi) / \sum si$$

$$Y_{GA} = \frac{[(800 \times 50 \times 25) + (20 \times 1410 \times 755) + (700 \times 40 \times 1480)]}{[(800 \times 50) + (1410 \times 20) + (700 \times 40)]}$$

$$Y_{GA} = 66,25 \text{ cm}$$

- Centre de gravité de la section du béton :

$$Y_{GB} = (\sum si \times yi) / \sum si$$

$$Y_{GB} = 19,7 \text{ cm}$$

- Centre de gravité de la section mixte :

$$Y_G = (\sum si \times yi) / \sum si$$

$$Y_G = 80,85 \text{ cm}$$

- Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier :

$$C = 103,45 \text{ cm}$$

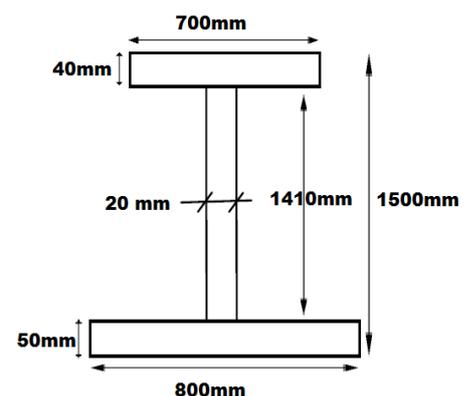


Figure 6-4: section de la poutre

6.3. Inertie d'une section mixte

$$\text{Section homogénéisée } S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton

n : coefficient d'équivalence

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n} \right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times C^2 \right)$$

I_A : Moment d'inertie / Δ

S_A : Moment statique / Δ

$$V' = \frac{S/D}{B} : \text{Distance du CDG de la fibre inférieure.}$$

I_0 : Moment d'inertie / CDG

Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$

Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$

B : Section de la poutre.

$$I_A = I_0 + (B \times Z^2)$$

- Caractéristique géométrique de section du béton :

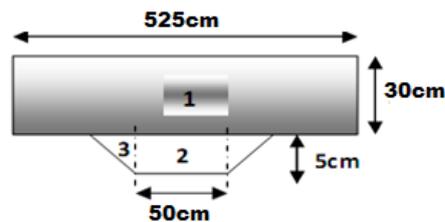


Figure 6-5 : Section du béton

Tableau 6-2 : La détermination des caractéristiques de la section du béton

| Désignation | Dimension | B (cm ²) | Z (cm) | $S_A = B \times Z$ | I_0 (cm ⁴) | I_A (cm ⁴) |
|-------------|-------------|----------------------|--------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 525×30 | 15750 | 20 | 315000 | 1181250 | 1496250 |
| 2 | 50×5 | 250 | 2.5 | 625 | 520.83 | 527,08 |
| 3 | 2×[5×(5/2)] | 25 | 3.33 | 83.25 | 34.72 | 45,81 |
| | TOTAL | 16025 | | 315708,25 | | 1496822,89 |

$$V' = S_A / B = 19,7 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - (S_A \times V')$$

$$I_{Gb} = 1264192,225 \text{ cm}^4$$

$$I_{Gb} = 1,264 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

- **Caractéristique géométrique de la section d'acier :**

Tableau 6-3 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier

| Désignation | Dimension | A (cm ²) | Z (cm) | S _Δ =A×Z | I ₀ (cm ⁴) | I _Δ (cm ⁴) |
|-------------|-----------|----------------------|--------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 80×5 | 400 | 2,5 | 1000 | 833,33 | 3333,33 |
| 2 | 2×141 | 282 | 75,5 | 21291 | 467203,5 | 2074674 |
| 3 | 70×4 | 280 | 148 | 41440 | 373,33 | 6133493,33 |
| | TOTAL | 962 | | 63731 | | 8211500,66 |

$$V' = S_{\Delta}/A = 66,25 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - (S_{\Delta} \times V')$$

$$I_{Gb} = 3989321,91 \text{ cm}^4$$

$$I_{Gb} = 3,989 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

- **Caractéristique de la section mixte :**

$$S_n = A + (B/n)$$

Avec :

$$A = 962 \text{ cm}^2$$

$$B = 16025 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} S_{\infty} = 962 \text{ cm}^2 \\ S_{18} = 1582,27 \text{ cm}^2 \\ S_{15} = 2030,33 \text{ cm}^2 \\ S_6 = 3632,83 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte :**

$$\text{Ce qui donne} \Rightarrow \begin{cases} a_n = \frac{B \times C}{n \times S_n} \\ a_{\infty} = 0 \text{ cm.} \\ a_{18} = 58,20 \text{ cm.} \\ a_{15} = 54,43 \text{ cm} \\ a_6 = 76,05 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :**

$$\text{Ce qui donne} \Rightarrow \begin{cases} b_n = \frac{A \times C}{S_n} \\ b_{\infty} = 103,45 \text{ cm.} \\ b_{18} = 62,89 \text{ cm.} \\ b_{15} = 49,02 \text{ cm.} \\ b_6 = 27,39 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie de la section mixte :**

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n} \right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times C^2 \right)$$

Ce qui donne \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} I_{\infty} = 3,989 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_{18} = 9,85 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_{15} = 9,49 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_6 = 11,77 \times 10^6 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$

- **Détermination des caractéristiques de la section mixte :**

$$V_{bn} = b_n + 19,7$$

$$V_{sn} = b_n - 19,7$$

$$V_{in} = a_n + 66,25$$

Tableau 6-4 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte

| N | ∞ | 18 | 15 | 6 |
|--|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| $S_n \text{ (cm}^2\text{)}$ | 962 | 1582,27 | 2030,33 | 3632,83 |
| $a_n \text{ (cm}^2\text{)}$ | 0 | 58,20 | 54,43 | 76,05 |
| $b_n \text{ (cm)}$ | 103,45 | 62,89 | 49,02 | 27,39 |
| $I_G \text{ (cm}^4\text{)}$ | $3,989 \times 10^6$ | $9,85 \times 10^6$ | $9,49 \times 10^6$ | $11,77 \times 10^6$ |
| $V_{bn} \text{ (cm)}$ | 123,15 | 82,59 | 68,72 | 47,09 |
| $W_b = \frac{I}{V_{bn}} \text{ (cm}^3\text{)}$ | 32391,39 | 119263,83 | 138096,62 | 249946,91 |
| $V_{sn} \text{ (cm)}$ | 83,75 | 43,19 | 29,32 | 7,69 |
| $W_s = \frac{I}{V_{sn}} \text{ (cm}^3\text{)}$ | 47629,85 | 228062,05 | 323669,85 | 1530559,17 |
| $v_{in} \text{ (cm)}$ | 66,25 | 124,45 | 120,68 | 142,3 |
| $W_i = \frac{I}{V_{in}} \text{ (cm}^3\text{)}$ | 60211,32 | 79148,25 | 78637,72 | 82712,28 |

6.4. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarités de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto-équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

6.4.1. Effets du retrait :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

✓ Hypothèse de calcul :

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3. $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement (Figure a et b).

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

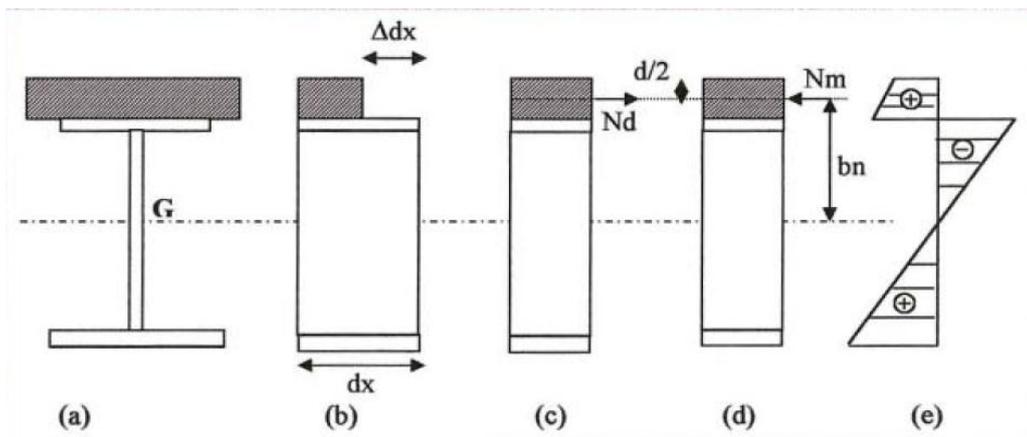


Figure 6-6 : Effets du retrait du béton dans la section mixte

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r$$

Avec:
$$\begin{cases} E_b = \frac{E_a}{n} \\ \epsilon_r: \text{coefficient de retrait.} \end{cases}$$

En considérant que $\Delta dx = \epsilon_r \times dx$ (figure b),

Avec ϵ_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\epsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$.

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité $b_n (n=15)$ une force de réaction (figure d), et on obtient :

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m b_n = \sigma_b \omega$

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métalliques sont données par les relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \implies \sigma_{a1} = -\eta \beta \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n \implies \sigma_{a2} = -\eta \left(\sigma_b \times \frac{\omega}{I} \right) V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \implies \sigma_{b1} = \beta \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n \implies \sigma_{a2} = \left(\sigma_b \times \frac{\omega}{I} \right) V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta \beta \sigma_b - \eta \left(\sigma_b \times \frac{\omega}{I} \right) V_a$
- Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \sigma_b - \left(\sigma_b \times \frac{\omega}{I} \right) V_b$.

$$\beta = \frac{B_{15}}{A + B_{15}} = \frac{16025/15}{962 + 16025/15} = 0,526$$

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15} = 49,02 \times (16025/15) = 52369,7 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 19,83 \times 52369,7$$

$$M_{15} = 1038491,15 \text{ kg.cm}$$

❖ **Contraintes résultantes :**

- Dans le béton : $\sigma_{br} = \sigma_b (1 - \beta) - (M / W_b) = 1,88 \text{ kg/cm}^2$.
- Dans l'acier: $\sigma_{sr} = - \eta \beta \sigma_b - \eta (M / W_s) = -204,59 \text{ kg/cm}^2$.
- $\sigma_{ir} = - \eta \beta \sigma_b + \eta (M / W_i) = 41,63 \text{ kg/cm}^2$

❖ **Contraintes pondérées dues au retrait :**

$$\alpha = 1,32$$

- $\sigma_{br} = 1,32 \times 1,88 = 2,48 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{sr} = 1,32 \times (-204,59) = -270,06 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{ir} = 1,32 \times 41,63 = 54,95 \text{ kg/cm}^2$

6.4.2. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

- Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique de :

$$\varepsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$$

ε_t : coefficient de retrait dû à la différence de température..

- Dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0^\circ\text{C}$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra $n = 6$.

$$\sigma_b = \varepsilon_t \frac{E_a}{n} = \pm 10^{-4} \times \frac{2,1 \times 10^6}{6}$$

$$\sigma_b = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_6}{A + B_{15}} = \frac{16025/6}{962 + 16025/6} = 0,735$$

$$W_6 = b_6 \times B_6 = 27,39 \times (16025/6) = 73154,125 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = 35 \times 73108,475$$

$$M_6 = 2560394,375 \text{ kg.cm}$$

❖ Contraintes résultantes:

- Dans le béton : $\sigma_{bT} = \sigma_b (1 - \beta) - (M / W_b) = 0,968 \text{ kg/cm}^2$
- Dans l'acier: $\sigma_{sT} = - \eta \beta \sigma_b - \eta (M / W_s) = -164,38 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{iT} = - \eta \beta \sigma_b + \eta (M / W_i) = 31,38 \text{ kg/cm}^2$

❖ Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{b0} = + 35 \text{ kg/cm}^2 & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bT} = 1,5 \times 0,968 = 1,452 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{sT} = 1,5 \times -164,38 = -246,57 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{iT} = 1,5 \times 31,38 = 47,07 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{➤ } \sigma_{b0} = - 35 \text{ kg/cm}^2 & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bT} = -1,452 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{sT} = 246,57 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{iT} = - 47,07 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

6.5.Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_{\max} \leq \tau_{\text{adm}}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0,6 \times \sigma_e = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ Kg/mm}^2$$

Effort tranchant maximal: $T = 2555,25$ (ELU A(l)).

$$\tau_{\max} = \frac{T}{h_w \times t_w} = \frac{2555,25 \times 10^2}{1410 \times 20} = 9,06 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\tau_{\max} \leq \tau_{\text{adm}}$$

$$9,06 \text{ Kg/mm}^2 \leq 21,3 \text{ Kg/mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

7.1. Introduction

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (culée), elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « **appareils appuis** » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.



Figure 7-1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis

7.2. Le rôle des appareils d'appuis

Transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

7.3. Les types des appareils d'appuis

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents type :

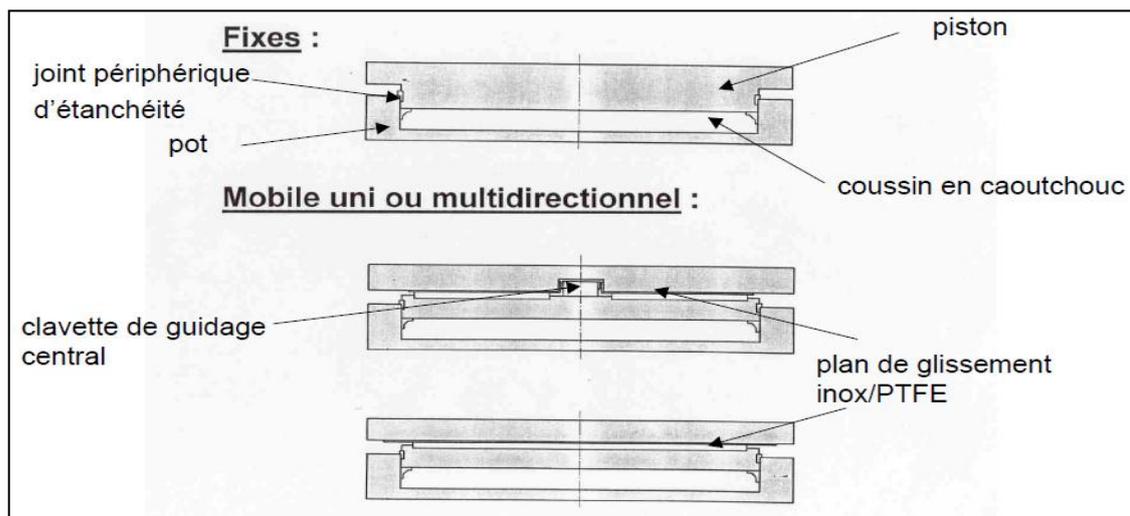


Figure 7-2 : Appareils d'appuis à pot

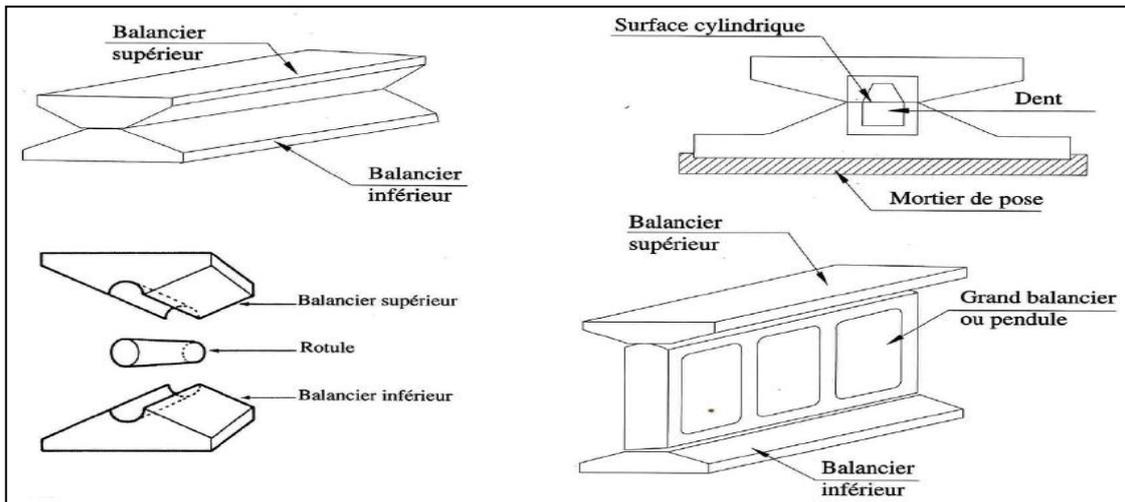


Figure 7-3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier

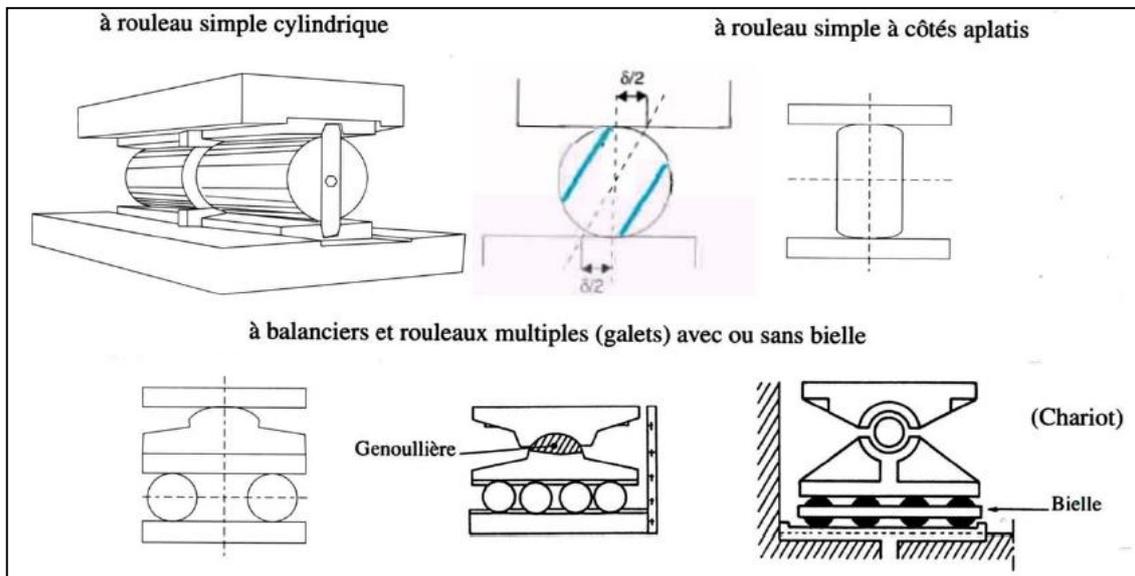


Figure 8-4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

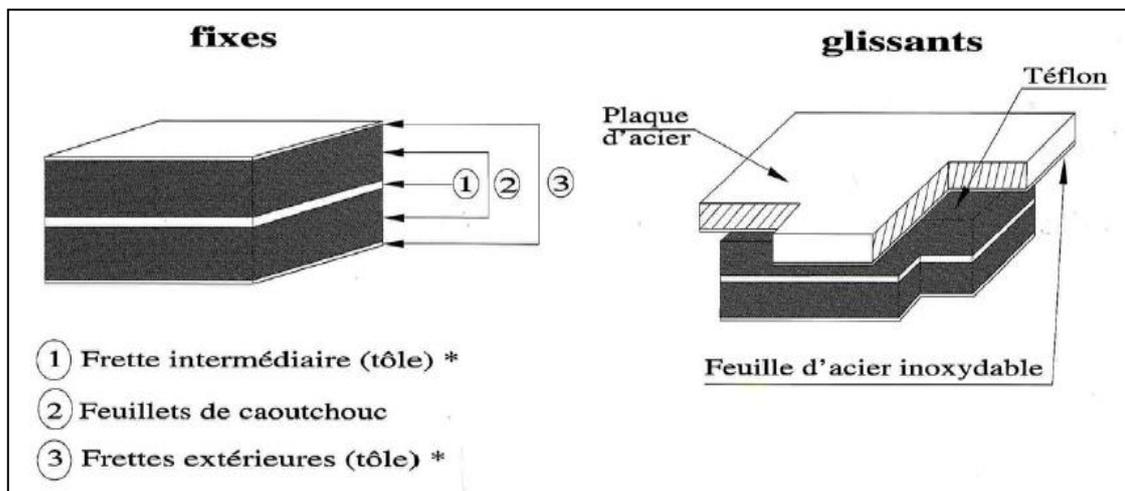


Figure 7-5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

Dans notre projet on utilise Les appareils d'appuis en élastomère fretté qu'ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

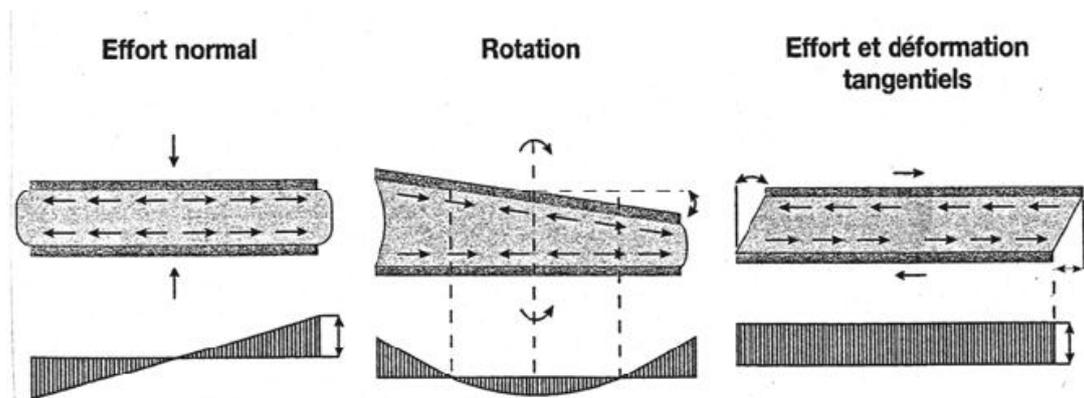


Figure 7-6 : Sollicitations supporté par l'appareil d'appui

La désignation de l'appareil d'appuis est : $a \times b \times n(t+e)$

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t : épaisseur d'une feuille élémentaire.

e : épaisseur d'un frette intermédiaire.

a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

- $\sigma \approx 150 \text{ bars}$.
- Module d'élasticité: $G = 0,8 \text{ Mpa}$.
- Epaisseur d'une couche d'élastomère $t = 12 \text{ mm}$

7.4. Variation linéaire du tablier

Elle est due essentiellement au retrait, fluage, et la température.

7.4.1. Retrait :

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = \frac{100 - 60}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

Avec :

$$L_r = 29,5 \text{ et } \varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = 2,95 \text{ mm.}$$

7.4.2. Fluage :

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = \frac{100-40}{100} \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times 2,5 \times L_r$$

Avec :

σ_m : la contrainte de compression de la fibre neutre du tablier ($\sigma_m = 6.5 \text{ MPa}$).

E_{ij} : module d'élasticité du béton ($E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$).

$$\Delta L_f = 7,99 \text{ mm}$$

7.4.3. Température :

$$\text{Longue durée } \Delta L_t = \pm 25 \cdot 10^{-5} L = \pm 7,375 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée } \Delta L_t = \pm 35 \cdot 10^{-5} L = \pm 10,325 \text{ mm}$$

7.5. Dimensionnement des d'appareils d'appuis

7.5.1. Aire de l'appareil d'appuis :

La détermination de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux comme suit :

$$N_{\max} = 1914,48 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 795,985 \text{ KN}$$

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1.5

$$\begin{cases} \sigma_{\max} \leq \frac{\bar{\sigma}_1}{1.5} \\ \frac{\sigma_{\min}}{1.5} \geq \bar{\sigma}_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{N_{\max}}{a * b} \leq \frac{15000}{1.5} \\ \frac{N_{\min}}{a * b} \geq 1.5 \times 2000 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} N : \text{réaction verticale maximale sur l'appui} \\ \sigma_{\text{moy}} : \text{contrainte moyenne de compression} = 150 \text{bars} = 1500 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \end{cases}$

$$0,1914 \text{m}^2 \leq a \times b \leq 0,265 \text{m}^2$$

On propose que **b = 40cm** car on ne doit pas dépasser la largeur de la poutre.

7.5.2. Hauteur nette de l'élastomère (T) :

La condition à vérifier :

$$T \geq \frac{\mu}{0.5}$$

μ : Déformation (retrait + fluage + température).

$$\mu = 2,95 + 7,99 + 7,375 = 18,315 \text{mm.}$$

$$T \geq \frac{18,315}{0.5} \Rightarrow T \geq 36,63 \text{mm.}$$

On prend $T = 60 \text{ mm.}$

$t = 12 \text{ mm}$ fixée par les normes (D'après Le Tableau FREYSSINET)

$T = n \times t \Rightarrow$ On admet $n = 5$ feuillets

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 300 \leq a \leq 600$$

On prend $a = 50 \text{cm.}$

$$0,1914 \text{m}^2 \leq a \times b \leq 0,265 \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

7.5.3. Epaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy}} \times a}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec :

σ_e : limite élastique des frettes = 2150 Kg/cm² pour l'acier E24 avec $e \leq 3 \text{ mm}$ {SETRA Bulletin technique}

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+B) \times 2t} = 9,25$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_{\max}}{a \times b} = 95,724 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{95,724 \times 50}{2150 \times 9,25} = 0,24 \text{mm}$$

$1,12 \leq e \leq 3 \text{mm.}$ On prend $e = 3 \text{ mm.}$

Donc la désignation de l'appareil d'appui est : **500×400×5 (12+3)**

7.6.Vérification des appareils d'appui

Pour la vérification de l'appareil d'appui, il faut établir la répartition des efforts horizontaux cette dernière, au niveau des appareils d'appuis, se fera avec l'influence des déformations des appuis.

7.6.1. Répartition des efforts horizontaux :

- **Dus à des charges dynamiques (freinage, vent, séisme) :**

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

$$\text{Soit } \begin{cases} H : \text{l'effort horizontal} \\ K_i : \text{la rigidité de l'appui} \end{cases}$$

❖ Les charges de freinage :

Le freinage le plus défavorable est celui de B_c . Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

❖ Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 3KN/m^2 .

L'effort du vent est :

$$H_v = f \times q \times S$$

Avec :

S : La section latérale sur laquelle agit le vent est = $29,5 (1.5 + 0.08 + 0.3) = 55,46 \text{ m}^2$.

q : pression du vent = 3 KN/m^2 .

- $f = \frac{1}{2}$ en phase de chantier.
- $f = \frac{2}{3}$ pour le reste.
 - $H_v = 83,19 \text{ KN}$ en phase de chantier.
 - $H_v = 110,92 \text{ KN}$ pour le reste.

❖ Effet de séisme :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

On applique au tablier une force statique équivalente.

$$H_s = \xi_s \times G$$

Avec :

ξ_s : coefficient d'accélération

- Horizontalement $\xi_s = 40\%$
- Verticalement $\xi_s = 27\%$

G : Poids propre du tablier = 405,474 t/ml.

- Effort horizontal dû au séisme : $H_s = 162,19$ t.
- Effort vertical dû au séisme : $H_s = 109,47$ t.

- **Effort dû à la déformation lente (retrait, fluage, température) :**

Le déplacement maximum est donné par la formule suivante :

$$H = \frac{\mu \times G \times a \times b}{T}$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversal.

- G = 0.8 MPa pour un effort lent.
- G = 1.6 MPa pour un effort instantané.

- H = 48,84 KN pour un effort lent
- H = 97,68 KN pour un effort instantané

- **Due à des charges statiques :**

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

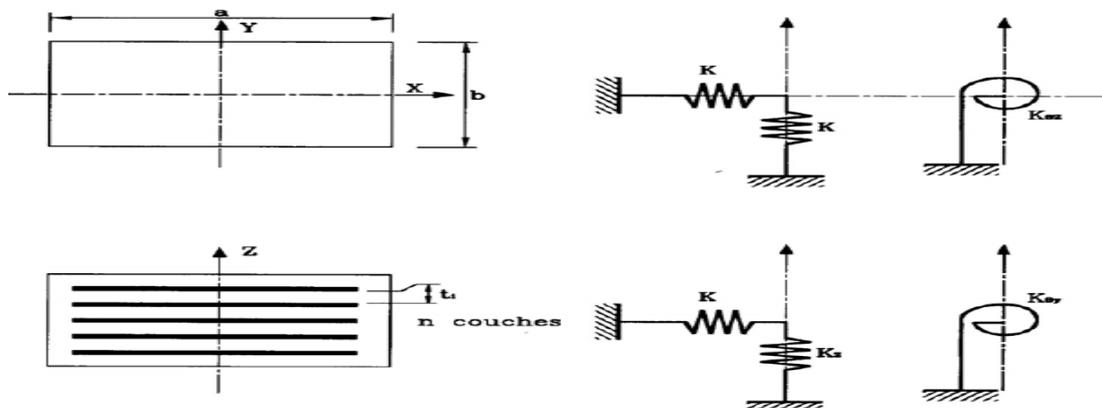


Figure7-7: Présente la modélisation par ressort

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Tableau 7-1: Les raideurs des appareils d'appuis

| Raideur | Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3 | Formules simplifiées |
|-------------------------|--|----------------------|
| K_x et K_y | $A \frac{G_b}{T_e}$ | $A \frac{G_b}{T_e}$ |
| K_z | $\left[\sum \frac{t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G_b \times S_I^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$ | ∞ |
| $K\theta$ rectangulaire | $G_b \frac{a'^5 b'}{n t_i^3 K_s}$ | 0 |
| $K\theta$ circulaire | $G_b \frac{\pi D'^6}{512 n t_i^3}$ | 0 |
| $K\theta_z$ | - | 0 |

Pour notre cas on prend les formules simplifiées :

$$K_x = K_y = \frac{A G_b}{T_e}$$

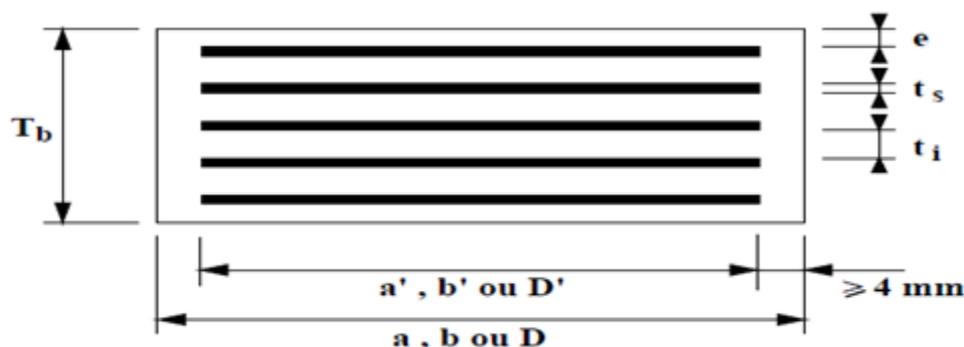


Figure 7-8: Schéma montre les frettes de l'appareil d'appuis

épaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2e$$

$$T_e = 5 \times 12 + 2 \times (3) = 66 \text{ mm}$$

$$K_x = K_y = \frac{0,2 \times 160}{0,066}$$

$$K_x = K_y = 484,84 \text{ t/m}$$

- **Déplacement en tête de l'appareil d'appui:**

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T \times H}{n \cdot G \cdot A}$$

Avec :

A : Aire de l'appareil d'appui (500 x 400) mm².

T = 60 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis, n = 6

H = 1 (Charge unitaire).

G : Module d'élasticité transversal.

- G = 0.8 MPa (statique).
- G = 1.6 MPa (dynamique).

$$\text{➤ } U_{s1} = \frac{0.06 \times 1}{6 \times 0.8 \times 0.2} = 0,0625 \text{ m.}$$

$$\text{➤ } U_{s2} = \frac{0,06 \times 1}{6 \times 1,6 \times 0,2} = 0,03125 \text{ m.}$$

7.6.2. Vérification des contraintes :

- **Limitation des contraintes de cisaillement:**

Résistance à la compression :

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$N_{max} = 1914,48 \text{ KN.}$$

$$\sigma_m = \frac{1,91448}{0,2} = 9,5724 \leq 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Sollicitation sous charge verticale :

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage.

$$\tau = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} < 2,8 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$$

$$\beta = 9,25$$

$$\tau = \frac{1,5 \times 9,5724}{9,25}$$

$$\tau = 1,55 \text{ MPa} \leq 2,8 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal :

Sous un déplacement lent (déformation lente)

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0.5 G = 0,4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_H = \frac{0,8 \times 0,018315}{0,06} = 0,2442 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Condition de non glissement :**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{0,795985}{0,2} = 3,98 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

$$H < f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H_{Bc} = 0,3 \text{ MN.}$$

N: L'effort de compression vertical.

$$N = 1914,48 \text{ KN.}$$

f : Le coefficient de frottement.

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0,25$$

$$H = 0,3 < 0,25 \times 1,91448 = 0,48 \text{ Mn} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Limitation de la distorsion :**

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$P = \frac{P_u}{P_c} < 0,25$$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

B : Aire nominale de l'appui (B= 0,2 m²).

d: Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère (d=0,015 m).

h: Hauteur total de l'appareil d'appuis (h=0,075 m).

G: Module de cisaillement (G=0,8 MPa).

$$S: \text{Facteur de forme ; } S = \beta = \frac{a \cdot b}{(a+b)2t} = 9,25$$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} = 10,96 \text{ MN.}$$

$$P_u = N_{\max} = 1,91448 \text{ MN}$$

Donc :

$$P = \frac{P_u}{p_c} = \frac{1,91448}{10,96} = 0,175 < 0,25 \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Condition de non flambement**

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

$$\gamma_s = 3$$

$$P_u = 1,91448$$

$$P_c = 10,96 \text{ MN}$$

$$3 \times 1,91448 = 5,74 < P_c = 10,96 \text{ MN} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Remarque :

Toutes les vérifications sont bonnes ; donc le choix de l'appareil d'appui est bon.

7.7. Les dés d'appui :

7.7.1. Fonction des dés d'appui :

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

7.7.2. Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

$$A = a + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

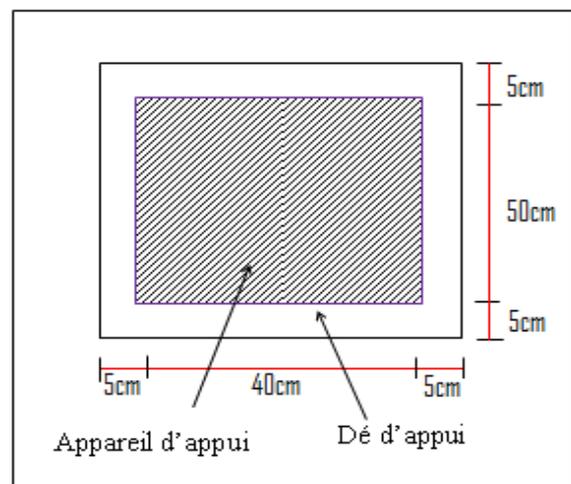


Figure 7-9 : Les dimensions de dé d'appui

7.7.3. Ferrailage de dé d'appui:

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{\max}

$$A = \frac{0,04 \times N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\mu \cdot f_{t28}}\right) = 228,6 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{0,04 \times 1,91448}{228,6} = 3,35 \text{ cm}^2$$

On adopte : $8\Phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2$ dans les deux sens.

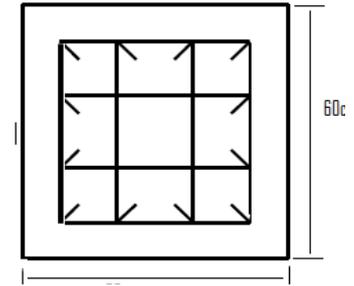


Figure 7-10 : Ferrailage de dé d'appui

7.8. Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.



Figure 7-11 : Joint de chaussée

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ 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.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

❖ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance d'hiatus.

Absence de bruits de vibration

❖ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

❖ **Etanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

❖ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

7.8.1. Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivant :

- ✓ Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement du au freinage.
- ✓ Déplacement dû aux variations linaires plus déplacement dû au séisme, déplacements horizontaux dus à la variation du tablier.

W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\text{On doit vérifier } \begin{cases} \Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < w \\ \Delta T + \Delta_{\text{séisme}} < 1.3w \end{cases}$$

$$\Delta T = \Delta_{\text{ret}} + \Delta_{\text{fluage}} + \Delta_{\text{température}} = 1,8315 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T \times H_{\text{frai}}}{G \times S}$$

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{T \times H_s}{G \times S}$$

G : module de déformation transversale (**G = 160 t/m²**)

A : Aire de l'appareil d'appui (500 x 400) mm².

T = 60 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0,06 \times 30 / 2}{160 \times 0,2} = 2,8 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{0,06 \times 162,19 / 6}{160 \times 0,2} = 5,07 \text{ cm}$$

- $\Delta T + \Delta_{\text{freinage}} = 1,8315 + 2,8 = 4,6135 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$
- $\Delta T + \Delta_{\text{séisme}} = 1,8315 + 5,07 = 6,9 \text{ cm} < 1,3 \times 6 = 7,8 \text{ cm}$

On choisira un joint de type W_d60 capable d'assurer un soufflé de 60mm

Tableau 7-2 : La fiche technique du joint de chaussée Wd60

| A _{max} (mm) | B _{max} (mm) | C _{max} (mm) | D _{max} (mm) | H | E | P (KN) |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-----|-------|-----------|
| 125 | 245 | 185 | 80 | 55 | 200 | 65 |
| A _{min} (mm) | B _{min} (mm) | C _{min} (mm) | D _{min} (mm) | L | F | |
| 65 | 185 | 125 | 20 | 200 | 52,50 | |

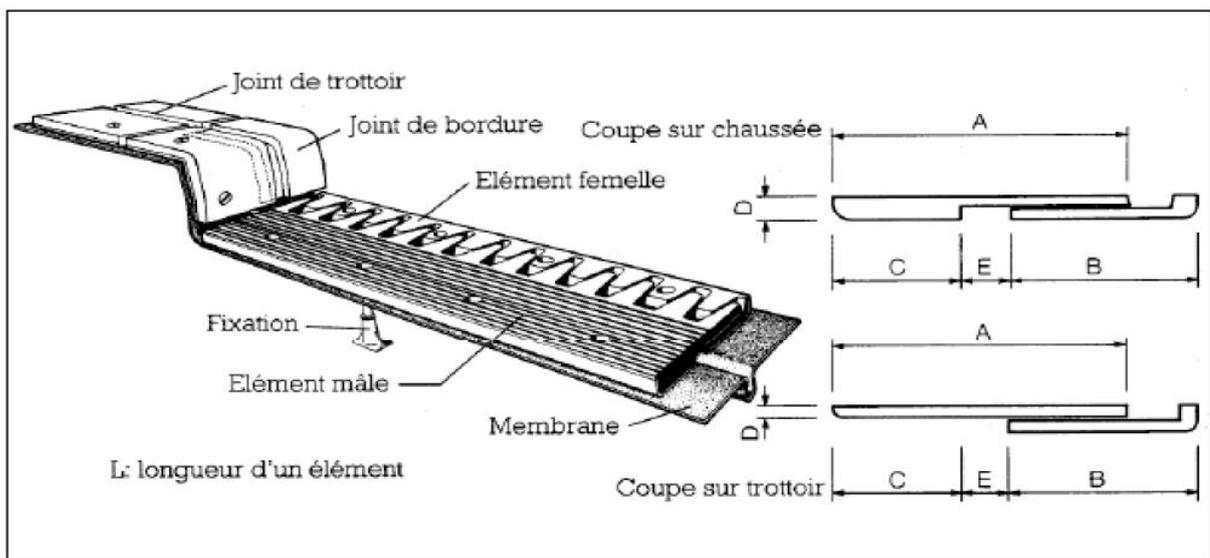


Figure 7-12 : Joint de la chaussée

7.9.Evacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est 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) côté(s) de la chaussée puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée. 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 qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, 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 d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

8.1.Introduction

Une pile est un appui intermédiaire d'un pont .son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation .elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux.

La pile est soumise a des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent,...) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier.....).

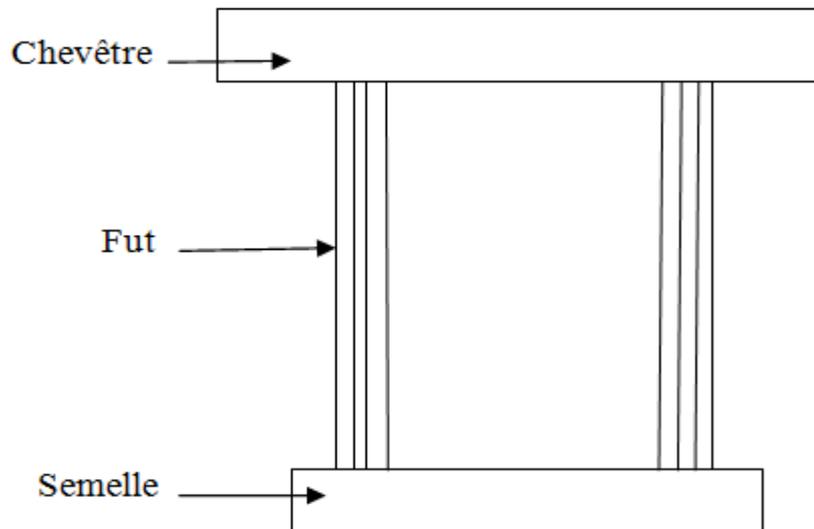


Figure 8-1 : Conception de la pile

8.2.Choix de la pile

Concernant l'ouvrage on va choisir une pile à deux futs rectangulaire creuses en fonction de la hauteur des piles pour assurer l'équilibre de la pile sous les charges et les surcharges appliquées, le but des piles creuses est d'alléger la structure pour éviter l'enfoncement des pieux a une profondeur importante.

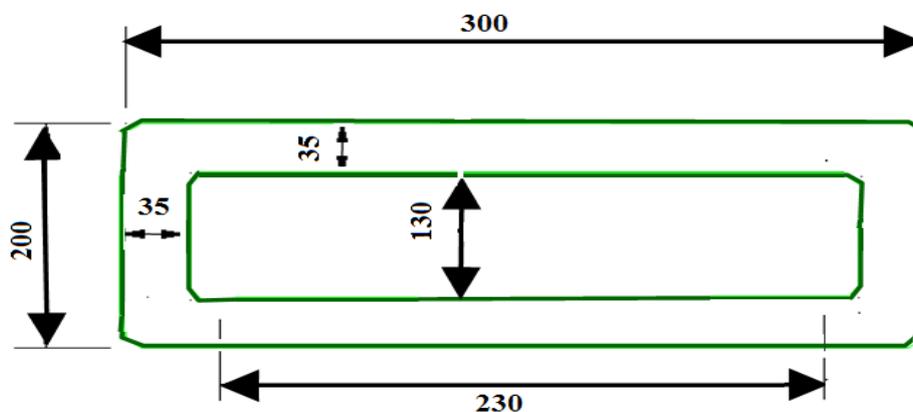


Figure 8-2 : Dimonsions de la pile creuses

8.3.Critères de dimensionnement de la pile :

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

Les dimensions sont comme suit :

➤ La hauteur de la pile :

D'après la brèche à franchir $H = 16,24\text{m}$.

La hauteur des futs $H_f = 13,24\text{m}$.

➤ Dimensions du fut :

- Dimensions de la tête de pile « chevêtre » :

La largeur = 2m.

La hauteur = 1,5m.

La longueur = 9,8m.

- Dimensions de la semelle :

Largeur = 6m.

L'épaisseur = 1,5m.

La longueur = 9,6m

Le dessin qui suit n'est pas à l'échelle.

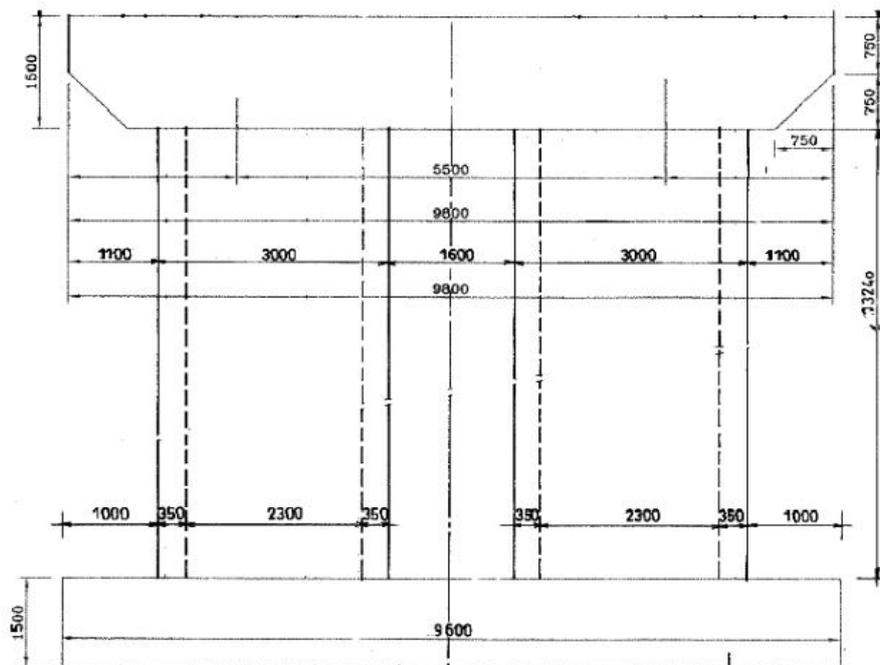


Figure 8-3 : Dimonsions de la pile

8.4.Détermination des sollicitations

➤ Efforts verticaux :

- **Poids propre du tablier** : $G = 405,47\text{t}$ (la charge permanente pour une seule travée).
- **Poids propre du chevêtre** : $P_c = 73,5\text{t}$
- **Surcharge A(L)** : $A(L) = 226,62\text{t}$
- **Futs** : $P_f = 199,26\text{t}$
- **Semelle** : $P_s = 2160\text{t}$
- **Séisme** : $H_v = 109,47\text{t}$

➤ Effort horizontaux :

- **Variation linéaire du tablier** : $H_{VL} = 4,88\text{t}$
- **Freinage** : $H_f = 30\text{t}$
- **Séisme** : $H_s = 162,19\text{t}$

8.5.Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément porteur, il joue un rôle actif dans le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, séisme...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

Il est modélisé comme une poutre appuyée sur quatre appuis aux extrémités de chaque fut

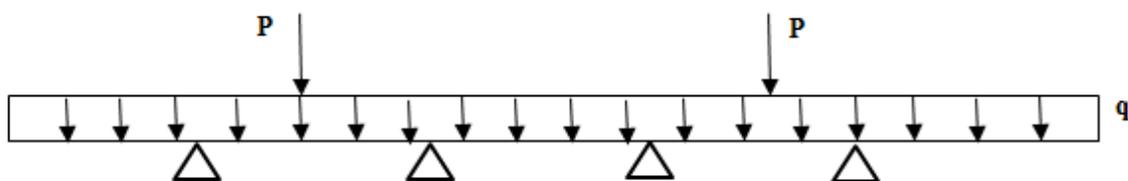


Figure 8-4 : Modélisation du chevêtre

• Combinaison d'action :

E.L.U : $1,35G + 1,5Q + 1,6A(L)$.

E.L.S : $G + Q + 1,2A(L)$

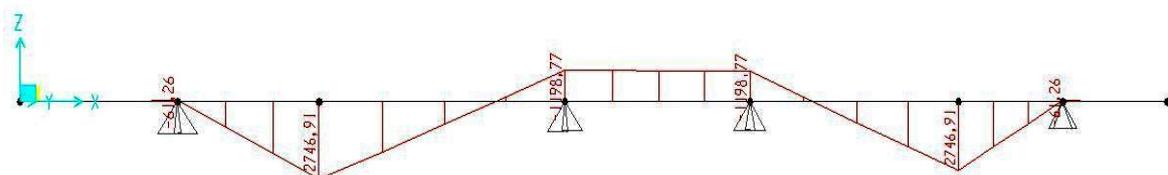


Figure 8-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

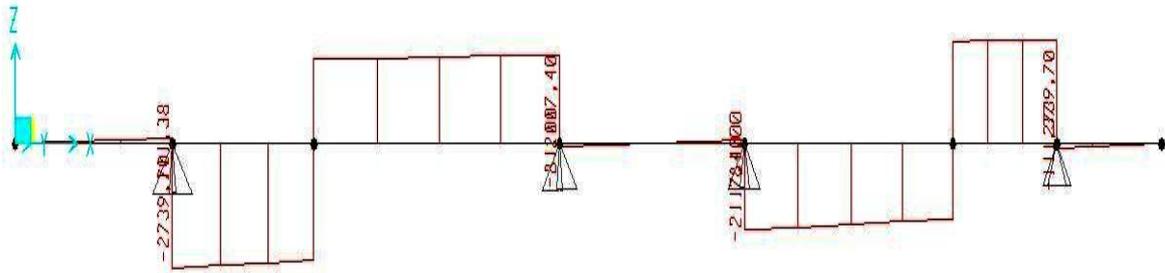


Figure 8-6 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

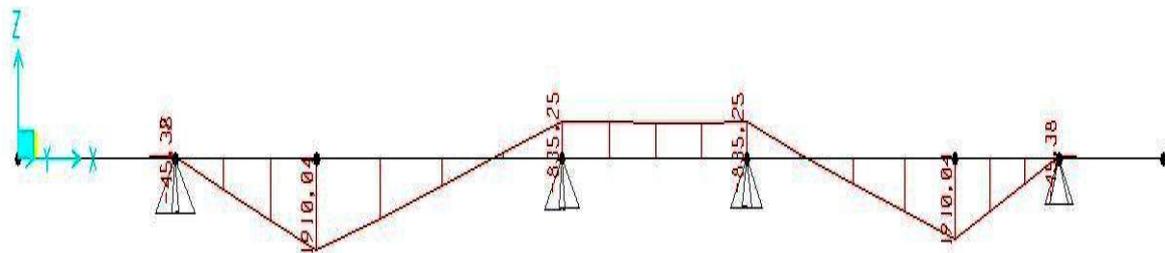


Figure 8-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S.

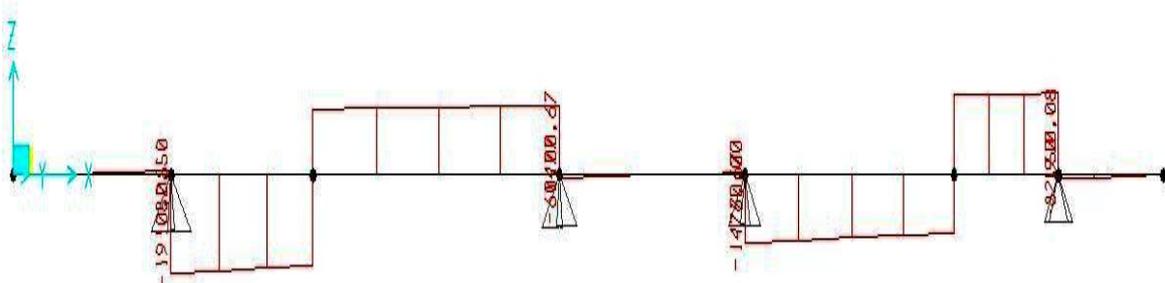


Figure 8-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S.

Le tableau suivant présente les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants pour les deux combinaisons ELU et ELS

Tableau 8-1 : Les effort tranchant et moments fléchissant de chevrete

| | ELU | ELS |
|------------------------|---------|----------|
| $M_{t_{max}}$ (KN.m) | 2746,91 | 1910,04 |
| $M_{app_{max}}$ (KN.m) | 1198,77 | 835,24 |
| T_{max} (KN) | 2731,74 | 1910,083 |

8.5.1. Ferrailage du chevêtre à la flexion :

- Armateur longitudinale

Armatures inférieures (en travée) :

$$\text{ELU} \implies M_u = 2746,91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{2746,91 \times 10^{-3}}{2 \times (1,35)^2 \times 15,3} = 0,049$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b} \\ F_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{cases} \quad F_{bc} = 15,3$$

MPa.

$\mu = 0,049 < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures, c'ad : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\text{On a : } \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,049)}) = 0,063$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,35 \times (1 - (0,4 \times 0,063)) = 1,31 \text{ m}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,828 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{2746,91 \times 10^{-3}}{1,31 \times 347,828} = 60,28 \text{ cm}^2$$

Choix : $10\Phi 32 = 80,38 \text{ cm}^2$.

$$\text{ELS} \implies M_s = 1910,04 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifiée ces deux conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 207,3 \text{ Mpa} . \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

Détermination de la position de l'axe neutre : $\frac{b}{2}x^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0$

On a comme donnée :

$$\begin{cases} A_{st} = 80,38 \text{ cm}^2, \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence = 15

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : $x = 0,347 \text{ m}$

La valeur de l'inertie I est donnée par : $I = I_{bc} + n I_{sc} + n I_{st}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{2 \times (0,347)^3}{3} + 15 (80,38 \times 10^{-4}) (1,35 - 0,347)^2$$

$$I = 0,148 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} x = \frac{1910,04 \times 10^{-3}}{0,148} (0,347)$$

$$\sigma_{bc} = 4,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(1910,04 \times 10^{-3})(1,35 - 0,347)}{0,148}$$

$$\sigma_{st} = 194,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Armature supérieures (en appuis) :

$$\text{ELU} \implies M_u = 1198,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,021 < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow \text{Section à simple armatures}$$

$$\alpha = 0,027 \implies Z = 1,33 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{1198,77 \times 10^{-3}}{1,33 \times 347,828} = 25,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 10\Phi 20 = 31,4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{ELS} \implies M_s = 835,24 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

On a comme donnée :

$$\begin{cases} A_{st} = 31,4 \text{ cm}^2, \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : $x = 0,23 \text{ m}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 0,068 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} x = \frac{835,24 \times 10^{-3}}{0,068} (0,23)$$

$$\sigma_{bc} = 3,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(835,24 \times 10^{-3})(1,35 - 0,23)}{0,068}$$

$$\sigma_{st} = 206,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

8.5.2. Résistance aux efforts tranchant :

$T_u = 2731,74$ KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \implies \tau_u = \frac{2731,74 \times 10^{-3}}{2 \times 1,35} = 1,01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) = 2,7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset ; \frac{b}{10} \right) = \min (4,28 ; 3,2 ; 15)$$

On adopte **16Ø14** (24.63 cm²)

8.6. Les efforts sollicitant de la pile

Combinaison fondamentale :

ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6(A_L + Q_t) + 1,6Q_f + 0,8Q_{vl}$

ELS : $G + 1,2(A_L + Q_t) + 0,6Q_{vl} + 1,2Q_f$

Combinaison accidentelle :

ELA : $G + 0,6(A_L + Q_t) + 0,5Q_{vl} + Q_s$

Tableau 8-2 : Les efforts sollicitant la pile à L'ELU

| | V(KN) | H(KN) | Z(m) | M(KN /m) |
|--|----------|--------|-------|----------|
| Poids du tablier | 5473,899 | / | / | / |
| Surcharge A(l) + Q_t | 3633,12 | / | / | / |
| Chevêtre | 992,25 | / | / | / |
| Fut | 2690,01 | / | / | / |
| Semelle | 2916 | / | / | / |
| Variation linéaire Q_{vl} | / | 39,07 | 14,74 | 575,89 |
| Freinage Q_f | / | 480 | 14,74 | 7075,2 |
| Total | 15705,28 | 519,07 | / | 7651,09 |

Tableau 8-3 : Les efforts sollicitant la pile à L'ELS

| | V(KN) | H(KN) | Z(m) | M(KN /m) |
|------------------------|----------|-------|-------|----------|
| Poids du tablier | 4054,74 | / | / | / |
| Surcharge A(l) + Qt | 2724,84 | / | / | / |
| Chevêtre | 735 | / | / | / |
| Fut | 1992,6 | / | / | / |
| Semelle | 2160 | / | / | / |
| Variation linéaire Qvl | / | 29,30 | 14,74 | 431,882 |
| Freinage Qf | / | 360 | 14,74 | 5306,4 |
| Total | 11667,18 | 389,3 | / | 5738,28 |

Tableau 8-4 : Les efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle

| | V(KN) | H(KN) | Z(m) | M(KN /m) |
|------------------------|----------|---------|-------|-----------|
| Poids du tablier | 4054,74 | / | / | / |
| Surcharge A(l) + Qt | 1362,42 | / | / | / |
| Chevêtre | 735 | / | / | / |
| Fut | 1992,6 | / | / | / |
| Semelle | 2160 | / | / | / |
| Séisme Vs | 1094,77 | | | |
| Variation linéaire Qvl | / | 24,42 | 14,74 | 359,95 |
| Séisme Hs | / | 1621,89 | 14,74 | 23906,66 |
| Total | 11399,53 | 1646,31 | / | 24266,61 |

- Etude du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$l_f: \text{longueur de flambement} = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{\text{pile}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 14,74 = 10,42 \text{ m}$$

$$i : \text{Rayon de giration; pour une section caisson} : i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 0,58$$

$$\text{Donc} : \lambda = \frac{10,42}{0,58} = 18,05 < 50 \implies \text{Il n'y a pas de risque de flambement}$$

8.7.Ferraillage de la pile

D'après le R.P.O.A une pièce fléchie est un élément soumis à la flexion simple ou déviée, si $\sigma_{cm} \leq 0,07 f_{cj}$.

Avec :

σ_{cm} : est la contrainte moyenne de compression dans une section S sous l'effort normal

$$\sigma_{cm} = \frac{N}{S} = \frac{7,86}{3,01} = 2,61$$

$$0,07 f_{cj} = 0,07 \times 27 = 1,89 \text{ Mpa}$$

D'où :

$\sigma_{cm} > 0,07 f_{c28} \implies$ la pièce est comprimée.

Nous avons utilisé le SOCOTEC pour déterminer le ferraillage des futs.

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 7,86 \text{ MN} \\ Mu = 3,83 \text{ MN} \\ \text{béton } 27 \text{ Mpa} \\ \text{Acier } f_e = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

D'après le SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferraillage minimal donné par le R.P.O.A.

▪ Armatures longitudinales :

$$0,5\% < P_g < 3\%$$

$$B = 3,01 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% B = 150,5 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferraillage de $22\Phi 32 = 176,84 \text{ cm}^2$

✓ Espacement

$$e_{sp} = \frac{P}{n} = \frac{10}{50} = 20 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 20 cm.

✓ Longueur de raccordement :

$$l_r \geq 24\phi_l = 24 \times 3,2 = 76,8 \text{ cm} \implies \text{On prend } l_r = 80 \text{ cm.}$$

▪ Armatures transversales :

La formule de Φ_t est donnée par : $\Phi_t > \frac{\Phi}{3} = 10,66 \text{ mm.}$

On prend : $\Phi_t = 14 \text{ mm.}$

$$e_p = \min (15\Phi_l ; 40 \text{ cm} ; D+10 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On prend : $e_p = 30 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{160}{16} \times \frac{400}{235} \times \frac{256}{100}$$

$A_t \geq 45,6 \text{ cm}^2$ donc on prend $16\Phi 20$ (50,24 cm) avec un esp de 25 cm.

8.8.La semelle de liaison

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

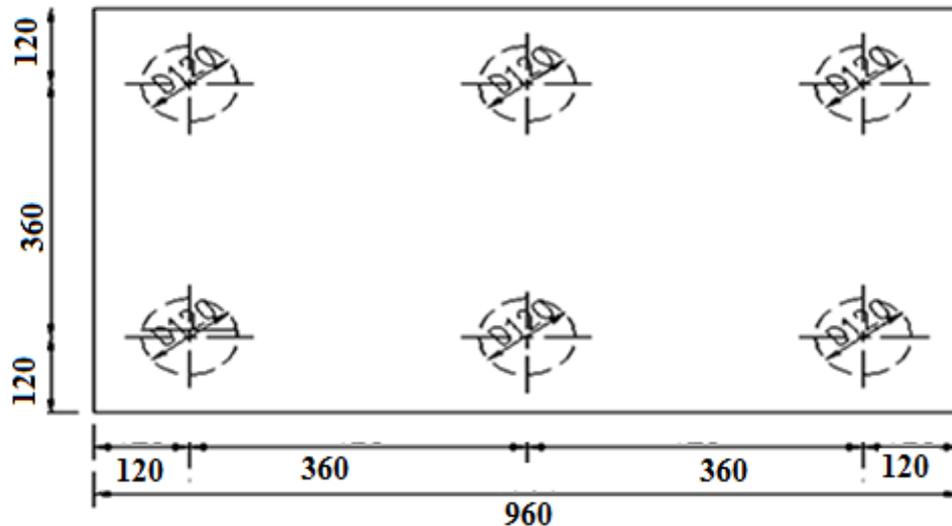


Figure 8-9 : Vue en plan de la semelle

8.8.1. Pré dimensionnement de la semelle

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \varnothing \Rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \Rightarrow L \geq 3,6 \text{ m.}$$

On prend :

$$L = 3,6 \text{ m.}$$

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \varnothing p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1 \text{ m}$$

On prend :

$$A = 6,00 \text{ m}$$

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6,00 ; 1,2] \Rightarrow B \geq 6,3$$

Donc on choisit une semelle filante de longueur $B = 9,6 \text{ m}$

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre $\varnothing = 1,2 \text{ m}$.

La hauteur de la semelle est : $H = 1,5 \text{ m}$;

$$\text{Donc, les dimensions de la semelle sont : } \begin{cases} A = 6,00 \text{ m} \\ B = 9,6 \text{ m} \\ H = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

8.8.2. Détermination de ferrailage

On applique la méthode des bielles :

$$\sigma = \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u.V}{I} \text{ avec } \begin{cases} N_u = 1207,93 \text{ t} \\ M_u = 4587,96 \text{ t.m} \end{cases}$$

Soit la section d'un pieu : $S = \pi.r^2$

On a 2 files de 3 pieux $\implies I = 2 \times 3 \times S \times 1,5^2 = 13,5 \times S$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = 1.5 \text{ m} \\ \Omega : \text{section des pieux} = 6 \times S \end{cases}$$

La réaction sur chaque pieu est : $R = \sigma \times S$

$$R = S \left(\frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u.V}{I} \right) = S \left(\frac{N_u}{6 \times S} \pm \frac{M_u.V}{13,5 \times S} \right) \implies R = \frac{N_u}{6} \pm \frac{M_u.V}{13,5}$$

$$\text{D'ou } \begin{cases} R_1 = 3,08 \text{ MN} \\ R_2 = 4,97 \text{ MN} \end{cases}$$

$$F_s = \frac{R_{\max}}{\tan \theta} = \frac{R_{\max}}{\left(\frac{d}{x}\right)} = 385 \text{ t}$$

$$A_{su} = \frac{1,1 \times F}{\sigma_{st}} = \frac{1,1 \times 385}{40000/1,15} = 121,7 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales sont placées dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour largeur telle que :

$$L = h_s + \varnothing_p = 1,60 + 1,20 = 2,80 \text{ m}$$

On adoptera comme ferrailage : **28Φ25 = 137,45 cm²**

Entre les différentes bandes, on placera les armatures de répartition telle que :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{137,45}{3} = 45,82 \text{ cm}^2$$

On adopte: **10Φ25 (49,09cm²)**

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{500}$$

$$\frac{137,45 \times 10^{-4}}{1,5} \geq \frac{0,23 \times (2,22)}{500}$$

$$1,64 \times 10^{-3} \geq 1,02 \times 10^{-3} \implies \text{Condition Vérifié.}$$

- **Armatures longitudinales inférieures dans les semelles :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs et les pieux de fondation.

$$A_L = \frac{A_s}{3} = \frac{137.45}{3} = 45.82 \text{ cm}^2$$

On prendra comme ferrailage : $10\Phi 25 = 49,09 \text{ cm}^2$

A la base des cadres verticaux on placera des armatures transversales sous forme de chaise $\Phi 14$, une chaise par m^2 .

8.9. Calcul des pieux :

8.9.1. Calcul de la portance des pieux :

Les couches stratigraphiques de la zone de l'emplacement du pont sont constituées des argiles graveleuses (A_g) ainsi que les schistes.

On calcul la force portante du pieu par la formule suivante :

$$Q_t = \frac{Q_P}{2} + \frac{Q_f}{3} \quad \text{avec } \begin{cases} Q_l : \text{force portante limite.} \\ Q_P : \text{force portante de pointe.} \\ Q_f : \text{force portante de frottement latéral} \end{cases}$$

Les coefficients 2 et 3 sont des coefficients de sécurité adoptés pour l'effort de pointe, et le frottement latéral

- **Les caractéristiques du sol**

Les pieux de notre pile sont fondés dans deux couches :

a. Couche 1

$$\text{On a: } \begin{cases} \gamma = 1,9 \text{ t/m}^3 \\ C = 3 \text{ t/m}^2 \\ \varnothing = 30^\circ \\ \text{Profondeur} = 1 \text{ m} \end{cases}$$

b. Couche 2

$$\text{On a: } \begin{cases} \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \\ C = 5 \text{ t/m}^2 \\ \varnothing = 30^\circ \\ \text{Profondeur} = 14 \text{ m.} \end{cases}$$

On détermine l'ancrage critique par la formule :

$$H_c = 3 \times B$$

Avec :

B: diamètre du pieu : $B = 1,2 \text{ m}$

$$H_c = 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ m}$$

La longueur d'ancrage est donnée par la formule

$$L_a = L_i + H_c$$

Li : profondeur de la couche sus jacente à partir de la surface du terrain naturel jusqu'à toit de la couche porteuse : $Li = 11,4\text{m}$

$$La = 11,4 + 3,6 = 15\text{m}$$

- **Terme de pointe**

Sa formule est donnée par

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} (N_q \sum \gamma_i \times h_i + 1,3 \times C \times N_c)$$

Pour $\phi = 15^\circ$ on a
$$\begin{cases} N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e(\pi \text{tg} \phi) = 6,31 \\ N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \phi} = 20,42 \end{cases}$$

Donc
$$\begin{cases} Q_p = \frac{\pi \cdot (1,2)^2}{4} [6,31(1,9 \times 1 + 1,8 \times 14) + (1,3 \times 5 \times 20,42)] \\ Q_p = 343,34 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Frottement Latéral le long du pieu**

La formule de frottement est donnée par :

$$Q_f = P \sum F_i \times h_i$$

$$P = 2\pi \cdot r$$

$$P = 2 \times 3,14 \times 0,6 = 3,76\text{m}$$

$$F_i = \beta \times C_u$$

Avec :

$$\beta = 0,7$$

$$\begin{cases} \text{Couche 1 :} \\ F_i = 0,7 \times 3 \\ F_i = 2,1 \text{ t/m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{Couche 2 :} \\ F_i = 0,7 \times 5 \\ F_i = 3,5 \text{ t/m} \end{cases}$$

Donc :
$$\begin{cases} Q_f = P \sum F_i \times h_i = 3,76 [2,1 \times 1 + 3,5 \times 14] \\ Q_f = 192,136 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Conclusion**

La portance du pieu est donnée par la formule suivante :

$$Q_t = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

$$Q_t = \frac{343,34}{3} + \frac{192,14}{2} = 210,5 \text{ t}$$

8.9.2. Détermination du ferrailage :

Pour le calcul de l'effort et le moment pour chaque pieu, on a utilisé un programme GWBASIC élaboré par notre enseignant **Mr : BOUMECHRA. N.**

➤ **Paramètres de calcul :**

Dans ce programme, on a utilisée certain paramètres :

- E : module de déformation du béton 2×10^7 KN/m²
- K : coefficient de rigidité du sol.
- Nombre de fils égale : 2
- Diamètre extérieur des pieux : 1,2 m
- Condition en pied : libre
- Nombre de couches : 2 couches

Couche 1 : argiles graveleuses (épaisseur = 1 m)

Couche 2 : schistes (épaisseur = 14 m)

Dans notre cas pour les deux couches on a 2 coefficients de rigidité

- **Pour les sollicitations de courte durée (cas Accidentelle) :** fascicule 62 titre V (article 3 page 92).

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} \left(2,65 \times \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times (2,65)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B < B_0$$

Avec :

$B_0 = 0,6$ m ,

B : diamètre des pieux ;

$E_m = 78,29$ MPa

α : étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux : **fasci62 : $\alpha = 1/2$**

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} \left(2,65 \times \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} = \frac{12 \times 78,29}{1,33 \times \left(\frac{0,6}{1,2}\right) \left(2,65 \times \frac{1,2}{0,6}\right)^{0,5 + 0,5}} = 462588,2 \text{ KN/m}^2$$

- **Pour les sollicitations de longue durée (cas fondamental) :**

$$K_l = K_f / 2 = 231291,3 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Les sollicitations au niveau de la semelle:**

Tableau 8-5 : Sollicitation au niveau de la semelle

| | ELU | ELA | ELS |
|----------------|--------|--------|--------|
| N (t) | 1207,9 | 1003,9 | 849,7 |
| M (t.m) | 4587,9 | 1832,6 | 4115,9 |
| T (t) | 414,4 | 138,4 | 310,8 |

➤ **Résultats du programme :**

- Tassement : 1,33502 mm

- Rotation : 0.00041 rd.
- Déplacement horizontale à la base : 1,55081 mm

➤ **Sollicitation au niveau de la tête du pieu :**

Tableau 8-6 : Sollicitation au niveau de la tête du pieu

| | ELU | | ELA | | ELS | |
|----------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| | Fil1 | Fil2 | File1 | Fil2 | Fil1 | Fil2 |
| N (t) | 23,35 | 425,99 | 80,80 | 253,83 | 56,79 | 340,03 |
| M (t.m) | 44,17 | 44,17 | 5,99 | 5,99 | 28,31 | 28,31 |
| T (t) | 69,07 | 69,07 | 23,07 | 23,07 | 51,8 | 51,8 |

D'après le logiciel SOCOTEC on a trouvée une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le RPOA.

On adopte un ferrailage minimum selon RPOA :

➤ **Armature longitudinales :** la section totale rapportée à la section nominale du pieu :

$$A_{\min} = 0,5\% S = 56,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% = 339 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **25Φ20** = 78,55cm²

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_1 = 20\text{mm} \text{ donc on adopte } \phi_t = 14\text{mm}$$

$$\text{Espacement des cerces} = 12\phi_1 = 24 \text{ cm}$$

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d = 2,4\text{m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp = 10cm (**RPOA page 67**).

9.1. Introduction

Les culées sont des appuis extrêmes ; ont un double rôle : assurer l'appui du tablier et le soutènement de terre.

Les culées sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur le quelle s'appuie leur tablier et qui soutient les terres et des murs latéraux. Les murs latéraux peuvent être à leur tour des murs en retour s'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage ou des murs en ails, s'ils sont inclinés sur cet axe.
- Les murs latéraux est d'assurer le soutènement des terres des remblais accès au pont. La partie supérieur du mur de front présente ver l'avant un sommier sur laquelle repose le tablier ;
- Et à l'arrière un mur garde grève pour isolé le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en B.A pour lutter contre le tassement éventuelle des remblais.

On distingue différents types culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées) ;
- Culées enterrées ;
- Culées creuses.
- Les culées en terre armée
- Les culées contre poids.

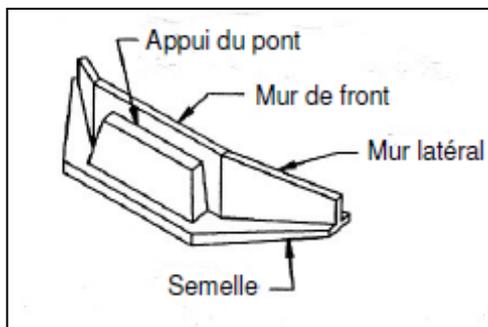


Figure 9-1 : culée tendue

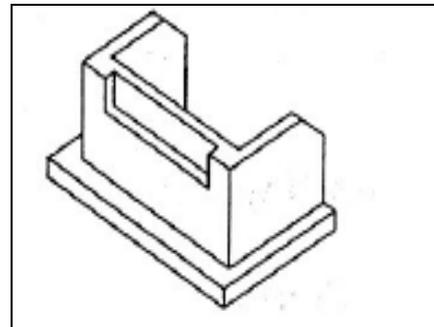


Figure 9-2: culée en U

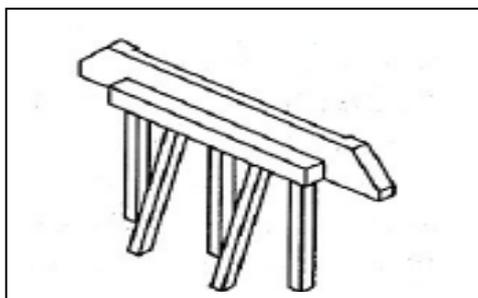


Figure 9-3 : culée avec pieux

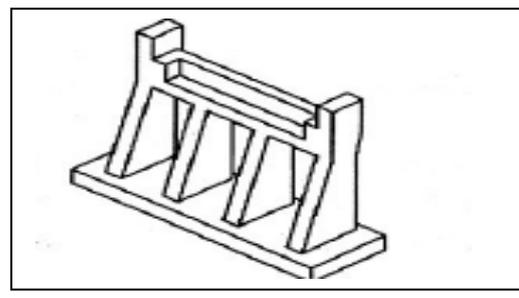


Figure 9-4 : culée en contrefort

9.2. Choix de type de culée

Notre choix s'est porté les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai dont on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

9.3. Pré dimensionnement de la culée

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée N° 1 $H_{culée} = 8,26\text{m}$

Pour la culée N° 2 $H_{culée} = 5,99\text{ m}$

9.3.1.Mur de garde grève (MGG)

- La hauteur du mur garde grève h

$h =$ hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de d'appui+ épaisseur de la dalle.

$h = 2,14\text{ m}$

- L'épaisseur :

$e = \max(0,30 ; h/8) = 0,3\text{m}$

- La longueur est celle du tablier = $10,5\text{ m}$

9.3.2.Dalle de transition

Le rôle de la dalle de transition de résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels.

$L = \text{Min}[6\text{ m}; \text{Max}(4\text{m}; 0,6 \times H)] = 4,95\text{ m}$

Avec :

H : la hauteur de remblai = $8,26\text{ m}$,

- La longueur = $9,5\text{m}$
- La largeur $L = 5\text{m}$
- L'épaisseur = $0,30\text{m}$

9.3.3.Mur De front {M.F}:

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

- Hauteur de mur frontal : $h = 4,47\text{ m}$;
- L'épaisseur $e_{mf} = 1,66\text{ m}$;
- $L = 10,5\text{ m}$

9.3.4. Mur en retour (M.R) :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelles des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont.

Les dimensions de mur en retour sont limitées comme suit :

Si : $H < 5\text{m} \Rightarrow R \geq 5\text{ m}$

$H > 5\text{m} \Rightarrow R \geq H/10\text{m}$

Avec :

H : hauteur du mur en retour = 6,76m

$H > 5\text{m} \Rightarrow R \geq 0,676$

On prend **R=1m**

- **L'épaisseur :**

$h/12 = 6,76/12 = 0,56\text{ m}$

9.3.5. La semelle :

On prend :

$E_s = 1,6\text{ m}$

Longueur de la semelle : $L = 11,4\text{ m}$.

Largeur de la semelle : $l = 6\text{ m}$

9.3.6. Le corbeau :

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieure dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

- Hauteur : $H = 0.6\text{ m}$
- Hauteur : $a = 0.3\text{ m}$
- Epaisseur : $E_f = 0,30\text{ m}$

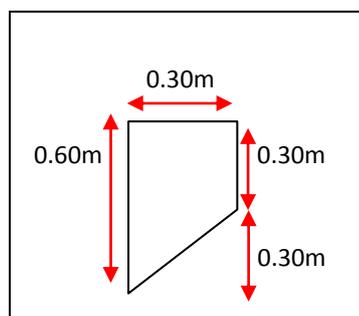


Figure 9 - 5 : Pré-dimensionnement du corbeau

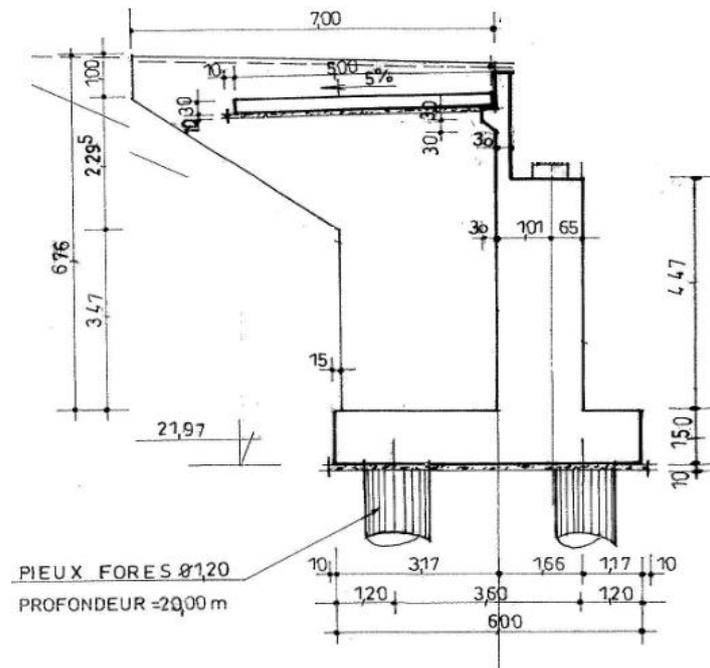


Figure 9-6 : dimensionnement de la culée

9.4. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

9.4.1. Sous charges permanentes

Tableau 9-1: La descente de charge de la culée

| Eléments | $V_i(t)$ | $d_o(m)$ | $M_{/o}(t.m)$ | |
|---------------------|---|----------|---------------|--------------------------|
| MGG | 0,3×2,14×10,5×2,5 | 16,85 | 2,68 | 45,16 |
| MDF | 1,66×4,47×10,5×2,5 | 194,78 | 2 | 389,56 |
| Corbeau | (0,6+0,3)×(0,3/2)×10,5×2,5 | 3,54 | 2,98 | 10,55 |
| Semelle | 1,5×6×11,5×2,5 | 258,75 | 3 | 776,25 |
| MER | 7×1×0,56×2,5 | 9,8 | 6,33 | 62,03 |
| | $\frac{(2,29 \times 3,83)}{2} \times 0,56 \times 2,5$ | 6,14 | 8,55 | 52,52 |
| | 5,76×3,17×0,56×2,5 | 25,56 | 4,42 | 112,97 |
| Dalle de transition | 0,3×5×9,5×2,5 | 35,62 | 5,33 | 189,88 |
| Total | $\Sigma V = 551,04 t$ | | | $\Sigma M = 1658,91 t.m$ |

- **Calcul de l'excentricité $V_i/0$**

$$\Sigma_v = 551,04 \text{ t ;}$$

$$\Sigma_M = 1658,91 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{1658,91}{551,04} = 3,01 \text{ m}$$

- **Calcul de l'excentricité V_i a l'axe médiane de la semelle**

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 3,01 - \frac{6}{2} = 0,01 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,01 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$$

La force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

- **Contraintes sous la semelle :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{551,04}{68,4} \left(1 + \frac{6(0,01)}{6}\right) = 8,14 \text{ t/m}^2 = 0,814 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{580,05}{68,4} \left(1 - \frac{6(0,01)}{6}\right) = 7,97 \text{ t/m}^2 = 0,797 \text{ bars}$$

9.4.2. Calcul en construction avec remblai

- **Poussée des terres**

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec

k_a : Coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, on prend 2 t/m^3

h : hauteur de la culée

L : longueur du mur de front – deux fois l'épaisseur de mur en retour ($L = 9,38 \text{ m}$)

$$k_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$k_a = 0,333$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times (8,26)^2 \times 9,38$$

$$P_h = 213,11 \text{ t}$$

- **Poids des terres**

$$P_t = 3,17 \times 9,38 \times 8,26 \times 2$$

$$P_t = 491,21 \text{ t}$$

- **Surcharge de remblai horizontale**

$$P_h = k_a \cdot q \cdot S$$

q : La surcharge de remblai $q=1 \text{ t/m}^2$, majorée de 20%= $1,2 \text{ t/m}^2$.

S : surface chargée

$$P_h = 1,2 \times 0,333 \times 9,38 \times 8,26 = 31 \text{ t}$$

- **Surcharge de remblai verticale**

$$P_v = q \cdot S$$

$$P_v = 1,2 \times 3,17 \times 9,38 = 35,68 \text{ t}$$

Tableau 9-2: Moments stabilisants et renversants de culée

| Désignation | $V_i(t)$ | $H_i(t)$ | $d_{i0}(m)$ | $M_{s0} (t.m)$ | $M_{r0} (t.m)$ |
|--|----------|----------|-------------|----------------|----------------|
| Culée | 551,04 | / | / | 1658,91 | / |
| Poids des terres | 491,21 | / | 4,41 | 2166,24 | / |
| Poussée des terres | / | 213,11 | 2,75 | / | 586,05 |
| Poussée de la surcharge horizontale | / | 31 | 2,75 | / | 85,25 |
| Poussée de la surcharge verticale | 35,68 | / | 4,41 | 157,35 | |
| Réaction du tablier | 202,74 | / | 1,82 | 368,98 | / |
| Totale | 1280,67 | 244,11 | | 4351,48 | 671,3 |

- **Vérification au renversement**

$$F_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{4351,48}{671,3} = 6,48 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement}$$

- **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} = \frac{1280,67}{244,11} = 5,24 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

9.4.3.Sous charges permanentes plus surcharge

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes

$$\text{ELU: } 1,35G+1,5Q+1,6[A(L) + Q_{tr}] +1,6Q_f + 0,8 Q_{vl}$$

Tableau 9-3: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

| Désignation | Coef | Vi(t)×coef | Hi(t)×coef | d/o(m) | Ms/o(t.m) | Mr/o(t.m) |
|--|------|------------|------------|--------|-----------|-----------|
| Culée | 1,35 | 743,91 | / | / | 2239,53 | / |
| Poids des terres | 1,35 | 663,13 | / | 4,41 | 2924,4 | / |
| Poussée des terres | 1,35 | / | 287,70 | 2,75 | / | 791,17 |
| Poussée du Surcharge horizontale | 1,5 | / | 46,5 | 2,75 | / | 127,87 |
| Poussée de la surcharge verticale | 1,5 | 53,52 | / | 4,41 | 236,02 | / |
| Réaction du tablier | 1,35 | 273,7 | / | 1,82 | 498,13 | / |
| Variation linéaire | 0,8 | / | 3,91 | 6,31 | / | 24,67 |
| Surcharge A(L) | 1,6 | 181,3 | / | 1,82 | 329,97 | / |
| Freinage B_c | 1,6 | / | 10,4 | 6,31 | / | 65,62 |
| Surcharge du trottoir | 1,6 | 10,62 | / | 1,82 | 19,33 | / |
| Total | | 1926,18 | 348,51 | | 6247,38 | 1009 ;33 |

▪ Vérification au renversement

$$F_r = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{6247,38}{1009,33} = 6,18 > 1,5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement.}$$

a) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{1926,18}{348,51} = 5,53 > 2 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

ELS : $G + Q + 1,2[A(L) + Q_{tr}] + 1,2Q_f + 0,6 Q_{vl}$

Tableau 9-4: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

| Désignation | Coef | Vi(t)×coef | Hi(t)×coef | d/o(m) | Ms/o(t.m) | Mr/o(t.m) |
|--|------|------------|------------|--------|-----------|-----------|
| Culée | 1 | 551,04 | / | / | 1658,91 | / |
| Poids des terres | 1 | 491,21 | / | 4,41 | 2166,24 | / |
| Poussée des terres | 1 | / | 213,11 | 2,75 | / | 586,05 |
| Poussée du Surcharge horizontale | 1 | / | 31 | 2,75 | / | 85,25 |
| Poussée de la surcharge verticale | 1 | 35,68 | / | 4,41 | 157,35 | / |
| Réaction du tablier | 1 | 202,74 | / | 1,82 | 368,98 | / |
| Variation linéaire | 0,6 | / | 2,93 | 6,31 | / | 18,49 |
| Surcharge A(L) | 1,2 | 135,97 | / | 1,82 | 247,46 | / |
| Freinage B_c | 1,2 | / | 7,8 | 6,31 | / | 49,22 |
| Surcharge du trottoir | 1,2 | 7,96 | / | 1,82 | 14,48 | / |
| Total | / | 1424,6 | 254,84 | | 4613,42 | 739,01 |

▪ **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{4613,42}{739,01} = 6,24 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

a) **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{1424,6}{254,84} = 5,59 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

Accidentelle : $G + 0,6[A(L) + Q_{tr}] + 0,5 Q_{vl} + Q_s$

Tableau 9-5: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

| Désignation | Coef | Vi(t)×coef | Hi(t)×coef | d/o(m) | Ms/o(t.m) | Mr/o(t.m) |
|-----------------------------------|------|------------|------------|--------|-----------|-----------|
| Culée | 1 | 551,04 | / | / | 1658,91 | / |
| Poids des terres | 1 | 491,21 | / | 4,41 | 2166,24 | / |
| Poussée des terres | 1 | / | 213,11 | 2,75 | / | 586,05 |
| Poussée du Surcharge horizontale | 1 | / | 31 | 2,75 | / | 85,25 |
| Poussée de la surcharge verticale | 1 | 35,68 | / | 4,41 | 157,35 | / |
| Réaction du tablier | 1 | 202,74 | / | 1,82 | 368,98 | / |
| Variation linéaire | 0,5 | / | 2,44 | 6,31 | / | 15,39 |
| Surcharge A(L) | 0,6 | 67,98 | / | 1,82 | 123,72 | / |
| Surcharge du trottoir | 0,6 | 3,98 | / | 1,82 | 7,24 | / |
| séisme | 1 | / | 7,72 | 6,31 | / | 48,71 |
| Total | / | 1352,63 | 254,27 | | 4482,44 | 735,4 |

▪ **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{4482,44}{735,4} = 6,09 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{1352,63}{254,27} = 5,31 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable.

9.5. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

9.5.1. Mur garde grève (MGG)

- Cas fondamentale

Le mur garde grève est calculé comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

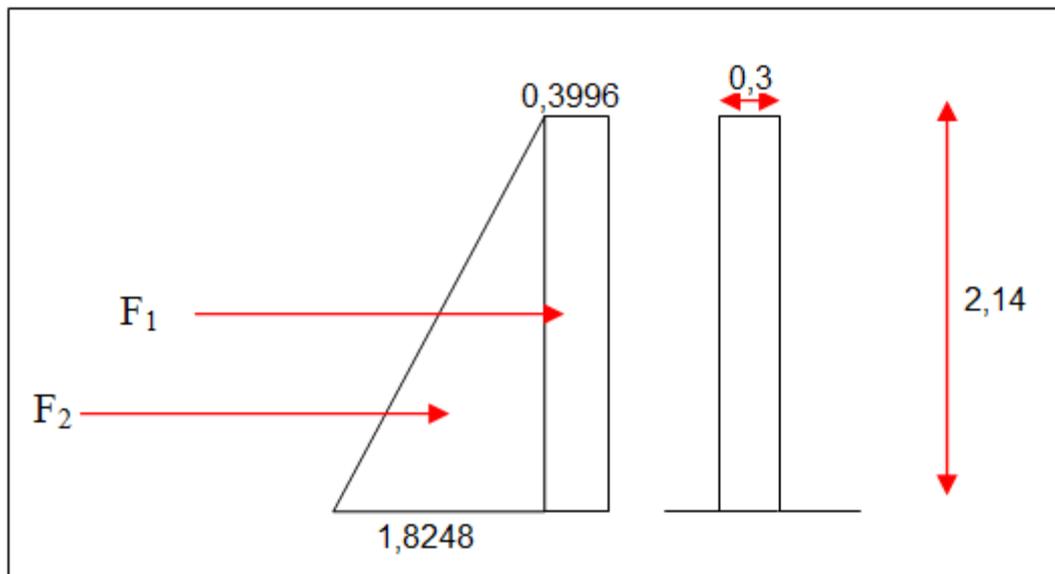


Figure 9-7: Les efforts agissant sur le mur garde grève

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec

$$k_p = 0,333$$

La surcharge du remblai $q = 1,2 \text{ t/m}^2$

- Si $h = 0$: $\sigma_H = 0,333 \times 2 \times (0) + 0,333 \times 1,2 = 0,3996 \text{ t/m}^2$.
- Si $h = 2,14$: $\sigma_H = 0,333 \times 2 \times (2,14) + 0,333 \times 1,2 = 1,8248 \text{ t/m}^2$.

| Z(m) | $\sigma_H(\text{t/m}^2)$ | Force(t) | Pt d'application/o(m) |
|------|--------------------------|---|-----------------------|
| 0 | 0,3996 | $f_1 = 0,3996 \times 2,14 = 0,855$ | $d_1 = 1,07$ |
| 2,14 | 1,8248 | $f_2 = \frac{1,8248 - 0,3996}{2} \times 2,14 = 1,525$ | $d_2 = 0,71$ |

Tableau 9-6: les efforts agissant sur mur garde grève

➤ Moment d'encastrement

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F_1 \times d_1 + F_2 \times d_2$$

$$M = 0,855 \times 1,07 + 1,525 \times 0,71 = 2 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530 \text{ t/m}^2 \quad (f_{c28} = 27 \text{ MPa.})$$

$$\mu_u = \frac{2}{1 \times 1530 \times 1,926^2} = 0,00035.$$

$$\mu_u = 0,00035 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00044.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,925 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{avec}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40000}{1,15} = 34782,6 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{2}{1,925 \times 34782,6} = \mathbf{0,298 \text{ cm}^2}.$$

- **Cas accidentelle**
 - **La poussée dynamique des terres**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 + k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$$k_H = A = 0,3 \quad (\text{coefficient d'accélération de zone III groupe 2}).$$

$$k_v = 0,3 \times k_H = 0,09$$

Avec

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \mu)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} = 0,73$$

$$\mu = -\arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = -\arctan\left(\frac{0,3}{1 \pm 0,09}\right) = -15,38$$

H : La hauteur du mur (H = 2,14 m).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 2 \text{ t/m}^3$).

φ : L'angle de frottement interne ($\varphi = 30^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

λ : Inclinaison du parement amont du mur par rapport à la verticale ($\lambda = 0$)

δ : Rugosité mur sol ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$)

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 2 \times (1 \pm 0,09) \times 2,14^2 \times 0,73$$

$$F_{ad} = 3,64 \text{ t.}$$

- **La poussée due à la surcharge**

$$q=1,2t$$

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} (1 \mp K_v) \cdot K_{ad} = \frac{1,2 (2,14)}{1} (1 \mp 0,09) \times 0,73$$

$$F_{ad}(q) = 2,04 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times \frac{H}{2} = (3,64+2,04) \times \frac{2,14}{2}$$

$$M_u = 6,07 \text{ t.m.}$$

Ce calcul a été effectué sur la base d'une hypothèse de cas statique.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{6,07}{1 \times 1530 \times 1,926^2} = 0,00107 < \mu_r = 0,392$$

⇒ Section à simple armature (pivot A).

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,001337$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,925 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \text{ avec}$$

$$\sigma_{st} = 34782,6 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{6,07}{1,925 \times 34782,6} = 0,91 \text{ cm}^2.$$

- **Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,30 \times 1) = 15,00 \text{ cm}^2 ;$$

On compare :

$$A_{st} = 0,91 \text{ cm}^2 < A_{min(R.P.O.A)} = 15 \text{ cm}^2 \text{ Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.}$$

On adoptera alors :

$$8\Phi 16 ; A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie tendue avec un espacement de 15cm.}$$

$$9\Phi 12 ; A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie comprimée avec un espacement de 15cm.}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$4\Phi 12/ml \Rightarrow A_r = 4,52 \text{ cm}^2 ; \text{partie tendue avec un espacement de 20cm.}$$

9.5.2. La dalle de transition

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et de l'autre côté sur le remblai compacté.

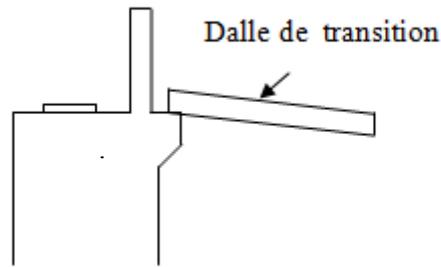


Figure 9-8: Dalle de transition

- **Evaluation des charges**

Poids propre de la dalle : $0,30 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$.

Poids des terres : $1 \times (2,14 - 0,3) \times 2 = 3,68 \text{ t/ml}$.

Surcharges des remblais : $(1 \times 1,2) = 1,2 \text{ t/ml}$.

Revêtement de chaussée : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$.

$\Sigma q = 5,806 \text{ t/ml}$.

- **Ferraillage de la dalle**

- **ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0,75 + 3,68 + 0,176) + (1,5 \times 1,2)$$

$$q_u = 8,018 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{8,018 \times 5^2}{8} = 25,05 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{25,05}{1 \times 34782,6 \times 0,27^2}$$

$$\mu_u = 0,00988 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0,0124 \Rightarrow Z = 0,268 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{25,05}{0,268 \times 34782,6} = 26,80 \text{ cm}^2$$

On prend $6\Phi 25 = 29,45 \text{ cm}^2$ avec esp = 15 cm.

- **Vérification à l'ELS**

$$q_s = G + Q = 5,806 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,806 \times 5^2}{8} = 18,14 \text{ t.m}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$x = 0,22 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 3,5 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 27 = 1620 \frac{t}{m^2} ;$$

Avec $f_{c28}=27$ MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sxx}}{I} \Rightarrow \frac{18,14 \times 0,22}{3,5 \times 10^{-3}} = 1140,22 \frac{t}{m^2} \Rightarrow$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$\overline{\sigma}_{st} = \min(26666,67; 20731,14)$ on prend $\overline{\sigma}_{st} = 20731,42$ t/m²

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I} \Rightarrow 15 \frac{18,14 (0,27 - 0,22)}{3,5 \times 10^{-3}} = 3887,14 \text{ t/m}^2$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 3887,14 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 20731,42 \text{ t/m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8,018 \times 5}{2} = 20,05 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$\tau_u = 74,26 \text{ t/m} < 126 \text{ t/m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{t28}}{500}$$

$$\frac{29,45 \times 10^{-4}}{0,27} \geq \frac{0,23 \times (2,22)}{500}$$

$0,011 \geq 1,02 \times 10^{-3} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% A_{st} = 0,25 \times 29,45 = 7,36 \text{ cm}^2$$

On prend **6Φ 14 = 9,84 cm²**.

9.5.3. Etude du corbeau

Il joue le rôle d'appui de la dalle de transition, il est encastré au mur garde grève et il est sollicité en flexion simple.

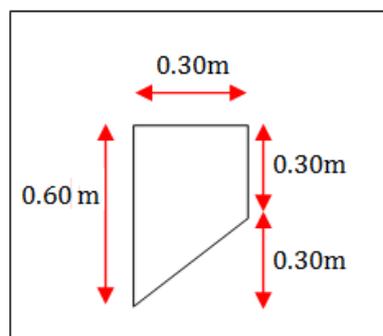


Figure 9-9: le corbeau

- **Condition d'une console courte**

$$L = 30\text{cm} ; a = 30\text{cm}$$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a ; L).$$

$$d \geq \max(30 ; 30);$$

$d=60\text{cm}$condition vérifiée.

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8,018 \times 5}{2} = 20,05 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{R_u \times l}{2} = \frac{20,05 \times 0,3}{2} = 3,01 \text{ t/ml}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{5,806 \times 5}{2} = 14,515 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{R_s \times l}{2} = \frac{14,515 \times 0,3}{2} = 2,18 \text{ t/ml}$$

- **Cisaillement**

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau

$$\bar{\tau}_u = \min[4 ; 0,03(2 + \rho) \times \min(f_{c28} ; 30)].$$

$$\text{avec } \rho = \min\left(\frac{d}{a} ; 4\right) = 2 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec } V_u = 20,05 \text{ t/m}$$

$$\tau_u = \frac{20,05}{1 \times 0,6} = 33,41 \text{ t.}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armateur tendue**

$$Z = \min [0,75 \times d(1 + \rho/10) ; 1,2 \times a(0,8 + \rho/5)] = \min [0,54 ; 0,43]$$

$$Z = 0,43 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{V_u \times L}{2} = \frac{20,05 \times 0,3}{2} = 3,01 \text{ t.m.}$$

$$\text{Le ferrailage est : } A_s = \frac{3,01}{0,43 \times 34782,6} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A :

$$A_{\min} = 0,5\% \times B = 0,5\% (1 \times 0,6) = 30 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On compare : } A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 < A_{\min(\text{R.P.O.A})} = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors : } A_{\min(\text{R.P.O.A})} = 30 \text{ cm}^2$$

On choisit : **7Φ25** ; $A_{st} = 34,36 \text{ cm}^2$ avec espacement de 15cm.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st \min} \Leftrightarrow 25\% \times (34,36) = 8,59 \text{ cm}^2 ;$$

On adopte : **6Φ14** $\Leftrightarrow A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$ avec espacement de 15cm.

9.5.4. Mur de front

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

- Les sollicitations du mur de front

ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6 A(L) + 1,6Q_f$

Tableau 9-7: Récapitulatif des efforts à l'ELU

| Désignation | Coef | Efforts (t/ml) | V_i (t/ml) | H_i (t/ml) | d/o (m) | M_s/O (t.m/ml) | M_r/O (t.m/ml) |
|------------------------------|-------------|---|-----------------|--------------|------------|---------------------|---------------------|
| M.G.G | 1,35 | 0,3×2,14×2,5 | 2,17 | / | 1,51 | 3,27 | / |
| M.F | 1,35 | 1,66×4,47×2,5 | 25,04 | / | 0,83 | 20,78 | / |
| Corbeau | 1,35 | (0,6+0,3)×(0,3/2) ×2,5 | 0,46 | / | 1,81 | 0,83 | / |
| Poussée des terres | 1,35 | $\frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times (8,26)^2$ | / | 30,67 | 2,25 | / | 76,68 |
| Surcharge remblai horizontal | 1,5 | $1,2 \times 0,333 \times 8,26$ | / | 4,95 | 3,38 | / | 16,73 |
| Surcharge remblai vertical | 1,5 | $1,2 \times 3,17$ | 5,7 | / | 3,25 | 18,53 | / |
| Réaction du tablier | 1,35 | 202,74/ 10,5 | 26,06 | / | 0,34 | 8,86 | / |
| Variation linéaire | 0,8 | 4,89 / 10,5 | / | 0,37 | 4,47 | / | 1,65 |
| Freinage | 1,6 | 6,5/10,5 | / | 0,99 | 4,47 | / | 4,43 |
| Surcharge de trottoir | 1,6 | 0,3 | 0,48 | / | 0,34 | 0,16 | / |
| Surcharge A(L) | 1,6 | 113,32/10,5 | 17,27 | / | 0,34 | 5,87 | / |
| | | | 77,18 | 40,39 | | 58,37 | 102,48 |

- Ferrailage du mur de front à l'ELU

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$h = 1,66$ m;

$b = 1$ m;

$d' = 0,1 \times h = 0,166$ m.

$d = 0,9 \times h = 1,494$ m.

$N_u = 77,18$ t.

$$M_u = M_s - M_r \Rightarrow M_u = 102,48 - 58,37 = 44,11 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,57 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} = 0,27 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_a = 44,11 + 77,18 (1,494 - 0,83)$$

$$M_a = 95,36 \text{ t.m.}$$

Tableau 9-8 : Ferrailage du mur en retour à l'E.L.U (partie 1)

| | |
|---------------------------|-------|
| μ_u | 0,028 |
| A | 0,035 |
| z (m) | 1,47 |
| Ast (cm ² /ml) | 18,61 |

$$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{Section simple armature}$$

Soit : 6Φ20 (18,85 cm²) avec un espacement de 15 cm .

Tableau 9-9: Récapitulatif des efforts à l'ELS

| Désignation | Coef | Efforts (t/ml) | V _i (t/ml) | H _i (t/ml) | d/o (m) | M _{S/O} (t.m/ml) | M _{r/O} (t.m/ml) |
|------------------------------|------|---|--------------------------|-----------------------|------------|------------------------------|------------------------------|
| M.G.G | 1 | 0,3×2,14×2,5 | 1,61 | / | 1,51 | 2,43 | / |
| M.F | 1 | 1,66×4,47×2,5 | 18,55 | / | 0,83 | 15,39 | / |
| Corbeau | 1 | (0,6+0,3)×(0,3/2) ×2,5 | 0,34 | / | 1,81 | 0,62 | / |
| Poussée des terres | 1 | $\frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times (8,26)^2$ | / | 22,71 | 2,25 | / | 51,09 |
| Surcharge remblai horizontal | 1 | 1,2 × 0,333 × 8,26 | / | 3,3 | 3,38 | / | 11,15 |
| Surcharge remblai vertical | 1 | 1,2 × 3,17 | 3,81 | / | 3,25 | 12,38 | / |
| Réaction du tablier | 1 | 202,74/ 10,5 | 19,31 | / | 0,34 | 6,56 | / |
| Variation linéaire | 0,6 | 4,89 / 10,5 | / | 0,28 | 4,47 | / | 1,25 |
| Freinage | 1,2 | 6,5/10,5 | / | 0,74 | 4,47 | / | 3,31 |
| Surcharge de trottoir | 1,2 | 0,3 | 0,36 | / | 0,34 | 0,12 | / |
| Surcharge A(L) | 1,2 | 113,32/10,5 | 12,95 | / | 0,34 | 4,40 | / |
| | | | 56,93 | 27,03 | | 41,90 | 66,8 |

$$N_s = 56,93t.$$

$$M_s = M_s - M_r \Rightarrow M_u = 66,8 - 41,9 = 24,9t.m.$$

$$x = 0,264m$$

$$I = 0,0489 m^4$$

$$\overline{\sigma}_c = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 27 = 1620 \frac{t}{m^2}; \text{ Avec } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{24,9 \times 0,264}{0,0489} = 134,38 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_c \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(26666,67; 20731,14) \text{ on prend } \overline{\sigma}_{st} = 20731,42 t/m^2$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \frac{24,9 \times (1,494 - 0,264)}{0,0489} = 9394,78 t/m^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} t/m \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

9.5.5. Mur en retour :

Le mur en retour s'agit d'une plaque encadrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge répartie dont la densité est variable.

Pour simplifier l'étude, on va décomposer le mur en trois parties.

➤ Cas fondamentale :

Chargées et surchargées par :

- Poussée des terres.
- Surcharge du remblai.

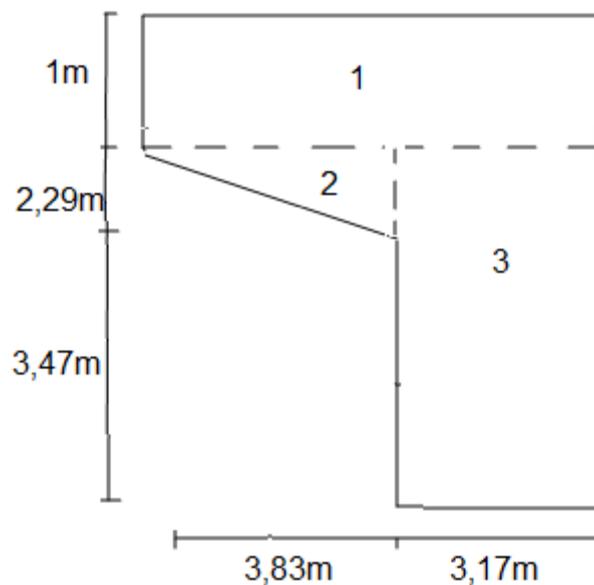


Figure 9-10 : dimensionnement du Mur en retour

➤ **Détermination des contraintes le long du mur :**

$$K_p = 0,333 \quad \gamma = 2t/m^3 \quad q = 1,2t/m^2$$

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec

$$k_p = 0,333$$

La surcharge du remblai $q = 1,2t/m^2$

- Si $h = 0$: $\sigma_H = 0,333 \times 2 \times (0) + 0,333 \times 1,2 = 0,3996 t/m^2$.

- Si $h = 6,76$: $\sigma_H = 0,333 \times 2 \times (6,76) + 0,333 \times 1,2 = 4,901 t/m^2$.

Tableau 9-10: les efforts agissant sur mur garde grève

| Z(m) | $\sigma_H(t/m^2)$ | Force(t) | Pt d'application/o(m) |
|------|-------------------|---|-----------------------|
| 0 | 0,3996 | $F_1 = 0,3996 \times 6,76 = 2,701$ | $d_1 = 3,38$ |
| 6,76 | 4,901 | $F_2 = \frac{4,901 - 0,3996}{2} \times 6,76 = 15,215$ | $d_2 = 2,25$ |

Tableau 9-11: ferrailage du mur en retour à l'E.L.U (partie 2)

| | |
|------------------------|---------|
| μ_u | 0,00076 |
| α | 0,00096 |
| z (m) | 6,08 |
| Ast (cm ²) | 2,05 |

$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ Section simple armature

➤ **Cas accidentelle**

- **La poussée dynamique des terres**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$$k_H = A = 0,3 \quad (\text{coefficient d'accélération de zone III groupe 2}).$$

$$k_v = 0,3 \times k_H = 0,09$$

$$K_{ad} = 0,73$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 2 \times (1 \pm 0,09) \times 6,76^2 \times 0,73$$

$$F_{ad} = \mathbf{36,36t.}$$

- **La poussée due à la surcharge**

$$q = 1,2t$$

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} (1 \mp K_v) \cdot K_{ad} = \frac{1,2 (6,14)}{1} (1 \mp 0,09) \times 0,73$$

$$F_{ad}(q) = 5,86 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times \frac{H}{2} = (36,36 + 5,86) \times \frac{6,76}{2}$$

$$M_u = 142,7 \text{ t.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{6,07}{1 \times 1530 \times 1,926^2} = 0,0025 < \mu_r = 0,392$$

⇒ Section à simple armature (pivot A).

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0032$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 6,08 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \text{ avec}$$

$$\sigma_{st} = 34782,6 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{6,07}{1,925 \times 34782,6} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,56 \times 1) = 28 \text{ cm}^2 ;$$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.

On adoptera alors :

10Φ20 ; $A_{st} = 31,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ partie tendue avec un espacement de 15cm.

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 31,4 = 7,85 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

6Φ14/ml $\Rightarrow A_r = 9,23 \text{ cm}^2 ;$

9.6. Etude de la semelle

9.6.1. Pré dimensionnement

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \varnothing \Rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \Rightarrow L \geq 3,6 \text{ m.}$$

On prend $L = 3,6 \text{ m.}$

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \varnothing p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1 \text{ m}$$

On prend $A = 6 \text{ m}$

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6 ; 1,2] \Rightarrow B \geq 6,3 \text{ donc on choisit une semelle filante de longueur } B = 11,4 \text{ m.}$$

On adopte le nombre des pieux est égal à 4 pieux de diamètre $\varnothing = 1,2 \text{ m.}$

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 \leq \text{tg } \theta = \frac{d}{x} \leq 1,4 \Rightarrow 1,5 \leq d \leq 2,1 \text{ m} \\ X = \frac{L}{2} - \frac{d}{4} = 1,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend $H = 1,5 \text{ m}$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 6 \text{ m ;} \\ B = 11,40 \text{ m ;} \\ H = 1,50 \text{ m.} \end{array} \right.$$

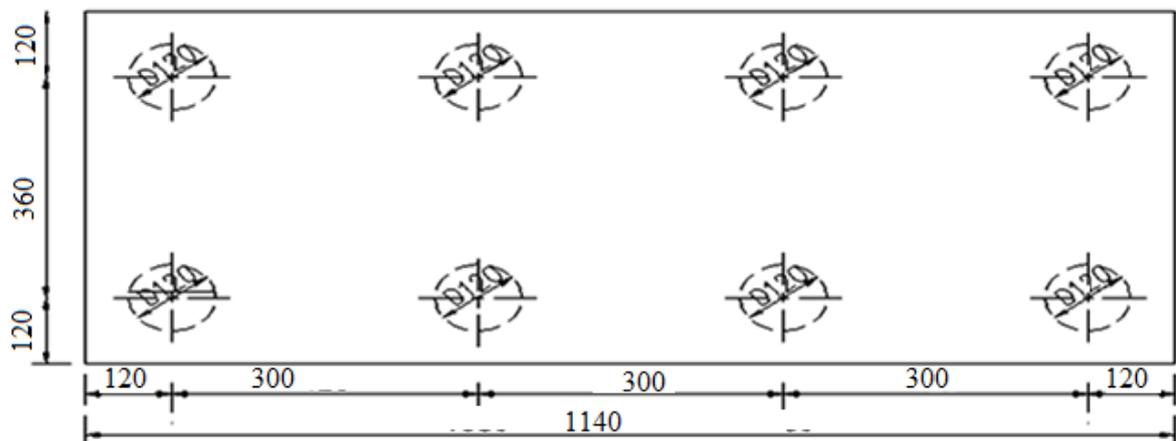


Figure 9-11: Vue en plan de la semelle

9.6.2. Evaluation du charge vertical

Tableau 9-12 : Les sollicitations au niveau de la semelle

| Les combinaisons | N (t) | M = Ms – Mr (t.m) | référence |
|------------------|---------|-------------------|-------------|
| E.L.U | 1926,18 | 5237,45 | Tableau 8.3 |
| E.L.S | 1424,6 | 3874,42 | Tableau 8.4 |
| accidentelle | 1352,63 | 3747,04 | Tableau 8.5 |

9.6.3. Détermination du ferrailage

$M_{\max} = 5237,45 \text{ t.m}$; $N_{\max} = 1926,18 \text{ t}$ (Combinaison E.L.U)

On applique la méthode des bielles, telle que cette méthode n'est valable que ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \implies \text{condition vérifié} \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{2} \implies 1,50 > \frac{11,4}{2} - \frac{6}{2} = 2,7 \text{ m} \implies \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u.V}{I} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} N_u = 1926,18 \text{ t} \\ M_u = 5237,45 \text{ t.m} \end{cases}$$

Avec :

Ω : section des pieux.

V : l'excentricité = 1,5 m.

Soit S : la section d'un pieu.

On a deux fils de 4 pieux \implies donc : $B = 8.S$

La réaction sur chaque pieu est : $R = \sigma . S$

I: l'inertie des pieux = $I = 2 \times 4 \times S \times 1,5^2 = 18 \times S$

$$\implies R = s . \left(\frac{N_u}{8s} \mp \frac{M_u.v}{18s} \right) = \frac{N_u}{8} \mp \frac{M_u.v}{18}$$

D'ou :

$$R1 = 677,22 \text{ t} \quad ; \quad R2 = -195,68 \text{ t}$$

$$F_s = \frac{R_{\max}}{\tan \theta} = \frac{R_{\max}}{\left(\frac{d}{x}\right)} = \frac{677,22}{\left(\frac{1,5}{1,5}\right)} = 677,22 \text{ t}$$

$$D'onc : A_{su} = \frac{1,1 F_s}{\sigma_{su}} = \frac{1,1 \times 677,22}{34782,6} = 214,17 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales sont placées dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour largeur telle que :

$$L = h_s + \varphi_{\text{pieu}} = 1,50 + 1,2 = 2,70 \text{ m}$$

On adoptera comme ferrailage : **28 Φ 32 (225,07 cm²)**.

Entre les différentes bandes, on placera les armatures de répartition telle que :

$$A_t = \frac{A_{su}}{3} = \frac{225,07}{3} = 75,02 \text{ cm}^2$$

On adopte : **16 Φ 25 (78,5 cm²)**.

▪ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{t28}}{500}$$

$$\frac{22507 \times 10^{-4}}{1,5 \times 6} \geq \frac{0,23 \times (2,22)}{500}$$

$$2,5 \times 10^{-3} \geq 1,02 \times 10^{-3} \implies \text{Condition vérifié.}$$

▪ **Armatures longitudinales inférieures dans les semelles :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs et les pieux de fondation.

$$A_L = \frac{A_s}{3} = \frac{225,07}{3} = 75,02 \text{ cm}^2$$

On prendra comme ferrailage : **16 Φ 25 (78,5cm²).**

i. Armatures transversales supérieures :

$$A_t = \frac{A_s}{10} = \frac{225,07}{10} = 22,50 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 Φ 20 (25,136 cm²)**

▪ **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_L = \frac{225,07}{3} = 75,02 \text{ cm}^2$$

Soit : **16 Φ 25 (78,5cm²).**

A la base des cadres verticaux on placera des armatures transversales sous forme de chaise (Φ 14), une chaise par m².

9.7. Etude des pieux

9.7.1. Calcul de la force portante ultime :

Dans notre projet trois sondages sont effectués pour la reconnaissance de lithologie De sol, et pour prévoir le type de fondation convenu avec ce sol.

Les résultats des trois sondages donnent la même lithologie de sol, danc le calcul de la force portante ultime est le même comme il est montré dans le chapitre précédent.

$$Q_{adm} = 210,5 \text{ t}$$

9.7.2. Détermination du ferrailage :

Pour le calcul l'effort et le moment pour chaque pieu, on a utilisé un programme GWBASIC élaboré par notre enseignant **Mr : BOUMECHRA. N.**

➤ **Paramètres de calcul :**

Dans ce programme, on utilisée certain paramètres :

- E : module de déformation du béton $2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- K : coefficient de rigidité du sol.
- Nombre de fils égale : 2

- Diamètre extérieur des pieux : 1,2 m
- Condition en pied : libre
- Nombre de couches : 2 couches

Couche 1 : argiles graveleuses (épaisseur = 1 m)

Couche 2 : schistes (épaisseur = 14 m)

Dans notre cas pour les deux couches on a 3 coefficients de rigidité

Pour les sollicitations de courte durée (cas Accidentelle) : fascicule 62 titre V (article 3 page 92).

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} (2.65 \times \frac{B}{B_0})^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \leq B_0$$

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times (2.65)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

Avec :

$$B_0 = 0.6 \text{ m}$$

B : Diamètre des pieux

$$E_m = 65 \text{ MPa}$$

α : Coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux : **fasci 62** : $\alpha = 1/2$

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} (2.65 \times \frac{B}{B_0})^{\alpha + \alpha}} = \frac{12 \times 65}{1.33 \times (\frac{0.6}{1.2}) (2.65 \times \frac{1.2}{0.6})^{0.5 + 0.5}} = 38405.7 \text{ t/m}^2$$

- **Pour les sollicitations de longue durée (cas fondamental) :**

$$K_1 = K_f / 2 = 231291.3 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Les sollicitations au niveau de la semelle:**

Tableau 9-13 : Sollicitation au niveau de la semelle

| | ELU | ELS | ELA |
|---------|------------|------------|------------|
| N (t) | 1926,18 | 1424,6 | 1352,63 |
| M (t.m) | 5238,05 | 3874,41 | 3747,04 |
| T (t) | 348,51 | 254,84 | 254,27 |

a) Résultats du programme :

- Tassement : 1,59667 mm
- Rotation : 0.00049 rd.
- Déplacement horizontale à la base : 1,24265 mm

➤ **Sollicitation au niveau de la tête du pieu :**

Tableau 9-14: Sollicitation au niveau de la tête du pieu

| | ELU | | ELA | | 231ELS | |
|---------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|
| | File1 | File2 | File1 | File2 | File1 | File2 |
| N (t) | 19,86 | 461,68 | 14,81 | 341,34 | 14,44 | 323,72 |
| M (t.m) | 7,97 | 7,98 | 5,50 | 5,50 | 4,46 | 4,46 |
| T (t) | 43,56 | 43,56 | 31,85 | 31,85 | 31,78 | 31,78 |

D'après le logiciel SOCOTEC on a trouvée une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le RPOA.

On adopte un ferrailage minimum selon RPOA :

➤ **Armature longitudinales :** la section totale rapportée à la section nominale du pieu :

$$A_{\min}=0.5\%S=56.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}=3\%=339 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de $25\Phi 20=78,55\text{cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$\phi_1 = 20\text{mm}$ donc on adopte $\phi_t=14\text{mm}$

Espacement des cerces $=12\phi_1=24 \text{ cm}$

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d=2,4\text{m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp $=10\text{cm}$ (**RPOA page 67**).

10.1. Introduction :

La plupart des ponts font l'objet d'un essai de charge avant leur mise en service. Ils constituent le dernier acte du contrôle extérieur lors de la construction d'un ouvrage neuf. Cet essai vise à vérifier le comportement de l'ouvrage sous des charges relativement élevées, généralement supérieures aux charges de service quotidien.

Ces épreuves ne peuvent se dérouler qu'après la réalisation d'une couche de roulement protégeant le tablier et son étanchéité, la vérification de la capacité des matériaux constitutifs à subir les charges d'épreuve, et le calage définitif des appareils d'appui.

10.2. Grandeurs physiques mesurées :

Les mesures peuvent porter sur les flèches, les tassements (des appuis et appareils d'appui), les déplacements horizontaux des appuis, en tête de béquille ou en tête de pylône, les rotations de flexion (en pied ou en tête de béquille), les déformations (extensomètre sur des poutres métalliques, non-ouverture de joints secs), les courbures, et les tensions (suspente, hauban).

Les quantités à mesurer doivent être significatives en regard des incertitudes sur leur détermination et leur mesure. Elles doivent caractériser au mieux le comportement de l'ouvrage.

Le fonctionnement mécanique des ouvrages en torsion est délicat à appréhender, et il est prudent, en général, de privilégier les mesures sous des chargements ne sollicitant pas le tablier en torsion.

Pour les structures porteuses secondaires (console métallique), les mesures des déformations de ces éléments doivent être dissociées des déformations provenant de la structure principale. Pour limiter ces interférences, il est intéressant de procéder aux mesures sur des éléments secondaires proches des appuis

- Elle est établie suivant la prescription du chapitre 5 titre 2 du fascicule 61 du CCTG. La disposition des camions est définie de sorte que les efforts à produire soient compris entre $\frac{2}{3}$ et $\frac{3}{4}$ des sollicitations maximales non majorées ni pondérées des charges civiles d'exploitation

10.3. Déroulement des épreuves :

10.3.1. Tassement des appuis

Chargement des appuis par autant de camion transversalement que de voies. Ceci est destiné à produire le tassement des appareils d'appui.

Les véhicules sont disposés à l'arrêt successivement sur chaque ligne d'appui.

On ne déplace qu'un camion à la fois, les autres demeurant à l'arrêt. [8]

10.3.2. Épreuves par poids mort

Chargement des travées et mesures des flèches suivant le plan des opérations joint ci-après.

Les camions seront à l'arrêt, moteur coupé.

Les mesures seront effectuées après stabilisation de l'ouvrage. [8]

10.3.3. Épreuves par poids roulant

Parmi les véhicules utilisés pour les épreuves par poids mort on en conserve 2.

On choisira ceux qui comportent les essieux les plus lourds. Ces véhicules étant disposés de front et dans le même sens, on les fait circuler de bout en bout de pont a la plus grande vitesse possible compte tenu des exigences de sécurité.

Aucune mesure ne sera effectuée pour ce cas de chargement. Le gestionnaire des opérations sur le site se contentera de valider visuellement le bon comportement de l'ouvrage. [8]

10.4. Disposition schématique des camions

10.4.1. Epreuve par poids mort :

Epreuve sur travée 1 :

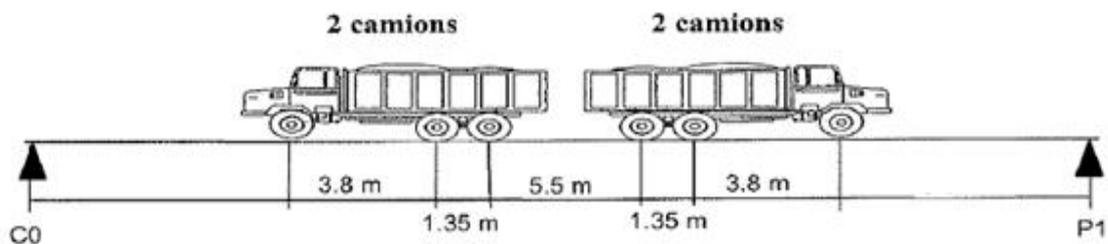


Figure10-1: Disposition longitudinale des camions [12]

Epreuve sur travée 2:

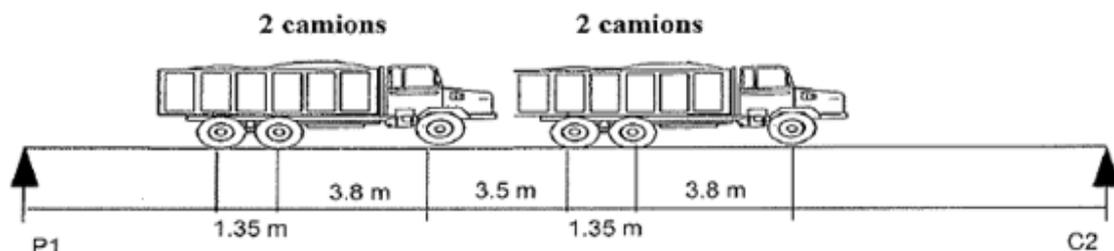


Figure 10-2 : Disposition longitudinale des camions [12]

11.1. Tassement des appuis :

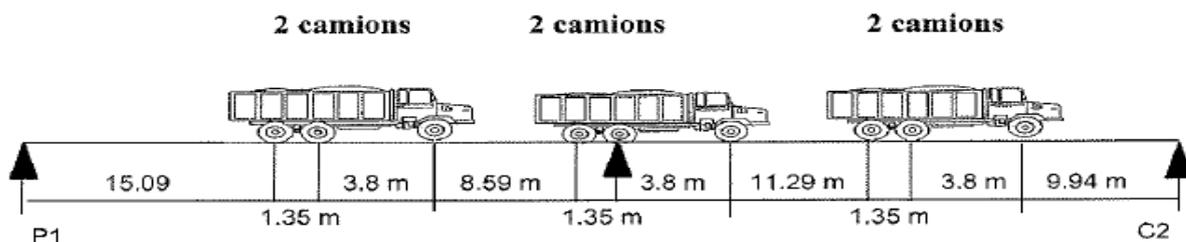


Figure 10-3 : Disposition longitudinale des camions [12]

10.4.2. Epreuve poids roulant :

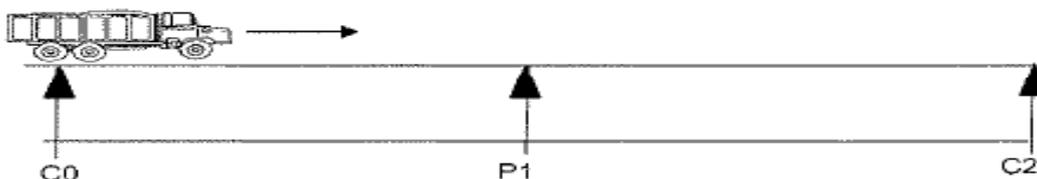


Figure 10-4: Disposition longitudinale du camion [12]

10.5. Examen après les épreuves :

Cet examen a pour but de constater l'état de l'ouvrage après les épreuves et de le comparer à l'état initial déjà enregistré avant les épreuves. Ces constats sont reportés sur le document ayant servi à l'examen préalable, en les différenciant des constats initiaux. [8]

10.6. Appareils de mesures :

10.6.1. Mesures de déplacement :

Les appareils utilisables pour les mesures de déplacement sont:

- **Les fleximètres mécaniques du type « Jule Richard »:** le déplacement de l'ouvrage est transmis à l'aide d'un fil invar fixé sous le tablier et tendu verticalement.
- **Le capteur de déplacement:** le déplacement est transmis comme pour les fleximètres mécaniques à l'aide d'un fil invar, ces capteurs peuvent également être placés sur un support rigide à proximité du tablier.
- **Les flexigraphes laser:** le déplacement de l'ouvrage est contrôlé par rapport à un faisceau laser de référence (attention aux effets thermiques).
- **Les matériels de nivellement:** le déplacement de l'ouvrage est contrôlé à l'aide d'un niveau de précision et d'une mire invar.
- **Les théodolites motorisés:** c'est un appareil de nivellement qui suit automatiquement le déplacement de l'ouvrage à l'aide de cibles dont on détermine les coordonnées initiales.

10.6.2. Mesure de déformation:

- **Les jauges électriques:** la déformation du support, sur lequel elles sont collées (acier ou béton), modifie leur résistance électrique.
- **Les cordes vibrantes:** elles sont positionnées dans le coffrage avant bétonnage et suivent ensuite la déformation du béton qui modifie leur fréquence de résonance. Elles peuvent également être fixées sur le parement.
- **Les extensomètres:** la déformation du support, sur lequel les extensomètres sont appliqués, est mesurée par des moyens mécaniques ou électriques. Ils permettent de contrôler des bases plus grandes que les jauges électriques (longueurs réglables de 10 à 50 cm selon nécessité).
- **Les fibres optiques:** la déformation du support, sur lequel les fibres sont collées, modifie le signal qu'elles peuvent transmettre.

10.7. Analyse des résultats

L'analyse des résultats doit être conduite avec le souci de mettre en relief d'éventuels dysfonctionnements mécaniques par référence aux procès-verbaux établis avant, pendant, et après les épreuves. Les calculs doivent donc considérer non seulement le poids et le positionnement réel des camions, mais aussi l'influence des conditions climatiques.

Les épreuves sont satisfaisantes lorsque les valeurs mesurées, en tenant compte de l'incertitude de la mesure, respectent la fourchette autorisée sur les valeurs calculées (entre 1,1 fois et 0,8 fois les valeurs probables). En cas de non-respect, les résultats doivent être examinés avec un esprit critique, afin d'expliquer les anomalies : non-linéarités du comportement, évolution anormale des flèches mesurées dans une section remarquable... Un nouveau calcul doit établir une fourchette des valeurs théoriques à contrôler sur l'ouvrage, à partir d'hypothèses hautes et basses réalistes faites sur les grandeurs physiques significatives.

En règle générale, il n'est pas nécessaire de recommencer tout ou partie d'épreuves. Si des épreuves sont à refaire, elles sont à la charge de l'entrepreneur.

10.8. Remarque

Ces épreuves ne peuvent se dérouler qu'après la réalisation d'une couche de roulement protégeant le tablier et son étanchéité, la vérification de la capacité des matériaux constitutifs à subir les charges d'épreuve, et le calage définitif des appareils d'appui.

Pour les structures ou parties de structures réalisées en béton, le béton doit avoir atteint un âge suffisant à la date des épreuves. Les épreuves ne peuvent commencer avant un délai minimal de 28 jours après le dernier bétonnage et sous réserve de l'obtention des valeurs de résistance de béton prévues dans les notes de calculs.

10.9. Application – pont mixte de Tarjilet :

Dans notre cas on a une étude statique alors on s'intéresse qu'aux mesures des flèches dû à l'essai de chargement par poids mort.

10.9.1. Essai de chargement par poids mort :

On utilise dans cet essai quatre camions (2 files de 2 camions) de type IVECO avec une charge de 30 t chacune et les camions seront à l'arrêt.

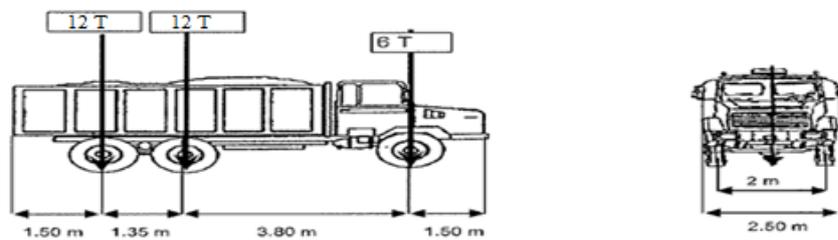


Figure 10-5: Charge d'épreuve

Remarque :

Les charges de l'essai sont supérieures aux charges théoriques. Les camions utilisés lors de l'essai sont définis dans le tableau suivant :

Tableau 10-1 : Chargement et type de camion [12]:

| Désignation | Type de camion | Matricule | Charge (t) |
|-----------------------|----------------|------------|------------|
| 1 ^{er} file | IVECO | 206 210 13 | 32,96 |
| | IVECO | 205 210 13 | 31,42 |
| 2 ^{ème} file | IVECO | 207 210 13 | 31,28 |
| | IVECO | 209 210 13 | 31,00 |

10.9.2. Disposition des charges d'essai :

La disposition des charges sur le pont est conforme aux prescriptions du fascicule 61 titre II.

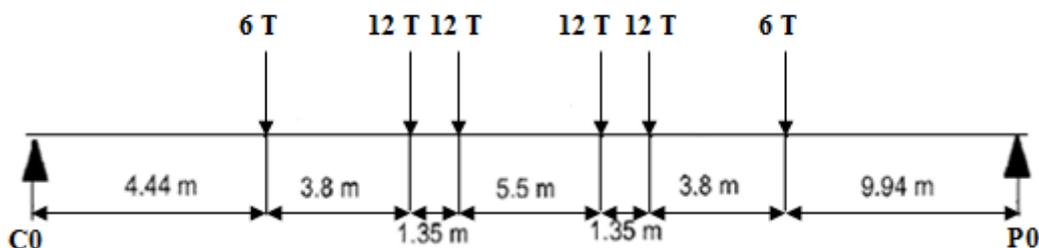


Figure 10-6: Disposition longitudinale

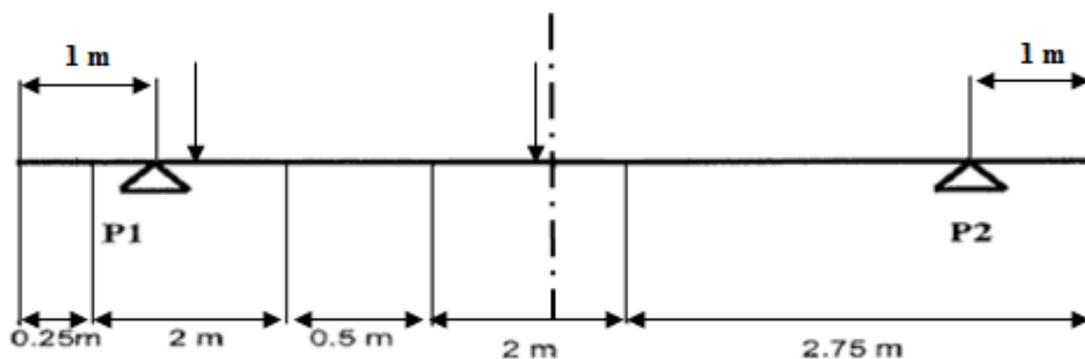


Figure 10-7: disposition transversale

10.9.3. Mesures topo métriques:

L'opération topo métrique comprend une série de mesures destinées à enregistrer une détermination des déplacements verticaux, laquelle sert à évaluation des flèches à mi travée des poutres sous chargement réglementaire.

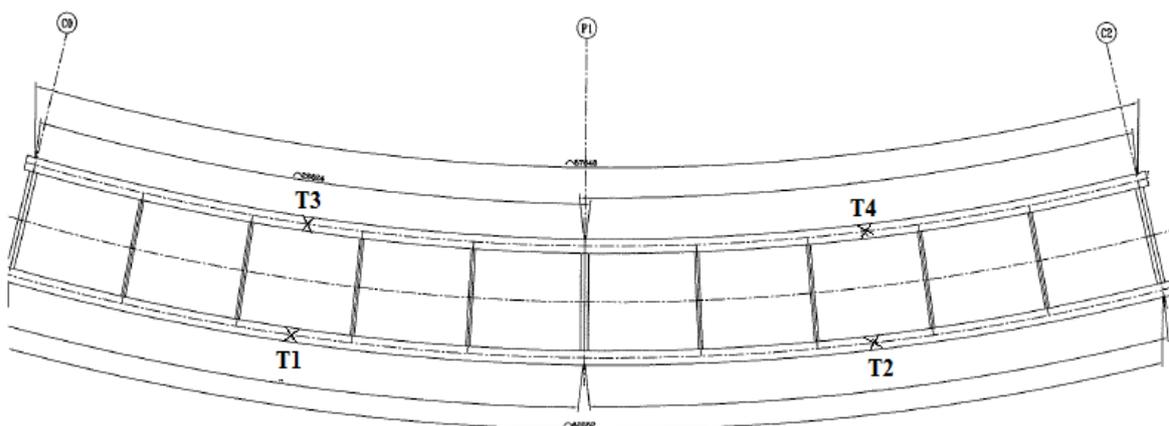


Figure10-8:Points de mesure de la flèche

10.9.4. Résultats et comparaisons des flèches :

On a appliqué les charges des camions sur la première travée du pont afin d'obtenir les mesures des flèches dans la poutre extérieure ainsi que dans la poutre intérieure et les poutres adjacentes

Les charges des camions ont été considérées comme des charges concentrées agissant sur la superstructure à l'endroit indiqué dans les figures 6 et 7

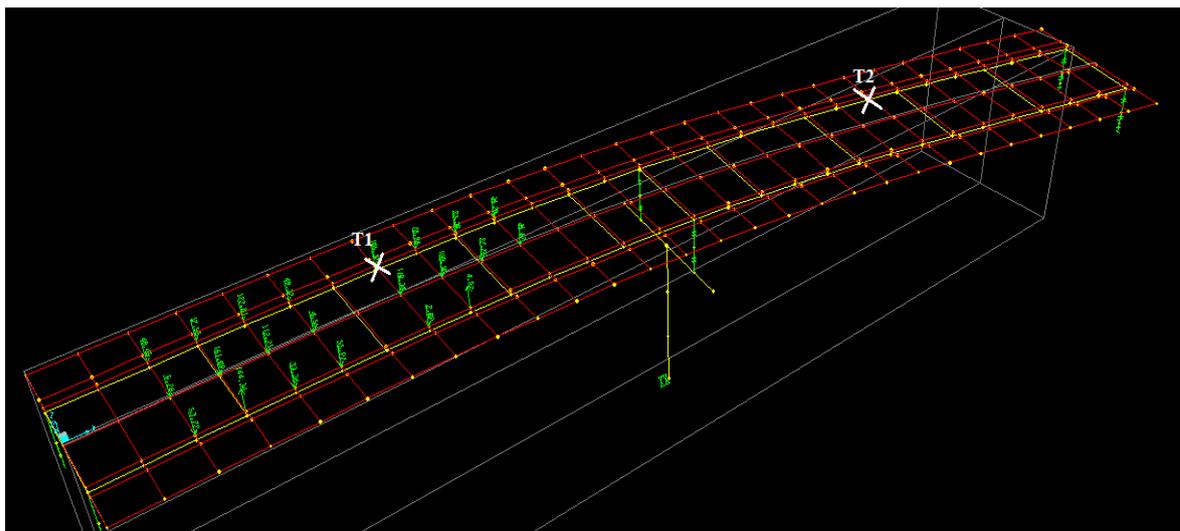


Figure 10-9: Application de charge et point de mesure de la poutre extérieure

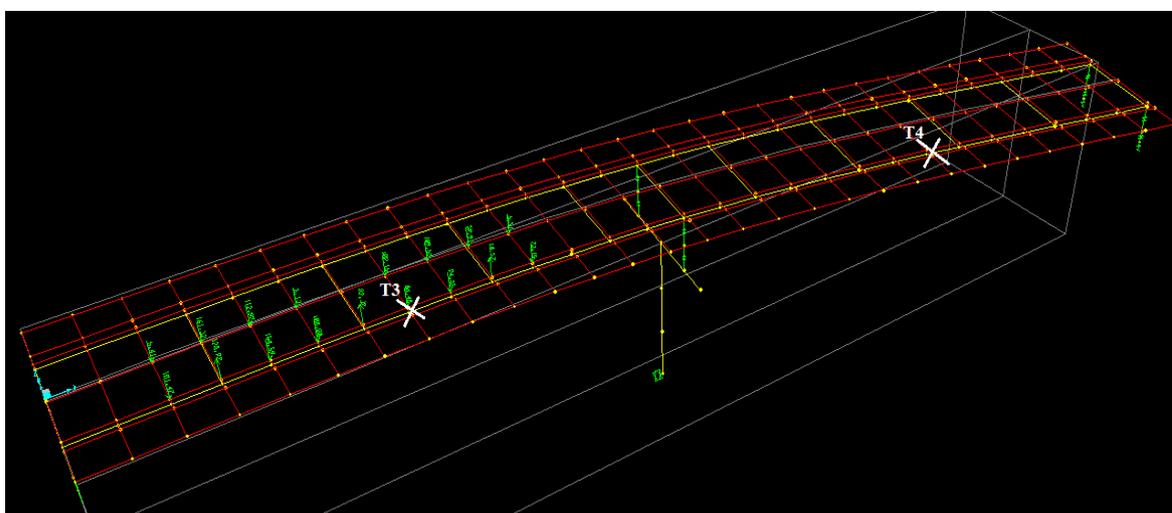


Figure 10-10: Application de charge et point de mesure de la poutre intérieure

Les résultats des mesures des flèches sont mentionner dans les tableaux si après :

Tableau 10-2 : travée chargés

| Poutres | Lecture mi-travée | | | Flèche d'essais (cm) | Flèche théorique max (cm) | R (%) |
|------------------------|-------------------|-----------|--------------------|----------------------|---------------------------|-------|
| | A vide | En charge | Après déchargement | | | |
| Extérieure (T1) | 116,166 | 116,153 | 116,161 | -1,3 | -1,35 | 96,29 |
| Intérieure (T3) | 116,002 | 115,995 | 116,001 | -0,6 | -0,7 | 85,71 |

Avec :

R : est le rapport de la flèche mesurée sur la flèche calculée à mi-travée chargée

Tableau 10-3 : travée non chargée

| Poutres | Lecture mi-travée | | | Flèche d'essais (cm) | Flèche théorique max (cm) | R _{adj} (%) |
|------------------------|-------------------|-----------|--------------------|----------------------|---------------------------|----------------------|
| | A vide | En charge | Après déchargement | | | |
| Extérieure (T2) | 116,120 | 116,124 | 116,119 | 0,4 | 0,48 | 83,33 |
| Intérieure (T4) | 115,965 | 115,967 | 115,966 | 0,2 | 0,27 | 74,07 |

Avec :

R_{adj} : est le rapport de la flèche mesurée sur la flèche calculée à mi-travée adjacente

10.9.5. Comparaison des flèches mesurées avec celles calculées

Les flèches obtenues par le logiciel SAP ont été comparées aux flèches mesurées dans les travées chargées ainsi que dans les travées adjacentes, on constate que les flèches calculées sont légèrement supérieures à celles mesurées.

On a utilisé la méthode des éléments finis dans le calcul des flèches à l'aide du logiciel SAP 2000 qui nous a donné un modèle exact similaire au modèle réel alors les flèches calculées à mi-travée correspond bien à celle mesurées, ce qui est le signe d'un bon comportement du pont

10.9.6. Affinité des déformées mesurées et calculée:

Le manque d'affinité est exprimé par la différence entre le rapport des flèches mesurées sur les flèches calculées à mi-travée chargée (R) et celui à mi-travée adjacente (R_{adj})

Le manque d'affinité est à partir d'un seuil, l'indicateur d'un comportement non satisfaisant du pont. Le critère d'acceptation de l'affinité doit dépendre de la valeur de la flèche mesurée. [13]

Le seuil de tolérance peut être admis à 15 % pour les ponts ayant une flèche mesurée supérieure à 10mm à mi-travée chargée. Quant aux ponts avec une flèche mesurée inférieure à 10 mm, le seuil de tolérance peut être donné par l'équation :

$$R - R_{adj} \leq 0,25 - 0,015 w_{mes}$$

Avec :

R : est le rapport de la flèche mesurée sur la flèche calculée à mi-travée chargée.

R_{adj} : est le rapport de la flèche mesurée sur la flèche calculée à mi-travée adjacente.

w_{mes}(mm) est la mesurée à mi-travée chargée.

Poutre extérieure :

$$W_{\text{mes}} = 13,5 \text{ mm} > 10 \text{ mm} ;$$

$$R - R_{\text{adj}} = 96,29 - 83,33 = 12,96$$

$$12,96\% < 15\% \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{L'afinité est vérifiée.}$$

Poutre intérieure :

$$W_{\text{mes}} = 6 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

$$0,25 - 0,015 w_{\text{mes}} = 16\%$$

$$R - R_{\text{adj}} = 85,71 - 74,07 = 11,64\% < 16\% \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{L'afinité est vérifiée.}$$

On peut conclure que le pont se comporte de bonne façon

Conclusion générale

Ce travail de mémoire de fin d'études fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et d'avoir une vision détaillée sur les ponts mixtes (acier-béton). Leurs caractéristiques, avantages, méthode de dimensionnements, et le type de liaison entre l'acier et le béton ont été étudiés.

L'étude de ce projet nous a permis de connaître les différentes étapes pour l'établissement d'un projet pont, et de mieux comprendre son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitation, et identifier les sollicitations extrêmes pour son dimensionnement.

L'épreuve d'ouvrages est une étape très importante dans un projet de pont. Puisque par cette opération, réalisée selon une procédure assez organisée et rigoureuse, nous pourrions nous assurer du bon dimensionnement de l'ouvrage ou bien identifier une erreur de conception. En ce qui concerne l'ouvrage de Tarjilet, les résultats étaient concordants.

Résumé

Ce travail consiste à réaliser la conception et l'étude d'un pont afin de franchir l'Oued de Tarajilet pour relier Damous à Boucheghal dans la région de Chlef sur la RN11 au PK 1+800.

On élabore dans ce travail, en première partie, une étude détaillée qui a été effectuée sur le comportement des éléments de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement, et les actions accidentelles de type sismiques. En seconde partie, on vérifie l'épreuve de chargement pour assurer que le pont capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées.

Enfin, les résultats ainsi obtenus seront traduites par les graphiques représentant les ferraillements adéquats des différents éléments composant la structure.

Mots clés :

Pont, section mixte acier-béton, poutre reconstituée soudées, modélisation numérique, épreuve de chargement.

ملخص

يتمثل هذا العمل في تصميم و دراسة الجسر الذي يعبر واد تارجيلات و الذي يقع على الطريق الوطني رقم 11 في النقطة الكيلومترية 1+800 والذي يربط داموس ببوشغال, ولاية شلف.

اولا, تبيننا دراسة تفصيلية حول سلوك عناصر الجسر تحت تأثير مختلف الاثقال : اثقال دائمة, الاثقال ناتجة عن حركة المرور و تلك العرضية كالزلازل. ثانيا قمنا بأجراء اختبار الثقل للتأكد من ان الجسر يوفي اكير قدر ممكن من الشروط.

اخيرا نترجم النتائج المتحصل عليها من خلال رسومات تخطيطية للتعزيز المناسب للعناصر المختلفة

الكلمات المفتاحية:

الجسر, المقطع المختلط حديد-خرسانة, نمذجة رقمية, عناصر مختلطة ملحومة, اختبار الثقل