



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



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures
(L.G.S.D.S)

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Etude d'un viaduc construit par encorbellement successif

Présenté et soutenu en public le 18/06/2016 par :

OUADHI Noussaiba

OUITAS Naziha

Composition du Jury :

Présidente :	Mme R .KETTAB	Pr	ENP
Promotrices :	Mme D. CHERID	MAA	ENP
	Mme H. MOUHABEDDINE	MAA	ENP
Examineurs :	M R .BOUTEMEUR	MAA	ENP
	M A. DJERRIR	EXPERT	SAPTA

Promotion 2016

Ecole Nationale Polytechnique 10, rue des frères OUDDEK Hassen BADI- El-Harrach Alger (Algérie)

Tel : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 52 29 73 www.enp.edu.dz

ملخص :

مشروع نهائية دراستنا هو عمل يهدف الى دراسة جسر منحرف يربط بين ولايتي جيجل و سطيف مبني بالتتابع المتتالي لكتل مسبقة التصنيع باستعمال الخرسانة المضغوطة .

يتكون الجسر من 9 مقاطع ويمتد على طول 506 م بنصف قطر انحراف قدره 650 م وانحدار قدره 10% .
نهتم من خلال هذه الدراسة بتحديد كل من الابعاد المبدئية ،الحمولات و الحمولات الزائدة ودراسة الاجهاد المسبق و البنية التحتية للجسر ليكون قادرا على مقاومة مختلف القوى المؤثرة عليه والتي يتم حسابها باستعمال برنامج "روبو بات 2014" .

الكلمات المفتاحية : التتابع المتتالي؛ الخرسانة مضغوطة ؛ جسر منحرف.

Abstract :

This final project assignment deals with the study of a curved bridge linking the wilayas of Jijel and Setif, in successive corbelled construction built using prestressed concrete with prefabricated voussoirs.

The bridge is composed of 9 spans, it has a length of 506 m and curviness radius of 650 m .

The superstructure of the bridge as its infrastructure is dimensioned to resist the various stresses applied to it and have been calculated using "Robot Structural"

Key words : successive corbelled construction, prestressed concrete, curved bridge.

Résume :

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude d'un viaduc courbé reliant les wilayas de Jijel et de Sétif, construit par encorbellement successif en béton précontraint avec voussoirs préfabriqués.

Le pont comporte 9 travées sur une longueur de 506 m et un rayon de courbure de 650 m et une pente de 10 % .

La superstructure du pont comme son infrastructure est dimensionnée pour résister aux différentes sollicitations qui lui sont appliquées et qui ont été calculées a l'aide du logiciel « Robot bat 2014 ».

Mots clés : encorbellement successif , béton précontraint , pont courbe .

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ...

Aux personnes les plus chères dans ma vie, vous « Mama » et « Papa » pour toute votre affection, votre amour votre éducation et vos sacrifices, que Dieu me donne la force pour vous honorer, vous servir et vous combler.

*A mes adorables petites sœurs que j'aime énormément « Meriem » « Louiza »
et « Manel ».*

A ma super grande mère « Louiza » pour ses encouragements, ses prières et son soutien, que Dieu lui prête une longue vie pleine de santé et de bonheur.

Au meilleur oncle du monde « Abdelkrim » pour sa présence dans toutes les étapes importantes de ma vie pour m'aider me conseiller et me soutenir.

A mes chers grands-parents « Hassen » et « Fatima », mes tentes et mes cousines.

A ma chère binôme « Naziha ».

A tous ceux que j'aime.

Noussaïba ...

Dédicace

À la plus belle perle au monde... ma tendre mère

À celui qui a toujours garni mes chemins force et lumière... mon très cher père

À ma belle étoile qui a toujours existé dans mon univers ma grand-mère

À mon frère et mes sœurs

À mon neveu et mes nièces

À toute ma famille pour l'amour et le soutien qu'ils m'ont toujours accordé

À tous ceux qui leur amour court dans mes veines et mon cœur médite leur mémoire

À mon binôme pour l'ami agréable qu'il était pour moi

À toutes mes amies pour une sincérité si merveilleuse... jamais oubliable

À toute personne qui m'a aidé de près ou de loin à franchir des horizons profonds...

Aimablement...

Je dédie ce modeste travail...

Naziha...



Nous remercions notre Allah le tout Miséricordieux pour ses grâces à nos endroits, qui nous a fortifiées dans la persévérance pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions infiniment nos chers parents de nous avoir offert tout ce dont nous avons besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans notre vie.

Nous remercions vivement nos promotrices, Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE, pour l'aide qu'elles nous ont apportée, et leurs conseils instructifs durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous souhaiterions manifester notre reconnaissance particulièrement à XXXXXX ingénieur chef d'études à la RIZZANI DE ECCHER, de nous avoir proposé le thème de ce travail, et pour toutes les informations relatives au domaine des ouvrages d'art sur le terrain.

Nous remercions aussi Mr BOUTEMEUR et Mr BELKACEMI pour toutes les explications et l'aide qu'ils nous ont apporté durant ce projet de fin d'étude

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner mon travail.

Nous voudrions exprimer notre profond respect à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation universitaire à l'Ecole Nationale Polytechnique.

Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	16
Chapitre 1. Généralité.	
1.1. Introduction	18
1.2. Présentation du projet	18
1.3. Situation de l'ouvrage	18
1.4. Données fonctionnelles	18
1.5. Données naturelles	20
1.6. Notion historique de la construction par encorbellement	22
1.7. Domaine d'application et avantage du procédé	22
1.8. Principe de construction par encorbellement successif	23
1.9. Conclusion	24
Chapitre 2. Caractéristiques des matériaux.	
2.1. Introduction	26
2.2. Matériaux de construction	26
2.2.1. Le béton	26
2.2.2. Les aciers	28
2.3. Conclusion	30
Chapitre 3. Conception et pré-dimensionnement.	
3.1. Introduction	32
3.2. La conception du viaduc V19.2	32
3.2.1. Répartition des travées	32
3.2.2. Découpage en voussoirs	32
3.2.3. Condition d'appuis	33
3.2.4. Élancement et forme de l'intrados	33
3.2.5. Conception de la section transversale	33
3.3. Pré-dimensionnement	34
3.3.1. L' hourdis supérieur	34
3.3.2. L' hourdis inférieur	35
3.3.3. L'épaisseur des âmes	35
3.3.4. La hauteur du voussoir	36
3.4. Caractéristiques géométriques	36
3.5. Conclusion	38

Chapitre 4. Charges et surcharges.

4.1. Introduction	40
4.2. Les charges permanentes	40
4.2.1. Le poids des éléments porteurs	40
4.2.2. Le poids des éléments non porteurs	41
4.3. Calcul des surcharges d'exploitation	42
4.3.1. Caractéristiques du pont	42
4.3.2. Calcul des surcharges routières	43
4.4. Les charges climatiques	49
4.5. Combinaisons de charges	50
4.6. Conclusion	50

Chapitre 5. Calcul des sollicitations.

5.1. Introduction	52
5.2. Stabilité des fléaux	52
5.2.1. Procédé de stabilisation des fléaux	52
5.2.2. Aménagement des têtes de pile	Erreur ! Signet non défini. 52
5.2.3. Aménagement du voussoir sur pile	53
5.3. Calcul des sollicitations en phase de construction	53
5.3.1. Poids propre	53
5.3.2. Surcharges du chantier	54
5.3.3. Charge verticale du au vent	54
5.3.4. Charges accidentelles	55
5.4. Combinaisons d'actions en construction	55
5.4.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)	55
5.4.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)	56
5.5. Calcul des sollicitations en phase de service	57
5.5.1. La modélisation	58
5.5.2. Les combinaisons de calcul	58
5.5.3. Les résultats	59
5.6. Conclusion	67

Chapitre 6. Etude de la précontrainte.

6.1. Introduction	69
6.2. Calcul de la précontrainte des fléaux	69
6.2.1. Rôle des câbles des fléaux	69
6.2.2. Détermination des efforts de la précontrainte des fléaux	70
6.3. Tracé des câbles	72

6.3.1. Etude du tracé des câbles en élévation	72
6.3.2. Etude du tracé des câbles en plan	74
6.4. Calcul de la précontrainte de clouage	75
6.4.1. Calcul du nombre de câbles	75
6.5. Précontrainte de service	78
6.5.1. Calcul des câbles de continuité	78
6.6. Les pertes de précontrainte	80
6.6.1. Les pertes instantanées [8]	81
6.6.2. Pertes de tension différées	86
6.6.3. Détermination des pertes totales	88
6.7. Vérification des contraintes normales	89
6.8. Conclusion	91

Chapitre 7. Etude de l'effort tranchant.

7.1. Introduction.....	93
7.2. Réduction de l'effort tranchant	93
7.3. Contrainte de cisaillement	93
7.4. Vérification de l'effort tranchant	93
7.5. Conclusion	95

Chapitre 8. Etude transversale.

8.1. Introduction	97
8.2. Modélisation	97
8.3. Définition des charges	97
8.3.1. Les charges permanentes	97
8.3.2. Surcharges d'exploitation	98
8.4. Détermination des sollicitations	98
8.5. Ferrailage du Voussoir	101
8.5.1. Ferrailage du hourdis supérieur	101
8.5.2. Ferrailage de l'âme droite	103
8.5.3. Récapitulatif des sections d'armatures	106
8.5.4. Schéma de ferrailage	106
8.6. Conclusion	107

Chapitre 9. Les équipements du pont.

9.1. Introduction	109
9.2. Les appareils d'appui	109
9.2.1. Dimensionnement des appareils d'appui	110
9.2.2. Les déplacements dus aux déformations de la structure	111

9.2.3. Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions .	112
9.2.4. Vérifications des contraintes .	114
9.3. Les dés d'appuis .	116
9.3.1. Les dimensions des dés d'appuis .	116
9.3.2. Ferrailage des dés d'appuis .	117
9.4. Les joints de chaussée .	118
9.4.1. Calcul du souffle des joints .	118
9.4.2. Choix de type de joint .	120
9.5. Les dispositifs de retenue .	121
9.6. L'évacuation des eaux .	121
9.7. La corniche .	122
9.8. Les clés de cisaillement .	123
9.9. Conclusion .	123

Chapitre 10. Etude de la culée.

10.1. Introduction .	Erreur ! Signet non défini.
10.2. Choix du type de culée .	125
10.3. Les éléments constructifs de la culée .	125
10.4. Pré dimensionnement de la culée .	126
10.4.1. Mur garde grève .	126
10.4.2. Mur frontal .	126
10.4.3. Mur en retour .	126
10.4.4. Le sommier d'appuis .	127
10.4.5. La dalle de transition .	127
10.5. Evaluation de forces agissantes sur la culée .	127
10.5.1. Calcul du coefficient de poussée des terres .	128
10.5.2. Calcul des sollicitations dues aux charges et surcharges .	128
10.6. Vérification de la stabilité de la culée .	132
10.7. Ferrailage de la culée .	133
10.7.1. Le mur garde grève .	133
10.7.2. Mur frontal .	136
10.7.3. Mur en retour .	138
10.7.4. La dalle de transition .	141
10.7.5. La semelle .	144
10.8. Conclusion .	147

Chapitre 11. Etude de la pile.

11.1. Introduction :	149
11.2. Choix du type de pile :	149
11.3. Pré-dimensionnement :	151

11.4. Evaluation des sollicitations :	152
11.5. Ferrailage de la pile :	153
11.5.1. Calcul à la flexion composée :	153
11.6. Etude de la semelle sous pile :	156
11.6.1. Sollicitations de calcul pour l'ELU et l'ELS :	156
11.6.2. Détermination de la capacité portante du sol :	156
11.7. Conclusion :	160
Conclusion générale.....	162
Bibliographie.....	163
Annexe	165

Liste des figures

Figure. 1.1. Situation de l'ouvrage.....	18
Figure. 1.2. Tracé en plan.	19
Figure. 1.3. Profil en long du viaduc.	19
Figure. 1.4. Coupe transversale du viaduc.....	20
Figure. 1.5. Le profil en long de la zone inondable de l'Oued Beni Amrane.....	21
Figure. 1.6. Voussoir préfabriqué.	23
Figure. 2.1. Diagramme parabole rectangle du béton.....	29
Figure. 2.2. Diagramme déformations-contraintes.	30
Figure. 2.3. Câble de précontrainte.....	31
Figure. 3.1. Répartition des voussoirs sur la travée de rive.	33
Figure. 3.2. Choix de la section transversale.	34
Figure. 3.3. Ensembles des éléments de pré dimensionnement.....	34
Figure. 3.4. Pré dimensionnement.	36
Figure.4.1. Dispositifs de retenue intérieure et extérieure.....	41
Figure.4.2. La corniche.....	42
Figure.4.3. Disposition du système Bc.	45
Figure.4.4. Disposition du système M c 120.	46
Figure.4.5. Disposition du système D240.....	47
Figure.5.1. Schéma d'aménagement de la tête de pile.....	52
Figure.5.2. Situation temporaire à considérer pour les ouvrages préfabriqués.....	56
Figure.5.3. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués.....	56
Figure.5.4. Vue de la modélisation du tablier en 3D.	58
Figure.5.5. Diagramme du moment sous $1.35G + 1.6 (A(l) + St)$	60
Figure.5.6. Diagramme du moment sous $1.35G + 1.6 (Bc + St)$	60
Figure.5.7. Diagramme du moment sous $1.35G + 1.35Mc120$	61
Figure .5.8. Diagramme du moment sous $1.35G+1.35D240$	61
Figure.5.11. Diagramme du moment sous $G + Mc120$	62
Figure.5.12. Diagramme du moment sous $G + D240$	63
Figure.5.13. Diagramme de l'effort tranchant sous $1.35G + 1.6 (A(l) + St)$	63
Figure.5.14. Diagramme de l'effort tranchant sous $1.35G + 1.6 (Bc + St)$	64
Figure.5.15. Diagramme de l'effort tranchant sous $1.35G + 1.35Mc120$	64
Figure.5.17. Diagramme de l'effort tranchant sous $G + 1.2A(l) + 0.5\Delta T$	65
Figure.5.16. Diagramme de l'effort tranchant sous $1.35G+1.35D240$	45
Figure.5.18. Diagramme de l'effort tranchant sous $G+1.2Bc + 0.5 \Delta T$	Erreur ! Signet non défini. 66
Figure.5.19. Diagramme de l'effort tranchant sous $G + Mc120$	66
Figure.5.20. Diagramme de l'effort tranchant sous $G + D240$	Erreur ! Signet non défini. 67

Figure.6.1. Tracé des câbles en élévation.	73
Figure.6.3. Tracé des câbles en plan d'un demi-fléau de la travée typique.....	75
Figure.6.2. Tracé des câbles en élévation d'un demi-fléau de la travée typique.	75
Figure.6.4. Vue en plan de la tête de pile.....	77
Figure.6.5. Les sollicitations max en phase de service	87
Figure.6.6. Disposition des câbles de continuité.....	80
Figure.6.7. Effet du glissement d'ancrage.	83
Figure.6.8. Distribution des contraintes normales sur la section	89
Figure.8.1. Vue en 3D du voussoir courant.	97
Figure.8.2. Le moment M_y sous la combinaison du système Bc à l'ELU.	99
Figure.8.3. Le moment M_y sous la combinaison du système Bc à l'ELS.	99
Figure .8.4. L'effort F_z sous la combinaison du système Bc à l'ELU.....	100
Figure.8.5. L'effort F_z sous la combinaison du système Bc à l'ELS.	100
Figure.8.6. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.	107
Figure. 9.1. Caractéristiques géométriques d'un appareil d'appui.....	110
Figure. 9.2. Détail de joint de chaussée.	120
Figure. 9.3. barrière de sécurité.	121
Figure. 9.4. Réseau d'assainissement de la superstructure.	122
Figure. 9.5. la corniche.	122
Figure. 9.6. La clé de cisaillement.	123
Figure.10.1. Eléments constructifs d'une culée.....	125
Figure.10.2. Les moments sollicitant la culée.....	129
Figure.10.3. Poussée des terres sur le mur garde-grève.....	134
Figure.10.4. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.	134
Figure.10.5. Ferrailage du mur garde grève.....	136
Figure.10.6. Dalle de transition.....	141
Figure.10.7. Schéma de ferrailage de la dalle de transition selon x.	143
Figure.10.8. Schéma de la semelle.....	144
Figure.10.9. Coupe horizontale de la semelle.....	125
Figure.10.10. Coupe transversale de la semelle.....	146
Figure.11.1. Vue en élévation d'une pile évidée en forme caisson	149
Figure.11.2. Coupe longitudinale de la pile intermédiaire.....	150
Figure.11.3. La section au droit de la pile intermédiaire.	151
Figure.11.4. Modélisation des piles et des culées.....	152
Figure.11.5. Sollicitations max sur la pile intermédiaire.....	154
Figure.11.6. Abaque de Walther	154
Figure.11.7. Répartition du ferrailage sur la section réelle.....	155
Figure.11.8. Dimensionnement de la semelle.....	158
Figure.11.9. Schéma de ferrailage généré par le logiciel Robot.....	159

Liste des tableaux

Tableau.1.1. Unités géotechniques reconnues dans le site du viaduc V19.2.....	20
Tableau. 1.2. Domaine d'application des ponts en encorbellement successif.....	22
Tableau.3.1. Caractéristiques géométriques des voussoirs.....	37
Tableau.4.1. Poids total des charges permanentes.....	42
Tableau.4.2. valeurs de la charge A.....	44
Tableau.4.3. Valeurs du coefficient de majoration dynamique travée intermédiaire.....	46
Tableau.4.4. Valeurs du coefficient de majoration dynamique travée de rive de 40 m.....	47
Tableau.4.5. Valeurs du coefficient de majoration dynamique travée de rive 46m.....	47
Tableau.5.1. Calcul des sollicitations du demi-fléau central.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.5.2. Calcul des sollicitations majorées et minorées.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.5.3. Calcul du moment des différentes combinaisons (t.m)...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.5.5. Les efforts max appliquées sur la tête de pile.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.5.4. Calcul de l'effort tranchant des différentes combinaisons (t).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.5.6. Les différentes combinaisons en phase de service.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.6.1. Calcul du nombre de câbles d'une travée typique.....	72
Tableau.6.2. L'allure des câbles en élévation.....	73
Tableau.6.3. L'allure des câbles en plan.....	74
Tableau.6.4. Calcul du nombre de câbles de continuité d'une travée typique.....	79
Tableau.6.5. Pertes de tension par frottement du fléau typique.....	82
Tableau.6.6. Paramètres de calcul des câbles.....	83
Tableau.6.7. calcul des pertes dues au recul d'ancrage.....	84
Tableau.6.8. Perte de la non-simultanéité de la mise en tension.....	85
Tableau.6.9. calcul des pertes dues au retrait du béton.....	86
Tableau.6.10. Perte de fluage de béton.....	87
Tableau.6.11. Pertes de tension par relaxation.....	88
Tableau.6.12. Pourcentages des pertes instantanées.....	88
Tableau.6.13. Pourcentages des pertes différées.....	89
Tableau.6.14. Pourcentages des pertes totales.....	89
Tableau.6.15. Calcul des contraintes à l'état vide dans les fibres extrêmes.....	90
Tableau.6.16. Calcul des contraintes en charge dans les fibres extrêmes.....	91
Tableau.7.1. Calcul des inégalités de vérifications.....	94
Tableau.7.2. Calcul de la contrainte de cisaillement.....	94
Tableau.7.3. Vérifications des inégalités.....	95
Tableau.8.1. Les différentes combinaisons de charges appliquées.....	98
Tableau.8.2. Les moments max et min sous la combinaison Bc.....	100

Tableau.8.3. les sections des armatures passives d'un voussoir courant.	106
Tableau. 9.1. Les Réactions sur les appuis pour différentes combinaisons.	110
Tableau. 9.2. Les efforts horizontaux dynamiques par appareil d'appui.	113
Tableau.10.1. Les valeurs de k_v , k_h , θ et k_{ad}	128
Tableau.10.2. Les sollicitations agissantes sur la culée pour les quatre cas existants.	130
Tableau .10.3. Les Moments dus aux poussées des terres.	131
Tableau.10.4. Les moments des poussées dues aux surcharges.	132
Tableau.10.5. Récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.	133
Tableau.10.6. les sollicitations agissantes sur le mur frontal.	147
Tableau.10.7. Récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.	144
Tableau.11.1. Sollicitations à la base de la pile intermédiaire.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.11.2. Sollicitations à l'intrados de la semelle.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.11.3. Calcul de la capacité portante de la semelle pour différentes dimensions... Erreur !	Erreur !
Signet non défini.	
Tableau.11.4. Résultats du ferrailage automatique.	Erreur ! Signet non défini.

*Introduction
générale*

Le projet de construction du Viaduc V19.2 s'inscrit dans la volonté politique afin de remédier à l'insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile croissante dans la zone reliant le port de Jijel à l'Autoroute Est-Ouest de Sétif.

Ce viaduc V19.2 est un pont courbe construit par encorbellement successif en béton précontraint. C'est un ouvrage d'art important choisi pour faire l'objet de notre projet de fin d'études qui nous permettra de synthétiser et d'approfondir les différentes connaissances théoriques acquises durant notre cursus à l'ENP .

Ce présent mémoire est donc une étude comportant les étapes suivantes :

La première partie présentera le projet, ses données naturelles et fonctionnelles, et détaillera la méthode de construction et les caractéristiques des matériaux utilisés à l'aide des documents techniques.

La seconde étape traitera une justification de la conception du pont et un calcul de pré - dimensionnement de la section transversale du tablier, la résistance structurale de celui-ci est garantie par le respect des normes et des règles appropriées dans cette étape.

La troisième partie portera sur la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur le pont lors de sa réalisation et en phase d'exploitation.

L'étape qui suit est celle de la détermination des sollicitations sous différentes combinaisons de charges. Ces sollicitations seront calculées analytiquement pour les fléaux. Tandis qu'en phase de service nous procéderons à une modélisation du tablier sur le logiciel « Robot » puis à une analyse de cette structure pour aboutir aux résultats.

La pénultième partie étudiera la précontrainte du tablier et des têtes de piles. Nous calculerons le nombre de câbles nécessaires à la stabilité des fléaux et qui garantit un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité lors de la mise en service.

Ensuite nous passons de l'étude longitudinale du tablier à une étude transversale dans le but de déterminer les armatures passives.

La dernière partie traitera les différents éléments de l'infrastructure du pont à savoir la culée, la pile, et la fondation superficielle, en fin nous terminons ce travail avec une conclusion générale.

Chapitre 1

Généralités

1.1. Introduction :

L'ouvrage, faisant l'objet de notre étude est un viaduc routier de grande longueur permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche, constitué de travées en béton précontraint construites par encorbellement successif.

Par ailleurs, de nombreuses données sont nécessaires au démarrage de l'étude d'un projet de pont, on distingue des exigences fonctionnelles qui permettent au pont d'assurer sa fonction, des exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement, permettant la conception de l'ouvrage.

1.2. Présentation du projet :

Notre projet est le viaduc V19.2, cet ouvrage inscrit dans le projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma, il est caractérisé par une longueur totale de 506 m.

1.3. Situation de l'ouvrage :

Le viaduc V19.2 se localise entre le pk 19+174 et le pk 19+680; il s'agit d'un viaduc courant situé dans la commune de Kaous, wilaya de Jijel.

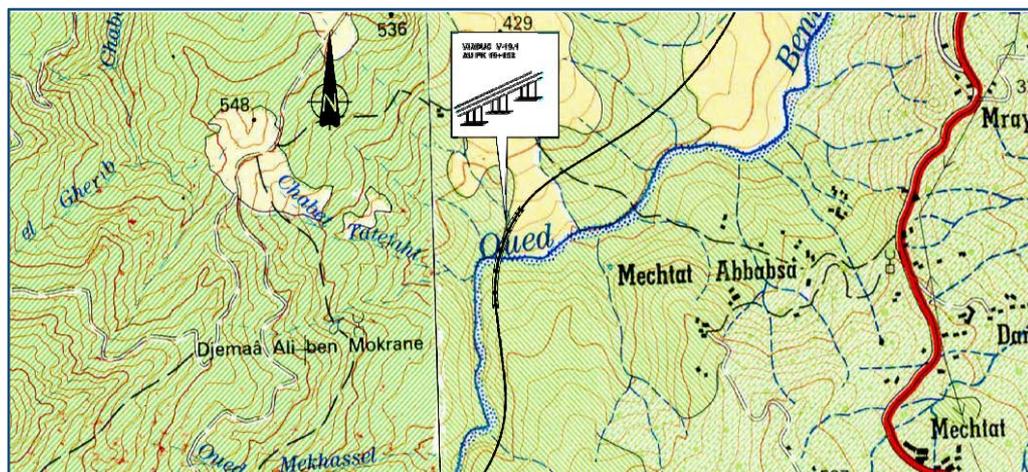


Figure. 1.1. Situation de l'ouvrage

1.4. Données fonctionnelles :

L'allure générale de l'ouvrage est définie par ses données fonctionnelles relatives à la portée : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

➤ Tracé 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.

La structure géométrique de l'ouvrage en question est légèrement courbée de longueur de 506m avec un rayon de courbure $R=650$ m. Il est constitué d'un viaduc Est et un viaduc Ouest.

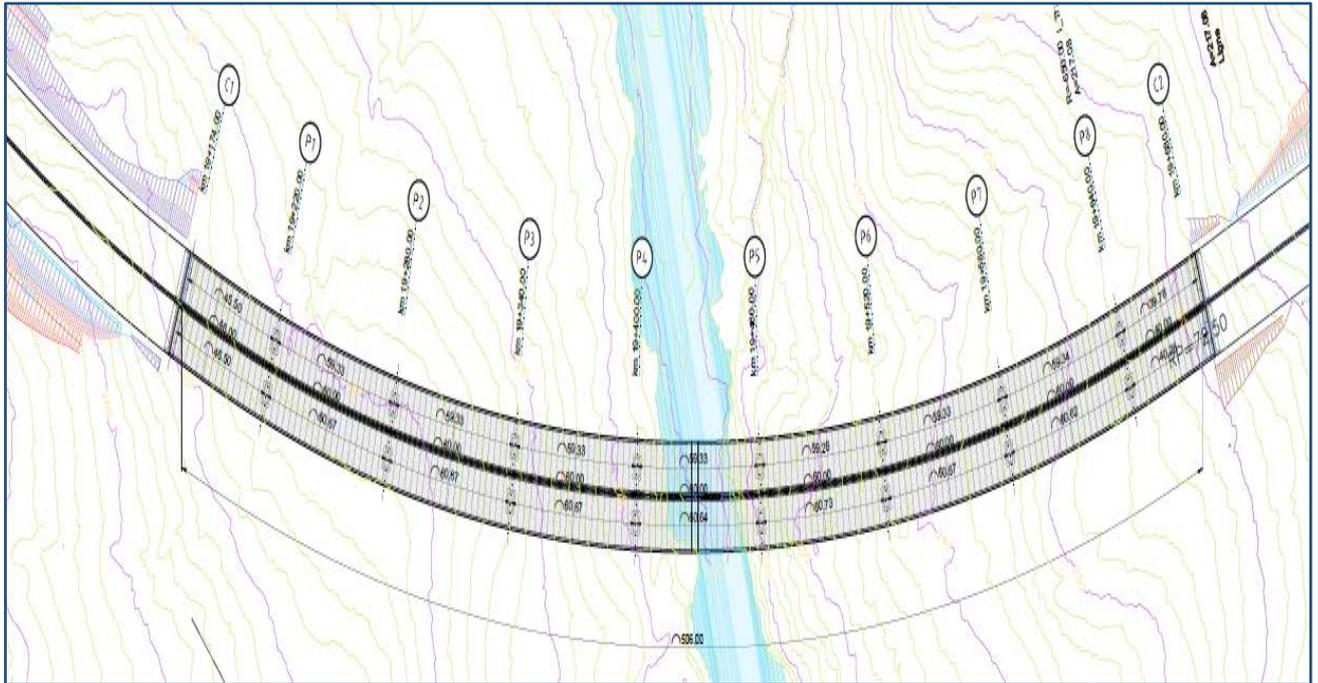


Figure. 1.2. Tracé en plan.

➤ **Profil en long :**

L'ouvrage présente une longueur totale de 506 m, il est composé de 9 travées, deux travées de rive de 46 et 40 m de longueur et 7 travées intermédiaires de 60m. Le tablier repose sur 8 piles de hauteur variable et de 2 culées en béton armé.

Le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de $I= 10\%$.

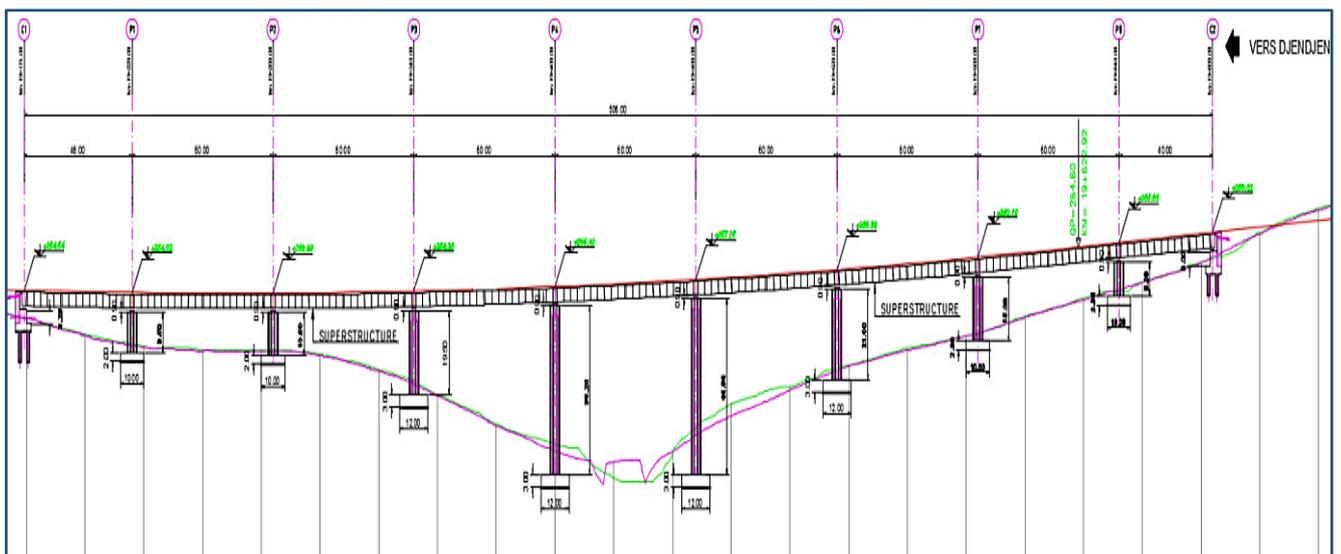


Figure. 1.3. Profil en long du viaduc.

➤ **Profil en travers :**

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

La largeur totale de l'ouvrage est de 27,5 m, il est constitué de deux chaussées indépendantes (Chaussée Est et Chaussée Ouest) comportant des dispositifs de retenue. Le tablier présente un devers de 2,5%.

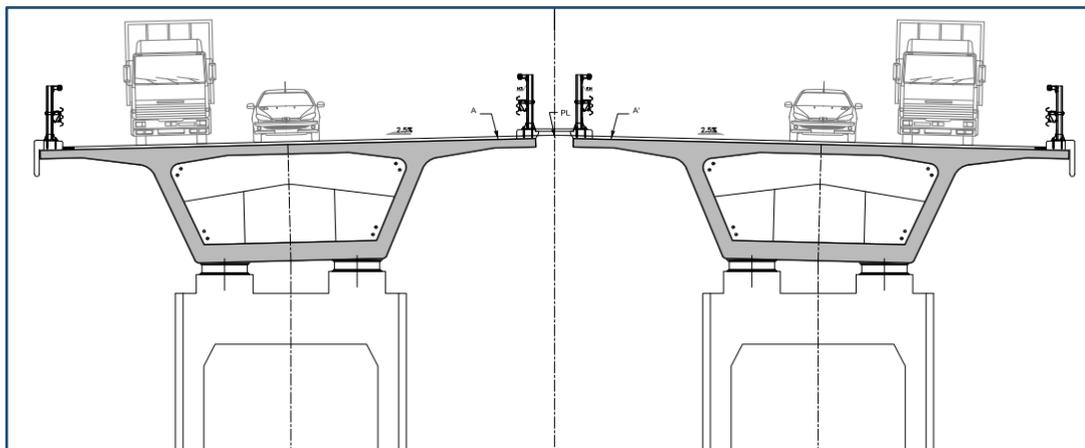


Figure. 1.4. Coupe transversale du viaduc.

1.5. Données naturelles :

➤ Données géologiques :

Du point de vue géologique, le site se caractérise par des formations sédimentaires constituées par des dépôts alluvionnaires, des argiles, des argilites, des marnes, du calcaire et des grés.

➤ Données géotechniques :

Le long du viaduc V19.2 (PK 19+174 et PK 19+680), 3 unités géotechniques principales, avec leurs sub-unités ont été identifiées sur la base des caractéristiques géologiques des matériaux, des résultats des essais in situ et en laboratoire exécutés dans les campagnes de reconnaissance (APD, EXE), et des expériences spécifiques de concepteur dans contextes similaires.

Tableau.1.1. Unités géotechniques reconnues dans le site du viaduc V19.2.

Unité géotechnique(UG)	Lithologie	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ (°)
Ug1	Alluvions grossiers, dépôts colluviaux de lithologies rocheuses	0	34
Ug2	Alluvions fins, dépôts colluviaux	5	28
Ug2a	Alluvions fins avec blocs et galets	20	29
Ug4	Flysch (marne, marnes argileuses avec intercalations du grés et calcaire)	70	35
Ug4a	Grés quartzeux	175	45
Ug4b	Argiles et marnes	35	26

Caractéristiques :

Zone sismique : IIa.

Groupe du pont : 1.

Site : S2 et S3.

1.6. Notion historique de la construction par encorbellement :

L'idée de construire un ouvrage en porte-à-faux à partir de ses appuis n'est pas nouvelle et a germé très tôt dans l'esprit des constructeurs.

L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellement successif une place de choix dans le domaine de portées allant de 70m à 250m. En 1950 que le Docteur FINSTERWALDER a conçu un pont qui a inauguré véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

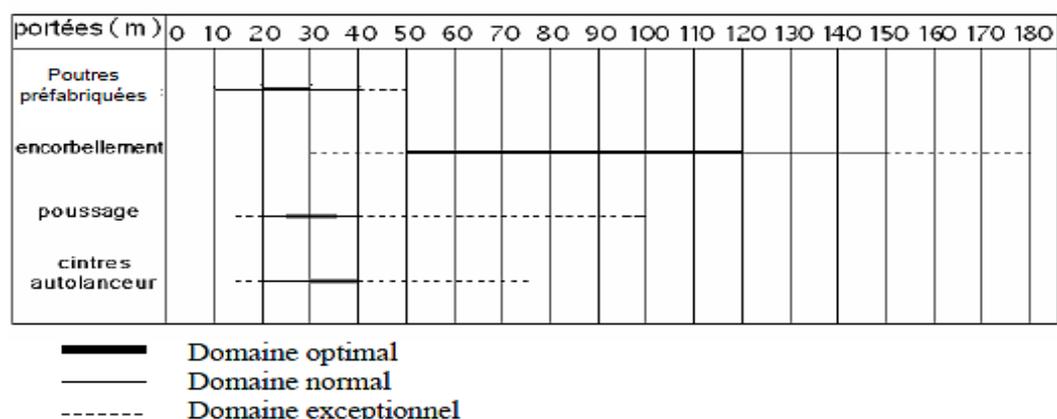
En Algérie le premier pont construit par encorbellement coulé sur place est le pont de MASCARA constitué de 3 travées de 55m – 100m – 55m de portées.

En fin, l'utilisation de la préfabrication a marqué une nouvelle étape dans l'évolution du procédé d'exécution qui s'est très vite généralisé et a entraîné à l'étranger la réalisation d'ouvrages spectaculaires.

1.7. Domaine d'application et avantage du procédé :

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint. Le domaine d'application de l'encorbellement couvre couramment les portées de 50m à 120m.

Tableau. 1.2. Domaine d'application des ponts en encorbellement successif [4].



Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux) ;
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;

- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.

La technique de l'encorbellement présente également d'autres avantages :

- Réduction et meilleure utilisation des coffrages ;
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

1.8. Principe de construction par encorbellement successif [1] :

Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un viaduc à tablier en béton précontraint construit par encorbellement successif.

La technique de construction par encorbellement successif consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques, appelés couramment voussoirs, qui s'équilibrent.

Ce mode de construction permet d'éviter l'étaie et le coffrage du tablier ce qui permet de construire sur des brèches inaccessibles. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demies travées de chaque côté. A ce stade de la construction l'élément pile/fléau est isolé et isostatique.

Les différents fléaux sont ensuite clavés, ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure, qui devient alors hyperstatique. Ces ouvrages sont précontraints, à chaque étape de construction correspond un nouveau type de précontrainte.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place en moyen de dispositifs appropriés.



Figure. 1.6. Voussoir préfabriqué.

1.9. Conclusion :

Cette description sommaire est en partie basée sur les plans architecturaux donnés par l'entreprise RIZZANI. Notre étude va commencer par la définition des différents matériaux utilisés. Ensuite nous allons procéder à un pré dimensionnement de la section transversale.

Chapitre 2

*Caractéristiques
des matériaux*

2.1. Introduction :

Lors de la phase d'étude d'un ouvrage en Génie Civil, définir les matériaux de construction en précisant leurs caractéristiques, mentionnées sur les règlements appropriés, constitue un point de départ pour le calcul des éléments de cet ouvrage.

Ce chapitre comporte une description des différents matériaux utilisés dans la construction du viaduc V 19.2.

2.2. Matériaux de construction :

Dans le calcul des ponts construits par encorbellement comme c'est le cas de notre projet les matériaux utilisés sont le béton et l'acier.

2.2.1. Le béton :

Le béton ayant une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m^3 , est défini principalement par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . A cet effet, on donne ci-après ses différentes caractéristiques.

a. Résistance à la compression :

Elle est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées ayant un élancement égal à 2, et une section de 200 cm^2 , ses valeurs sont données par [2] :

➤ Pour le tablier :

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ si } j \geq 28 \text{ jours.} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ si } j < 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

➤ Pour les appuis :

$$F_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ si } j \geq 28 \text{ jours.} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ si } j < 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton est liée directement à la résistance caractéristique à la compression f_{cj} par la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} 3 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ Pour le tablier.} \\ 2.22 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ Pour les appuis.} \end{cases}$$

c. Contraintes aux états limites :

➤ **Contrainte de calcul à l'ELU [3] :**

$$f_{bu} = 0,85 \times f_{cj} / \gamma_b$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \dots\dots\dots \text{Ouvrage fini.} \\ = \\ 1.15 & \dots\dots\dots \text{Ouvrage en construction « situation accidentelle » .} \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite de compression à l'ELS [3] :**

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \dots\dots\dots \text{Ouvrage fini « en service » .} \\ \\ 0,6 f_{c28} & \dots\dots\dots \text{Ouvrage en construction « ou situation} \\ \text{accidentelle » .} \end{cases}$$

d. Modules d'élasticités longitudinaux :

➤ **Module d'élasticité instantané [2] :**

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i=} = \begin{cases} 37620 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Pour le tablier.} \\ \\ 33000 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Pour les appuis.} \end{cases}$$

➤ **Module d'élasticité**

différé :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i=} = \begin{cases} 12654 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Pour le tablier.} \\ \\ 11100 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Pour les appuis.} \end{cases}$$

e. Le diagramme des contraintes-déformations du béton :

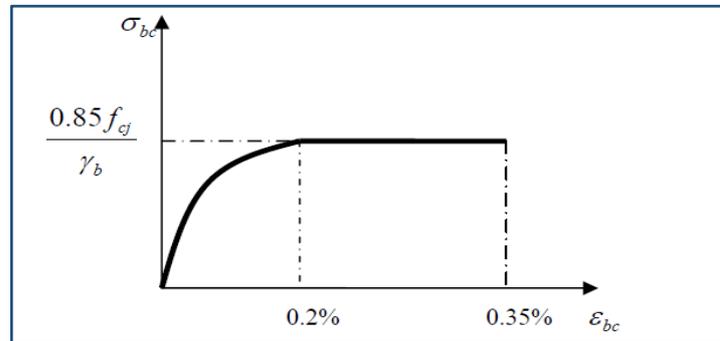


Figure. 2.1. Diagramme parabol rectangle du béton.

f. La déformation transversale du béton :

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

$$G = E/2(1 + \nu)$$

ν : Le coefficient de poisson pour le béton est égal :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \dots\dots\dots \text{Zone non fissurée. « ELS »}. \\ 0 & \dots\dots\dots \text{Zone fissurée « ELU »}. \end{cases}$$

2.2.2. Les aciers :

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- ✓ Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- ✓ Les aciers passifs : pour reprendre les efforts transversaux et limiter la fissuration.

a. Les armatures passives :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de classe *FeE500 type 1* avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa.

Le module d'élasticité $E_s = 200KN/mm^2$.

➤ **La limite élastique :**

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = f_e / \gamma_s = \begin{cases} \gamma_s = 1 & \dots\dots\dots \text{Pour une situation accidentelle} \Rightarrow f_{su} = 500 \text{ MPa}. \\ \gamma_s = 1.15 & \dots\dots\dots \text{Pour une situation durable ou transitoire} \Rightarrow f_{su} = 434 \text{ MPa}. \end{cases}$$

➤ **Contrainte admissible de calcul à l'ELS :**

Elle est calculée à l'Etat Ultime de Service (ELS) :

- ❖ Fissuration peu nuisible : rien à faire.
- ❖ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min [2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}]$
- ❖ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min [1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}]$

Où : $\eta = 1$ pour les aciers RL (Rond Lisse).

Et : $\eta = 1,6$ pour les aciers HA (Haute Adhérence).

➤ **Diagramme de contrainte déformation :**

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer à l'état limite ultime est conventionnellement défini ci-dessous :

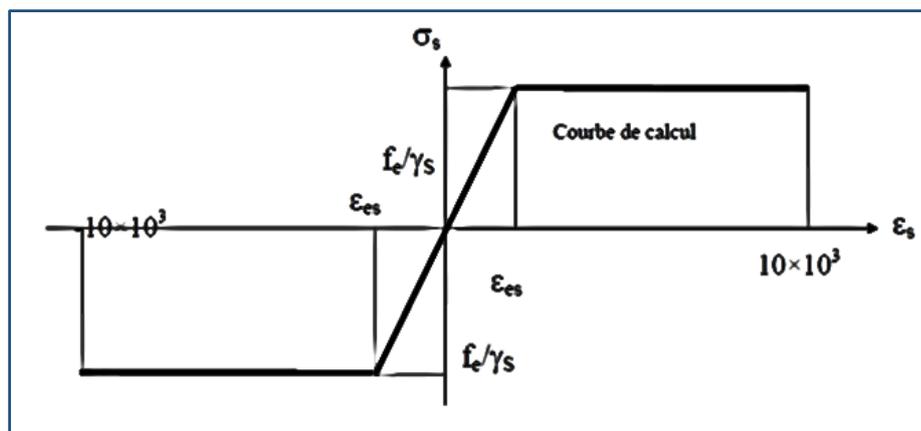


Figure. 2.2. Diagramme déformations-contraintes [3].

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

ϵ_s : Déformation élastique de l'acier.

b. Les armatures actives :

Concernant l'ouvrage V19.2 les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus grande teneur en carbone, la précontrainte est réalisée par post-tension, deux types de câbles ont été utilisés à savoir le 15T15 et le 19T15 de CLASSE 3 TBR.

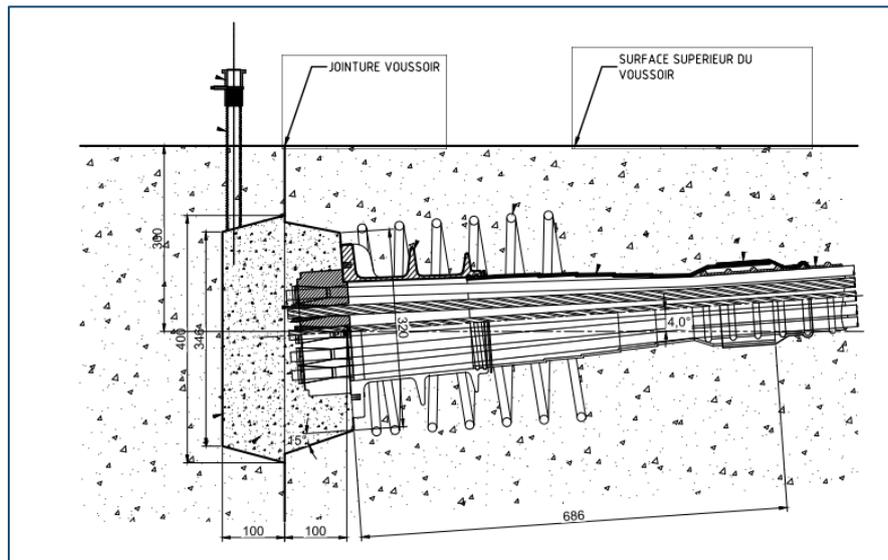


Figure. 2.3. Câble de précontrainte.

- ✓ Nombre de torons par câble :
15 T15 pour la précontrainte supérieure / 19 T15 pour la précontrainte inférieure.
- ✓ La classe de câble : 1860 MPa,
- ✓ Section utile d'un câble : $A_P = 2100 / 2660 \text{ mm}^2$
- ✓ Force élastique à la traction garantie : $f_{peg} = 1636.8 \text{ MPa}$
- ✓ Force ultime de rupture à la traction garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de frottement (gaine-câble) : $0,002 \text{ m}^{-1}$
- ✓ Coefficient de frottement : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- ✓ La tension à l'origine : $F_{P0} = \min \{0.85 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}\}$
- ✓ Glissement à l'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$
- ✓ $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- ✓ Gaine lisse en plastique 140mm.

2.3. Conclusion :

Les choix des matériaux pris sont le fruit de l'expérience et l'avancée technologique du domaine des ouvrages afin d'optimiser les résultats et tirer le meilleur profit des matériaux utilisés.

Chapitre 3

*Conception et pré-
dimensionnement*

3.1. Introduction :

La conception et le pré dimensionnement du pont est une étape importante pour le bon fonctionnement du pont en phase d'exécution ou d'exploitation. La conception générale du viaduc sujet de notre projet a été faite par les ingénieurs de l'entreprise RIZZANI DE ECCHER.

Le présent chapitre traite de la justification de la conception et le pré dimensionnement de la section transversale du tablier caisson de cet ouvrage.

3.2. La conception du viaduc V19.2 :

3.2.1. Répartition des travées :

L'ouvrage V19.2 comporte des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la préparation du matériel de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

Les travées de rive ont une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 % de la longueur des travées principales, est construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

3.2.2. Découpage en voussoirs :

On découpe les travées en fixant les longueurs des différents types de voussoirs.

➤ Voussoir courant :

Lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs. Ainsi, on retiendra des voussoirs de 2,5 à 3 m pour les ouvrages très larges ou de grandes portées.

On choisit une longueur de 2.88 m.

➤ Voussoir sur pile :

Les dimensions du voussoir sur pile sont souvent inférieures aux dimensions des voussoirs courants pour qu'ils soient compatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs.

On prend alors une longueur de 1.8 m.

➤ Voussoir de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée.

Pour les ouvrages préfabriqués, la longueur des voussoirs de clavage est largement inférieure à celle des voussoirs courants, le voussoir de clavage peut être trop petit car la difficulté de démonter le coffrage ne se pose pas.

On choisit alors une longueur de 0.6 m.

Nous obtenons ainsi le schéma suivant :

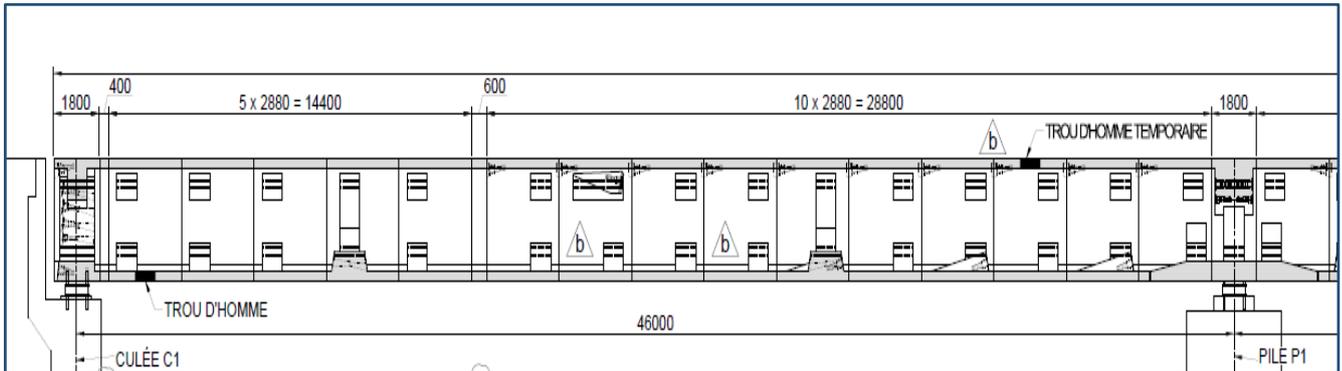


Figure. 3.1. Répartition des voussoirs sur la travée de rive.

3.2.3. Condition d'appuis :

Le pont V19.2 repose sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, il est encasté sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux que nous présentons de manière détaillée dans les chapitres suivants.

3.2.4. Élancement et forme de l'intrados :

Lorsque la portée principale d'un ouvrage est inférieure à 65/70 m « c'est le cas du viaduc V19.2 », le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible [1].

3.2.5. Conception de la section transversale :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieure et inférieure, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement successif, à l'exception de celles situées au droit des appuis. Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

La dimension transversale du caisson est imposée par la largeur de la chaussée (B), c'est elle qui décide du nombre et de la forme transversale du caisson à adopter.

- $B \leq 13$ m : domaine courant des caissons à deux âmes.
- $13 \leq B \leq 18$ m : un caisson à 3 âmes peut être envisagé.
- $B > 18$ m : selon les portées, on envisagera soit :
 - Un caisson à trois âmes.
 - Un double caisson à deux âmes.
 - Un caisson multicellulaire.

Pour ce projet : $l=13 \text{ m} \leq 13 \text{ m}$, donc on choisit une poutre caisson à double âme.

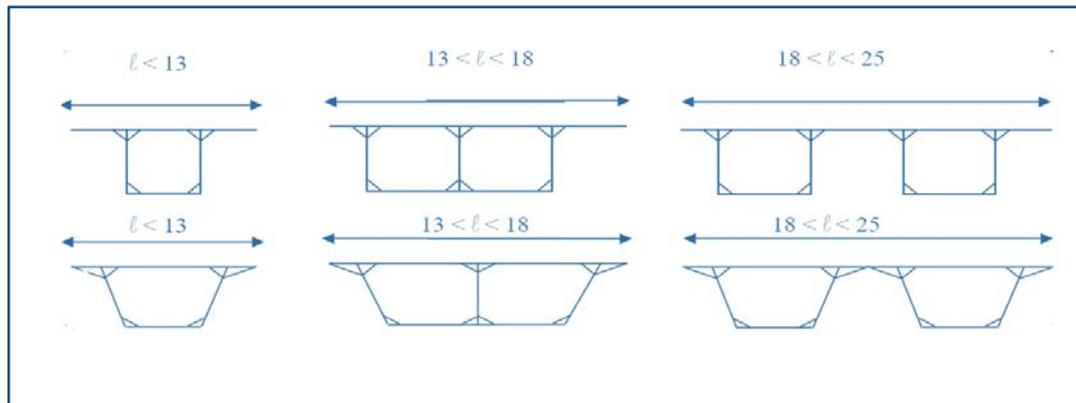


Figure. 3.2. Choix de la section transversale.

3.3. Pré-dimensionnement :

Le dimensionnement d'un tablier de pont construit par encorbellement successif résulte d'un processus itératif destiné à affiner la géométrie de sa section droite

Le dimensionnement du tablier du viaduc V19.2 consiste à dimensionner les différents type de caisson (VSP, V courant, VSC ...)

Le pré-dimensionnement des ces éléments structuraux est effectué en se référant à [1] et [4].

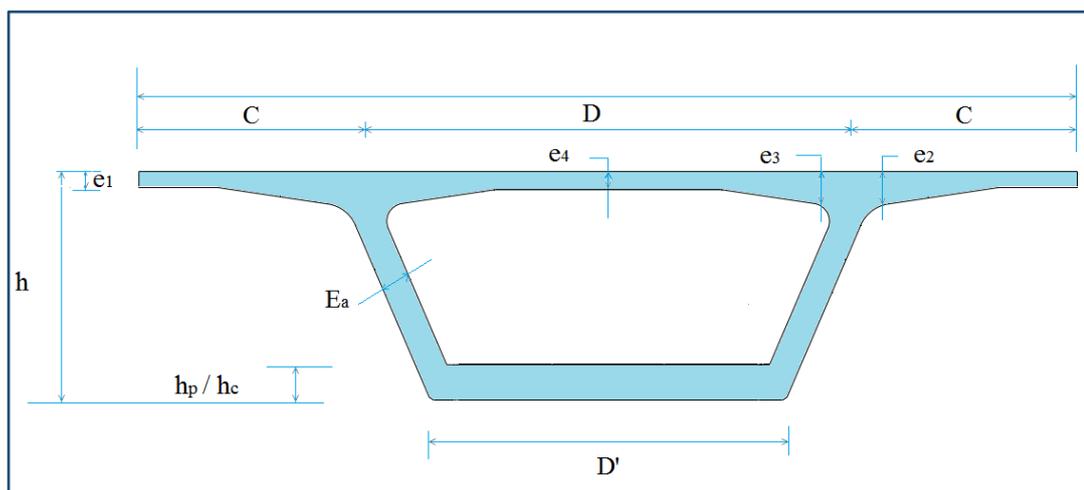


Figure. 3.3. Ensembles des éléments de pré dimensionnement.

3.3.1. L' hourdis supérieur :

L' hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

La largeur du hourdis supérieur est égale à la largeur de la chaussée, $B = 13,25$ m

- Son épaisseur en extrémité « e_1 » dépend du dispositif de retenue choisit. Pour cet ouvrage, on des barrières normales BN1 [1] :

$$e_1 = 23 \text{ cm}$$

- Au voisinage des goussets, l'épaisseur est linéairement variable ; la section résistante est ainsi épaissie là où les moments sont les plus élevés [1] :

$\frac{c}{8} \leq e_2 \leq \frac{c}{7}$, où « C » : La largeur d'encorbellement = $\frac{B}{4}$ On prend :

$$e_2 = 45 \text{ cm}$$

- A l'encastrement [1] : $e_3 = 0,1 + \frac{D}{25}$ où D est l'entraxe des âmes ($D = \frac{B}{2}$), donc :

$$e_3 = 36 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur à mi portée est égale à [1] : $\frac{D}{30}$ ou $\frac{D}{25}$:

$$e_4 = 26 \text{ cm.}$$

3.3.2. L' hourdis inférieur :

Généralement, l'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section en clé [1].

- **Section sur pile :**

L'épaisseur est comprise entre 35 et 80 cm, on la prend :

$$h_p = 50 \text{ cm.}$$

- **Section en clé :**

Pour les ouvrages larges, l'épaisseur du hourdis inférieur est de l'ordre de 25 cm, on la prend :

$$h_c = 26 \text{ cm.}$$

3.3.3. L'épaisseur des âmes :

Le choix de l'épaisseur des âmes dépend de celui du principe de câblage [4].

Si le câblage est entièrement intérieur au béton, l'épaisseur doit permettre l'ancrage des câbles de précontrainte, cette condition impose que :

$$e_a \geq 36 \text{ cm} \text{ Pour un câblage à base d'unité de type 12T13.}$$

$$e_a \geq 44 \text{ cm} \text{ Pour un câblage à base d'unité de type 12T15.}$$

$$e_a \geq 59 \text{ cm} \text{ Pour un câblage à base d'unité de type 19T15.}$$

Si le câblage de continuité est extérieur au béton, l'épaisseur des âmes peut être estimée à :

$$e_a = \frac{L}{275} + 1,25 \frac{B}{L} - 0,125$$

L : la portée principale et B : la largeur du hourdis supérieur, elles sont exprimées en mètres.

Les âmes des voussoirs sont généralement inclinées, cette inclinaison facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de piles en plus elle est plus esthétique, elle varie entre 10 et 30 %.

$$e_a = 50 \text{ cm.}$$

3.3.4. La hauteur du voussoir :

Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre $1/20$ et $1/25$ de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour faciliter les opérations ultérieures de surveillance et d'entretien du caisson [1].

Dans cet ouvrage, la portée maximale $L = 60 \text{ m}$, $\frac{60}{20} = 3$, on prend :

$$h = 3 \text{ m.}$$

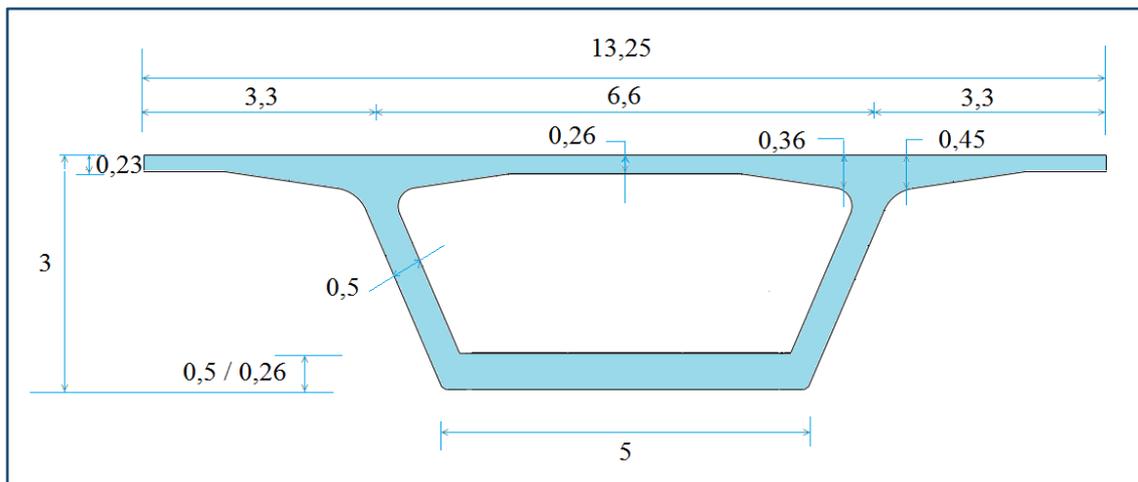


Figure. 3.4. Pré dimensionnement.

3.4. Caractéristiques géométriques :

Pour déterminer les différentes caractéristiques géométriques des caissons, nous divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail, et on définit :

- B_i : Aire de la section « i ».
- d_i : Distance entre le centre de gravité de la section i, et le centre de gravité de la section totale.
- I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

Pour une section rectangulaire : $I_{Gi} = bh^3/12$

Pour une section triangulaire : $I_{Gi} = bh^3/36$

Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

G : Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = \frac{\sum YG_i \times S_i}{\sum S_i}$$

V : La distance de G à la fibre supérieure :

$$V = YG$$

V' : La distance de G à la fibre inférieure :

$$V' = H - YG$$

H : la hauteur totale de la section :

$$H = V + V'$$

B : L'aire de la section :

$$B = \sum B_i$$

I_y : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par **G**) :

$$I_{GX} = 2 * \sum (I_{Gi} + S_i \cdot d_i^2) \text{ (théorème d'Huygens)}$$

ρ : Le rendement géométrique de la section :

$$\rho = I_y / B V V'$$

i : rayon de giration :

$$i^2 = I / B$$

C : l'ordonnée (par rapport à **G**) du point le plus haut du noyau central :

$$C = V \cdot \rho$$

C' : l'ordonnée (par rapport à **G**) du point le plus bas du noyau central :

$$C' = V' \cdot \rho$$

Tableau.3.1. Caractéristiques géométriques des voussoirs.

	H (x)	B (x)	V (x)	P (x)	Z _G	I _y (x)	V (x)	V '(x)	ρ	i	C(x)	C'(x)
Voussoir	(m)	(m ²)	(m ³)	(t/ml)	(m)	(m ⁴)	(m)	(m)	()	(m ²)	(m)	(m)
VSP	3.2	18.45	33.21	46.13	1.88	17.83	1.32	1.88	0.39	0.97	0.51	0.73
VC₁	3.2	9.45	27.216	23.63	1.89	13.89	1.31	1.89	0.59	1.47	0.78	1.12
V_i courant	3.2	8.5	24.48	21.25	2.06	11.46	1.14	2.06	0.57	1.35	0.65	1.18
V déviateur	3.2	13.55	39.02	33.88	1.7	16.78	1.5	1.7	0.49	1.24	0.73	0.83
VSC	3.2	19.23	34.61	48.08	1.9	18.31	1.3	1.9	0.39	0.95	0.50	0.73
V clavage	3.2	8.5	5.1	21.25	2.06	11.46	1.14	2.06	0.57	1.35	0.65	1.18

3.5. Conclusion :

La conception et le pré dimensionnement du tablier de l'ouvrage sont les étapes clés dans l'étude d'un pont, nous allons passer maintenant aux calculs des charges et des surcharges.

Chapitre 4

*Charges et
surcharges*

4.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'évaluation des différents types de charges et des surcharges susceptibles d'être appliquées sur l'ouvrage et qu'il doit les supporter tant en phase de service qu'en phase de construction.

4.2. Les charges permanentes :

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps.

Elles comprennent :

- le poids propre G_0 des éléments de la structure.
- Le poids des équipements fixes de toute nature.

La masse volumique du béton étant $\rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3$.

4.2.1. Le poids des éléments porteurs :

➤ Poids des voussoirs :

La section d'un voussoir sur pile : $A_v = 18.45 \text{ m}^2$.

Le poids d'un voussoir sur pile : $P_v = \rho_b \times A_v = 46.13 \text{ t/ml}$.

La section du premier voussoir : $A_v = 9.45 \text{ m}^2$.

Le poids du premier voussoir : $P_v = \rho_b \times A_v = 23.63 \text{ t/ml}$.

La section d'un voussoir courant : $A_v = 8.5 \text{ m}^2$.

Le poids d'un voussoir courant : $P_v = \rho_b \times A_v = 21.25 \text{ t/ml}$.

La section du voussoir déviateur : $A_v = 13.55 \text{ m}^2$.

Le poids du voussoir déviateur : $P_v = \rho_b \times A_v = 33.88 \text{ t/ml}$.

La section d'un voussoir sur culée : $A_v = 19.23 \text{ m}^2$.

Le poids d'un voussoir sur culée : $P_v = \rho_b \times A_v = 48.075 \text{ t/ml}$.

La section d'un voussoir de clavage : $A_v = 8.5 \text{ m}^2$.

Le poids d'un voussoir de clavage : $P_v = \rho_b \times A_v = 21.25 \text{ t/ml}$.

Donc le poids total :

Pour une travée de rive de 46 m : $[46.13 \times (1.8/2) + 23.63 \times 2.88 + 21.25 \times (12 \times 2.88 + 0.4) + 33.88 \times (2 \times 2.88) + 48.075 \times 1.8 + 21.25 \times 0.6] / 46 = \mathbf{24.93 \text{ t/ml}}$.

Pour une travée de rive de 40 m : $[46.13 \times (1.8/2) + 23.63 \times 2.88 + 21.25 \times (10 \times 2.88 + 0.16) + 33.88 \times (2 \times 2.88) + 21.25 \times 0.6 + 48.075 \times 1.8] / 40 = \mathbf{25.49 \text{ t/ml}}$

Pour une travée intermédiaire : $[46.13 \times 1.8 + 23.63 \times (2 \times 2.88) + 21.25 \times (16 \times 2.88) + 33.88 \times (2 \times 2.88) + 21.25 \times 0.6] / 60 = \mathbf{23.44 \text{ t/ml}}$

➤ **Dalle préfabriquée :**

La dalle préfabriquée a une épaisseur de 0,1m et une largeur de 0,5m,

La section de la dalle : $A_{\text{dalle}} = 0,1 \times 0,5 = 0,05 \text{ m}^2$.

Le poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = \rho_b \times A_{\text{chape}} = 2,5 \times 0,05 = 0,125 \text{ t/ml}$.

4.2.2. Le poids des éléments non porteurs :

➤ **Couche de roulement :**

Le revêtement a une épaisseur de 0,075 m et une largeur de 12 m,

La masse volumique du bitume, $\rho_{\text{bitume}} = 2,4 \text{ t/m}^3$ [5].

La section de la couche de roulement : $A_{\text{revêtement}} = 0,075 \times 12 = 0,9 \text{ m}^2$.

Le poids du revêtement : $P_{\text{revêtement}} = \rho_{\text{bitume}} \times A_{\text{revêtement}} = 2,4 \times 0,9 = 2,16 \text{ t/ml}$.

➤ **Chape d'étanchéité :**

La chape d'étanchéité ou le lit de mortier a une épaisseur de 0,005m et une largeur de 12m,

La section de la chape : $A_{\text{chape d'étanchéité}} = 0,005 \times 12 = 0,06 \text{ m}^2$.

Le poids de la chape d'étanchéité : $P_{\text{chape d'étanchéité}} = \rho_{\text{mortier}} \times A_{\text{chape}} = 2,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ t/ml}$.

➤ **Les barrières :**

Le poids d'une barrière est égal à 0,1t/ml [1].

Le poids des 2 barrières est : $P_{\text{barrières}} = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ t/ml}$.

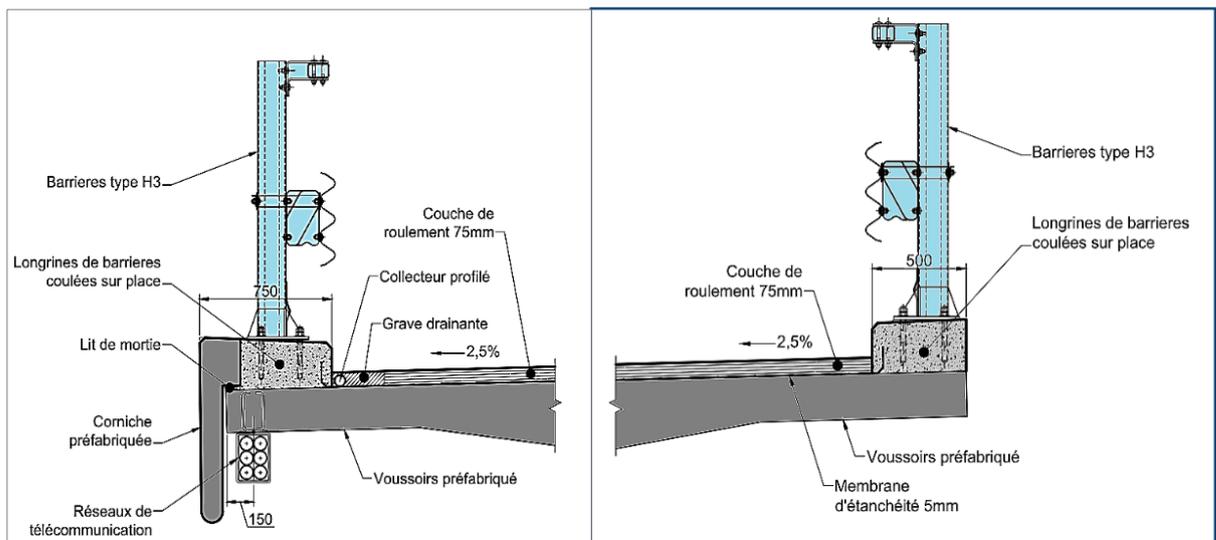


Figure.4.1. Dispositifs de retenue intérieure et extérieure.

➤ **Les longrines :**

La section de la longrine est : $A_{\text{longrine}} = 0,5 \times 0,25 = 0,125 \text{ m}^2$.

Le poids des longrines est : $P_{\text{longrines}} = 2 \times \rho_b \times A_{\text{longrine}} = 2 \times 2,5 \times 0,125 = 0,625 \text{ t/ml}$.

➤ **La corniche :**

La section de la corniche est : $A_{\text{corniche}} = 0,15 \text{ m}^2$.

Alors le poids de la corniche : $P_{\text{corniches}} = \rho_b \times A_{\text{corniche}} = 2,5 \times 0,15 = 0,37 \text{ t/ml}$.

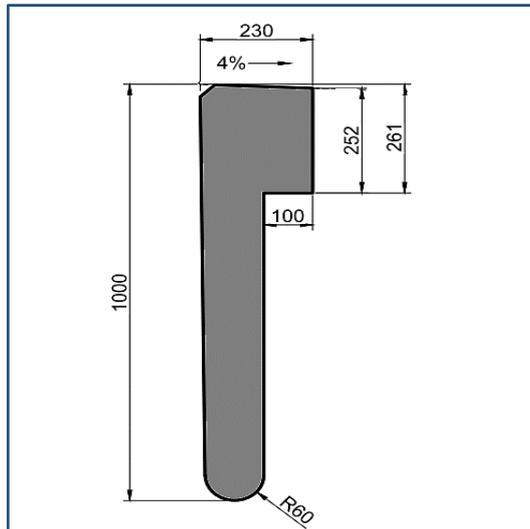


Figure.4.2. La corniche.

➤ **Calcul du poids total des travées :**

Tableau.4.1. Poids total des charges permanentes.

Type de travée	Travée de rive 40 m	Travée de rive 46 m	Travée intermédiaire
Poids des éléments porteurs	25.705	25.145	23.655
Poids des éléments non- porteurs	3.515	3.515	3.515
Poids total (t/ml)	29.22	28.66	27.17

4.3. Calcul des surcharges d'exploitation :

Les charges d'exploitations sont des actions variables, elles comprennent les charges routières qui sont définies par les règlements [fascicule 61 titre II], [RCPR] dans le cas d'un pont routier.

4.3.1. Caractéristiques du pont :

➤ **Largeur roulable (l_r) :**

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures[5].

$$l_r = 12 \text{ m}$$

➤ **Largeur chargeable (l s) :**

Elle se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe, et en conservant cette même largeur roulable lorsque la chaussée est encadrée par deux bordures [5].

$$l s = 11 \text{ m.}$$

➤ **Classe du pont :**

En fonction de leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes, pour $l_r > 7 \text{ m}$ le pont est rangé dans la 1^{ère} Classe.

➤ **Nombre de voies (N) :**

Il est égal à la partie entière du quotient par trois de la largeur chargeable, exprimé en mètres, excepté pour les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5 m inclus et 6 m sont considérées comme comportant deux voies de circulation [5].

$$N = E(l s / 3) = E(11/3) = 3.$$

➤ **Largeur d'une voie (l v) :**

Elle est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies [5].

$$L v = (l s / N) = (11/3) = 3.7 \text{ m.}$$

4.3.2. Calcul des surcharges routières :

Les différents systèmes de charge susceptibles d'être placés sur notre ouvrage et qui donnent les sollicitations les plus défavorables sont :

➤ **Système de charge A :**

Il représente une charge uniforme A dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) par les coefficients a_1 et a_2 , donnée par la formule [6] :

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

Tel que :

La charge A(L), exprimée en kilogramme par mètre carré [kg/m^2], est donnée en fonction de la longueur chargée L exprimée en mètres [m], par la formule [6] :

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

a_1 : coefficient qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées, $a_1 = 0.9$.

Le coefficient a_2 est fonction de la classe du pont et la largeur d'une voie (lv), il est donné par la formule [6] :

$$a_2 = l_0 / l v$$

l_0 : exprimé en mètres, pour notre ouvrage de 1^{ère} Classe ($l_0 = 3.5 \text{ m}$), la largeur d'une voie est $l v = 3.7 \text{ m}$, alors le coefficient :

$$a_2 = l_0 / l v = 0.95.$$

Les valeurs max de A sont obtenues avec trois voies chargées, pour toutes les combinaisons de travées chargées nous obtenons :

Tableau.4.2. valeurs de la charge A.

L(m)	A(l) [kg/m ²]	A [kg/m ²]
46	850.68	727.34
40	922.31	788.57
60	730	624.15
100	551.42	471.47
106	535.08	457.50
86	597.346	510.73
146	457.84	391.46
160	439.30	375.60
166	432.24	369.57
240	372.85	318.79
226	381.26	325.98
220	385.17	329.32
206	395.13	337.84
300	345.38	295.30
280	353.28	302.06
286	350.80	299.94
266	359.49	307.37
360	326.77	279.39
346	330.55	282.63
340	332.27	284.09
326	336.50	287.72
420	313.33	267.90
406	316.12	270.29
400	317.37	271.36
386	320.45	273.99
466	305.31	261.04
460	306.27	261.86
446	308.60	263.86
506	299.49	256.07

$$A=0.9 \times 0.95 \times A(l)$$

$$S_A = A \times N \times l_v = 788.57 \times 3 \times 3.7$$

$$S_A = 8.75 \text{ t/ml}$$

➤ **Système de charge Bc :**

Un camion type de ce système, de charge totale de 30 tonnes, comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, dont les caractéristiques sont mentionnées sur la figure ci-dessous [5] :

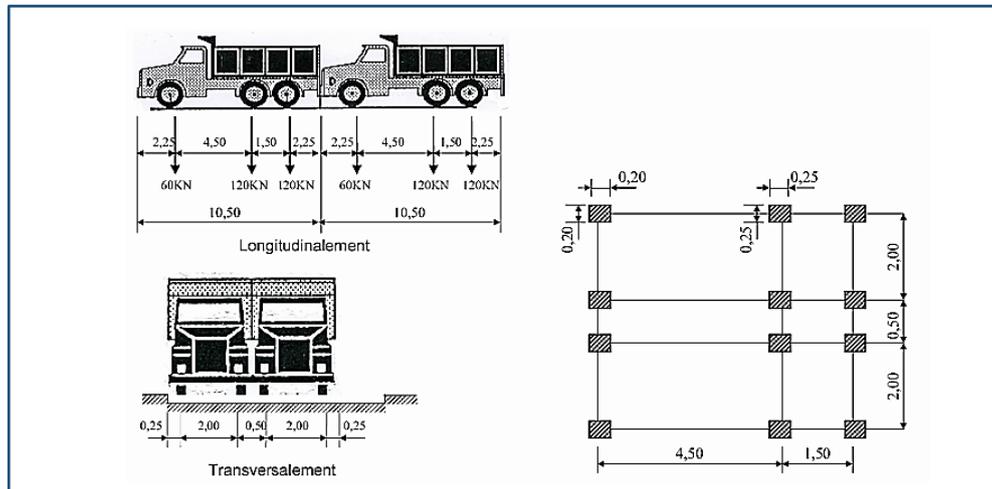


Figure.4.3. Disposition du système Bc [5].

L'intensité de la charge Bc est pondérée par un coefficient b_c fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, et exprimée par la formule :

$$S_{Bc} = B_c \times b_c = (2 \times 30) \times N \times b_c$$

Pour notre ouvrage de 1ère Classe avec trois voies chargées au maximum ($N=3$), le coefficient $b_c = 0.95$

$$S_{Bc} = 2 \times 30 \times 3 \times b_c = 180 \times 0.95 = 171 \text{ t.}$$

➤ **La surcharge militaire Mc 120 :**

La disposition et les caractéristiques de ce système de charge sont mentionnées sur la figure ci-dessous :

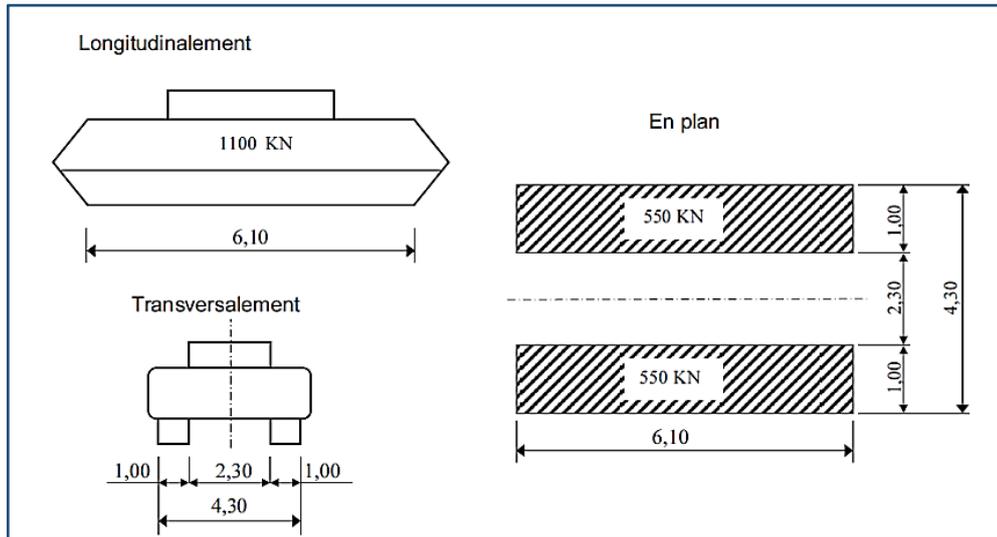


Figure.4.4. Disposition du système M c 120[5].

$$M_{c120} = 110 \text{ t.}$$

➤ **Coefficient de majoration dynamique :**

Applicable aux systèmes de charge B (B c, B t, B r) et aux deux systèmes de charges militaires M c et M e, il est considéré le même pour chaque élément d’ouvrage, et calculé selon la formule [2] :

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

Avec :

L : représente la longueur de la travée ou arche considérée ;

G : sa charge permanente ;

S : sa surcharge maximale due aux systèmes de charge considérés (après multiplication par le coefficient bc pour le système Bc).

Pour l’ouvrage étudié, il y a trois travées (L=60 m, L=40, et L =46 m), alors, les valeurs du coefficient de majoration dynamique pour les systèmes B c et M c 120 sont rapportées sur les tableaux ci-dessous :

Tableau.4.3. Valeurs du coefficient de majoration dynamique travée intermédiaire.

Système de charge	S [t]	Coefficient de majoration dynamique
B c	171	1.046
M c 120	110	1.041

Avec : $L=60$ m et $G = G_{total} \times L = 27.17 \times 60 = 1630.2$ t.

Tableau.4.4. Valeurs du coefficient de majoration dynamique travée de rive de 40 m.

Système de charge	S [t]	Coefficient de majoration dynamique
B c	171	1.065
M c 120	110	1.058

Avec : $L=40$ et $G = G_{total} \times L = 29.22 \times 40 = 1168.8$ t

Tableau.4.5. Valeurs du coefficient de majoration dynamique travée de rive 46m.

Système de charge	S [t]	Coefficient de majoration dynamique
B c	171	1.058
M c 120	110	1.051

Avec : $L=46$ m et $G = G_{total} \times L = 28.66 \times 46 = 1318.36$ t.

➤ **Charge exceptionnelle D240 :**

Le convoi de type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux, et de charge totale de 240 tonnes.

La charge maximale de système D240 est égale à : $S_{D240} = 240$ t. Soit par mètre linéaire :

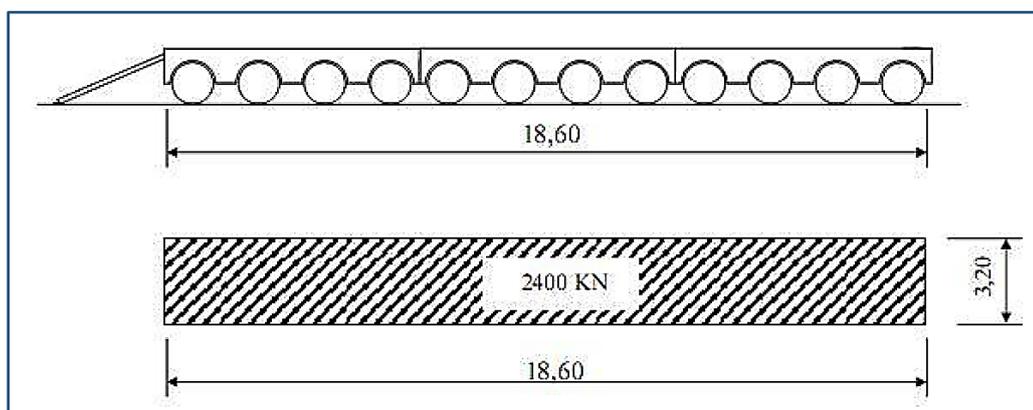


Figure.4.5. Disposition du système D240 [5].

$$S_{D240} = 240 / 18.6 = 12.9 \text{ t/ml.}$$

➤ **Surcharges sur trottoirs :**

Elles s'appellent aussi charges générales, on applique sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- La largeur du 1^{er} trottoir (côté gauche) est de 0.75m, donc son poids est 0.11 t/ml.
- La largeur du 2^{ème} trottoir (côté droit) est de 0.5m, donc son poids est 0.075 t/ml.

➤ **Efforts de freinage :**

Ces efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation, sont développés par les charges des systèmes A et B_c, dont leur résultante peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Les efforts de freinage sont à vérifier pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis [5].

✓ **Effort de freinage sous le système A :**

Cet effort est donné par [5] :

$$FA = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Dans laquelle :

A : Intensité de la charge du système A pour la longueur totale du pont ;

S : Surface chargée exprimée en mètres carrés.

Pour le viaduc V19.2, la surface chargée a une largeur chargeable **l_s** = 11 m et un arc de cercle de longueur **L**=506 m d'un rayon moyen (mesuré suivant l'axe de la voie) **R** = 650 m (**β** = 0.778 rd), alors :

$$S = (\beta/2) \times (R_e^2 - R_i^2) = 5562.7 \text{ m}^2$$

$$R_e = R + (l_s/2) = 655.5$$

$$R_i = R - (l_s/2) = 644.5$$

La charge du système A pour la longueur totale **L** est donné par :

$$A = a1.a2.A(l) = 0.73 \text{ t/m}^2$$

On a:

$$FA = \frac{0.73 \times 5562.7}{20 + 0,0035 \times 5562.7} = 102.77t.$$

✓ **Effort de freinage sous le système B_c :**

Parmi les camions **B_c** que l'on peut placer sur le pont (six camions pour notre ouvrage), un seul est supposé freiner, dont l'essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids de 30 tonnes. Cet effort n'est pas à majorer pour effets dynamiques, mais il est pondéré par les coefficients **bc** du système **B_c** [5] :

$$F_{Bc} = 30 \times bc$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système B_c,

$$F_{Bc} = 28.5 \text{ t.}$$

➤ **Forces centrifuges :**

Ces forces sont calculées uniquement pour le cas du système Bc. Sur les ponts où la chaussée est en courbe (le cas pour notre ouvrage), tous les camions Bc disposés sur cette chaussée peuvent développer des efforts centrifuges horizontaux.

Les efforts produits par la force centrifuge sont à majorer pour effets dynamiques, et pondérées par les coefficients bc du système Bc, ainsi cette force est donnée par [5] :

$$F_c = \begin{cases} \frac{R+150}{6R+350} \times P_e & \text{Pour } R \leq 400 \text{ m} \\ \frac{80}{6} \times P_e & \text{Pour } R > 400 \text{ m} \end{cases}$$

Dans laquelle :

R : rayon de l'axe de la chaussée courbe en mètres ;

P_e : poids de l'essieu du système B c.

Pour notre ouvrage :

$$R = 650 \text{ m ;}$$

$$P_e = S_{Bc} \times \delta_{Bc} = 114 \times 1.059 = 120.726 \text{ t}$$

$$F_c = 1609.73 \text{ t.}$$

4.4. Les charges climatiques :

Elles représentent essentiellement l'effet du vent et de température.

➤ **Variations linéaires de la température :**

Les variations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage et les températures extrêmes : +35° C et -15° C prises pour le Nord de l'Algérie (climat tempéré) [5], ce qui donne une différence de température $\Delta = \pm 50^\circ\text{C}$.

➤ **Gradient thermique :**

Une variation linéaire de température, sur la hauteur de la section d'un tablier en béton, de $\pm 7^\circ\text{C}$ en service et de $\pm 12^\circ\text{C}$ en phase de construction sont admises en tenant compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage, en considérant le module instantané comme module d'élasticité pour le béton [5].

➤ **Charge du vent :**

Les actions dues au vent sont introduites dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées, d'intensité égale à 2 KN/m^2 et assimilée à une valeur caractéristique [5].

4.5. Combinaisons de charges :

Il convient de combiner les différentes charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

Les combinaisons de charges expriment différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les charges permanentes, d'exploitation et climatiques) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre [6] :

4.6. Conclusion :

L'ouvrage que nous étudions est un pont de première classe composé de 3 voies de 3.7 m ; comportant trois travées caractéristiques de 60 m, 40 m et 46 m, les charges calculées dans ce chapitre lui seront appliquées en phase de service. Nous calculerons les sollicitations de cette phase dues aux différentes combinaisons en utilisant le logiciel de ROBOT 2014.

Chapitre 5

*Calcul des
sollicitations*

5.1. Introduction :

Le calcul des sollicitations doit être conduit en tenant compte des phases successives de chargement de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de procéder à une analyse précise des phases de construction.

5.2. Stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

5.2.1. Procédé de stabilisation des fléaux :

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage. La longueur des travées, le système d'appui définitif et la conception des piles jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif. Il existe plusieurs procédés principaux permettant d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles. L'encastrement sur pile est le procédé qui s'adapte au viaduc V19.2.

Lorsque le fléau est encasté de façon définitive sur sa pile, le calcul de stabilité se réduit aux calculs de résistance du fût et des fondations de la pile.

5.2.2. Aménagement des têtes de pile :

Dans notre cas, les têtes de pile sont conçues pour recevoir :

- Les appuis définitifs constitués en élastomère fretté.
- Les cales de stabilité ou d'appui provisoires.
- Les câbles de clouage.
- Les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou lors du changement des appareils d'appui.
- Les dispositifs de visite et de contrôle des appareils d'appui en service.
- Les butées antisismiques.

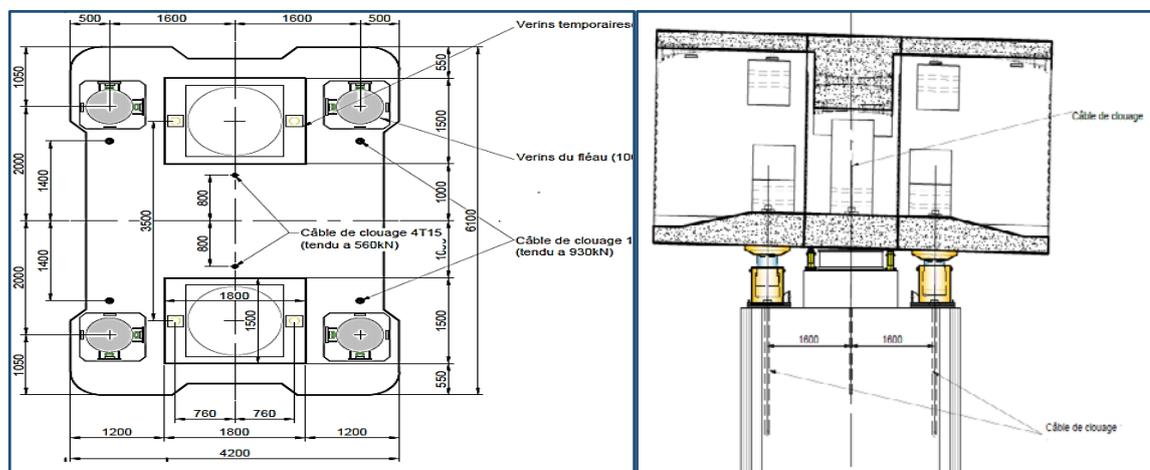


Figure.5.1. Schéma d'aménagement de la tête de pile.

5.2.3. Aménagement du voussoir sur pile :

La conception des voussoirs sur piles et des têtes de piles doit intégrer le plus possible les contraintes inhérentes aux dispositifs de stabilité du fléau.

En effet, les dispositifs de stabilité qui traversent verticalement le voussoir sur pile interfèrent avec les câbles de fléau situés dans les goussets supérieurs, les tubes déviateurs qui laissent passer les câbles extérieurs. Il faut aussi traverser des zones fortement ferrillées du hourdis inférieur compte tenu des problèmes de transmission des réactions d'appui provisoires et définitives vers les âmes du caisson.

Dans tous les cas, le dispositif de clouage sera conçu de façon à ce que la transmission des efforts vers les cales d'appui soit la plus directe possible. En partie supérieure, les câbles doivent être ancrés dans des zones épaisses.

5.3. Calcul des sollicitations en phase de construction :

5.3.1. Poids propre :

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min), en utilisant les formules suivantes pour le calcul de l'effort tranchant et du moment :

Charges pour un demi-fléau central : $P(x) = 23.46 \text{ t/ml}$

Effort tranchant : $T(x) = P(x) \times x$

Moment fléchissant : $M(x) = P(x) \times \frac{x^2}{2}$

5.3.2. Surcharges du chantier :

➤ Charges de chantier connues :

Pour les ouvrages préfabriqués, il s'agit surtout des réactions des pieds de la poutre de lancement en cours de pose des voussoirs, on prend la réaction la plus grande.

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de + 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de 4 % du côté opposé ($Q_{\text{prc max}}$ ou $Q_{\text{prc min}}$) selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

Le poids d'un lanceur courant est compris entre 300 et 600 tonnes. Pour le cas du viaduc V 19.2 : $Q_{\text{prc}} = 373.4 \text{ t}$.

Effort tranchant : $T(x) = Q_{\text{prc}} \times x$

Moment fléchissant : $M(x) = Q_{\text{prc}} \times \frac{x^2}{2}$

➤ Charges de chantier aléatoire :

Les charges de chantier aléatoires sont à considérer dans les calculs de flexion longitudinale du tablier, pendant la construction des fléaux. Ces charges sont les suivantes :

- ✓ Une charge répartie Q_{pra1} de 200 N/m^2 sur un demi-fléau dans les cas courants, alors la charge répartie vaut : $200 \times 13.1 = 2.62 \text{ KN/ml} = 0.262 \text{ t/ml}$

Une charge concentrée Q_{pra2} de $(50 + 5 B)$ KN (B désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètres) appliquée en bout de fléau et représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage. Donc la charge concentrée vaut : $50 + 5 \times 13.1 = 115.5$ KN = 11.55 t

$$T(x) = 2.62 \times x + 115.5$$

$$M(x) = 2.62 \times x^2/2 + 115.5 \times x$$

5.3.3. Charge verticale du au vent :

Notre ouvrage est situé dans un site exposé aux vents forts ou on doit prendre en compte l'action du vent vertical susceptible de causer le renversement du fléau.

L'effet du vent Q_w est alors représenté par une charge répartie d'une intensité de 200 N/m^2 , appliquée de bas en haut sur le demi-fléau le moins lourd pour assurer l'effet le plus défavorable au renversement. Les efforts résultants sont alors :

$$Q_w = 0.02 \times 13.1 = 0.262 \text{ t/m}$$

$$T_{Q_w}(x) = 0.262 \times x$$

$$M_{Q_w}(x) = 0.262/2 \times x^2$$

Tableau.5.1. Calcul des sollicitations du demi-fléau central.

x (m)	Poids propre		Charges connues du chantier		Charges aléatoires du chantier		Charges dues au vent	
	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)
0	696.76	10346.92	373.40	11089.98	19.33	458.59	7.781	115.55
0,90	675.65	9729.33	373.40	10753.92	19.10	441.30	7.546	108.66
3,78	608.08	7880.76	373.40	9678.53	18.3	387.39	6.791	88.01
6,66	540.52	6226.77	373.40	8603.14	17.59	335.65	6.036	69.54
9,54	472.95	4767.37	373.40	7527.74	16.83	286.09	5.282	53.24
12,42	405.39	3502.56	373.40	6452.35	16.08	238.70	4.527	39.12
15,30	337.82	2432.33	373.40	5376.96	15.32	193.48	3.773	27.16
18,18	270.26	1556.69	373.40	4301.57	14.57	150.44	3.018	17.39
21,06	202.69	875.64	373.40	3226.18	13.81	109.57	2.264	9.78
23,94	135.13	389.17	373.40	2150.78	13.06	70.87	1.509	4.35
26,82	67.56	97.29	373.40	1075.39	12.30	34.35	0.755	1.09
29,70	0.00	0.00	373.40	0.00	11.55	0.00	0.000	0.00

5.3.4. Charges accidentelles :

La chute d'un équipage mobile F_A est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{prc1 \max}$ sur l'un des demi-fléaux.

Toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter. Dans la plupart des cas, les calculs sont menés en considérant que l'intégralité de l'équipage mobile peut tomber.

Charge d'une chute éventuelle d'un voussoir $P = 61.2 \text{ t}$.

$M_p = 1817.6 \text{ t.m}$.

$T_p = -61.2 \text{ t}$.

5.4. Combinaisons d'actions en construction :

Dans le tableau suivant nous avons calculé les valeurs majorées et minorées utilisées dans le calcul des combinaisons à savoir G_{\max} , G_{\min} , $Q_{prc \max}$, $Q_{prc \min}$ et F_A .

Tableau.5.2. Calcul des sollicitations majorées et minorées.

x (m)	Gmax		Gmin		Qprc max		Qprc min		FA	
	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)
0,90	710.70	-10553.85	0.00	0.00	395.80	-11755.38	373.40	0.00	0.00	0.00
3,78	689.16	-9923.92	0.00	0.00	395.80	-11399.16	373.40	0.00	0.00	0.00
6,66	620.24	-8038.37	662.14	9534.74	395.80	-10259.24	373.40	0.00	61.20	-1762.56
9,54	551.33	-6351.31	595.92	7723.14	395.80	-9119.32	373.40	0.00	61.20	-1586.30
12,42	482.41	-4862.72	529.71	6102.24	395.80	-7979.41	373.40	0.00	61.20	-1410.05
15,30	413.50	-3572.61	463.49	4672.02	395.80	-6839.49	373.40	0.00	61.20	-1233.79
18,18	344.58	-2480.98	397.28	3432.51	395.80	-5699.58	373.40	0.00	61.20	-1057.54
21,06	275.66	-1587.83	331.07	2383.69	395.80	-4559.66	373.40	0.00	61.20	-881.28
23,94	206.75	-893.15	264.85	1525.56	395.80	-3419.75	373.40	0.00	61.20	-705.02
26,82	137.83	-396.96	198.64	858.13	395.80	-2279.83	373.40	0.00	61.20	-528.77
29,70	68.92	-99.24	132.43	381.39	395.80	-1139.92	373.40	0.00	61.20	-352.51

5.4.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :

Combinaison A1 : $1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{prc \max} + Q_{prc \min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} [+Q_w])$

Combinaison A2 : $0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{prc1 \max} + Q_{prc1 \min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} [+Q_w])$

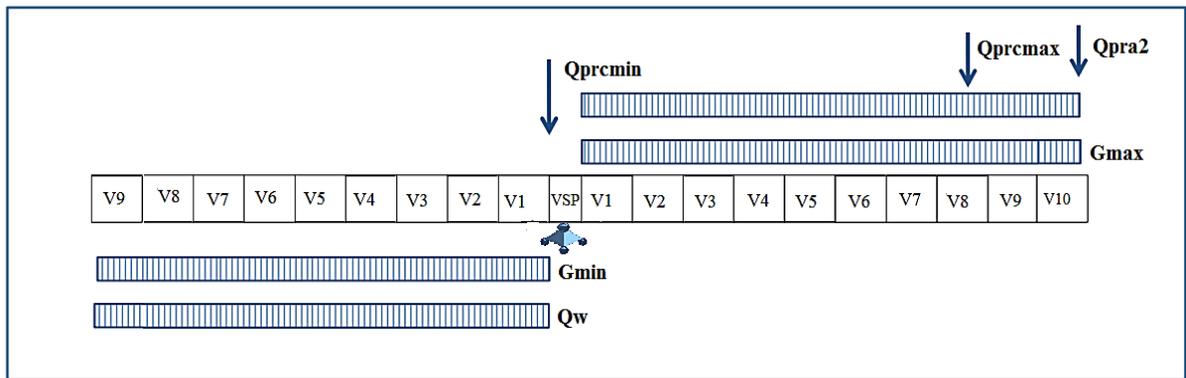


Figure.5.2. Situation temporaire à considérer pour les ouvrages préfabriqués.

5.4.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) :

Combinaison B1 : $1,1 (G \max + G \min) + F_A + (Q_{prc1} \max + Q_{prc1} \min + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

Combinaison B2 : $0,9 (G \max + G \min) + F_A + (Q_{prc1} \max + Q_{prc1} \min + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

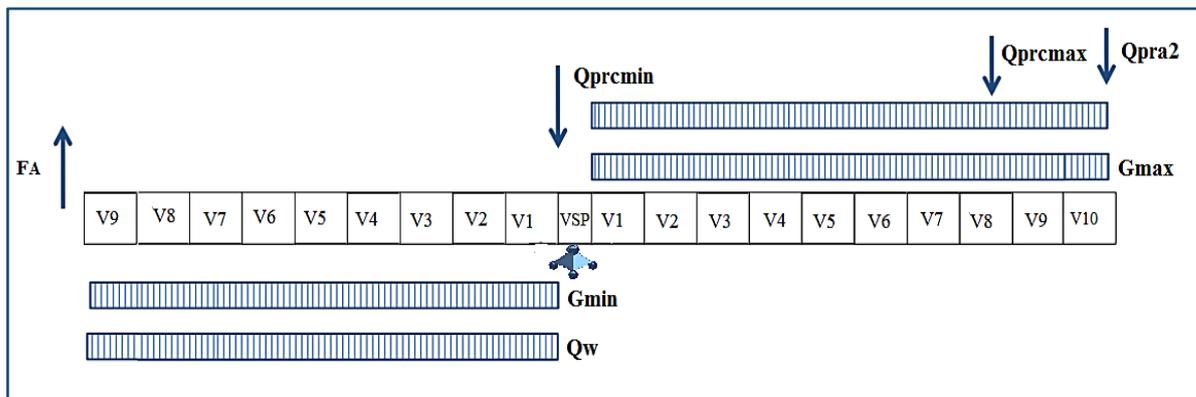


Figure.5.3. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages préfabriqués.

Tableau.5.3. Calcul du moment des différentes combinaisons (t.m)

Section	A1	A2	B1	B2
0,90	-26876.70	-24765.93	-23823.21	-21712.44
3,78	-25716.87	-23732.09	-22756.76	-20771.98
6,66	-22286.32	-20542.82	-21251.40	-17881.16
9,54	-18915.17	-17534.90	-18027.72	-15171.15
12,42	-15767.79	-14708.32	-15024.54	-12641.95
15,30	-12844.17	-12063.09	-12241.86	-10293.54
18,18	-10144.30	-9599.21	-9679.68	-8125.94
21,06	-7668.19	-7316.67	-7337.99	-6139.15
23,94	-5415.85	-5215.48	-5216.81	-4333.16
26,82	-3387.26	-3295.64	-3316.13	-2707.97
29,70	-1582.43	-1557.15	-1635.94	-1263.58

Tableau.5.4. Calcul de l'effort tranchant des différentes combinaisons (t).

Section	A1	A2	B1	B2
0	1300.69	1158.55	1196.90	1054.76
0.90	1286.43	1138.87	1172.98	1035.14
3.78	1209.38	1075.90	1157.61	972.37
6.66	1131.69	1012.93	1081.05	909.59
9.54	1053.99	949.97	1004.49	846.81
12.42	976.30	887.00	927.93	784.03
15.30	898.61	824.03	851.37	721.25
18.18	820.91	761.06	774.80	658.47
21.06	743.22	698.10	698.24	595.69
23.94	665.52	635.13	621.68	532.91
26.82	587.83	572.16	545.12	470.13
29.70	510.14	509.19	468.55	407.35

Tableau.5.5. Les efforts max appliquées sur la tête de pile

Combinaisons	T(t)	M (t.m)
A1	1026.05	-26876.70
A2	1020.48	-24765.93
B1	1077.53	-23823.21
B2	1071.95	-21712.44

La réaction à la tête de pile $R=1077.53$ t

Le moment de renversement $M= -26876.70$ t.m

5.5. Calcul des sollicitations en phase de service :

Le calcul des sollicitations est autant important en phase de construction qu'en phase de service. Nous allons procéder aux calculs des sollicitations en phase de service, lorsque toutes les charges routières seront appliquées afin de calculer le ferrailage actif nécessaire pour la reprise des efforts développés en exploitation.

Les calculs seront effectués au moyen du logiciel Autodesk ROBOT, qui est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser les structures quel que soit leurs complexités et élaborer des modèles capable de décrire le fonctionnement des ouvrages sous différentes conditions, les analyser, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques des structures et afficher la note de calcul des structures.

5.5.1. La modélisation :

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres,
- Les sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles.
- Chaque section est définie par le logiciel Auto CAD, puis exportée vers le logiciel robot,
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées,
- Les charges roulantes ou mobiles sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur (fascicule 61 titre II, [4]).

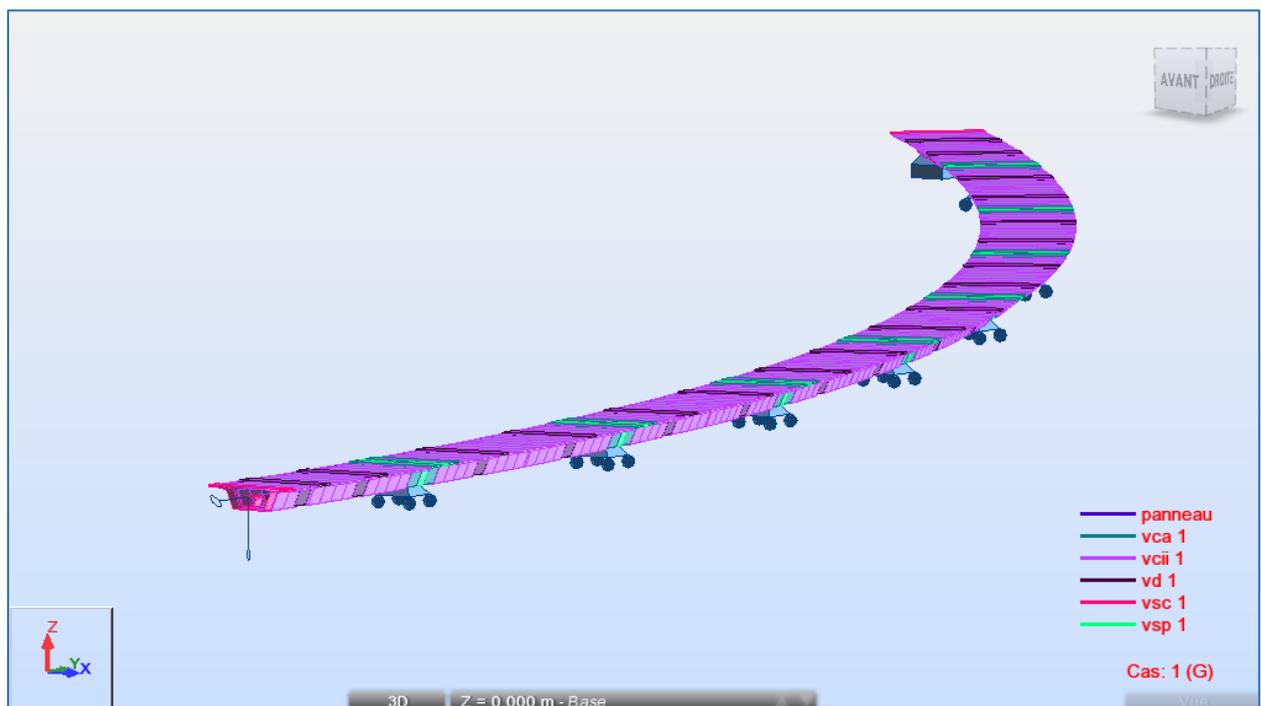


Figure.5.4. Vue de la modélisation du tablier en 3D.

5.5.2. Les combinaisons de calcul :

Les charges appliquées à l'ouvrage en phase de service sont celles définies au chapitre IV du présent document. Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons ainsi que le nom, la nature et le type d'analyse.

Tableau.5.6. Les différentes combinaisons en phase de service [7].

	Nom du cas	Nature	Type de l'analyse
Charges appliquées	PP	Permanente	Statique linéaire
	CPP	Permanente	Statique linéaire
	A(l)	Exploitation	Statique linéaire
	ΔT	Exploitation	Statique linéaire
	Bc	Exploitation	Cas de charges roulantes
	Mc120	Exploitation	Cas de charges roulantes
	D240	Exploitation	Cas de charges roulantes
	St	Permanente	Statique linéaire
	G	PP + CCP	Statique linéaire
ELU	ELU A(l)	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$	Combinaison linéaire
	ELU Bc	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
	ELU Mc120	$1.35G + 1.35Mc120$	Combinaison linéaire
	ELU D240	$1.35G + 1.35D240$	Combinaison linéaire
ELS	ELS A(l)	$G + 1.2A(l) + 0.5\Delta T$	Combinaison linéaire
	ELS Bc	$G + 1.2Bc + 0.5\Delta T$	Combinaison linéaire
	ELS Mc120	$G + Mc120$	Combinaison linéaire
	ELS D240	$G + D240$	Combinaison linéaire

5.5.3. Les résultats :

Le logiciel Autodesk ROBOT utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

Après avoir procédé au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S, les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

➤ **Moment fléchissant :**

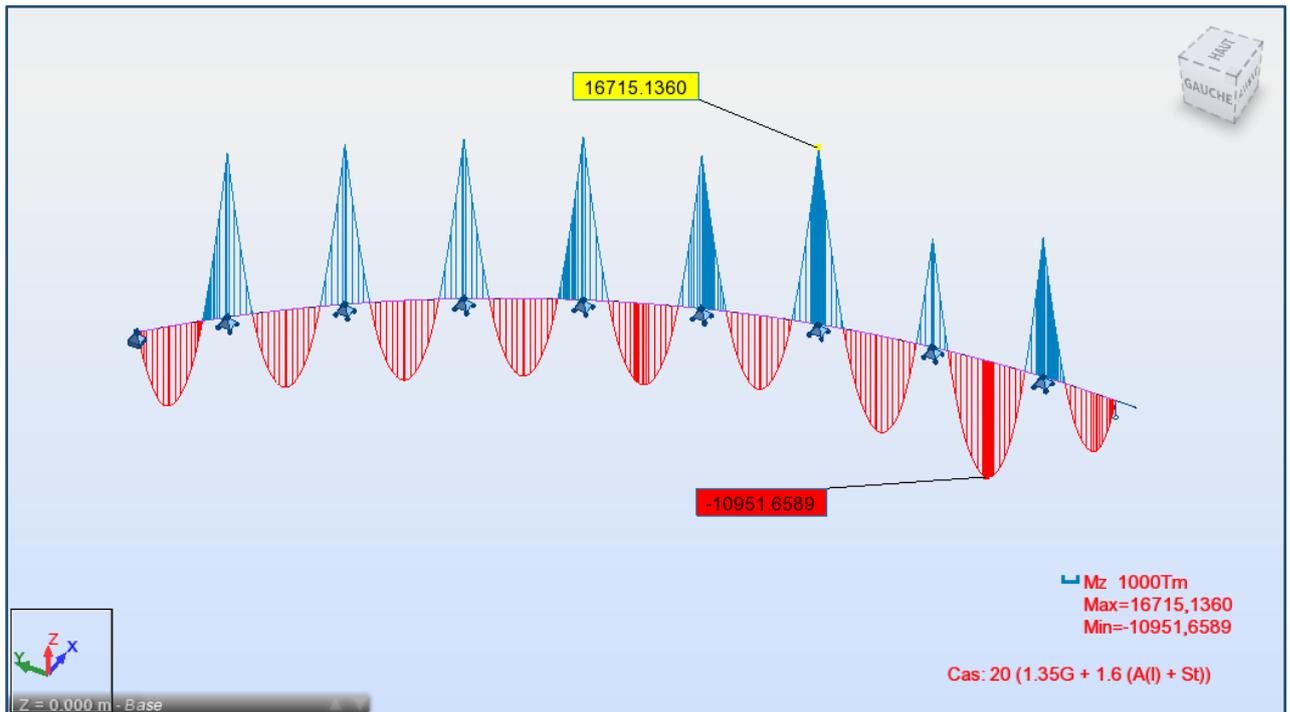


Figure.5.5. Diagramme du moment sous 1.35G + 1.6 (A(I) + St).

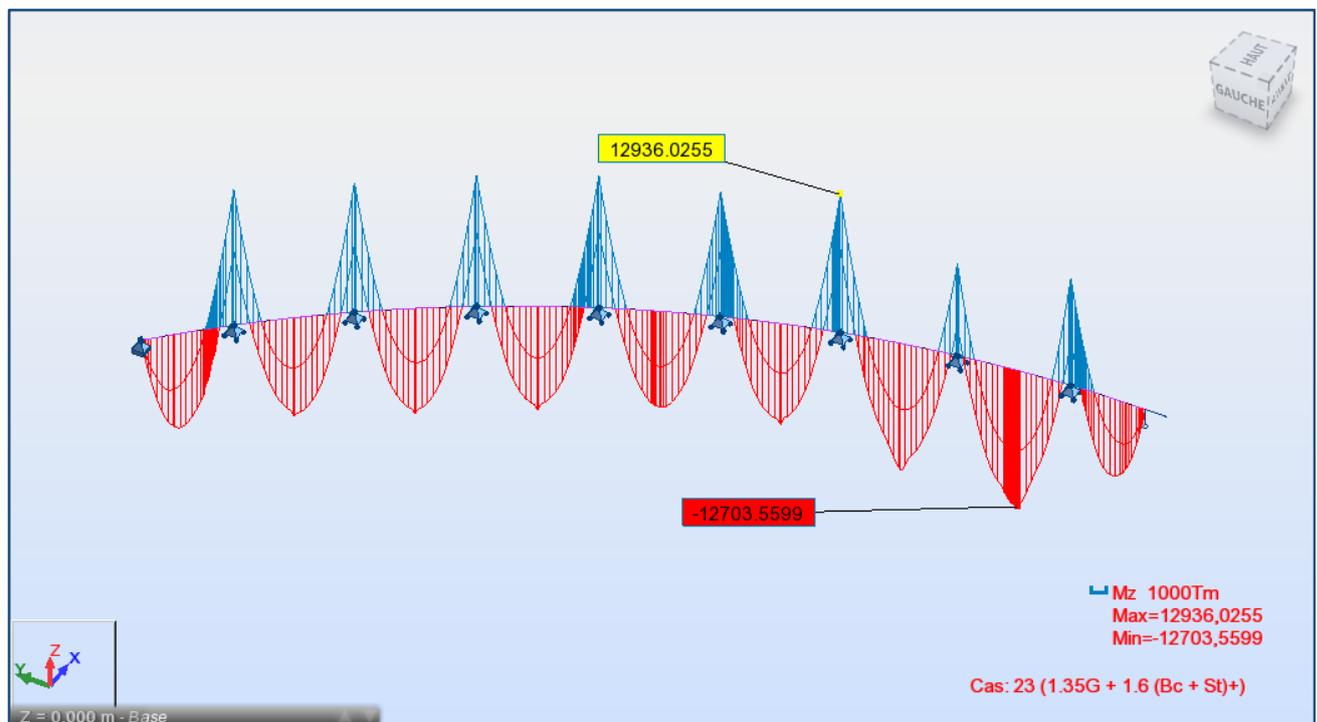


Figure.5.6. Diagramme du moment sous 1.35G + 1.6 (Bc + St).

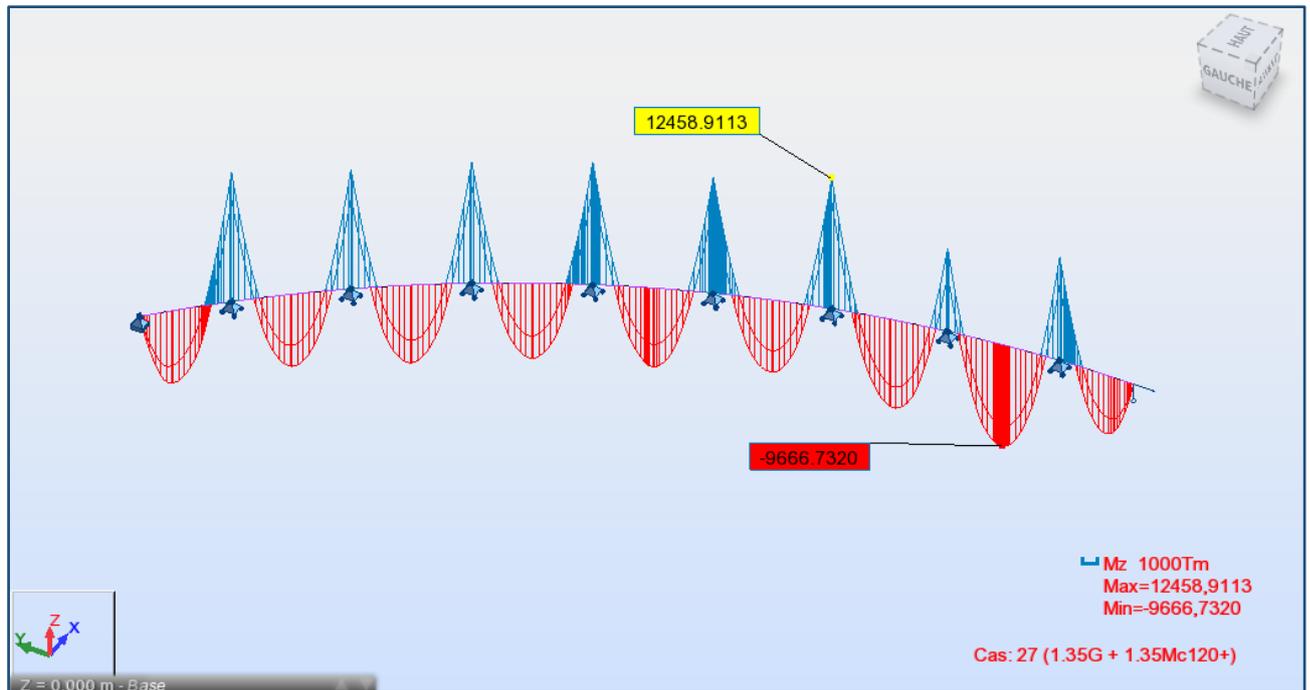


Figure.5.7. Diagramme du moment sous 1.35G + 1.35Mc120.

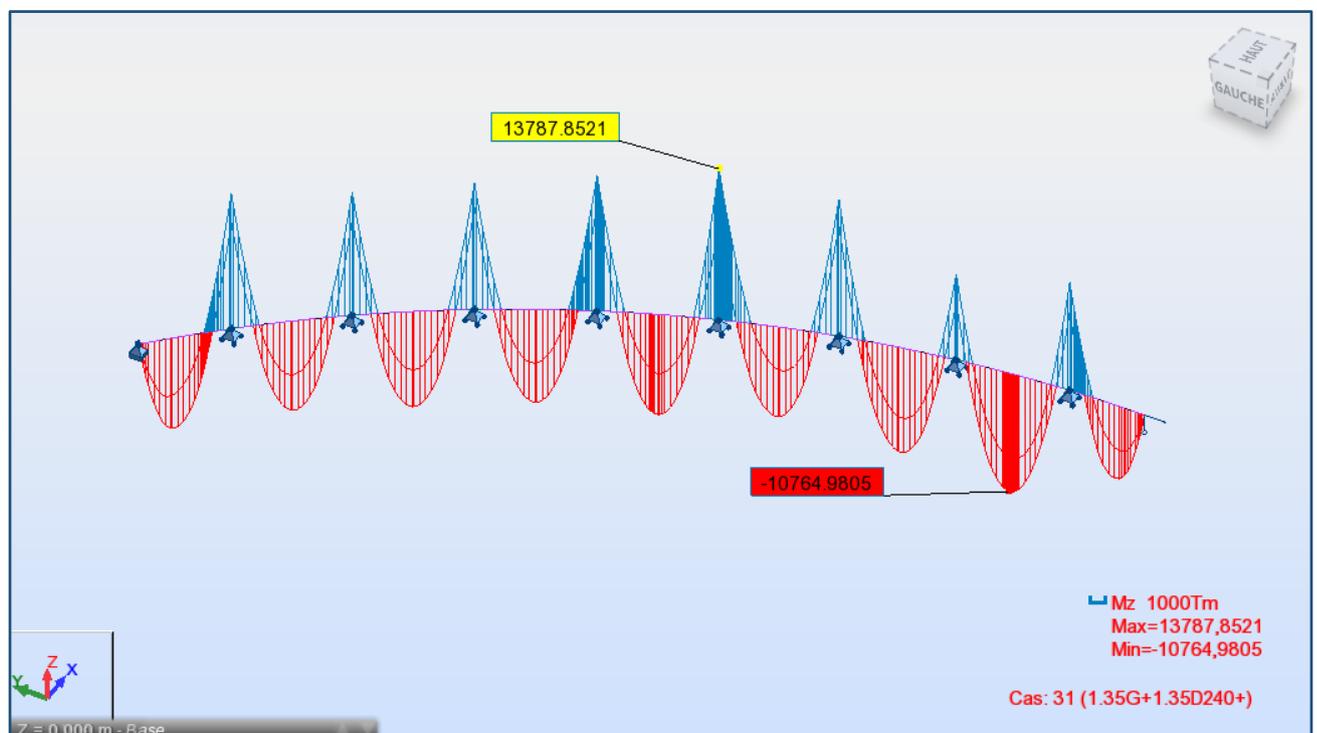


Figure .5.8. Diagramme du moment sous 1.35G+1.35D240

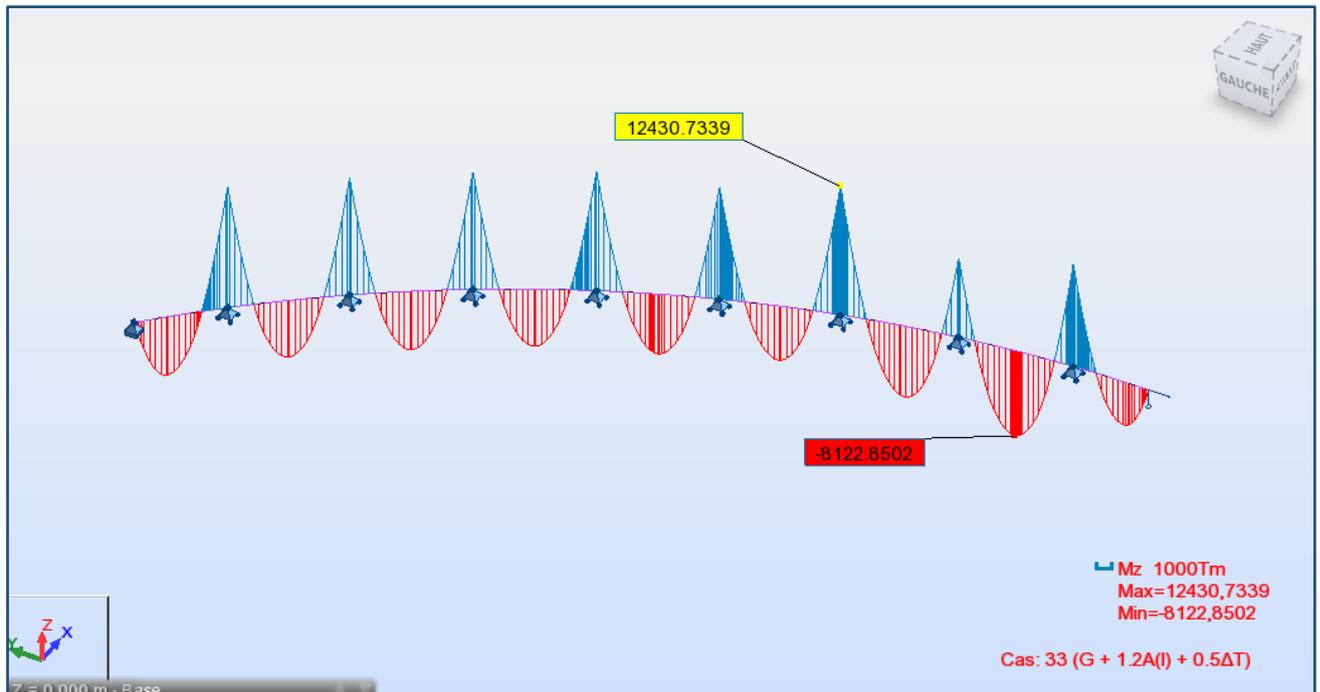


Figure.5.9. Diagramme du moment sous $G + 1.2A(l) + 0.5\Delta T$

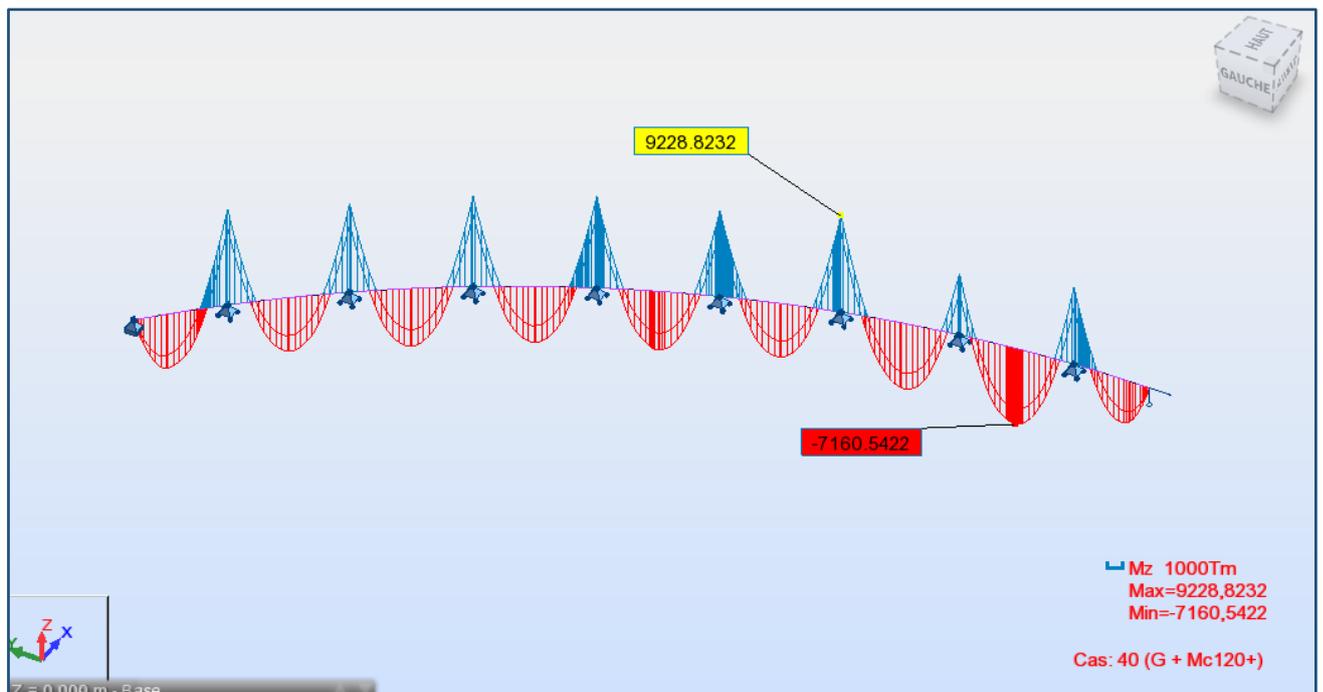


Figure.5.11. Diagramme du moment sous $G + Mc120$

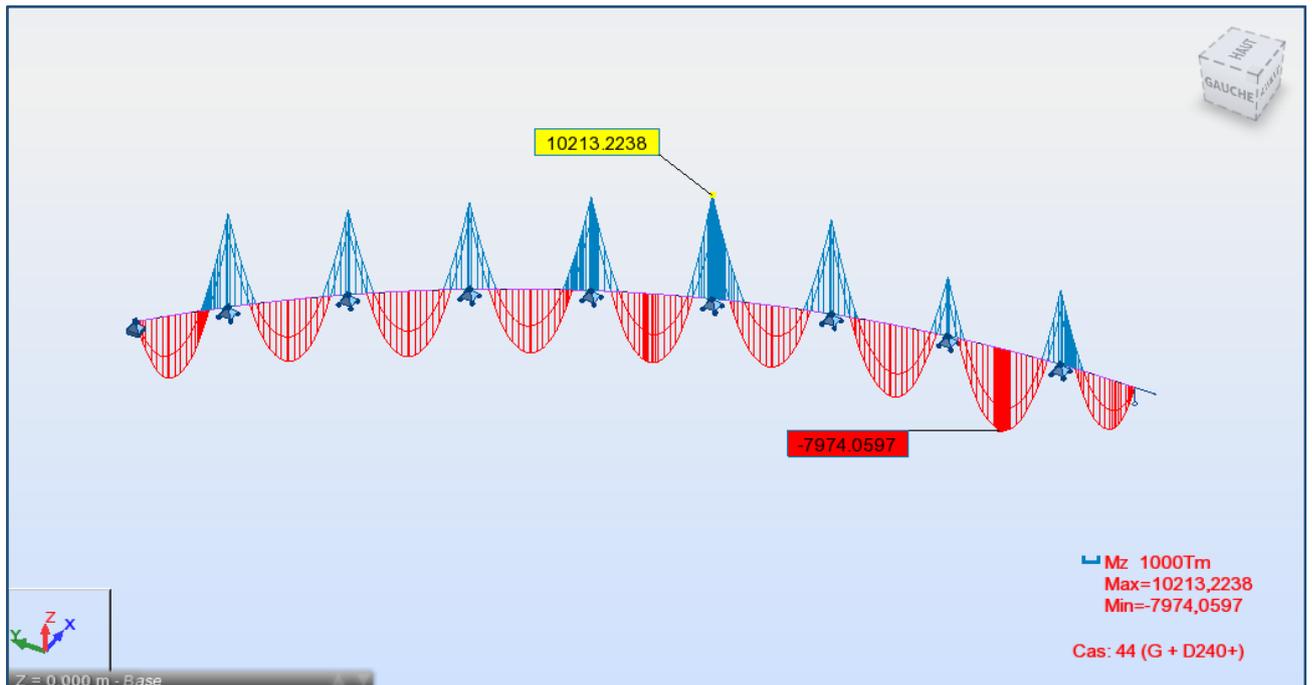


Figure.5.12. Diagramme du moment sous G + D240

➤ L'effort tranchant

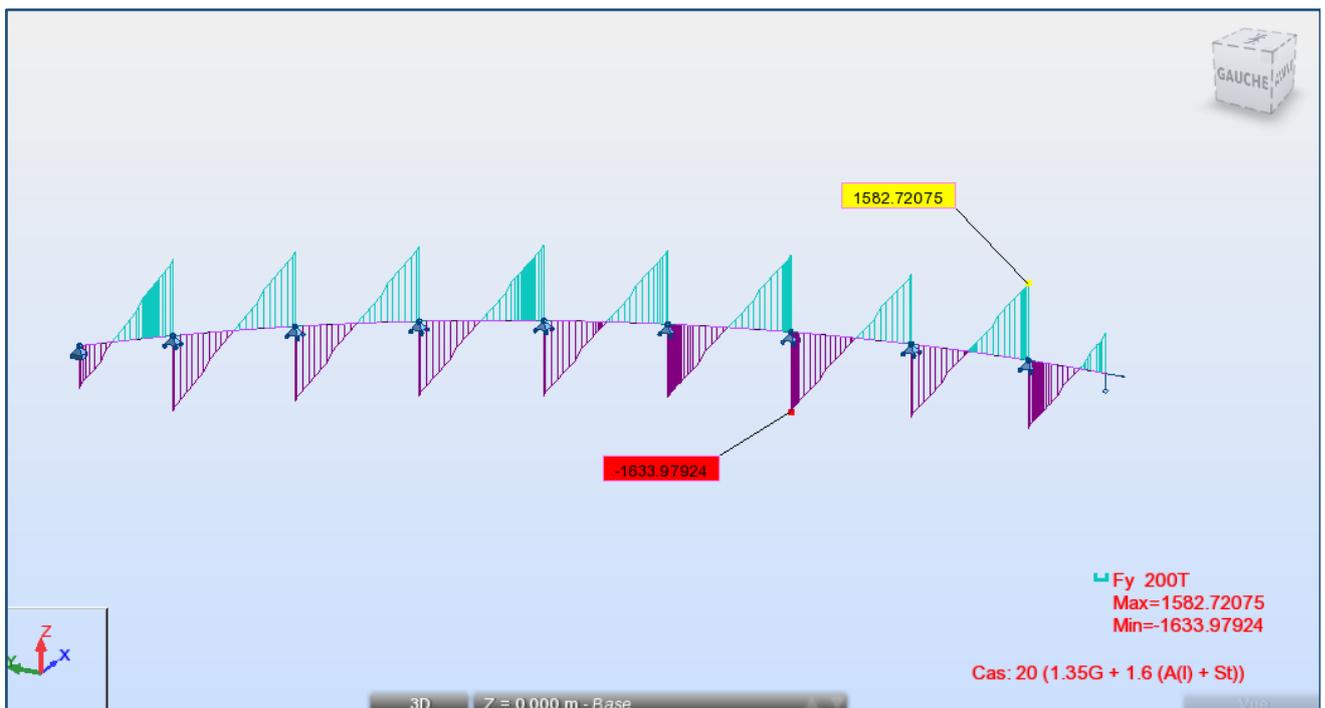


Figure.5.13. Diagramme de l'effort tranchant sous 1.35G + 1.6 (A(I) + St)

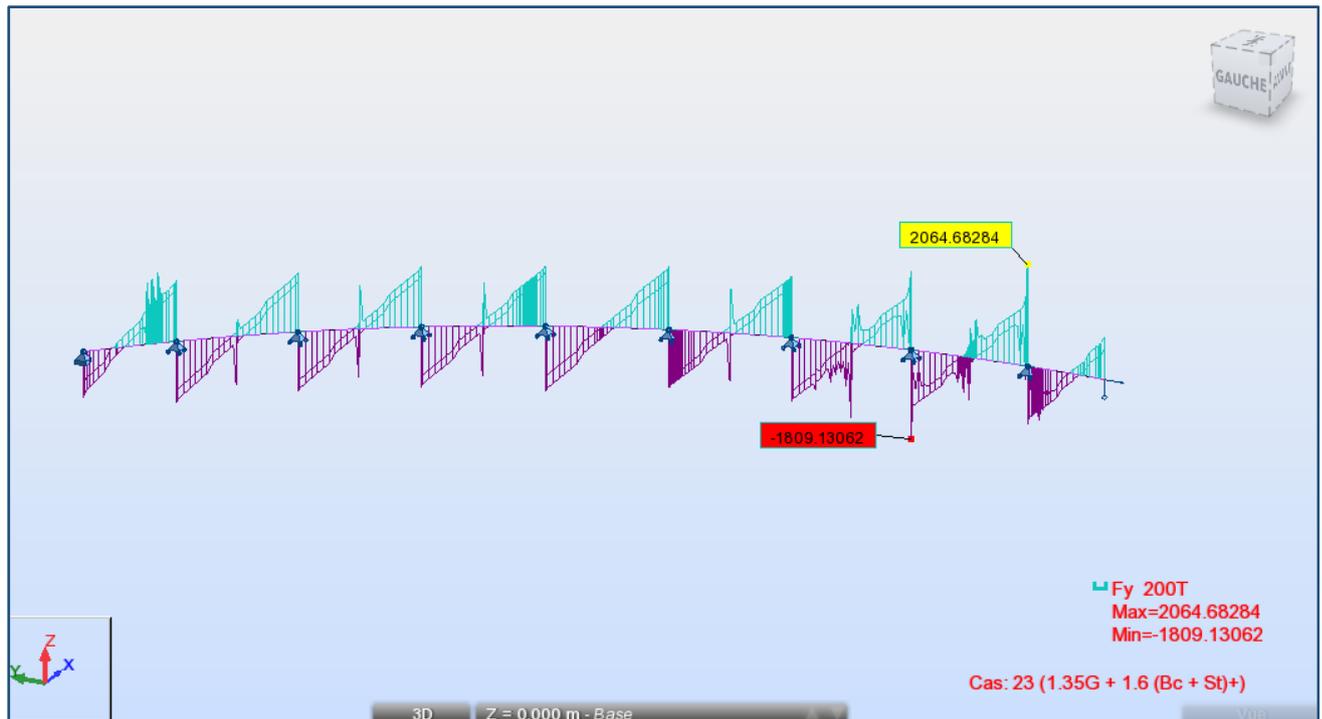


Figure.5.14. Diagramme de l'effort tranchant sous $1.35G + 1.6 (Bc + St)$

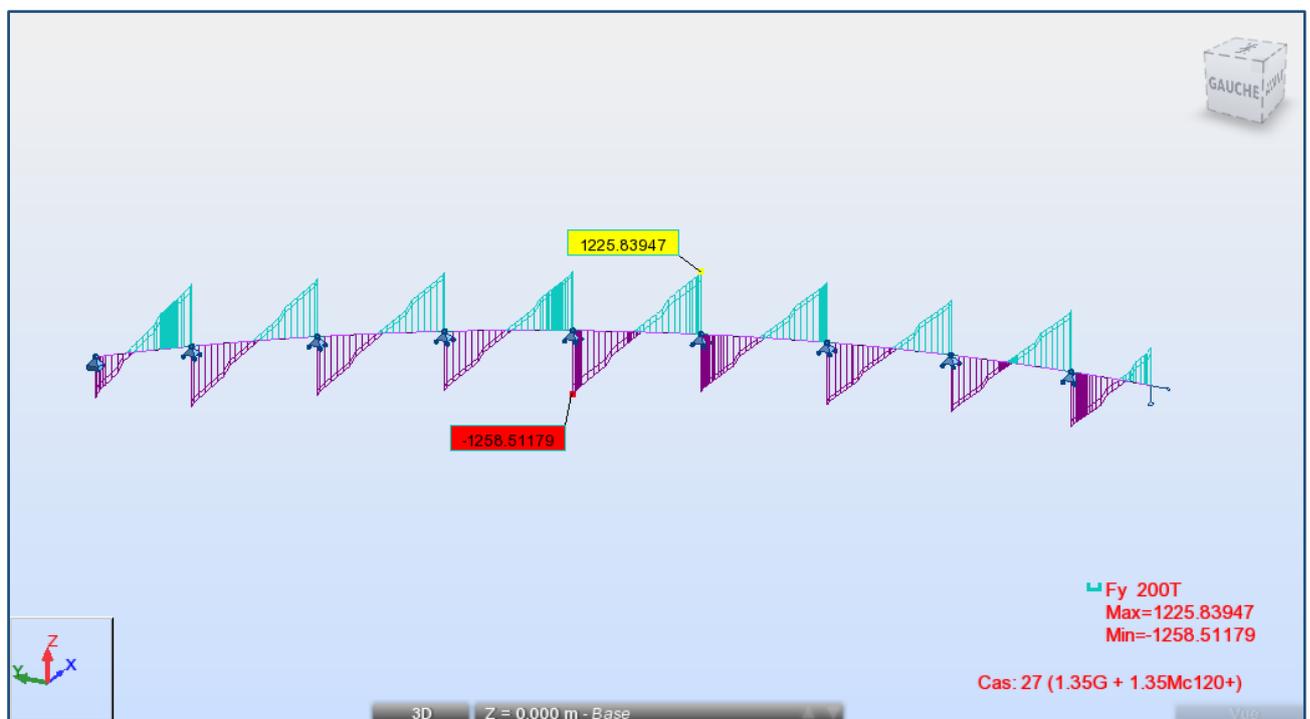


Figure.5.15. Diagramme de l'effort tranchant sous $1.35G + 1.35Mc120$

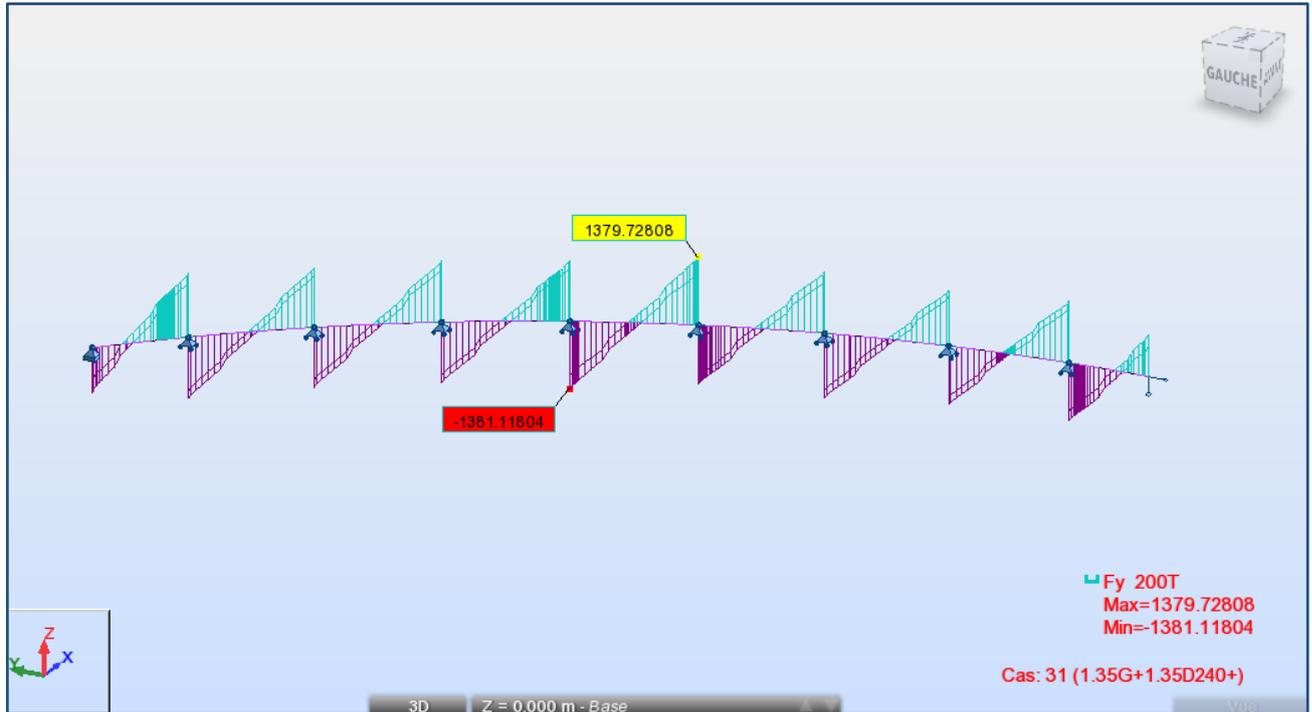


Figure.5.16. Diagramme de l'effort tranchant sous 1.35G+1.35D240

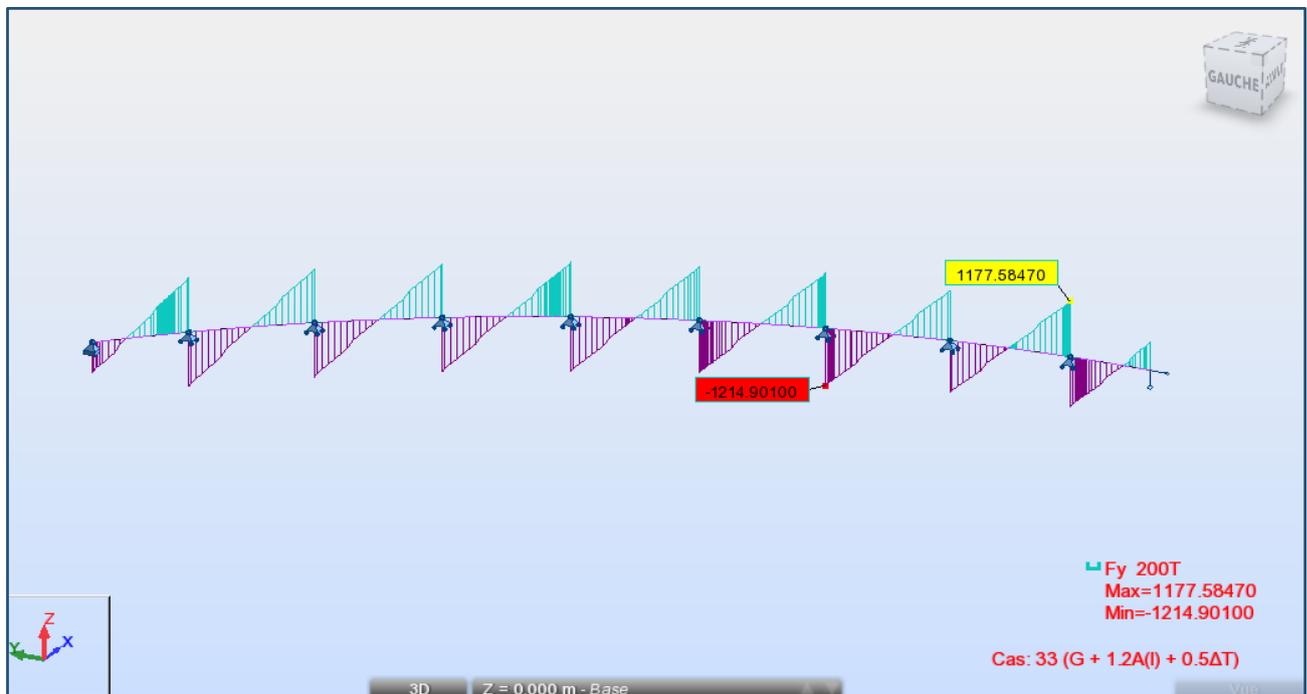


Figure.5.17. Diagramme de l'effort tranchant sous $G + 1.2A(I) + 0.5\Delta T$



Figure.5.18. Diagramme de l'effort tranchant sous G + 1.2Bc + 0.5ΔT



Figure.5.19. Diagramme de l'effort tranchant sous G + Mc120

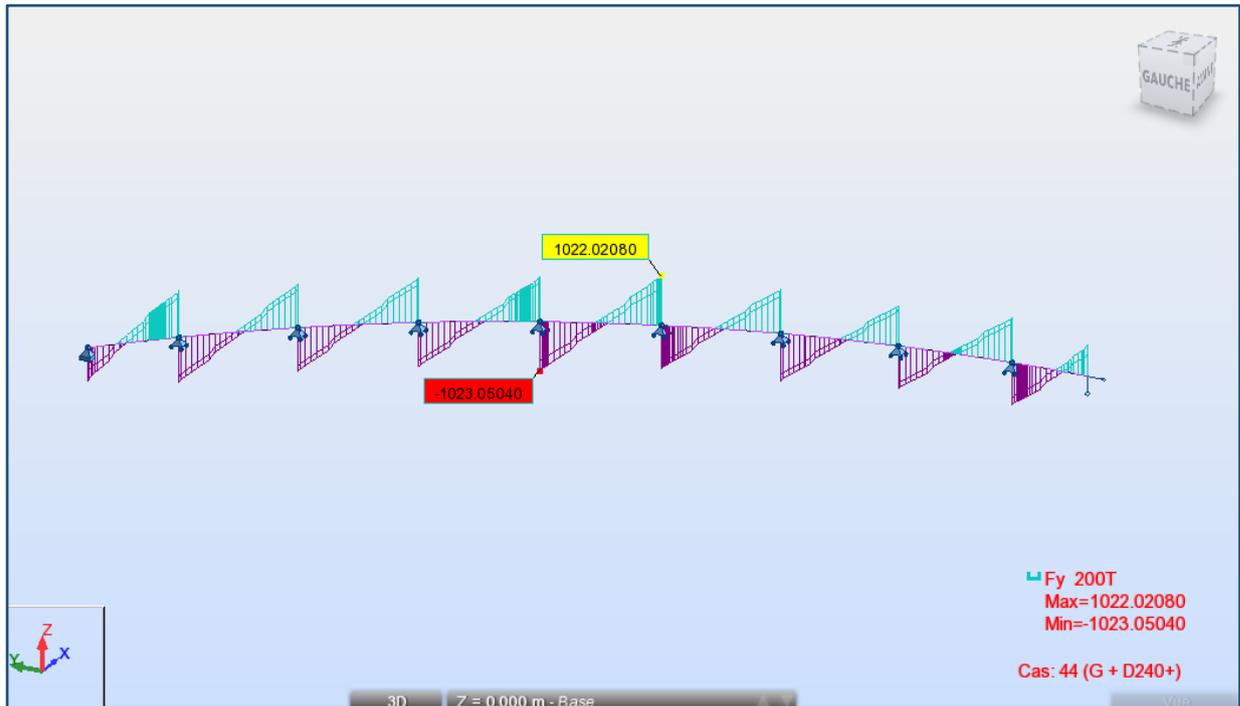


Figure.5.20. Diagramme de l'effort tranchant sous G + D240

5.6. Conclusion :

Nous avons donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges routières et au gradient thermique à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut, nous étudierons la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

Chapitre 6

*Etude de la
précontrainte*

6.1. Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance contrairement au béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

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

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension. Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion. Les Caractéristiques des câbles utilisés sont définies au chapitre II du présent document.

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellement successif se fait principalement en deux étapes, la première étape étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale et puis coller les voussoirs les uns aux autres. La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rive construites sur cintre par une précontrainte appelée précontrainte de continuité. Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra.

6.2. Calcul de la précontrainte des fléaux :

6.2.1. Rôle des câbles des fléaux :

Afin d'assurer la stabilité des fléaux en cours de construction, deux types de précontraintes sont utilisés, verticalement et horizontalement.

Les câbles du fléau horizontal sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction. La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

6.2.2. Détermination des efforts de la précontrainte des fléaux :

Les sollicitations à prendre en compte sont : le poids propre du tablier, le poids de l'équipage mobile et toutes les surcharges de chantiers. Toutes ces sollicitations produisent un moment négatif maximal sur pile et qui décroît jusqu'à l'extrémité de la console, ce qui génère des contraintes de tractions en fibres supérieures et des contraintes de compression en fibres inférieures. Les câbles sont dimensionnés et disposés de façon à s'opposer à ces contraintes et avoir en chaque section des contraintes en fibre supérieures et inférieures assez petites par rapport aux contraintes admissibles fixées par les règlements en vigueur.

Les contraintes générées par la précontrainte sont données par les formules suivantes :

$$\text{Sur la fibre supérieure} \quad \sigma_{P \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I}$$

$$\text{Sur la fibre inférieure} \quad \sigma_{P \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I}$$

Avec :

σ_P : Contrainte de compression/traction générée au niveau des fibres supérieures/inférieures par l'effort de précontrainte.

P : La force de précontrainte.

S : Section droite du voussoir.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_{P \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M.V}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression admissibles ne soient dépassées :

$$\sigma_{P \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{M.V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

Cependant en classe I du règlement B.P.E.L, on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions ceci est une justification de l'ouvrage aux E.L.S.

Au stade de cette justification on aura :

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} = \frac{M.V}{I} \rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I} \right) = \frac{M.V}{I} \rightarrow P = \frac{M.V/I}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

M : Moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

S : Section droite du voussoir.

Dans cette dernière expression, P et e sont des inconnues, pour cela on se fixe « e » et on détermine P.

En supposant une répartition sur un lit ce qui nous permet de calculer e_0 :

$$e_0 = V - \varphi_g$$

Avec :

φ_g : Diamètre de la gaine du câble $\varphi_g=0,14$ m

V : La distance de G à la fibre supérieure.

Le nombre de câbles nécessaire sera :

$$N (P_0 - \Delta P) \geq P$$

ΔP : étant les pertes de tension supposées égale à 20 %

P_0 : force utile pour un câble 15T15

$$P_0 = \min \{0.8 f_{prg} \times A_p ; 0.9 f_{peg} \times A_p\} = \{3120 ; 3091.5\} = 3091.5 \text{ t.}$$

L'équation devient :

$$N \geq \frac{P}{0.8 \times P_0}$$

Le détail des calculs sont dans le tableau suivant :

Tableau.6.1. Calcul du nombre de câbles d'une travée typique.

Nom V	X(m)	D(m)	V(m)	e(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	M(t.m)	P(t)	N = P / (0.8 P ₀)	N retenu	N retenu /âme
VSP	0	0.14	1.32	1.18	18.45	113.63	26876.699	4597.64	18.19	20	10
V1	0.9	0.14	1.31	1.17	9.45	85.929	25716.87	3170.53	12.68	18	9
V2	3.78	0.14	1.14	1	8.5	84.65	22150.495	2275.16	9.10	16	8
V3	6.66	0.14	1.14	1	8.5	84.65	18805.159	1931.55	7.73	14	7
V4	9.54	0.14	1.14	1	8.5	84.65	15680.86	1610.64	6.44	12	6
V5	12.42	0.14	1.14	1	8.5	84.65	12777.61	1312.43	5.25	10	5
V6	15.3	0.14	1.50	1.36	13.55	102.155	10095.4	1580.85	6.32	8	4
V7	18.18	0.14	1.14	1	8.5	84.65	7634.24	784.14	3.14	6	3
V8	21.06	0.14	1.14	1	8.5	84.65	5394.11	554.05	2.22	4	2
V9	23.94	0.14	1.14	1	8.5	84.65	3375.03	346.66	1.39	4	2
V10	26.82	0.14	1.14	1	8.5	84.65	1577	161.98	0.65	2	1
	29.7	0.14	1.14	1	8.5	84.65	0	0	0	0	0

6.3. Tracé des câbles :

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente. Il est avantageux d'utiliser des câbles de précontrainte assez forts pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

6.3.1. Etude du tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation générale : $y(x) = x^2 + bx + c$

En respectant les conditions aux limites l'équation devient :

$$Y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

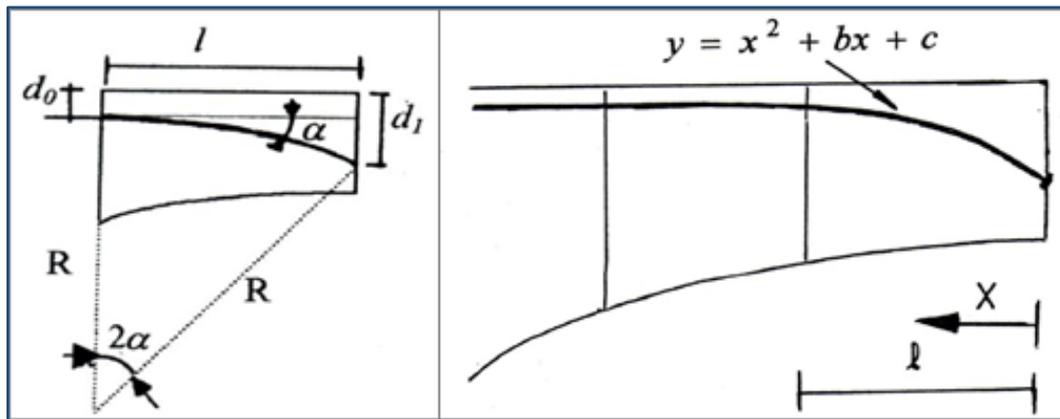


Figure.6.1. Tracé des câbles en élévation.

d_1 : Distance du point d’ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : Distance de câble à la fibre supérieure.

l : Distance sur laquelle se fait la courbure.

Le rayon de courbure en un point est défini par l’expression :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

R_{min} : Rayon minimal pour les câbles 15T15 = 3m ;

La déviation verticale d’un câble α_n est :

$$tg \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}$$

$$\alpha_n = Arctg(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2})$$

Tableau.6.2. L’allure des câbles en élévation.

Voussoir	Nom du câble arrêté	L(m)	X (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbure
V 1	T01	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 2	T02	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 3	T03	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 4	T04	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 5	T05	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 6	T06	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 7	T07	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 8	T08	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 9	T09	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$
V 10	T10	2.88	2.88	0.14	0.3	25.9	0.111	$0.14 + 0.0193 \times x^2$

6.3.2. Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40 cm du faite que l'ancrage est situé dans l'âme.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

L'équation de la parabole est :

$$Z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon est :

$$R_p(x) = \frac{x_0^2}{2 \times (z_1 - z_0)}$$

La déviation est :

$$\beta_n = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_1 - z_0)}{x_0}$$

Tableau.6.3. L'allure des câbles en plan.

Voussoir	Nom du câble arrêté	X (m)	z ₀ (m)	z ₁ (m)	R _p (m)	β (rad)
V 1	T01	25.92	0	0	/	0.000
V 2	T02	23.04	0	0.425	52.2	0.148
V 3	T03	20.16	0	0.425	107.1	0.148
V 4	T04	17.28	0	0.65	118.7	0.150
V 5	T05	14.4	0	0.65	180.1	0.150
V 6	T06	11.52	0	0.875	188.9	0.152
V 7	T07	8.64	0	0.875	253.4	0.152
V 8	T08	5.76	0	1.1	260.5	0.153
V 9	T09	2.88	0	1.1	327.0	0.153
V 10	T10	0	0	1.35	326.7	0.156

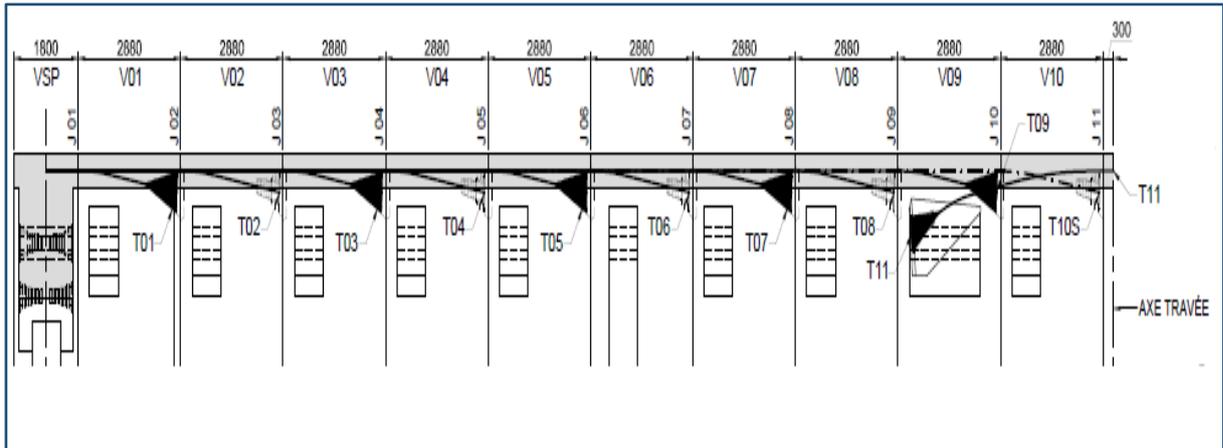


Figure.6.2. Tracé des câbles en élévation d'un demi-fléau de la travée typique.

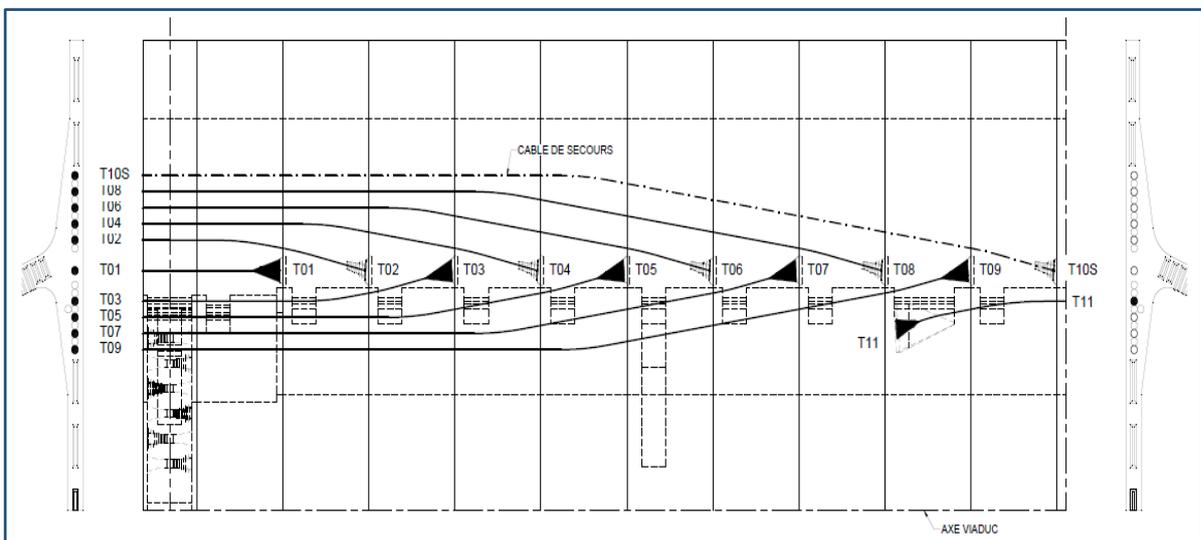


Figure.6.3. Tracé des câbles en plan d'un demi-fléau de la travée typique

6.4. Calcul de la précontrainte de clouage :

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage.

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire. C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres et dont les piles, relativement massives, offrent une surface de chevêtre importante. Cette méthode consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis [1].

6.4.1. Calcul du nombre de câbles :

On appelle moment M et effort normal N , les sollicitations résultantes des combinaisons de type A et B. On calcule M et N pour chacune des quatre combinaisons A1, A2, B1, et B2.

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de la combinaison max de chaque type.

On note « e » la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire et « d » la distance entre un câble et la file de cale opposée.

On donne des valeurs à e et d qui dépendent de la longueur du fléau et de la largeur du caisson. Les valeurs de 3 et 4 m sont courantes pour e et d.

Dans le cas où $\frac{M}{N} < \frac{e}{2}$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles

Dans le cas où $\frac{M}{N} > \frac{e}{2}$ (la valeur dépasse 2 m), comme c'est le cas de notre étude, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

➤ Situation temporaire de construction (combinaison A)

Pour calculer le nombre de câbles à disposer,

Nous avons les réactions des cales provisoires égales à :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i \geq 0.$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i \leq 0.$$

Avec :

F_i : la force des n câbles d'une file, $F_i = n \times (1 - \Delta P) \times P_0$.

ΔP : pourcentage de pertes.

On a, le nombre des câbles n est égal à :

$$n = \frac{\left(\frac{M}{e} - \frac{N}{2}\right)}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

En estimant ΔP = 20% et en utilisant des câbles 12T15 ($P_0 = 2473,2$ KN)

Avec :

$$M = -26876.70 \text{ t.m et } N = 1077.53 \text{ t}$$

$$n = 1.98 \text{ ce qui donne 2 câbles de 12T15 pour chaque file.}$$

➤ Situation accidentelle (combinaisons B) :

Sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression des cales de l'autre file d'appui.

Il est possible d'écrire l'équilibre des efforts appliqués au voussoir sur pile, lorsqu'il tourne d'un angle $d\alpha$ autour d'une file de cales et que les câbles s'allongent ou se raccourcissent par :

$$F_g = F_i + \Delta Tg \leq F_u$$

$$F_d = F_i + \Delta T_d$$

Avec :

$$F_i = n \times (1 - P) \times P_0$$

$$F_u = n \times s \times \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

$\gamma_p = 1$ pour les combinaisons accidentelles et f_{peg} dépend de type du câble.

Ce qui donne :

$$n = \left(M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{d}{K}$$

Avec :

$$K = (1 - P) \times \sigma_{P0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times [d^2 + (d - e)]^2$$

Pour des 12T15 nous avons : $n = 1.38$ ce qui donne 2 câbles de 12T15.

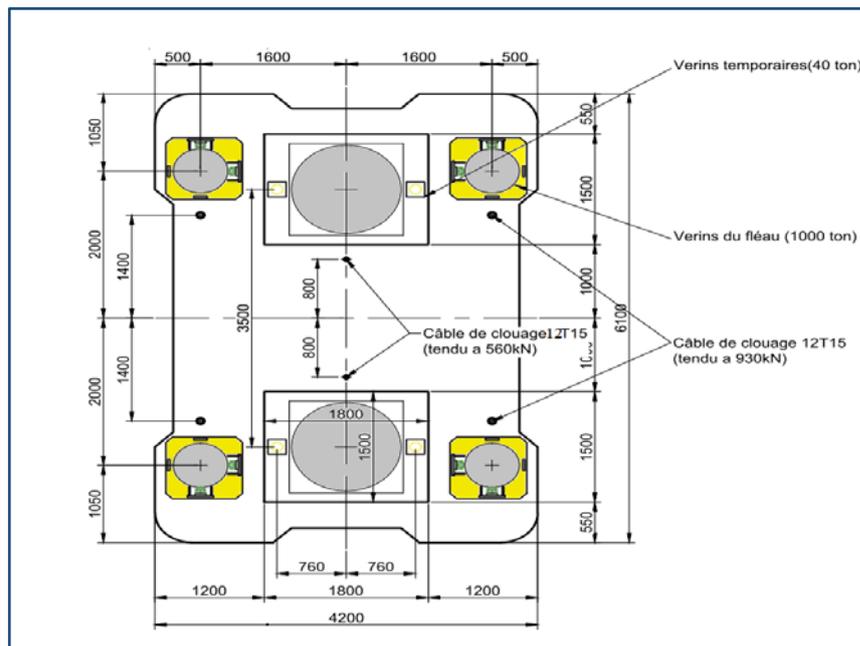


Figure.6.4. Vue en plan de la tête de pile.

6.5. Précontrainte de service :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

6.5.1. Calcul des câbles de continuité :

Pour déterminer la contrainte de continuité, nous devons connaître l'enveloppe des sollicitations dans chaque section, or ces sollicitations contiennent un effet hyperstatique de la précontrainte, qui n'est pas encore connus, puisqu'il dépend de l'effort de précontrainte que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première estimation de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte de continuité sont nuls.

Après avoir déterminé les forces de précontraintes nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte de l'ensemble des câbles.

La modélisation via le logiciel *Robot Structural* donne les résultats cités dans le chapitre V du présent document, le calcul des câbles de continuité se fait avec les moments les plus défavorables générés par la combinaison rare à l'ELS : $G+1.2 Bc + \Delta T$.

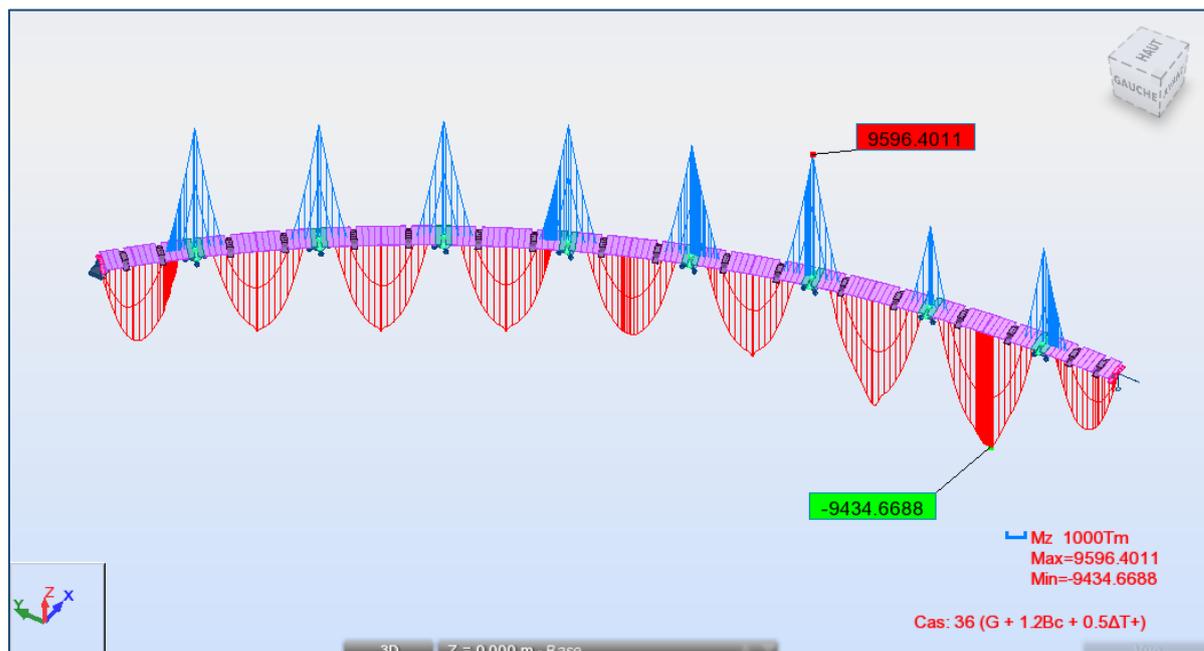


Figure.6.5. Les sollicitations max en phase de service

Tableau.6.4. Calcul du nombre de câbles de continuité d'une travée typique.

N°	X(m)	D(m)	V(m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	M(T.m)	P(t)	N	N retenu	N/âme
VSP	0	0.14	1.88	1.74	18.45	113.63	-	-	-	-	-
V1	0.9	0.14	1.89	1.75	9.45	85.929	-	-	-	-	-
V2	3.78	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	635.58	94.10	0.30	2	1
V3	6.66	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	2338.92	346.28	1.10	2	1
V4	9.54	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	3924.49	581.03	1.85	4	2
V5	12.42	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	5341.77	790.86	2.52	6	3
V6	15.3	0.14	1.70	1.56	13.55	102.15 5	6545.23	1091.82	3.48	8	4
V7	18.18	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	7433.13	1100.49	3.51	8	4
V8	21.06	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	8009.29	1185.79	3.78	8	4
V9	23.94	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	8534.45	1263.54	4.03	8	4
V10	26.82	0.14	2.06	1.92	8.5	84.65	9376.73	1388.24	4.43	8	4
V	29.7	0.14	2.06	1.92	7.525	84.65	9417.87	1274.99	4.07	8	4
clavage											
V'10	32.58	0.14	2.07	1.93	8.5	84.65	9434.67	1399.65	4.46	8	4
V'9	35.46	0.14	2.08	1.94	8.5	84.65	9180.69	1364.83	4.35	8	4
V'8	38.34	0.14	2.09	1.95	8.5	84.65	8343.50	1242.93	3.96	8	4
V'7	41.22	0.14	2.10	1.96	8.5	84.65	7409.37	1106.02	3.53	8	4
V'6	44.1	0.14	2.11	1.97	13.55	102.15 5	6439.38	1162.18	3.71	8	4
V'5	46.98	0.14	2.12	1.98	8.5	84.65	5554.13	832.37	2.65	8	4
V'4	49.86	0.14	2.13	1.99	8.5	84.65	4359.64	654.62	2.09	6	3
V'3	52.74	0.14	2.15	2.01	8.5	84.65	2968.58	446.59	1.42	4	2
V'2	55.62	0.14	2.16	2.02	8.5	84.65	1361.45	205.20	0.65	2	1
V'1	58.5	0.14	2.17	2.03	9.45	85.929	-	-	-	-	-
VSP	60	0.14	2.18	2.04	18.45	113.63	-	-	-	-	-

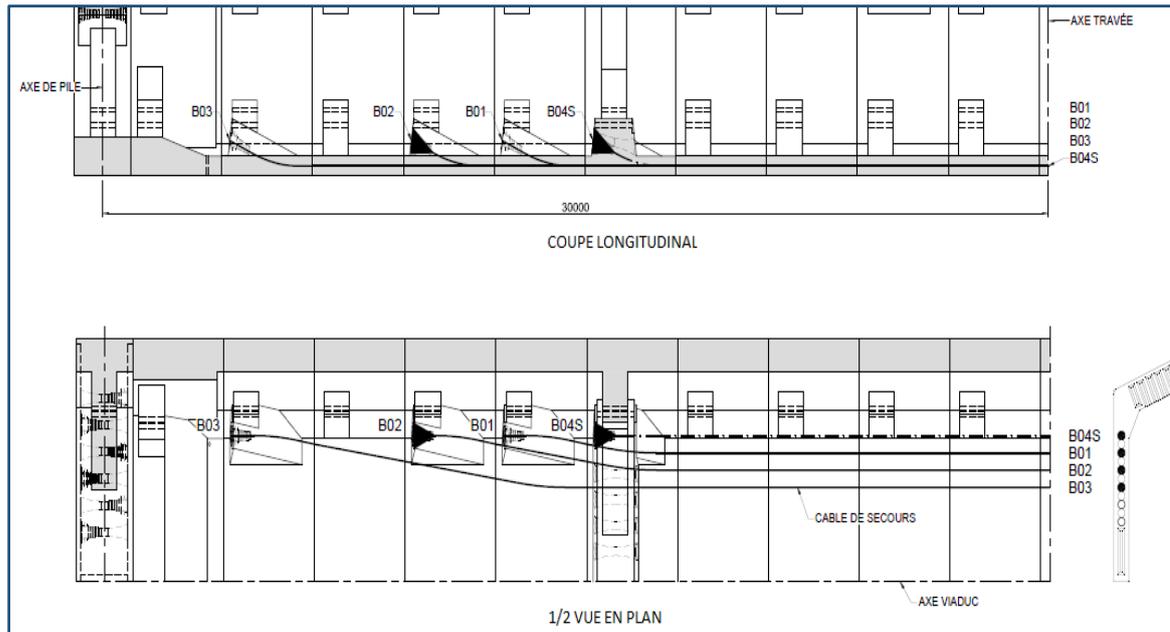


Figure.6.6. Disposition des câbles de continuité.

6.6. Les pertes de précontrainte :

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée σ_{po} , c'est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension.

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l'origine et la tension qui s'exerce en un point donné d'une armature, à un instant donné [7].

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables, par exemple dans le cas des ponts en encorbellement successif les pertes sont de l'ordre de 30 % [7].

Le calcul se fait phase par phase, nous évaluons ainsi le déficit de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancée.

L'origine d'un déficit de précontrainte est essentiellement due à deux facteurs :

- D'une part, à court terme, la difficulté d'assurer une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entraînant fréquemment une majoration des frottements, de telles majorations sont aussi constatées au niveau des zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure.
- D'autre part, à long terme, la redistribution par fluage peut s'avérer plus importante que celle calculée par des formules empiriques ou forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité.

En conclusion, les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées, tel que :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

➤ Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension

6.6.1. Les pertes instantanées [8] :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- ✓ les pertes de tension par frottement ;
- ✓ les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- ✓ les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

➤ Pertes de tensions par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse x, Elles sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

Sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f \times \theta + \rho \times x)} = \sigma_{p0} \times (1 - f \times \theta(x) - \rho \times x)$$

σ_{p0} : la tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1488$ MPa

e : la base des logarithmes népériens ;

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ; $f = 0.16$ rd^{-1} .

θ : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rad), la valeur de θ peut être donner par la formule suivante :

$$\text{tg } \theta = \sqrt{(\text{tg } \alpha)^2 + (\text{tg } \beta)^2}$$

φ : Coefficient de frottement linéaire (m^{-1}) ; $\varphi = 0.002$ m^{-1}

x : La distance de la section considérée au point d'ancrage (m).

La perte par frottement est donc :

$$\Delta\sigma f(x) = \sigma p_0 - \sigma p f(x)$$

Tableau.6.5. Pertes de tension par frottement du fléau typique.

N° du câble	θ rad)	x= 0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
1	0.11	37.70	35.02	26.45									
2	0.18	63.80	61.12	52.55	43.98								
3	0.18	72.37	69.69	61.12	52.55	43.98							
4	0.19	81.49	78.81	70.24	61.67	53.10	44.53						
5	0.19	90.06	87.39	78.81	70.24	61.67	53.10	44.53					
6	0.19	98.91	96.23	87.66	79.09	70.52	61.95	53.38	44.81				
7	0.19	107.5	104.8	96.23	87.66	79.09	70.52	61.95	53.38	44.81			
8	0.19	116.2	113.5	104.8	96.40	87.83	79.26	70.69	62.12	53.55	44.98		
9	0.19	124.8	122.1	113.5	104.8	96.40	87.83	79.26	70.69	62.12	53.55	44.98	
10	0.19	134	131.4	122.8	114.2	105.6	97.07	88.50	79.93	71.36	62.79	54.22	45.65
Σ pertes/section (MPa)		926.87	900.09	814.38	710.79	598.24	494.27	398.31	310.92	231.83	161.31	99.19	45.65
% des pertes / section		6.23	6.05	5.47	5.31	5.03	4.75	4.46	4.18	3.90	3.61	3.33	3.07

➤ **Perte de tension par recul d'ancrage :**

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit toujours un léger raccourcissement g . Le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais en sens inverse. Son influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance d de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée.

Le coefficient g se détermine par la relation suivante :

$$g = \frac{1}{E_p} \times \int_0^d \sigma(x) dx$$

Ce qui représente la surface de triangle montré sur la figure ci-dessous → L'intégrale représente l'aire du triangle hachuré compris entre les diagrammes des tensions avant et après le glissement d'ancrage.

σp_0 : La contrainte initiale avant recul d'ancrage.

σp_{0g} : La valeur de la contrainte après le recul d'ancrage à l'origine.

$\sigma p(x)$: La valeur de la contrainte en x avant le recul d'ancrage.

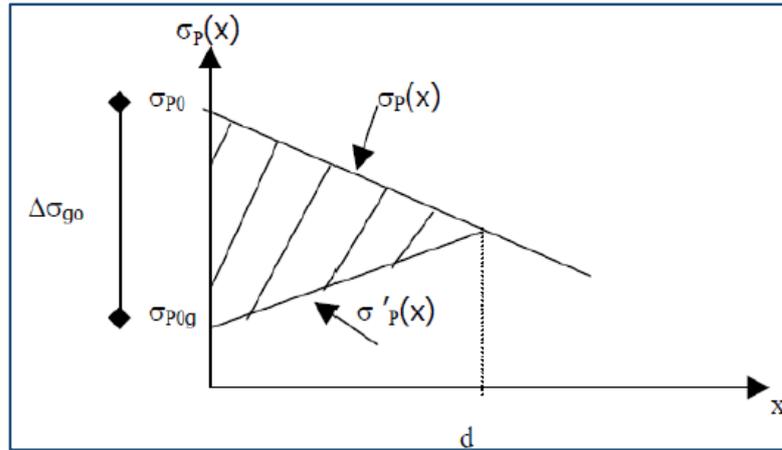


Figure.6.7. Effet du glissement d'ancrage.

$\sigma'_p(x)$: la valeur de la contrainte en x avant le recul d'ancrage.

D'où :

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma x - \sigma_0 = 2 \times x \times \sigma_0 \times \left(f \times \frac{\theta}{x} + \varphi \right)$$

Après intégration, le recul g s'écrit comme suit :

$$g = \frac{\sigma_0 \times \left(f \times \frac{\theta}{x} + \varphi \right) \times \lambda^2}{E_p}$$

D'où la longueur d'influence du glissement g :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \left(f \times \frac{\theta}{x} + \varphi \right)}}$$

Avec :

E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte.

L : la longueur horizontale du câble.

λ : La longueur sur laquelle le câble subit l'effet du glissement d'ancrage.

g : Glissement à l'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$

Tableau.6.6. Paramètres de calcul des câbles.

N° du câble	θ (rad)	l (m)	Ψ	λ	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
1	0.111	3.78	0.007	10.69	213.27
2	0.185	6.66	0.006	10.91	209.00
3	0.185	9.54	0.005	12.26	185.99
4	0.187	12.42	0.004	13.18	172.97
5	0.187	15.30	0.004	13.92	163.84
6	0.188	18.18	0.004	14.48	157.51
7	0.188	21.06	0.003	14.95	152.55
8	0.189	23.94	0.003	15.32	148.79
9	0.189	26.82	0.003	15.65	145.66
10	0.192	29.70	0.003	15.98	143.45

Tableau.6.7. calcul des pertes dues au recul d'ancrage.

N° du câble	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
1	213.27	137.86	155.81	213.27									
2	209.00	81.40	98.65	153.83	209.00								
3	185.99	41.25	54.90	98.60	142.29	185.99							
4	172.97	9.99	21.80	59.59	97.39	135.18	172.97						
5	163.84			28.21	62.12	96.02	129.93	163.84					
6	157.51			0.82	32.16	63.50	94.83	126.17	157.51				
7	152.55				5.57	34.97	64.36	93.76	123.16	152.55			
8	148.79					8.97	36.93	64.90	92.86	120.82	148.79		
9	145.66						11.66	38.46	65.26	92.06	118.86	145.66	
10	143.45							13.48	39.48	65.47	91.46	117.46	143.45
Σ des pertes (MPa)		270.50	331.17	554.31	548.53	524.63	510.69	500.61	478.26	430.91	359.11	263.12	143.45
Pourcentage des pertes		1.82	2.23	3.73	4.10	4.41	4.90	5.61	6.43	7.24	8.04	8.84	9.64

➤ **Perte de non simultan  t   de la mise en tension :**

Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte $\Delta\sigma_{bj}$, traduit par un raccourcissement du béton de :

$$\Delta\varepsilon_{bj} = \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{bj}}$$

Les actions permanentes précédemment évoquées peuvent résulter de :

- ✓ La mise en tension d'un nouveau câble.
- ✓ L'application d'un supplément de poids propre dans le cas d'une construction par phases.

Lorsque dans un élément plusieurs armatures sont tendus excessivement le raccourcissement instantané du b  ton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures et la mise en tension de la $i^{\text{  me}}$ armature provoque un raccourcissement du béton au droit de $(i-1)^{\text{  me}}$ armatures tendues et par conséquence une diminution de leurs forces de traction.

Dans le cas de n armatures identiques, le raccourcissement moyen est $\frac{n-1}{2}\Delta l$, qui se traduit par une perte de tension $\Delta\sigma_{pi}$ en moyenne par câble. On est dans le domaine élastique donc :

$$\frac{\Delta\sigma_{pi}}{E_p} = \frac{n-1}{2} \times \Delta l$$

Δl : est le raccourcissement du béton provoqué par la mise en tension d'un câble

$$\Delta l = \frac{\sigma b}{n \cdot E_{bi}}$$

La perte moyenne de tension obtenue à partir de la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \times E_p \times \frac{\sigma b(x)}{E_{bi}}$$

Cette relation peut être simplifiée ; quand « n » est infiniment grand, par :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma b(x)}{E_{bi}}$$

Avec :

E_p : module d'élasticité de l'armature.

E_{bi} : module de déformation instantanée de l'armature.

σ_b : contraintes moyennes du béton au niveau du câble à la mise en tension.

Les paramètres des calculs ainsi que les valeurs des pertes par raccourcissement du béton sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.6.8. Perte de la non-simultanéité de la mise en tension

Section	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
M (MN.m)	103.47	97.29	78.81	62.27	47.67	35.03	24.3233	15.57	8.76	3.89	0.97	0
e équivalent (m)	1.180	1.179	1.160	1.158	1.154	1.150	1.216	1.135	1.120	1.090	1.000	1
S (m ²)	18.45	9.45	8.5	8.5	8.5	8.5	13.55	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5
I (m ⁴)	113.63	85.93	84.65	84.65	84.65	84.65	102.155	84.65	84.65	84.65	84.65	84.65
N câbles	20	20	18	16	14	12	10	8	6	4	2	2
Δσ_f +Δσ_g	0.08	0.083	0.092	0.094	0.094	0.096	0.101	0.106	0.111	0.117	0.122	0.127
N (P-ΔP)	57.47	57.32	51.07	45.30	39.62	33.88	28.10	22.35	16.66	11.04	5.49	5.46
σ_b (MPa)	2.74	5.66	5.74	5.19	4.63	4.04	2.19	2.76	2.09	1.40	0.70	0.71
Δσ_b (MPa)	6.52	13.44	13.63	12.34	11.01	9.59	5.20	6.56	4.97	3.33	1.66	1.68
% de perte	0.02	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.03	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06

6.6.2. Pertes de tension différées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- ✓ Perte de tension due au retrait du béton
- ✓ Perte de tension due au fluage du béton
- ✓ Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_p(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée :

$$\sigma p_f(x) = \sigma p_0 - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$$

➤ Perte de tension due au retrait du béton :

A partir de la prise du béton, le retrait est le raccourcissement spontané du matériau non chargé. Il se décompose en deux parties :

- Le retrait endogène, ou d'auto-dessiccation, provoqué par le durcissement du béton
- Le retrait de dessiccation, lié à des échanges hydriques entre le matériau et le milieu extérieur.

Notons que le retrait de dessiccation peut être négatif (dans ce cas, c'est un gonflement), alors que le retrait total est la somme algébrique des deux types de retraits.

La perte finale de tension par retrait se calcule à partir de :

$$\Delta\sigma_r = E_a \times \varepsilon_r$$

Avec :

ε_r : Retrait final du béton, pour un climat humide comme celui de cet ouvrage $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

D'où :

$$\Delta\sigma(r) = 1.9 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta\sigma(r) = 38 \text{ MPa}$$

Tableau.6.9. calcul des pertes dues au retrait du béton.

N° du câble	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
$\Delta\sigma$ (MPa)	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00
N câbles	20.00	20.00	18.00	16.00	14.00	12.00	10.00	8.00	6.00	4.00	2.00	2.00
Pourcentage	0.13	0.13	0.14	0.16	0.18	0.21	0.26	0.32	0.43	0.64	1.28	1.28

➤ Perte de tension due au fluage de béton :

Le fluage dans le béton est une déformation qui résulte de l'application d'une contrainte constante. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe

pendant la durée d'application de ce dernier, et le fluage du béton entraîne- tout comme le retrait- une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte.

D'après [7] la perte de tension par fluage se calcule à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}} \times (\sigma_m + \sigma_b)$$

Tel que :

σ_b : La contrainte finale σ du béton adjacent aux armatures dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes (état à vide).

σ_m : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen.

Lorsque $\sigma_m \leq 1.5 \times \sigma_b$, on peut, par simplification, se contenter de l'estimation (par excès) suivante :

Et comme : $\frac{E_p}{E_{bj}} \cong 6 \rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 15 \times \sigma_b \Rightarrow$ [8]

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$$

Avec :

M : Moment en phase de service.

P : Force de précontrainte prenant en compte toutes les pertes de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité.

I : Moment d'inertie de la section.

Tableau.6.10. Perte de fluage de béton.

N° du câble	x=0	x=0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
σ (MPa)	2.74	5.66	5.74	5.19	4.63	4.04	2.19	2.76	2.09	1.40	0.70	0.71
$\Delta\sigma$ (MPa)	27.44	56.59	57.40	51.94	46.35	40.39	21.91	27.60	20.91	14.04	6.99	7.06
N câbles	20.00	20.00	18.00	16.00	14.00	12.00	10.00	8.00	6.00	4.00	2.00	2.00
Pourcentage	0.09	0.19	0.21	0.22	0.22	0.23	0.15	0.23	0.23	0.24	0.23	0.24

➤ Perte de tension par relaxation d'acier :

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

La perte de tension finale d'une armature dû la relaxation de l'acier est donnée par :

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

Avec :

ρ_{1000} : Représente la perte relative de tension observée à 1000 h (coefficient de relaxation).

σ_i : Contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie pour la précontrainte.

μ_0 : Coefficient qui dépend de la nature d'acier :

Les armatures étant rangées pratiquement en deux catégories dites RN (relaxation normale) et TBR (très basse relaxation), μ_0 prend les valeurs suivantes :

- ✓ 0,43 pour les TBR.
- ✓ 0,30 pour les RN.
- ✓ 0,35 pour les autres armatures.

Les armatures qu'on a utilisées sont d'armatures TBR $\rightarrow \mu_0 = 0.43$.

Tableau.6.11. Pertes de tension par relaxation.

N° du câble	x = 0	x = 0.9	x = 3.78	x = 6.66	x = 9.54	x = 12.42	x = 15.3	x = 18.18	x = 21.06	x = 23.94	x = 26.82	x = 29.7
σ (MPa)	27358.73	27284.06	24306.72	21556.89	18855.98	16123.62	13376.60	10634.75	7928.92	5254.77	2612.03	2596.12
$\Delta\sigma$ (MPa)	2507.02	2483.74	2158.49	1903.63	1663.75	1414.29	1160.44	908.32	667.16	435.55	213.26	208.64
N câbles	20.00	20.00	18.00	16.00	14.00	12.00	10.00	8.00	6.00	4.00	2.00	2.00
Pourcentage	8.424	8.346	8.059	7.996	7.987	7.921	7.799	7.630	7.473	7.318	7.166	7.011

6.6.3. Détermination des pertes totales :

D'après [8], la perte finale de la précontrainte se détermine par la relation suivante :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma d + \Delta\sigma in$$

Avec :

$$\Delta\sigma in = \Delta\sigma fr + \Delta\sigma rac + \Delta\sigma_{non\ simu}$$

Tableau.6.12. Pourcentages des pertes instantanées

Section :	x = 0	x = 0.9	x = 3.78	x = 6.66	x = 9.54	x = 12.42	x = 15.3	x = 18.18	x = 21.06	x = 23.94	x = 26.82	x = 29.7
Σ des pertes (MPa)	1203.89	244.69	1382.32	1271.65	1133.87	1014.55	904.12	795.74	667.71	523.76	363.97	190.78
Pourcentage des pertes	8.069	8.320	9.249	9.455	9.486	9.702	10.103	10.662	11.190	11.714	12.230	12.765

Tableau.6.13. Pourcentages des pertes différées

N° du câble	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
Σ des pertes (MPa)	2154.6	2164.4	1894.2	1676.3	1470.8	1256.97	1026.95	822.53	614.88	414.99	222.71	18.93
% des pertes	7.24	7.27	7.07	7.04	7.06	7.04	6.90	6.91	6.89	6.97	7.48	7.36

➤ **Remarque :**

La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

Tableau.6.14. Pourcentages des pertes totales.

Section :	x=0	x=0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7
Sommes des pertes (MPa)	3358.52	3409.06	3276.47	2947.95	2604.68	2271.52	1931.07	1618.28	1282.59	938.75	586.69	409.70
Total des pourcentages des pertes	15.31	15.59	16.32	16.50	16.55	16.74	17.00	17.57	18.08	18.69	19.71	20.12

Les pertes dans chaque section sont donc inférieures à la valeur supposée qui est 20%.

Le calcul des pertes des câbles de continuité est établi dans l'annexe

6.7. Vérification des contraintes normales :

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contrainte normales en fibres extrêmes supérieures et inférieures qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles de classe I :

$$\bar{\sigma}_{bt adm} = 0 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc adm} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

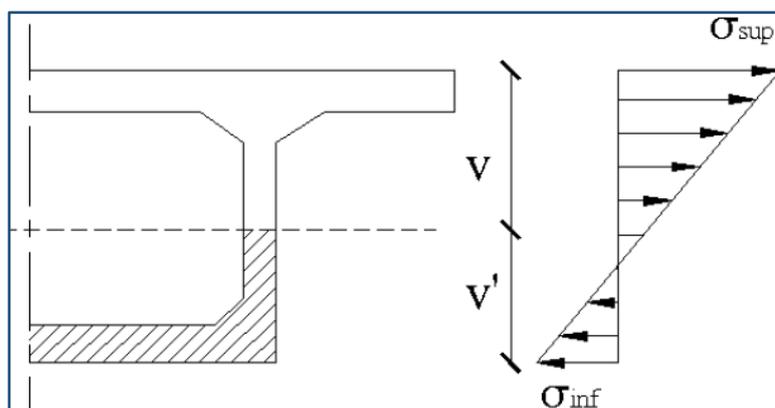


Figure.6.8. Distribution des contraintes normales sur la section

➤ Etat à vide :

$$\sigma_{P\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M_m.V}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc, adm}$$

$$\sigma_{P\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{M_m.V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt, adm}$$

Tableau.6.15. Calcul des contraintes à l'état vide dans les fibres extrêmes.

x (m)	N	P (MN)	B (m ²)	M (MN.m)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	σ sup (MPa)	σ inf (MPa)
0	20	56.84	18.45	103.47	113.63	1.88	1.32	1.18	2.66	3.68
0.9	20	56.69	9.45	97.29	58.929	1.89	1.31	1.17	5.31	6.99
3.78	18	50.50	8.5	78.81	84.65	2.06	1.14	1	5.56	6.63
6.66	16	44.79	8.5	62.27	84.65	2.06	1.14	1	5.03	5.69
9.54	14	39.18	8.5	47.67	84.65	2.06	1.14	1	4.49	4.82
12.42	12	33.50	8.5	35.03	84.65	2.06	1.14	1	3.92	3.98
15.3	10	27.79	13.55	24.32	102.155	1.7	1.5	1.36	2.25	1.83
18.18	8	22.09	8.5	15.57	84.65	2.06	1.14	1	2.69	2.44
21.06	6	16.47	8.5	8.76	84.65	2.06	1.14	1	2.04	1.75
23.94	4	10.92	8.5	3.89	84.65	2.06	1.14	1	1.38	1.11
26.82	4	10.85	8.5	0.97	84.65	2.06	1.14	1	1.41	1.04
29.7	2	5.39	8.5	0	84.65	2.06	1.14	1	0.71	0.50

La contrainte de compression, à l'état vide, au niveau de la fibre supérieure est inférieure à la contrainte admissible de compression du béton, en classe I, dans toutes les sections.

$$\bar{\sigma}_{bc, adm} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

La contrainte, à l'état vide, au niveau de la fibre inférieure est supérieure à la contrainte admissible de traction du béton, en classe I, dans toutes les sections.

$$\bar{\sigma}_{bt, adm} = 0 \text{ MPa.}$$

➤ Etat en charge :

$$\sigma_{P\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M_M.V}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt, adm}$$

$$\sigma_{P\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{M_M.V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc, adm}$$

Tableau.6.16. Calcul des contraintes en charge dans les fibres extrêmes.

x (m)	N	P (MN)	B (m ²)	M (MN.m)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	σ sup (MPa)	σ inf (MPa)
0	20	56.84	18.45	268.8	113.63	1.88	1.32	1.18	0.74	6.42
0.9	20	56.69	9.45	257.17	58.929	1.89	1.31	1.17	1.76	12.12
3.78	18	50.50	8.5	222.87	84.65	2.06	1.14	1	3.62	11.70
6.66	16	44.79	8.5	189.16	84.65	2.06	1.14	1	3.32	9.60
9.54	14	39.18	8.5	157.68	84.65	2.06	1.14	1	3.01	8.26
12.42	12	33.50	8.5	128.45	84.65	2.06	1.14	1	2.66	6.96
15.3	10	27.79	13.55	101.44	102.155	1.7	1.5	1.36	1.12	5.72
18.18	8	22.09	8.5	76.69	84.65	2.06	1.14	1	1.86	2.82
21.06	6	16.47	8.5	54.16	84.65	2.06	1.14	1	1.43	3.40
23.94	4	10.92	8.5	33.88	84.65	2.06	1.14	1	0.98	2.34
26.82	4	10.85	8.5	15.83	84.65	2.06	1.14	1	1.21	1.84
29.7	2	5.39	8.5	0	84.65	2.06	1.14	1	0.71	0.89

La contrainte de compression, en charge, au niveau de la fibre inférieure est inférieure à la contrainte admissible de compression du béton, en classe I, dans toutes les sections $\bar{\sigma}_{bc, adm} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$

La contrainte, en charge, au niveau de la fibre supérieure est supérieure à la contrainte admissible de traction du béton, en classe I, dans toutes les sections $\bar{\sigma}_{bt, adm} = 0 \text{ MPa}$

Nous constatons que les contraintes au niveau des fibres extrêmes sont vérifiées dans les deux cas, à vide et en charge.

6.8. Conclusion :

La détermination des câbles longitudinaux de précontrainte « de fléau comme de continuité » permet de s'opposer en général aux forces de gravité, réduire partiellement ou totalement les sollicitations et réduire fortement les flèches sous charges permanentes.

Vu que les pertes calculées dans chaque section n'excèdent pas le pourcentage supposé et que les contraintes sont vérifiées, alors le choix du type et du nombre de câbles est correcte.

Les moments négatifs développés en phase construction peuvent être supérieurs à ceux de la phase de service, par conséquent les câbles de précontrainte des fléaux, soulagés automatiquement une fois la structure devenue hyperstatique, vont participer à la reprise des moments négatifs sur piles dans la phase d'exploitation.

Chapitre 7

*Etude de l'effort
tranchant*

7.1. Introduction

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués au droit de la section de calcul.

La partie résistante de l'effort tranchant est les âmes, les hourdis supérieure et inférieure du fait de leur inertie par rapport au centre de gravité de la section sont les éléments résistant à la flexion.

Pour le béton armé, on peut dissocier l'étude de l'effort tranchant de celle de la flexion, c'est à dire le cisaillement τ de la contrainte normale de la flexion σ car le cisaillement maximum est obtenu sur l'axe neutre où la contrainte normale est nulle.

Du fait de la force de précontrainte, la contrainte au centre de gravité de la section n'est plus nulle mais vaut :

$$\sigma(x) = \frac{P}{S}$$

7.2. Réduction de l'effort tranchant :

Les composantes obliques des efforts de précontrainte dues aux courbures des câbles diminuent l'effort tranchant d'où l'introduction d'un terme réducteur.

La vérification de l'effort tranchant a lieu dans toutes les sections d'ancrage, afin d'obtenir le cas le plus défavorable avec la formule suivante :

$$V_{\text{réduit}} = T_{\text{calculé}} - \sum P \cdot \sin \alpha$$

7.3. Contrainte de cisaillement :

La présence d'un effort tranchant dans une section crée une contrainte de cisaillement de la forme :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{réduit}} \cdot S(y)}{I \cdot b_n(y)}$$

$S(y)$: Moment statique par rapport à l'axe Gz de la partie située au-dessous de l'ordonné y de la section.

$b_n(y)$: Largeur nette de l'âme au niveau y.

$$Z = \frac{I}{S(x)} \quad \text{D'où} \quad \tau(y) = \frac{T_{\text{réduit}}}{Z \cdot b_n(y)}$$

7.4. Vérification de l'effort tranchant :

Dans le cas du règlement BPEL on procédera à une vérification de la contrainte de cisaillement à l'état limite de service.

Les contraintes tangentielles sont nulles (pas de précontrainte transversale dans l'ouvrage sujet de notre étude)

Le B.P.E.L préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité la double inégalité suivante :

1. $\tau^2 \leq 0.4 f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)$
2. $\tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0.6 f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x)$

Nous avons :

$$f_{tj} = 3 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{cj} = 40 \text{ MPa}$$

Tableau.7.1. Calcul des inégalités de vérifications.

x (m)	P(MN)	B(m ²)	V(m)	e(m)	$\sigma(x)$ (MPa)	Inégalité 1	Inégalité 2
0	56.84	18.45	1.88	1.74	3,82	8,18	20,64
0.9	56.69	9.45	1.89	1.75	7,38	12,46	25,88
3.78	50.50	8.5	2.06	1.92	6,46	11,35	24,89
6.66	44.79	8.5	2.06	1.92	5,73	10,48	23,92
9.54	39.18	8.5	2.06	1.92	5,01	9,61	22,82
12.42	33.50	8.5	2.06	1.92	4,29	8,74	21,54
15.3	27.79	13.55	1.7	1.56	2,92	7,10	18,72
18.18	22.09	8.5	2.06	1.92	2,83	6,99	18,50
21.06	16.47	8.5	2.06	1.92	2,11	6,13	16,77
23.94	10.92	8.5	2.06	1.92	1,40	5,28	14,91
26.82	10.85	8.5	2.06	1.92	1,39	5,27	14,88
29.7	5.39	8.5	2.06	1.92	0,69	4,43	12,90

Tableau.7.2. Calcul de la contrainte de cisaillement.

x (m)	T (MN)	P (MN)	sin α	V _{réduit} (MN)	S(y) (m ³)	I (m ⁴)	bn (m)	τ (MPa)
0	13.01	56.84	0.111	7.21	23.47	113.63	0.72	1,93
0.9	12.86	56.69	0.111	7.08	12.33	85.93	0.72	1,31
3.78	12.09	50.50	0.111	6.94	9.64	84.65	0.72	1,03
6.66	11.32	44.79	0.111	6.74	9.64	84.65	0.72	1,01
9.54	10.54	39.18	0.111	6.54	9.64	84.65	0.72	0,98
12.42	9.76	33.50	0.111	6.34	9.64	84.65	0.72	0,96
15.3	8.99	27.79	0.111	6.14	20.21	102.155	0.72	1,62
18.18	8.21	22.09	0.111	5.95	9.64	84.65	0.72	0,91
21.06	7.43	16.47	0.111	5.75	9.64	84.65	0.72	0,89
23.94	6.66	10.92	0.111	5.54	9.64	84.65	0.72	0,86
26.82	5.88	10.85	0.111	4.78	9.64	84.65	0.72	0,74
29.7	5.10	5.39	0.111	4.55	9.64	84.65	0.72	0,71

Tableau.7.3. Vérifications des inégalités.

Inégalité 1	Inégalité 2	τ^2	Condition
8,18	20,64	3,71	Vérifiée
12,46	25,88	1,72	Vérifiée
11,35	24,89	1,06	Vérifiée
10,48	23,92	1,01	Vérifiée
9,61	22,82	0,96	Vérifiée
8,74	21,54	0,92	Vérifiée
7,10	18,72	2,64	Vérifiée
6,99	18,50	0,83	Vérifiée
6,13	16,77	0,79	Vérifiée
5,28	14,91	0,74	Vérifiée
5,27	14,88	0,55	Vérifiée
4,43	12,90	0,51	Vérifiée

7.5. Conclusion :

Les deux inégalités sont vérifiées dans toutes les sections, l'effort tranchant est donc vérifié nous pouvons passer à l'étude transversale pour déterminer les armatures passives.

Chapitre 8

Etude transversale

8.1. Introduction :

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

Dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, nous nous intéressons à l'étude du voussoir courant [1].

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

8.2. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel « Robot Structural », le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

Le caisson est donc représenté par des barres de largeur unitaire égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie nous pourrions alors déterminer les armatures dans la section transversale en fonction du cumul des différentes actions dans la mesure de leur concomitance.

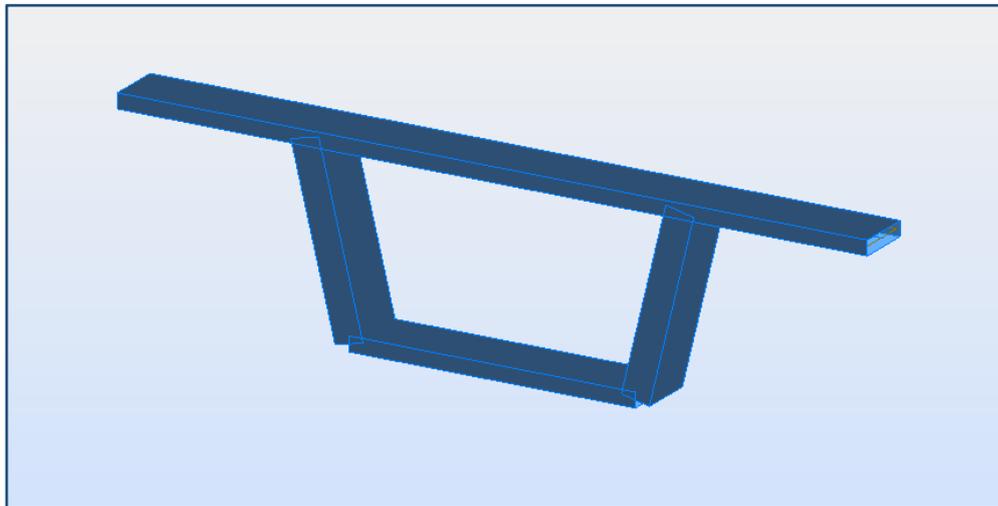


Figure.8.1. Vue en 3D du voussoir courant.

8.3. Définition des charges :

8.3.1. Les charges permanentes :

➤ Le poids propre du voussoir :

Le poids d'un voussoir courant : $P_v = 21.25$ t/ml.

➤ Couche de roulement et la chape d'étanchéité :

Le revêtement et la chape d'étanchéité ont une épaisseur de 0,075 m et 0,005m respectivement : $P = 0,193$ t/m².

➤ **Les barrières :**

Le poids des deux barrières est égal à $P = 0,2t/ml$.

➤ **Les longrines :**

Le poids des longrines est : $P = 0,625t/ml$.

➤ **La corniche :**

Le poids de la corniche : $P = 0,37 t/ml$.

8.3.2. Surcharges d'exploitation :

Les charges d'exploitation prises en compte dans le calcul transversal sont :

➤ **Système de charge A :**

Elle est répartie sur toute la largeur chargeable, $A (L) = 8.75 t/ml$.

➤ **Système de charge Bc :**

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique égal à 1.046.

➤ **Système de charge Mc120 :**

Ce système de charge de 110 t, répartie sur une longueur de 6.1m et multipliée par un coefficient de majoration dynamique égal à 1.041.

➤ **Système de charge D240 :**

La charge est uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18.6m.

➤ **Surcharges de trottoirs :**

La charge est uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 150 Kg/m² par trottoir.

8.4. Détermination des sollicitations :

Le voussoir doit être ferrailé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « Fascicule N°61 Titre 2 », le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons.

Tableau.8.1. Les différentes combinaisons de charges appliquées

ELU	ELS
1.35G+1.6 (Al+St)	G+1.2 (Al+St)
1.35G+1.6 (Bc+St)	G+1.2 (Bc+St)
1.35G+1.35Mc120	G+Mc120
1.35G+1.35D240	G+ D240

La combinaison qui nous donne les efforts max est celle du système Bc, les figures ci-dessous montrent les résultats obtenus par le logiciel Autodesk ROBOT sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion M_y ainsi que les efforts F_z .

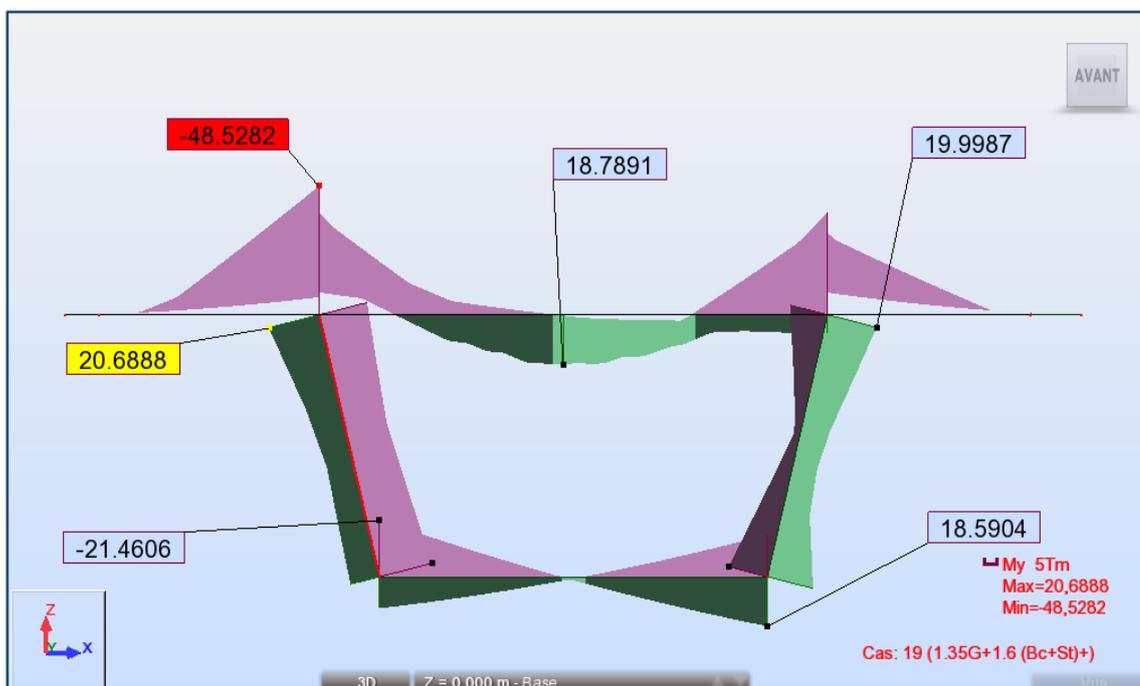


Figure.8.2. Le moment M_y sous la combinaison du système Bc à l'ELU.

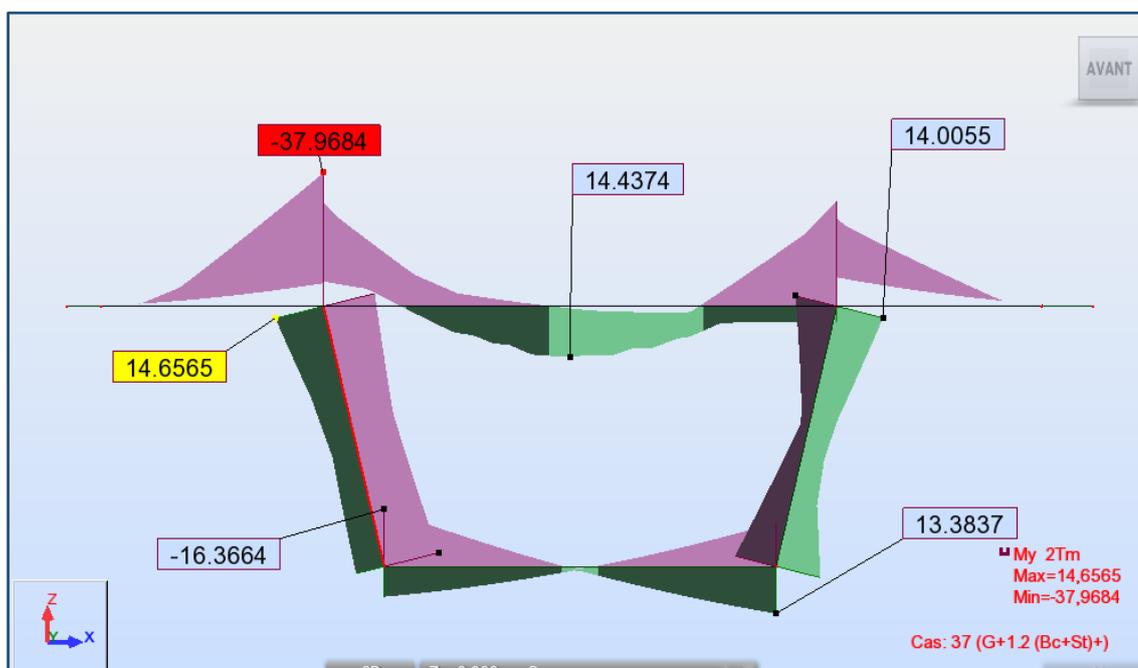


Figure.8.3. Le moment M_y sous la combinaison du système Bc à l'ELS.

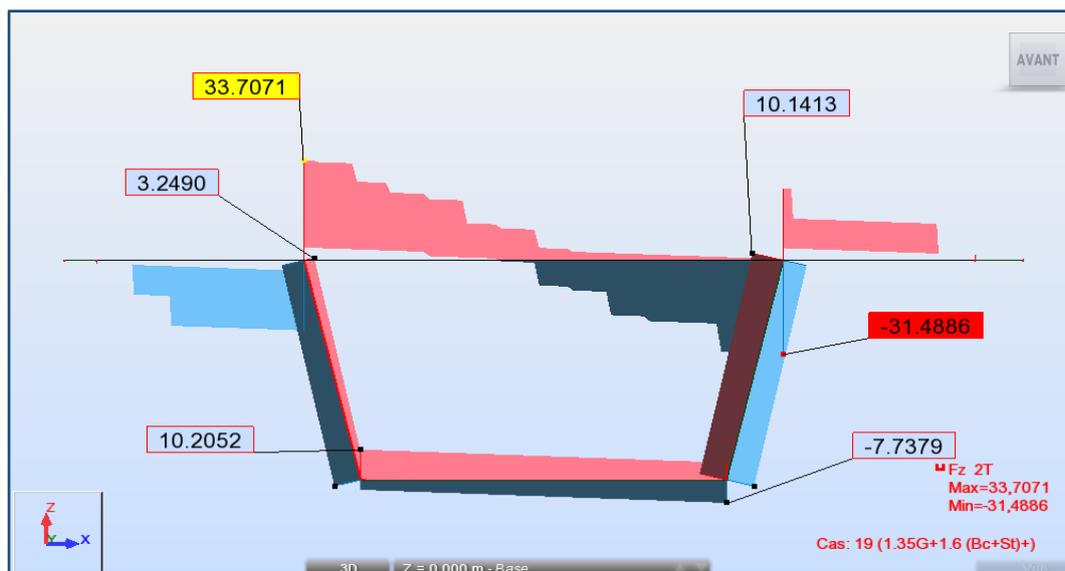


Figure .8.4. L'effort Fz sous la combinaison du système Bc à l'ELU.

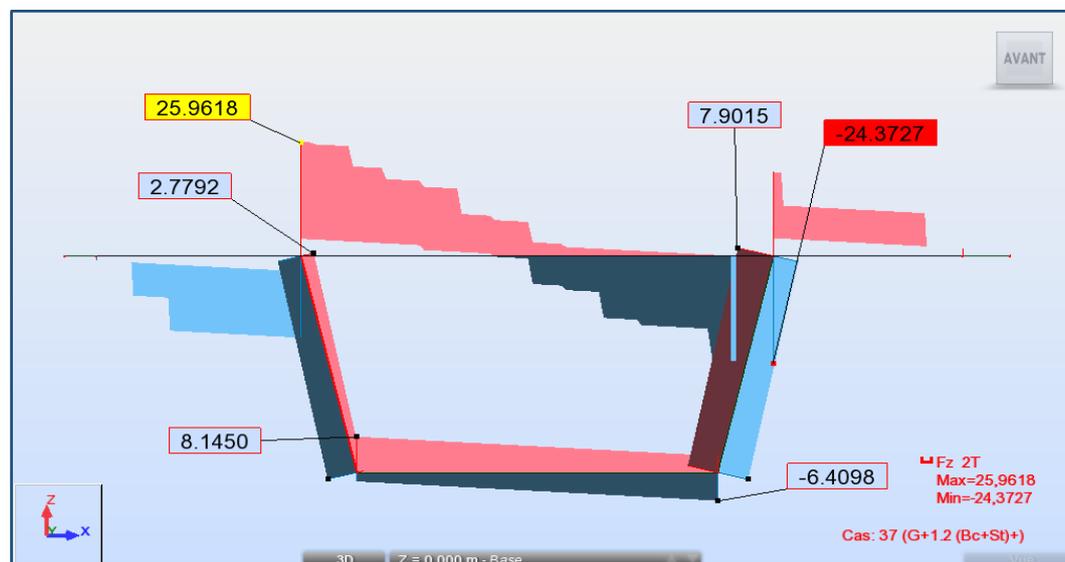


Figure.8.5. L'effort Fz sous la combinaison du système Bc à l'ELS.

Le tableau ci-dessous présente les moments max et min sous la combinaison Bc :

Tableau.8.2. Les moments max et min sous la combinaison Bc.

Élément		Mu	M ser
Hourdis supérieur	M min	-48.258	-37.968
	M max	18.771	14.437
Hourdis inférieur	M min	-21.461	-16.366
	M max	18.590	13.384
Ame droite	M min	-15.877	-14.006
	M max	19.999	12.528
Ame gauche	M min	-21.461	-16.366
	M max	20.689	14.657

8.5. Ferrailage du Voussoir :

Vu que l'ouvrage V19.2 est situé au-dessus d'un oued, la fissuration est jugée préjudiciable, donc le calcul de la section d'armature passive se fait à l'ELS [9].

Pour le ferrailage, nous subdivisons le voussoir en plusieurs éléments, nous avons :

- Le hourdis supérieur : qui travaille en flexion simple.
- Le hourdis inférieur : qui travaille en flexion simple.
- Les deux âmes droite et gauche : qui travaillent en flexion composée.

Nous prendrons comme exemple de calcul le ferrailage du hourdis supérieur et de l'âme droite.

8.5.1. Ferrailage du hourdis supérieur :

Pour le dimensionnement d'une section rectangulaire à l'E.L.S, le ferrailage se calcule à partir de la valeur du moment max.

- ✓ La largeur de la section $b = 1\text{m}$.
- ✓ La hauteur de la section $h = 0.26\text{m}$.
- ✓ L'enrobage extérieur $c = 0.04\text{m}$.

➤ Ferrailage de la fibre supérieure :

✓ Ferrailage longitudinal :

Le moment à l'ELS : $M_{\text{ser}} = -37,97\text{ t.m}$.

Le moment résistant béton : $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times b \times \alpha \times d \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{\alpha \times d}{3} \right)$

Avec :

$\alpha = 0.59$ et $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24\text{ MPa}$.

$M_{\text{rb}} = 27.53\text{ t.m}$.

$M_{\text{ser}} > M_{\text{rb}}$ il faut des aciers comprimés A' tel que :

$$A' = \frac{M_{\text{ser}} - M_{\text{rb}}}{(d-c) \times \sigma_{sc}}$$

$$A' = 23.2\text{ cm}^2.$$

Choix des barres : $5\Phi 25/\text{ml}$.

Et la section des armatures longitudinales est :

$$A_{sl} = \frac{M_{\text{rb}}}{Z \times \sigma_{st}} + A' \times \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{sl} = 85.52\text{ cm}^2.$$

Choix des barres : $18\Phi 25/\text{ml}$.

✓ **Ferraillage transversal :**

La section des armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_{st}}{3} .$$

Donc :

$$A_t = 28.51 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6Φ25/ml.

✓ **Conditions de non fragilité :**

Selon le BAEL [9]:

$$A_{sl} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d.$$

$$A_{sl} \geq 0.23 \times \frac{3}{500} \times 100 \times 22 = 3.04. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage de la fibre inférieure :**

✓ **Ferraillage longitudinal :**

Le moment à l'ELS : $M_{ser} = 14.44 \text{ t.m.}$

Le moment résistant béton : $M_{rb} = 27.53 \text{ t.m.}$

$M_{ser} < M_{rb}$, on n'a pas besoin d'armature de compression.

La section des armatures longitudinales est :

$$A_{sl} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sl} = 32.68 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 17Φ16/ml.

✓ **Ferraillage transversal :**

La section des armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_{st}}{3} .$$

Donc :

$$A_t = 10.89 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6Φ16/ml.

Conditions de non fragilité :

Selon le BAEL [9]:

$$A_{sl} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d.$$

$$A_{sl} \geq 0.23 \times \frac{3}{500} \times 100 \times 22 = 3.04. \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.5.2. Ferrailage de l'âme droite :

Pour le dimensionnement d'une section rectangulaire à l'E.L.S, le ferrailage se calcule à partir de la valeur du moment max.

- ✓ La largeur de la section $b = 0.5\text{m}$.
- ✓ La hauteur de la section $h = 1\text{ m}$.
- ✓ L'enrobage extérieur $c = 0.04\text{m}$.

➤ Vérification du flambement :

$$l_f = 0.5 \times 3.2 = 1.6$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} = \sqrt{\frac{0.01}{0.5}} = 0.14$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 11.43 < 50 \text{ m}$$

Avec :

l_f : Longueur du flambement.

I_{min} : Moment d'inertie de la section dans la direction du flambement.

A : L'aire de la section.

i : Rayon de giration.

λ : L'élancement mécanique.

L'élancement mécanique λ est inférieur à 50 m on peut donc effectuer le calcul sans vérifier l'état limite de stabilité de forme (flambement) [12].

➤ Les sollicitations de calcul :

Le moment à l'ELS : $M_{ser} = 14.01 \text{ t.m}$.

L'effort normal à l'ELS $N_{ser} = 6.64 \text{ t}$.

Calcul de l'excentricité :

$$e_{AS} = e_0 + v'$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 2.11 \text{ m}$$

L'équation d'équilibre des forces :

$$N + A_s \cdot \sigma_s = \frac{1}{2} b \cdot Y \cdot \sigma_{bc}$$

L'équation d'équilibre des moments :

$$N \cdot e_{AS} = \frac{1}{2} b \cdot Y \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{y}{3}\right)$$

D'après le diagramme des contraintes nous avons :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{(1 - \alpha) \cdot n}$$

Avec $\alpha = \frac{y}{d}$

En fixant : $\sigma_{sc} = \sigma_s = 435$

Nous trouvons que :

$$\alpha = 0.52.$$

$$\sigma_{bc} = 31.52$$

On remarque bien que $\sigma_{bc} > 0.6 f_{cj}$

$$A_{sc} = \frac{M - 0.1 \times f_{cj} \times b \times d^2 \times \alpha \times (3 - \alpha)}{\sigma_{sc} \times (d - d')}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{9f_{cj}}{9f_{cj} + \sigma_s} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{9f_{cj} \times (y - d')}{y}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \frac{0.3 \times \alpha \times b \times d + A_{sc} \times \sigma_{sc} - N}{\sigma_s}$$

$$A_s = -0.13 \text{ cm}^2.$$

On voit bien que la section est négative, donc nous prenons la section minimale qui est égale à 0.8% de la section dans la zone II.

Donc :

$$A_s = 40 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 8Φ25/ml et 2Φ10.

✓ Ferrailage transversal :

Les armatures transversales sont destinées pour reprendre les efforts de traction dus à l'effort tranchant, afin d'éviter la fissure qui peut se propager dans la zone comprimée, ce qui donne une rupture brutale.

Pour calcul des armatures transversales, on détermine le τ_{max} qui dépend de l'angle α .

Pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) $\tau_{max} = \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b z}$$

V_u : L'effort tranchant, $V_u = 48.33t$

b : La largeur de l'âme.

$z = 0.9d$.

$$\tau_u = 1.074 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_u \leq \tau_{max}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement S_{t0} est donné par la formule : $S_{t0} = \min\{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\}$

L'espacement S_{t1} est donné par la formule [18] :

$$S_{t1} = \frac{A_t (\cos\alpha + \sin\alpha) 0.9 f_{e} / \gamma_s}{b \cdot (\tau_u (\frac{h}{2}) - \tau_0)}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k$$

$$f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1 - (\frac{Nu}{B})}{f_{c28}} = 0,97. \text{ En flexion composée ou } Nu < 0 \text{ (traction).}$$

$$\tau_0 = 0.87.$$

$$\tau(\frac{h}{2}) = 2.36.$$

$$\frac{\Phi_l}{3} \leq \varphi \leq \min\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\}$$

Donc pour $\Phi_l = 20$ On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisit deux cadres et une épingle.

Ce qui donne :

$$A_t = 3.02 \text{ cm}^2$$

Donc

$$S_{t1} = 16 \text{ cm}$$

L'espacement S_{t2} est donné par la formule [18] :

$$S_{t2} = \min\{0.9 d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_{t2} = 40 \text{ cm}$$

L'espacement S_{t3} est donné par la formule [18] :

$$S_{t3} = \frac{A_t f_e}{0.4 b}$$

$$S_{t3} = 76 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } S_{t0} = \min\{16; 40; 76\} = 20 \text{ cm}$$

On a $S_{t0} = S_{t1}$ donc nous utilisons la méthode Caquot pour la répartition des armatures transversales :

On place le premier cadre à une distance $S_t/2$ du nu d'appui, pour les espacements suivants : 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40

Chaque valeur étant répétée deux fois ($L/2$) qu'il y a de mètres dans la demi-portée de la barre.

8.5.3. Récapitulatif des sections d'armatures :

Le tableau ci-après résume les sections des armatures passives d'un voussoir courant :

Tableau.8.3. les sections des armatures passives d'un voussoir courant.

	Mser (t.m)	Mrb (t.m)	H (m)	C (m)	d (m)	Z	Asl (cm ²)	Choix des barres	At (cm ²)	Choix des barres	Condition de non fragilité
H sup	37.97	27.53	0.26	0.04	0.22	0.18	85.94	18Φ25	28.65	6Φ25	OK
	14.44	30.09	0.26	0.04	0.22	0.18	31.26	17Φ16	10.42	6Φ16	OK
H inf	16.37	30.09	0.26	0.04	0.22	0.18	35.43	8Φ25	11.81	4Φ20	OK
	13.38	27.53	0.26	0.04	0.22	0.18	30.29	7Φ25	10.10	4Φ20	OK
Ame D	14.01	-	0.5	0.04	0.46	0.37	40	13Φ20	3.02	-	OK
Ame G	16.37	-	0.5	0.04	0.46	0.37	40	13Φ20	3.02	-	OK

8.5.4. Schéma de ferrailage :

La figure ci-après montre le ferrailage passif du voussoir courant :

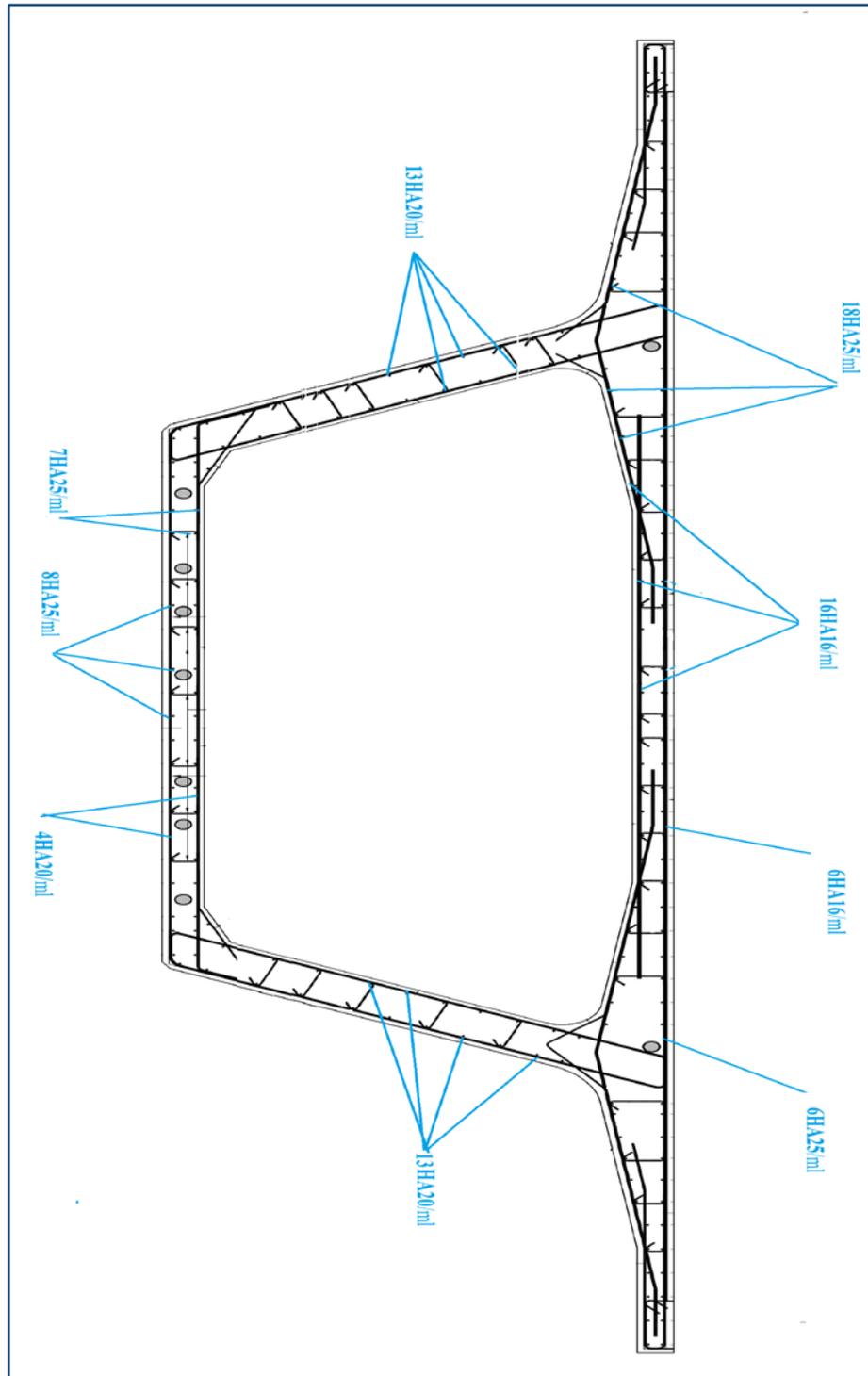


Figure.8.6. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.

8.6. Conclusion :

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel Autodesk Robot, nous a permis de déterminer les différents efforts sous différentes combinaisons. Ce qui nous a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constructifs du voussoir.

Chapitre 9

*Les équipements du
pont*

9.1. Introduction :

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Parmi ces équipements, citons :

- ✓ Appareils d'appui.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Le dé d'appui.
- ✓ Dispositif de retenue.
- ✓ Système d'évacuation des eaux.
- ✓ Corniche.
- ✓ Les clés de cisaillement.

9.2. Les appareils d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- ✓ La transmission des efforts avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- ✓ L'absorption, par rotation et distorsion, des déformations et translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'années pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

Pour notre ouvrage le type d'appareil d'appui utilisé est celui en élastomère fretté, pour les raisons suivantes :

- ✓ 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.

9.2.1. Dimensionnement des appareils d'appui :

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

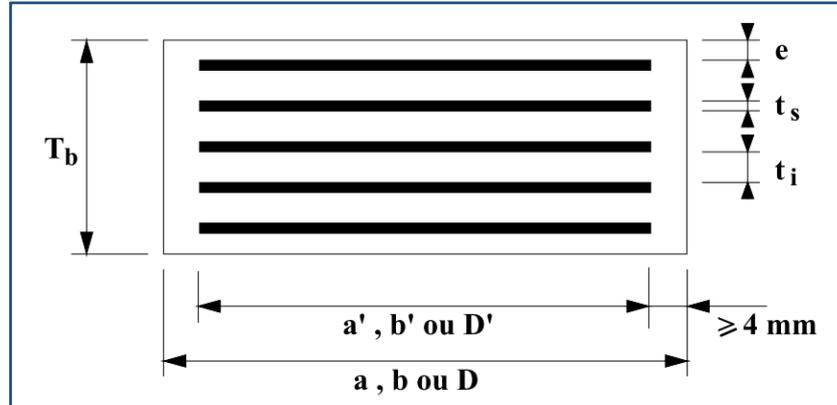


Figure. 9.1. Caractéristiques géométriques d'un appareil d'appui.

a, b, a' et b' : sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire avec **a** et **a'** désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui.

D et D' : sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire (cas de notre ouvrage).

➤ Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharge :

Les réactions seront calculées à l'ELS à l'aide des combinaisons déjà utilisées dans les chapitres précédents, le tableau ci-après résume les résultats des différentes combinaisons :

Tableau. 9.1. Les Réactions sur les appuis pour différentes combinaisons.

Combinaisons	Réactions max sur culée (t)	Réactions max sur pile (t)
G + 1.2A(l) + 0.5ΔT	648.35	2380.12
G + 1.2Bc + 0.5ΔT	683.54	1803.14
G + Mc120	597.93	1757.69
G + D240	682.99	1879.98

Après avoir déterminé les réactions dues aux différentes combinaisons de charges, on constate que la réaction maximale correspond à la combinaison de charge $G+1.2 A(L) +0.5\Delta T$ et sa valeur est comme suit :

- ✓ $R_{max} = 2380.12 t$ (sur pile)
- ✓ $R_{max} = 648.35 t$ (sur la culée).

Dans ce qui va suivre, on va juste étudier les appareils d'appuis sur pile, tel que :

$$N_{max} = 1190.06t$$

➤ **L'aire de l'appareil d'appui :**

Pour déterminer la section de l'appareil d'appui, il faut vérifier l'inégalité suivante [15] :

$$3MPa \leq \sigma_m \leq 15MPa$$

Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal.

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{\pi \times R^2}$$

N_{max} : Réaction maximale de chaque appareil d'appui, $N_{max} = 1190.06 t.$ (d'après les résultats extraits du logiciel ROBOT).

R : Le rayon de l'appareil d'appui.

3MPa : La condition de non soulèvement.

15MPa : La condition de non écrasement.

Donc :

$$0.79 \leq \pi \times R^2 \leq 3.97$$

$$0.5 \leq R \leq 1.12$$

Alors, nous prenons : $R = 0.6 m$

➤ **La hauteur des appareils d'appuis :**

Pour déterminer la hauteur nette d'élastomère il faut que la condition de non flambement soit vérifiée [15] :

$$(D/10) \leq T \leq (D/5)$$

$$0.12 \leq T \leq 0.24$$

Nous prenons la hauteur nette d'élastomère $T = 0.18 = 180 mm$

Et $Ha = 250 mm.$

- 16 feuilles intermédiaires d'élastomère d'épaisseur $t_i = 8 mm.$
- 2 feuilles extérieures d'élastomère d'épaisseur $t_i / 2 = 4 mm.$
- 17 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2.5 mm.$

9.2.2. Les déplacements dus aux déformations de la structure :

Les déplacements imposés par les déformations de la structure sont :

➤ **Déplacement dû au retrait :**

La déformation due au retrait est donnée par la formule :

$$\frac{\Delta r}{L/n} = \varepsilon_r$$

Pour la zone du viaduc V19.2 « Jijel », On prend, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

n : Le nombre total des appareils d'appuis du pont, $n = 20.$

L : étant la longueur du tablier, $L = 506$ m.

D'où le déplacement :

$$\Delta r = 0.51 \text{ cm.}$$

➤ **Déplacement dû à la variation de température :**

Les valeurs caractéristiques des actions dues aux variations de la température qui correspondent à des dilatations linéaires relatives sont données par [15] :

$$\frac{\Delta T}{L/n} = 3.10^{-4} \text{ A courte durée.}$$

$$\frac{\Delta T}{L/n} = 2.10^{-4} \text{ A longue durée.}$$

D'où le déplacement :

$$\Delta T = 0.76 \text{ cm à courte durée.}$$

$$\Delta T = 0.51 \text{ cm à longue durée.}$$

➤ **Déplacement dû au fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées.

Nous pouvons prendre une première approximation :

$$\frac{\Delta L}{L/n} = K_{ft} \cdot 10^{-4}$$

K_{ft} : Le coefficient de fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ), K_{ft} varie de 2 à 3

D'où :

$$\Delta L = 0.76 \text{ cm.}$$

✓ **Le déplacement total :**

$$U = \Delta r + \Delta T + \Delta L$$

$$U = 2.03 \text{ cm à courte durée.}$$

$$U = 1.78 \text{ cm à longue durée.}$$

IX.2.3. Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions :

➤ **Action dynamique :**

L'effort dynamique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{dyn} = f_{hi}/n$$

Avec :

f_{hi} : L'effort horizontal développé sur le tablier par la charge dynamique.

n : Le nombre total des appareils d'appuis du pont, $n = 20$.

✓ **L'effort du freinage :**

Le calcul est déjà fait au chapitre IV, nous avons trouvé :

L'effort de freinage sous la surcharge A(l) est : $f_A = 1.043 \text{ MN}$.

L'effort de freinage sous la charge roulante Bc est : $f_{Bc} = 0.285 \text{ MN}$.

✓ **L'effort du vent :**

L'effort du vent est :

$$f_{hv} = P \times S$$

Avec :

P : L'effort du vent en service, $P = 0.2 \text{ KN/m}^2$

S : Surface latérale de l'ouvrage, $S = 6574.1 \text{ m}^2$.

Ce qui donne :

$$f_{hv} = 13.14 \text{ MN}.$$

✓ **Effort du séisme :**

L'effort dû au séisme est :

$$f_{hs} = \varepsilon_s \times G$$

Avec :

G : Le poids total du tablier, $G = 13898.56 \text{ t}$

ε_s : Coefficient d'accélération séismique horizontale. D'après le RPOA, $\varepsilon_s = 0.125$

Donc :

$$f_{hs} = 17.37 \text{ MN}.$$

Le tableau ci-dessous résume les efforts horizontaux dynamiques par appareil d'appui

Tableau. 9.2. Les efforts horizontaux dynamiques par appareil d'appui.

	Effort horizontal dynamique /Appareil d'appui (MN)
f_A	0.052
f_{Bc}	0.014
f_{hv}	0.66
f_{hs}	0.87

➤ **Action statique :**

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante [15] :

$$H_{sta} = \frac{\Delta_x G S}{T}$$

Avec :

G : Module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté, $G = 0.8 \text{ MPa}$.

Δ_x : Déformation due à la force x considérée.

T : La hauteur nette d'élastomère, $T = 0.18 \text{ m}$

S : La section de l'appareil d'appui.

✓ **Effort dû au retrait dans chaque appareil appui :**

On a: $\Delta L = 0.51 \text{ cm}$. D'où $H_r = 0.026 \text{ MPa}$

✓ **Effort dû à la variation de la température :**

$\Delta T = 0.76 \text{ cm}$ à courte durée. D'où $H_t = 0.038 \text{ MPa}$

$\Delta T = 0.51 \text{ cm}$ à longue durée. D'où $H_t = 0.026 \text{ MPa}$

✓ **Effort dû au fluage :**

On a: $\Delta L = 0.76 \text{ cm}$ D'où $H_{fl} = 0.038 \text{ MPa}$.

9.2.4. Vérifications des contraintes :

➤ **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal, $\tau_N = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta}$

β : Le quotient de l'aire en plan d'un feuillet par son aire latérale,

$$\beta = \frac{\pi R^2}{2R \times t} = 37.5 \quad \text{Et} \quad \tau_N = 0.42 \text{ MPa}.$$

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal, $\tau_H = \sum \tau_{Hi} = \tau_{H1} + \tau_{H2}$

τ_{H1} : Effort statique, $\tau_{H1} = \frac{G \times U1}{T}$

$U1$: Le déplacement horizontal maximum, $U = 2.03$

D'où :

$$\tau_{H1} = 0.10$$

τ_{H2} : Effort dynamique, $\tau_{H2} = 0.5 \frac{H_2}{S}$

H_2 : L'effort horizontal dynamique max par appareil d'appui, $H_2 = \max(H_{A(l)}; H_{BC}; H_v; H_s)$

$$H_2 = 0.87.$$

D'où :

$$\tau_{H2} = 0.38.$$

Ce qui donne :

$$\tau_H = 0.48.$$

$$\tau_{\alpha T} : \text{Contrainte de cisaillement due à la rotation, } \tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{R}{T} \right)^2 \times \alpha_T$$

Tel que :

$$\alpha_T : \text{L'angle de rotation de l'ensemble des feuilletts, } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose, $\alpha_0 = 0,01$ rad pour les tabliers en béton préfabriqués.

$$\alpha : \text{La rotation calculée, } \alpha = 0.02 \text{ rad}$$

D'où :

$$\alpha_T = 0.03.$$

$$\tau_{\alpha T} = 0.13 \text{ MPa.}$$

On remarque bien que :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha T} = 0.13 + 0.48 + 0.42 = 0.9 \leq 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

➤ **Condition de non soulèvement :**

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{T}{D} \right)^2 \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\alpha_T = 0.03.$$

$$\alpha_T \leq 0.24.$$

Condition vérifiée.

➤ **Condition de non cheminement :**

La condition de non cheminement est donnée par l'inégalité :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{\pi \times R^2} \geq 2 \text{ MPa}$$

La réaction due au poids propre de la travée de rive, $R_{min} = 457.95 \text{ t}$

$$\text{Donc } N_{min} = 228.97 \text{ t}$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{min} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Condition de non glissement :**

La condition de non glissement est donnée par la formule :

$$H < f N_{min}$$

f : Le coefficient de frottement, il prend la valeur $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil, en contact avec la structure sont des feuillets d'élastomère, $f = 0.16$.

$$N_{min} = 2.23 MN.$$

Donc $fN_{min} = 0.35.$

H : Effort dynamique dû au séisme, $H = 0.87MN.$

$$H > fN_{min} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équipant de dispositifs appropriés [15].

➤ Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Et

$$t_s \geq \frac{D}{\beta} \times \frac{\sigma_{min}}{\sigma_e}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ Pour les aciers de nuance 235.}$$

$$\frac{D}{\beta} \times \frac{\sigma_{min}}{\sigma_e} = 0.3 \text{ mm}$$

$$\text{Nous avons : } t_s = 2.5$$

Donc :

$$t_s \leq 2 \text{ mm et } t_s \geq 0.3 \text{ mm} \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

On remarque bien que toutes les conditions sont vérifiées à part la condition de non glissement, donc les appareils d'appui qu'on a choisi peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

9.3. Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures, assurer la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement, permettre de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

9.3.1. Les dimensions des dés d'appuis :

Les dimensions des dés d'appuis ont été choisies de sorte que leurs surfaces soient supérieures à la surface des appareils d'appuis.

$$A = 1270 \text{ mm.}$$

$$B = 1270 \text{ mm.}$$

9.3.2. Ferrailage des dés d'appuis :**➤ Armature de chaînage :**

$R_{max} = 1190.06t$, Les armatures doivent vérifier 25 % de R_{max} .

Donc :
$$A_{sc} = \frac{0.25 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa.}$$

Nous trouvons donc :

$$A_{sc} = 68.43 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 14 Φ 25.

Ces barres sont disposées longitudinalement et transversalement.

➤ Armatures de profondeur :

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 0,125 N_{max} .

$$A_{sp} = \frac{0.125 R_{max}}{\sigma_s}$$

Nous trouvons donc :

$$A_{sc} = 34.21 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 7 Φ 25.

➤ Armature de diffusion :

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

✓ Ferrailage de surface (frette sup) :

Ces armatures sont capables de reprendre 4% R_{max} .

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

Soit :
$$A_s = 10.95 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 8 Φ 14.

✓ Ferrailage inférieur ou d'éclatement :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 \leq Z \leq h$

$$A_s = \frac{0.1 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

Soit :

$$A_s = 27.37 \text{ cm}^2 .$$

Choix des barres : 6 Φ 25.

9.4. Les joints de chaussée :

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation.

Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation.

Il existe plusieurs types de joint de chaussée, on cite à titre d'exemple :

- joints de faibles souffles.
- joints de souffles moyens.
- joints de grands souffles.

Les choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on désigne :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules/jour.
- Des joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules/jour.
- Des joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules/jour.

Tout en satisfaisant certaines exigences non moins essentielles :

- Confort et esthétique : Souple, assure la continuité de la surface de roulement, absence de bruits et vibrations.
- Résistance : Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- Etanchéité : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- Fiabilité : la pureté de sa conception et la simplicité de ses principes de fonctionnement lui confèrent une efficacité à long terme.

Le viaduc V19.2 fait la liaison autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma, où le trafic est très important, donc nous optons pour un joint lourd type W.

9.4.1. Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est la variation maximale d'ouverture que peut atteindre ce dernier, noté Δl . Il est la somme algébrique de plusieurs facteurs : le souffle sismique, thermique, le retrait et le fluage.

Selon le RPOA on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante [11] :

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

W : Souffle total du joint.

W_D : Souffle des déformations différées (retrait+fluage).

W_T : Souffle thermique.

w_s : Souffle sismique.

➤ **Souffle des déformations différées :**

✓ **Le retrait :**

Pour le cas de la zone de notre projet (Jijel), On prend $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

Donc :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 2.10^{-4}$$

D'où :

$$\Delta L = 5.06 \text{ cm.}$$

✓ **Le fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées.

Nous pouvons prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = K_{ft} \cdot 10^{-4}$$

K_{ft} : Coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

Donc :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 3.10^{-4}$$

D'où :

$$\Delta L = 7.6 \text{ cm.}$$

➤ **Souffle thermique :**

La température étant comme action de courte durée, on prend dans notre cas un raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 3.10^{-4}$$

L : étant la longueur du tablier, il égale à 506 m.

D'où :

$$\Delta L = 7.6 \text{ cm.}$$

➤ **Souffle sismique :**

Le déplacement du au séisme est donné par la formule :

$$\Delta L = \frac{H_s \times T}{G \times S}$$

Avec :

H_s : Effort dynamique du au séisme pour chaque appareil d'appui, 0.87

T : la hauteur nette d'élastomère.

G : Module de déformation transversale tel que

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations lentes.

$G = 16 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations instantanées.

S : La section de l'appareil d'appui.

Donc :

$$\Delta L = 8.66 \text{ cm.}$$

Le souffle total sous les phénomènes précédents :

$$W = 12.66 + 0.4 \times 7.6 + \frac{8.66}{3} = 18.59 \text{ cm}$$

Afin d'éviter le risque de cisaillement de l'appareil d'appui, on doit vérifier la condition suivante :

$$W \leq ha$$

ha : La hauteur de l'appareil d'appuis.

W : Le souffle total.

$$18.59 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

9.4.2. Choix de type de joint :

Le type de joint de chaussée est choisi en fonction du souffle total calculé précédemment. , d'après le CIPEC joint de chaussée pour un souffle de 21.46 cm, il faut considérer la famille de joints appelé Wd250 expansion joints (souffles moyens « Wind »). Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

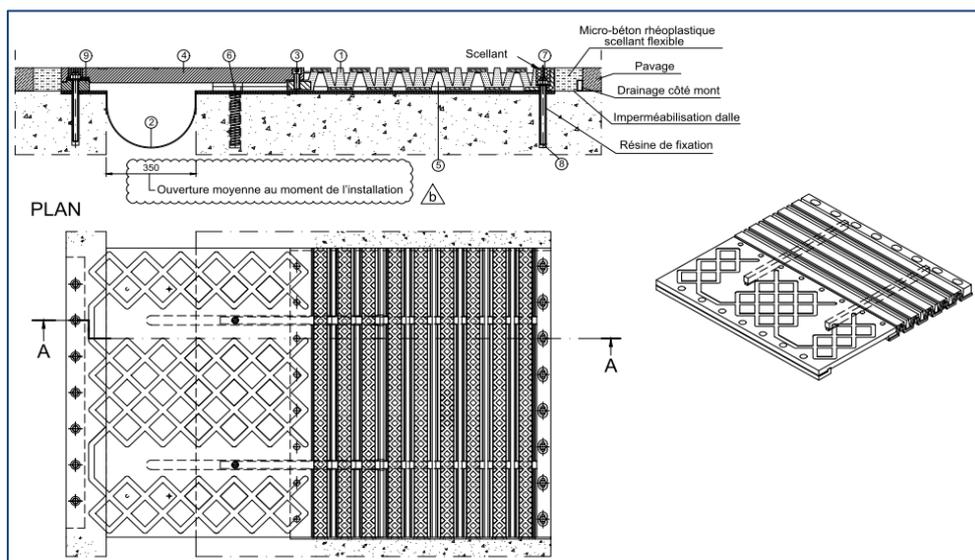


Figure. 9.2. Détail de joint de chaussée.

9.5. Les dispositifs de retenue :

Il s'agit de barrières de sécurité en acier lisses horizontales en tubes ouverts, fixées sur des supports en tôle d'acier découpés et soudés. Ces supports sont liés à la structure par des vis fusibles serrées dans des pièces d'ancrage insérées dans le béton [16].

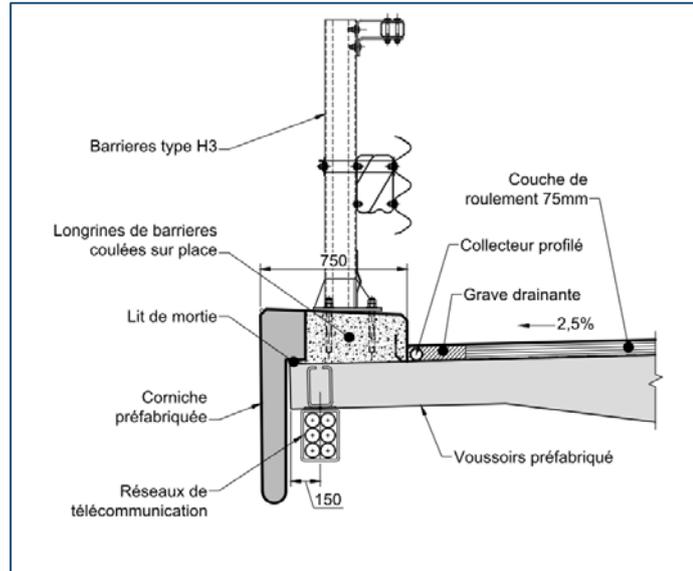


Figure. 9.3. barrière de sécurité.

9.6. L'évacuation des eaux :

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles implantées au droit des fils d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm.

Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. 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. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2.5 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

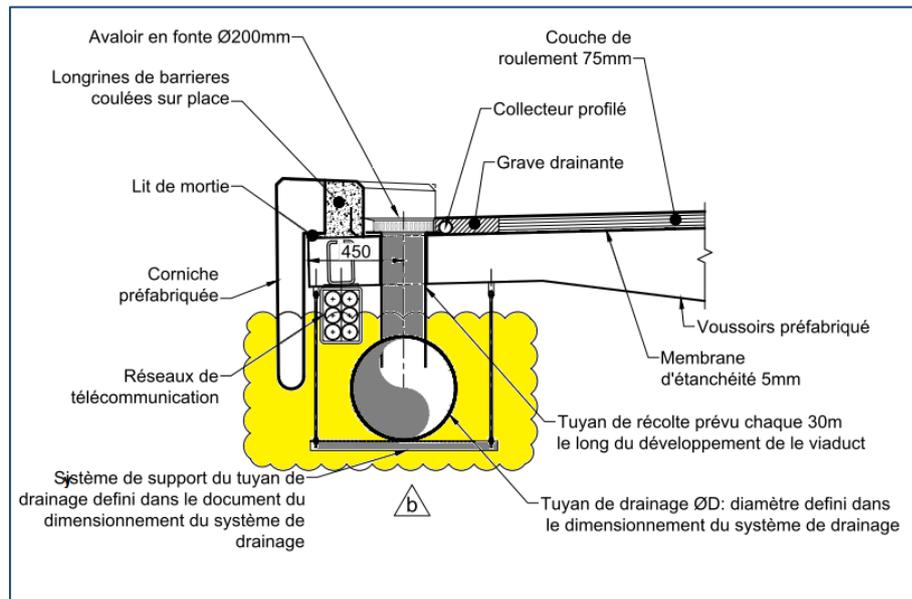


Figure. 9.4. Réseau d'assainissement de la superstructure.

9.7. La corniche :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, Elles ont un rôle esthétique mais également elles doivent servir à empêcher le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse et rattraper les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives

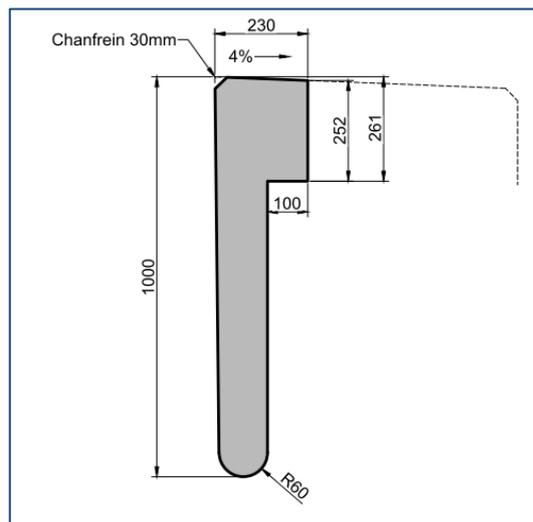


Figure. 9.5. la corniche.

9.8. Les clés de cisaillement :

Les joints entre les voussoirs ne présentent pratiquement aucune résistance au cisaillement avant Polymérisation de la colle. Il a été nécessaire, dans les premiers ouvrages de ce type, de ménager dans chaque âme des voussoirs une clé destinée à empêcher le glissement relatif au droit des joints et à assurer le transfert de l'effort tranchant.

Sans remettre aucunement en cause les caractéristiques et le comportement des premiers ouvrages préfabriqués, il est apparu intéressant de rechercher de nouvelles formes de joints permettant la transmission des efforts de cisaillement entre voussoirs sans faire appel à la résistance des colles époxy.

C'est le cas des joints de la seconde génération de voussoirs qui comportent, dans l'épaisseur des hourdis et sur toute la hauteur des âmes, une série de clés à engrenements réparties de façon régulière. Cette amélioration dans le fonctionnement des joints, soulage la colle de son rôle structural, à l'avantage de la simplicité et de la sécurité.

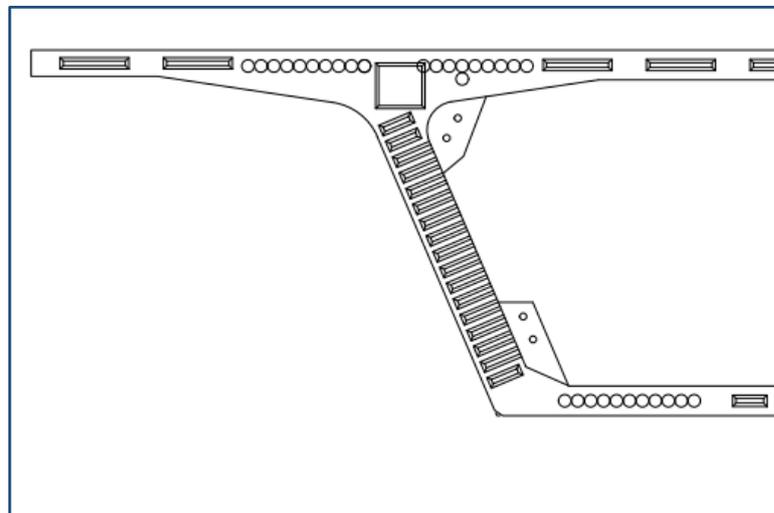


Figure. 9.6. La clé de cisaillement.

9.9. Conclusion :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental en phase de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps et le confort des usagers.

Chapitre 10

Etude de la culée

10.1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle assure à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. Elle transmet les efforts au sol de fondation et limite les déplacements horizontaux. En tant qu'appui du tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile et subit la poussée des terres et les surcharges de remblais en tant que mur de soutènement.

10.2. Choix du type de culée :

Le type de culée à adopter dépend de la nature du sol, il est influencé par le mode de fondation et par la qualité des terrains sur lesquels les remblais d'accès à l'ouvrage sont placés.

On distingue plusieurs familles de culées [10] :

- Les Culées à mur de front (Remblayées).
- Les Culées enterrées.
- Les culées creuses.
- Les culées contrepoids.

Le choix de la culée est fixé sur une culée remblayée, elle est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Elle assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai.

10.3. Les éléments constructifs de la culée :

Une culée courante est composée d'un groupe de murs ou voiles en béton armé. Elle a un aspect extérieur sous forme d'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage, surmonté par un mur garde-grève et prolongé par des murs en retours parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

La figure ci-après montre les éléments constructifs de la culée :

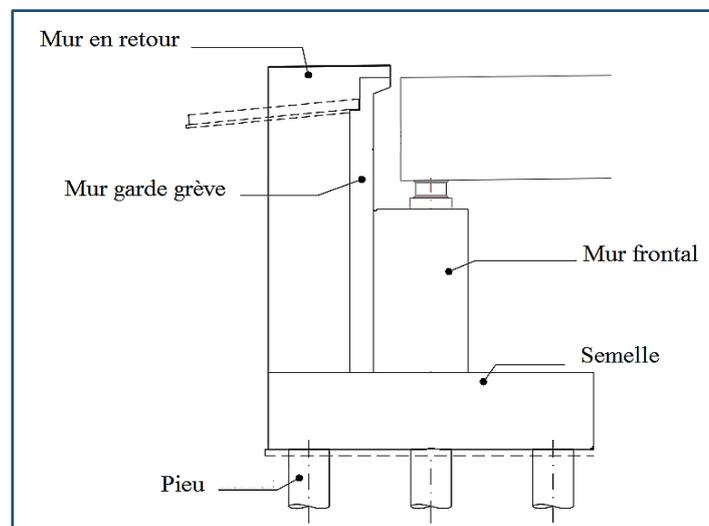


Figure. 10.1. Eléments constructifs d'une culée.

10.4. Pré dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de J.A.Calgaro [17] :

10.4.1. Mur garde grève :

➤ **La hauteur h :**

$$h_{m\text{gg}} = h_{vc} + h_{aa}$$

Avec :

h_{vc} : La hauteur du voussoir sur culée, égale à : 3.2m.

h_{aa} : La hauteur de l'appareil d'appui et le dé d'appui, égale à : 0.9 m.

Ce qui nous donne : $h=4.1\text{m}$.

➤ **L'épaisseur e :**

$$e = \max (0.3\text{m} ; h_{m\text{gg}}/8)$$

On prend : $e= 0.6 \text{ m}$.

➤ **La longueur l :**

Sa longueur égale à la largeur du tablier, $L= 13.1 \text{ m}$.

10.4.2. Mur frontal :

➤ **La hauteur h :**

$$h_{mf} = h_{culée} - h_{m\text{gg}}$$

$$h_{mf} = 3.2\text{m}$$

➤ **L'épaisseur :**

Elle est égale à la longueur du voussoir sur culée, donc $e= 2.88 \text{ m}$.

➤ **La longueur :**

Sa longueur égale à la largeur du tablier, $L= 13.1 \text{ m}$.

X.4.3. Mur en retour :

➤ **La hauteur h :**

Elle est égale à la hauteur de la culée, donc $h=7.3\text{m}$.

➤ **L'épaisseur :**

Son épaisseur varie entre 30 et 45 cm, alors nous prenons : $e = 40 \text{ cm}$.

➤ **La longueur :**

La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser 7 à 8 m, nous prenons : $L = 7.5\text{m}$.

10.4.4. Le sommier d'appuis :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

➤ **La longueur :**

La longueur du sommier est égale à la largeur du pont, donc : $L = 13.1\text{ m}$.

➤ **La largeur :**

La largeur du sommier est égale à l'épaisseur du mur frontal, $l = 2.88\text{ m}$.

10.4.5. La dalle de transition :

➤ **La longueur :**

Elle est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m} ; \max (4\text{m} ; 0,6 \times H)]$$

H : La hauteur du remblai ; $H = 7.3\text{ m}$.

Donc : $L = 4.4\text{m}$.

➤ **L'épaisseur :**

On prend généralement $e = 0,3\text{ m}$.

10.5. Evaluation de forces agissantes sur la culée :

Nous allons vérifier la stabilité de la culée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Les forces agissantes sur la culée sont :

➤ **Forces verticales :**

- ✓ Poids propre de la culée.
- ✓ Réaction d'appui du tablier due à sa charge permanente.
- ✓ Poids des terres.

➤ **Forces horizontales :**

- ✓ Effet du freinage.
- ✓ Poussée des terres : elle s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur H de fiche de la paroi.

10.5.1. Calcul du coefficient de poussée des terres :

D'après le RPOA [11], sous l'action sismique, les terres apportent un surplus de poussée par rapport à la poussée statique, Le coefficient de poussée se détermine par la formule de Mononobé-Okabé :

$$K_{ad} = \frac{\sin^2(\Psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\Psi \sin(\Psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \delta - \theta) \sin(\Psi + \beta)}} \right]^2}$$

Avec :

φ : Angle de frottement du sol interne, $\varphi = 35^\circ$

δ : Angle de frottement du sol-écran, $\delta = \frac{2}{3}\varphi$

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale, $\theta = \arctg \frac{k_h}{1+k_v}$.

β : L'inclinaison du sol par rapport à l'horizontal, $\beta = 0$.

Ψ : L'inclinaison du mur par rapport à l'horizontal, $\Psi = 90^\circ$.

k_h : Coefficient sismique horizontal, $k_h = A$ [11]

k_v : Coefficient sismique dans le sens vertical, $k_v = 0.3k_h$.

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séisme, le tableau ci-après résume les valeurs de k_v , k_h , θ et k_{ad} :

Tableau. 10.1. Les valeurs de k_v , k_h , θ et k_{ad} .

Cas de séisme	k_h	k_v	θ	k_{ad}
sans séisme	0	0	0	0.24
horizontal	0.25	0	14.03	0.43
Horizontal + verticale vers le haut	0.25	-0.075	15.12	0.41
Horizontal + verticale vers le bas	0.25	0.075	13.09	0.45

10.5.2. Calcul des sollicitations dues aux charges et surcharges :

➤ **Calculs des efforts dus au poids propre :**

Les forces d'inertie des masses sont données par les formules suivantes :

- ✓ Les efforts horizontaux : $F_h = k_h \times P$.
- ✓ Les efforts verticaux : $F_v = (1 + k_v) \times P$.

Avec :

P : Le poids des masses qui participe au séisme (masses des structures en béton armé et masse du remblai sur la semelle).

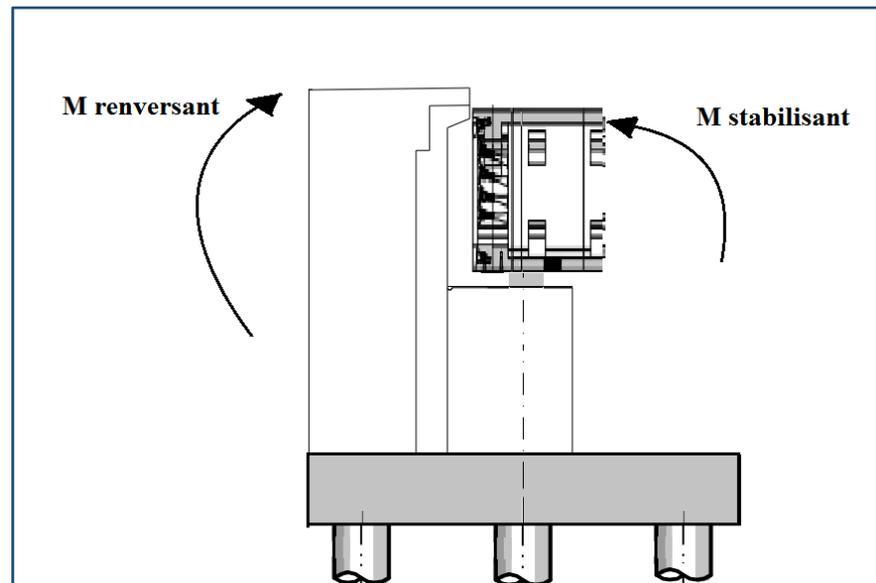


Figure. 10.2. Les moments sollicitant la culée.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants :

Tableau. 10.2. Les sollicitations agissantes sur la culée pour les quatre cas existants.

Désignation	Poids (t)	Efforts horizontal x (t)	Efforts Verticaux (t)	Bras de levier H (m)	Bras de levier V (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Tablier	584.40	0.00	584.40	3.26	5.90	0.00	1905.14
	584.40	146.1	584.40	3.26	5.90	861.99	1905.14
	584.40	146.1	540.57	3.26	5.90	861.99	1762.26
	584.40	146.1	628.23	3.26	5.90	861.99	2048.03
Mur de garde grève	80.57	0.00	80.57	5.08	7.05	0.00	409.27
	80.57	20.14	80.57	5.08	7.05	142.00	409.27
	80.57	20.14	74.52	5.08	7.05	142.00	378.57
	80.57	20.14	86.61	5.08	7.05	142.00	439.97
Mur frontal	301.82	0.00	301.82	3.26	3.40	0.00	983.95
	301.82	75.46	301.82	3.26	3.40	256.55	983.95
	301.82	75.46	279.19	3.26	3.40	256.55	910.15
	301.82	75.46	324.46	3.26	3.40	256.55	1057.74
Mur en retour	109.50	0.00	109.50	5.95	5.45	0.00	651.53
	109.50	27.38	109.50	5.95	5.45	149.19	651.53
	109.50	27.38	101.29	5.95	5.45	149.19	602.66
	109.50	27.38	117.71	5.95	5.45	149.19	700.39
Semelle	383.18	0.00	383.18	3.25	0.90	0.00	1245.32
	383.18	95.79	383.18	3.25	0.90	86.21	1245.32
	383.18	95.79	354.44	3.25	0.90	86.21	1151.92
	383.18	95.79	411.91	3.25	0.90	86.21	1338.72
Dalle de transition	14.52	0.00	14.52	7.62	8.95	0.00	110.64
	14.52	3.63	14.52	7.62	8.95	32.49	110.64
	14.52	3.63	13.43	7.62	8.95	32.49	102.34
	14.52	3.63	15.61	7.62	8.95	32.49	118.94
Bossage	1.37	0.00	1.37	3.00	5.18	0.00	4.10
	1.37	0.34	1.37	3.00	5.18	1.77	4.10
	1.37	0.34	1.26	3.00	5.18	1.77	3.79
	1.37	0.34	1.47	3.00	5.18	1.77	4.41
Freinage Bc	14.25	0.00	14.25	3.26	5.90	0.00	46.46
	14.25	3.56	14.25	3.26	5.90	21.02	46.46
	14.25	3.56	13.18	3.26	5.90	21.02	42.97
	14.25	3.56	15.32	3.26	5.90	21.02	49.94
Surcharge A(l) +St	178.70	0.00	178.70	3.26	5.90	0.00	582.56
	178.70	44.68	178.70	3.26	5.90	263.58	582.56
	178.70	44.68	165.30	3.26	5.90	263.58	538.87
	178.70	44.68	192.10	3.26	5.90	263.58	626.25

➤ **Calculs des efforts de la poussée des terres :**

En acceptant l'hypothèse de Rankine de distribution triangulaire des pressions on obtient une poussée statique du terrain de :

$$\sigma_h = K_{ad} \times \gamma_{rem} \times H$$

Ayant une résultante horizontale de :

$$P_h = \frac{1}{2} \times \gamma_{rem} \times K_{ad} \times L \times H_{rem}^2.$$

Avec :

γ_{rem} : Le poids volumique du remblai, $\gamma_{rem} = 1.8 \text{ t/m}^3$

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique active.

Les résultantes sont appliquées à 1/3 de la hauteur.

Tableau. 10.3. Les Moments dus aux poussées des terres.

Désignation	Poids (t)	Bras de levier V (m)	Moment renversant (t.m)
Poussée des terres sur mur frontal et le mur garde-grève	$0.5 \times 0.24 \times 1.8 \times 7.3^2 \times 12.4 = 159.28$	4.23	598.89
	$0.5 \times 0.43 \times 1.8 \times 7.3^2 \times 12.4 = 253.67$	4.23	1073.01
	$0.5 \times 0.41 \times 1.8 \times 7.3^2 \times 12.4 = 265.46$	4.23	1023.10
	$0.5 \times 0.45 \times 1.8 \times 7.3^2 \times 12.4 = 247.77$	4.23	1122.91
Poussée des terres sur la semelle	$0.5 \times 0.24 \times 1.8 \times 1.8^2 \times 12.4 = 9.68$	0.60	5.16
	$0.5 \times 0.43 \times 1.8 \times 1.8^2 \times 12.4 = 9.68$	0.60	9.25
	$0.5 \times 0.41 \times 1.8 \times 1.8^2 \times 12.4 = 9.68$	0.60	8.82
	$0.5 \times 0.45 \times 1.8 \times 1.8^2 \times 12.4 = 9.68$	0.60	9.68

➤ **Poids et poussées dus à la surcharge sur le remblai :**

On a considéré une surcharge uniformément distribuée «q» sur le terrain derrière la culée (q=10 kPa), qu'on majore par 20 % .La pression provoquée sur la culée par cette surcharge est, toujours selon la théorie de Rankine, constante avec la profondeur (diagramme est rectangulaire) et a une valeur de :

$$\sigma_q = K_{ad} \times q$$

$$P = K_{ad} \times q \times H_{rem} \times L$$

Tableau. 10.4. Les moments des poussées dues aux surcharges.

Désignation	Poids (t)	Bras de levier V (m)	Moment renversant (t.m)
Poids des Surcharges mur frontal et le mur garde-grève	$1.2 \times 0.24 \times 7.3 \times 12.4 = 29.09$	3.93	101.63
	$1.2 \times 0.43 \times 7.3 \times 12.4 = 46.33$	3.93	182.08
	$1.2 \times 0.41 \times 7.3 \times 12.4 = 48.49$	3.93	173.61
	$1.2 \times 0.45 \times 7.3 \times 12.4 = 45.25$	3.93	190.55
Poids des Surcharges sur la semelle	$1.2 \times 0.27 \times 1.8 \times 12.4 = 7.17$	1.20	7.65
	$1.2 \times 0.43 \times 1.8 \times 12.4 = 11.42$	1.20	13.71
	$1.2 \times 0.45 \times 1.8 \times 12.4 = 11.96$	1.20	13.07
	$1.2 \times 0.42 \times 1.8 \times 12.4 = 11.16$	1.20	14.35

10.6. Vérification de la stabilité de la culée :

- Stabilité au renversement :
 - Condition normale : $M_s / M_R \geq 1.5$.
 - Condition sismique : $M_s / M_R \geq 1$.

- Stabilité au glissement :
 - Condition normale : $V/H * \text{tg } \varphi \geq 1.5$.
 - Condition sismique : $V/H * \text{tg } \varphi \geq 1$.

Le tableau suivant résume la vérification de la stabilité au renversement et au glissement :

Tableau. 10.5. Récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.

Cas	Efforts horizontaux H(t)	Efforts Verticaux V(t)	M renversant (t.m)	M stabilisant (t.m)	Ms/Mr	V/H.tgφ
1	182.42	1668.30	713.33	6052.27	8.48	4.85
2	743.92	1668.30	2632.76	6052.27	2.30	1.19
3	728.72	1543.18	2573.32	5598.35	2.18	1.12
4	759.12	1793.42	2692.21	6506.19	2.42	1.25

Nous remarquons que les deux conditions (la stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans tous les cas, donc la stabilité de la culée est assurée.

10.7. Ferrailage de la culée :

10.7.1. Le mur garde grève :

➤ Evaluation des sollicitations agissantes sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres [19] :

- ✓ Poussée des terres.
- ✓ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- ✓ Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

a. Poussée des terres :

Le moment dû à la force de la poussée des terres est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times H.$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times \gamma_{rem} \times H^2 \times L.$$

Avec :

$$H = 4.1\text{m.}$$

L = 1m, Le ferrailage se fait par mètre linéaire.

$$\text{Donc : } M_t = 4.96 \text{ t.m.}$$

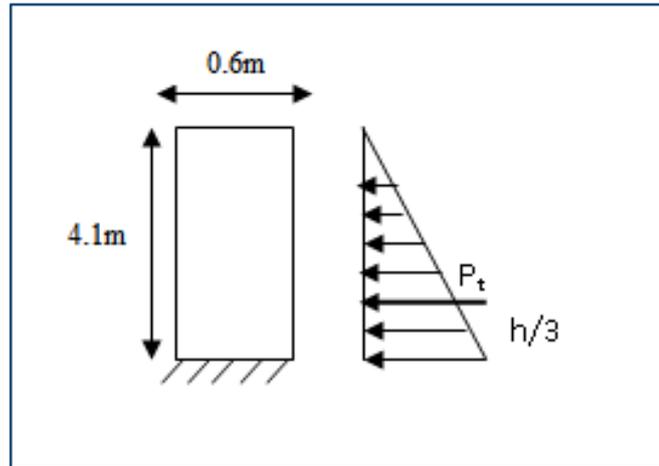


Figure. 10.3. Poussée des terres sur le mur garde-grève.

b. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 6 tonnes de deux camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

Les rectangles sont de dimension $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$.

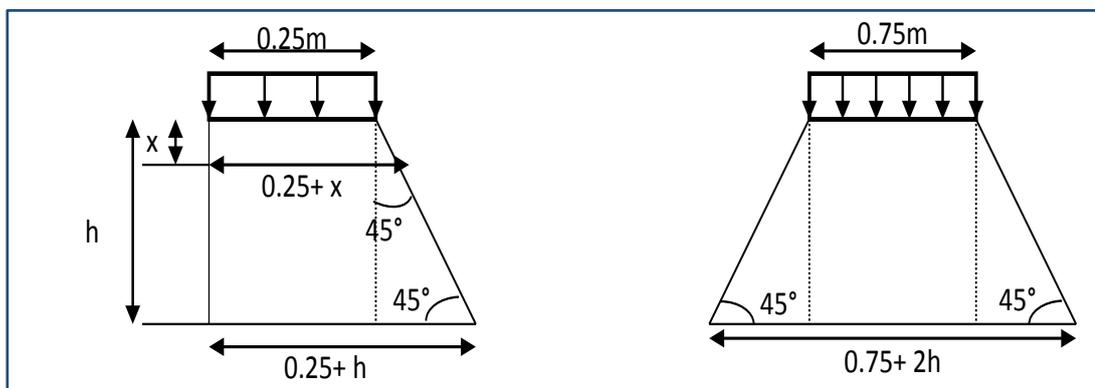


Figure. 10.4. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_p = \frac{12 K}{0.75 + 2H_0} \times \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx.$$

Avec :

$$K = K_{ad} \times bc \times \delta.$$

$\delta = 1.046$, coefficient de majoration dynamique.

$bc = 1.1$ pour deux voies chargées.

$H = 4.1 \text{ m}$.

Nous trouvons : $M_p = 1.1 \text{ t.m}$.

c. La force de freinage B_c :

Nous considérons un essieu d'un camion B_c au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue.

Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$M_f = \frac{2 \times P \times H}{0.25 + 2H}$$

Ce qui donne $M_f = 5.82$ t.m.

➤ Combinaison d'actions :

Le moment total à l'encastrement :

$$M_{ELU} = 1,35 M_t + 1,6 (M_p + M_f) = 1,35 \times 5,58 + 1,6 (1,1 + 5,82) = 17,77 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_p + M_f) = 5,58 + 1,2 (1,1 + 5,82) = 13,26 \text{ t.m/ml.}$$

➤ Ferrailage :

✓ Ferrailage horizontal :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; d = 0,9 \text{ h} = 0,9 ; b = 0,6 \text{ m}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b d} = 1,4 \frac{20,14}{0,6 \times 0,9} = 0,52$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ Vérifiée, les armatures horizontales ne sont pas nécessaires, donc on prend le minimum prescrit par le RPA.

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,15\% b \times h$$

$$A_h = 9 \text{ cm}^2.$$

➤ Choix des barres : 6 Φ 14/ml.

L'espacement pris doit être inférieur $S_{t,\max}$

En zone courante : $S_{t,\max} = \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$ avec : e = épaisseur du voile.

En zone d'about ($L/10$) : $S_{t,\max} = St/2$

✓ Ferrailage vertical :

$$\text{Nous avons : } A_v = \frac{N}{f_e}$$

$$\text{Avec : } N = 0,8 N_G - N_E = 0,8 \times 80,57 - (13,26/0,6) = 42,36 \text{ t}$$

D'où :

$$A_v = 8.47 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6 Φ 14/ml.

➤ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que $A_v > A_{\min} = 0.15\% b.h$

Condition non vérifiée, nous prenons le ferrailage minimal $A_v = 9 \text{ cm}^2$

✓ **Ferrailage transversal :**

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles, on prend au moins 4 épingles par mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

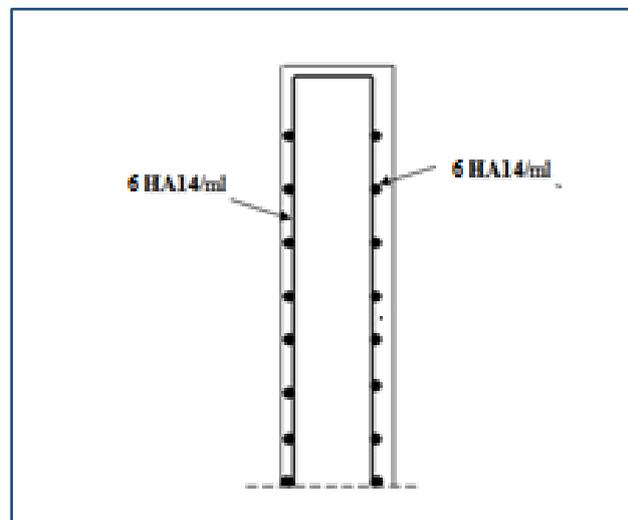


Figure. 10.5. Ferrailage du mur garde grève.

10.7.2. Mur frontal :

➤ **Evaluation des sollicitations agissant sur le mur frontal :**

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par [19] :

Forces verticales :

- Réaction du tablier.
- Réaction de la surcharge Al.
- Poids propre du mur garde grève.
- son poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée due à la surcharge $q = 1 \text{ t} / \text{m}^2$
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B c .

Le tableau ci-après résume l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal :

Tableau. 10.6. les sollicitations agissantes sur le mur frontal.

Désignation	Poids (t)	Efforts horizontaux (t)	Efforts Verticaux (t)	Bras de levier (m)	Bras de levier (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Tablier	584.40	0.00	584.40	1.44	4.10	0.00	841.54
Mur de garde grève	80.57	0.00	80.57	3.18	5.25	0.00	256.20
Mur frontal	301.82	0.00	301.82	1.44	1.60	0.00	434.63
Mur en retour	109.50	0.00	109.50	4.05	3.65	0.00	443.48
Poids des terres sur mur frontal	30.61	30.61	30.61	-	2.43	74.48	0.00
Poids des Surcharges sur mur frontal	12.75	12.75	12.75	-	2.13	27.21	0.00
Freinage Bc	14.25	14.25	14.25	1.44	4.10	58.43	20.52
Surcharge A(l) +St	178.70	0.00	178.70	1.44	4.10	0.00	257.33
Total	-	57.61	1312.60	-	-	160.11	2253.68

Donc :

L'effort normal : $N = 1312.60 \text{ t}$.

ELS : $N_s = 100.2 \text{ t/ml}$.

ELU : $N_u = 135.27 \text{ t/ml}$.

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 2093.58 \text{ t.m}$.

ELS: $M_s = 159.81 \text{ t.m/ml}$.

ELU: $M_u = 215.75 \text{ t.m/ml}$.

➤ **Ferraillage :**

✓ **Ferraillage horizontal :**

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $d = 0.9 h = 0.9$; $b = 2.88 \text{ m}$

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Avec :

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5.4 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b d} = 1.4 \frac{57.61}{2.88 \times 0.9} = 0.31$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ Vérifiée, les armatures horizontales ne sont pas nécessaires, donc on prend le minimum prescrit par le RPA [5].

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,15\% b \times h$$

$$A_h = 43.2 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 14 Φ 20/ml.

L'espacement pris doit être inférieur $S_{t,\max}$

$$\text{En zone courante : } S_{t,\max} = \min (1.5 e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

$$\text{En zone d'about (L/ 10) : } S_{ta,\max} = St/ 2$$

✓ Ferrailage vertical :

$$\text{On a : } A_v = \frac{N}{f_e}$$

Avec :

$$N = 0.8 N_G - N_E = 0.8 \times 301.82 - (159.81 / 2.88) = 185.96 \text{ t}$$

D'où :

$$A_v = 37.2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 12 Φ 20/ml.

➤ Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_v > A_{\min} = 0.15\% b.h \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on prend le ferrailage minimal $A_v = 43.2 \text{ cm}^2$

✓ Ferrailage transversal :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles, on prend au moins 4 épingles par mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

10.7.3. Mur en retour :

➤ Evaluation des sollicitations agissantes sur le mur en retour :

Le mur en retour est supposé sur les deux cotés et sollicité par les charges suivantes [19] :

- Poids propre de mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge du remblai.

➤ Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

➤ **Ferraillage :**

✓ **Le ferraillage horizontal :**

a. Poids propre du mur :

$$P_G = 1 \times 0.4 \times 7.3 \times 2.5 = 7.3 \text{ t.}$$

$$M_G = P \times \frac{L}{2} = 27.4 \text{ t.m.}$$

b. Poussée de la surcharge concentrée (4t) :

$$P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t.}$$

$$M_{sc} = P_{sc} \times \frac{L}{2} \times 4.8 \times \frac{7.5}{2} = 18 \text{ t.m}$$

➤ **Les combinaisons :**

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_{sc} = 66 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_{sc} = 49 \text{ t.m.}$$

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b d} = 1.4 \frac{13.06}{0.4 \times 0.9} = 0.51$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ Les armatures horizontales ne sont donc pas nécessaires, on prend le minimum prescrit par le RPA [5].

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,15\% b \times h$$

$$A_h = 6 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 4 Φ 14/ml.

L'espacement pris doit être inférieur $S_{t,\max}$

En zone courante : $S_{t,\max} = \min (1,5 e ; 30\text{cm})$ avec : $e =$ épaisseur du voile.

En zone d'about ($L/10$) : $S_{ta,\max} = St/2$.

✓ **Ferraillage vertical :****a. Poussée du remblai :**

$$P_h = 1/2 \times \gamma_{rem} \times K_{ad} \times L \times H_{rem}^2.$$

Ce qui donne :

$$P_h = 12.95 \text{ t/ml}$$

$$M_h = 1/3 \times P_h \times H = 31.51 \text{ t.m/ml.}$$

b. Poussée due à la surcharge du remblai :

$$P = K_{ad} \times q \times H_{rem} \times L.$$

Avec $q = 1,20 \text{ t / m}^2$.

$$L = 1\text{m.}$$

Donc :

$$P = 2.37 \text{ t/ml.}$$

$$M_{sr} = 2/3 \times P \times H = 11.53 \text{ t.m/ml}$$

c. Poussée de la surcharge concentrée (2t) :

$$P_{sc} = 2.4 \text{ t.}$$

$$M_{sc} = P_{sc} \times H$$

$$M_{sc} = 2.4 \times 7.3 = 18 \text{ t.m.}$$

➤ **Les combinaisons :**

$$M_{ELU} = 1.35 M_h + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 89.78 \text{ t.m /ml.}$$

$$M_{ELS} = M_h + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 66.95 \text{ t.m /ml.}$$

$$M_u = 89.78 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{On a : } A_v = \frac{N}{f_e}$$

Avec :

$$N = 0.8 N_G - N_E = 0.8 \times 109.5 - (89.78 / 0.4) = 136.85 \text{ t}$$

D'où :

$$A_v = 27.37 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 14 Φ 16/ml.

➤ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que :

$$A_v > A_{\min} = 0.15\% b.h \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ferraillage transversal :**

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles, on prend au moins 4 épingles par mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

10.7.4. La dalle de transition :

➤ **Evaluation des sollicitations agissantes sur la dalle de transition :**

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids de la dalle de transition :

$$g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml.}$$

Poids du remblai :

$$g_2 = 1,8 \times 1 \times 1 = 1,8 \text{ t/ml.}$$

Poids propre du revêtement :

$$g_3 = 2.4 \times 0.075 \times 1 = 0.18 \text{ t/ml.}$$

Poids total :

$$G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2.73 \text{ t/ml.}$$

Surcharge :

$$Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/ml.}$$

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU :

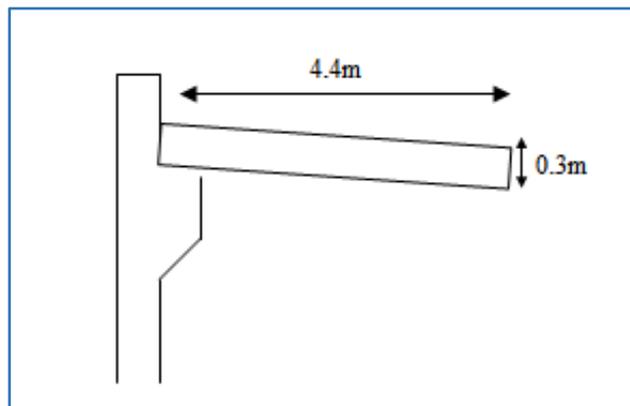


Figure. 10.6. Dalle de transition.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0.4, \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times P \times L_x^2$$

Avec $P = 1.35 G_t + 1.6 Q = 5,61.$

$$M_y = \mu_y \times M_x.$$

D'après le tableau [$\mu = f(\alpha)$], [13] :

$$(\mu_x, \mu_y) = (0.037, 1.00)$$

Nous trouvons les moments identiques suivant x et y, ce qui donne le même ferrailage pour les deux sens.

$$M_x = 4.02 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_y = 4.02 \text{ t.m/ml.}$$

➤ **Ferrailage :**

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

Sachant que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$d = 0.9 h.$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

D'où :

$$\mu = 0.036.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$A = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{\sigma_{st}} \quad [12]$$

$$A = 6.08 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 4 Φ 16.

➤ **Condition de non fragilité :**

Condition vérifiée si :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \alpha}{2}$$

$$\rho_0 \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 27.$$

$$f_e = 500 \text{ MPa.}$$

Ce qui donne $\rho_0 \geq 0.10 \%$.

$$\rho_x = \frac{A}{b \times d}$$

$$\rho_x = 0.22\%.$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq 0.07 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU, tel que :

$$V_u = 8.23 \text{ t.}$$

$$\tau_u = 30.47 \text{ t/m}^2.$$

$$0.07 \times f_{c28} = 1.89 \text{ MPa} = 189 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_u \leq 0.07 f_{c28} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas besoin d'armature d'effort tranchant [13].

Pour les armateurs de construction, on prend :

$$A_l = \frac{A_{st}}{3}$$

Donc :

$$A_l = 2.03 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 3Φ 10.

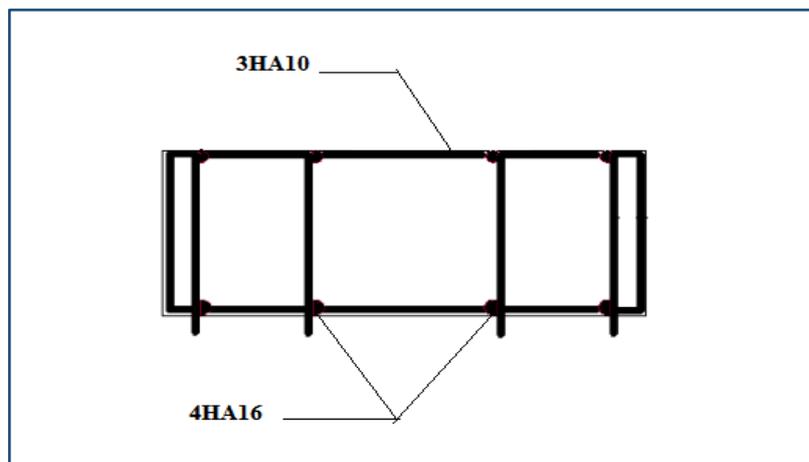


Figure. 10.7. Schéma de ferrailage de la dalle de transition selon x.

10.7.5. La semelle :

➤ Evaluation des sollicitations agissantes sur la semelle :

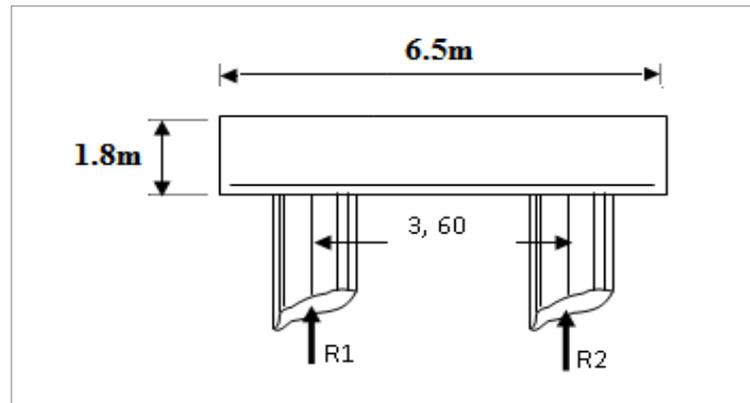


Figure. 10.8. Schéma de la semelle.

En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique et géotechnique il est prévu d'adopter des fondations sur pieux pour les culées et des fondations superficielles pour les piles.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau. 10.7. Récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.

Cas	Efforts horizontaux H(t)	Efforts Verticaux V(t)	M renversant (t.m)	M stabilisant (t.m)
C N	182.42	1668.30	713.33	6052.27
H	743.92	1668.30	2632.76	6052.27
H+V⁺	728.72	1543.18	2573.32	5598.35
H+V⁻	759.12	1793.42	2692.21	6506.19

✓ Conditions normales :

$$N_{\max} = 1668.30 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 6052.27 - 713.33 = 6052.27 \text{ t.m.}$$

✓ Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 1793.42 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 6506.19 - 2692.21 = 3813.98 \text{ t.m.}$$

Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY).

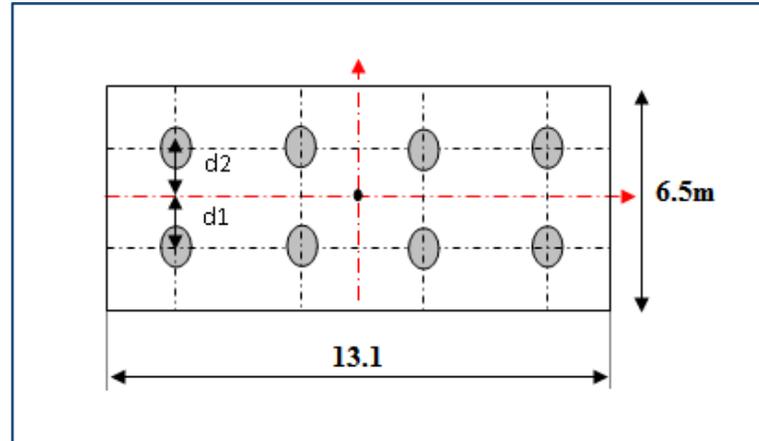


Figure. 10.9. Coupe horizontale de la semelle.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante [5] :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_x x}{\sum x^2}$$

Détermination de nombre des pieux :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}}$$

$$n = \frac{1793.42}{253} = 7.1.$$

On prend 8 pieux.

ELS-Condition normale :

$$N_1 = \frac{1668.30}{8} + \frac{6052.27 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 628.83$$

$$N_2 = \frac{1668.30}{8} - \frac{6052.27 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = -211.76.$$

ELA-Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1793.42}{8} + \frac{3813.98 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 489.03.$$

$$N_2 = \frac{1793.42}{8} - \frac{3813.98 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = -40.68.$$

➤ Ferrailage :

On applique la méthode des bielles, qui est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$$

Avec :

L : Entraxe des deux files de pieux : 3,6 m

h : Hauteur de la semelle : 1.8 m

b : Epaisseur du mur garde grève + largeur du mur frontal, $b = 3.5$ m.

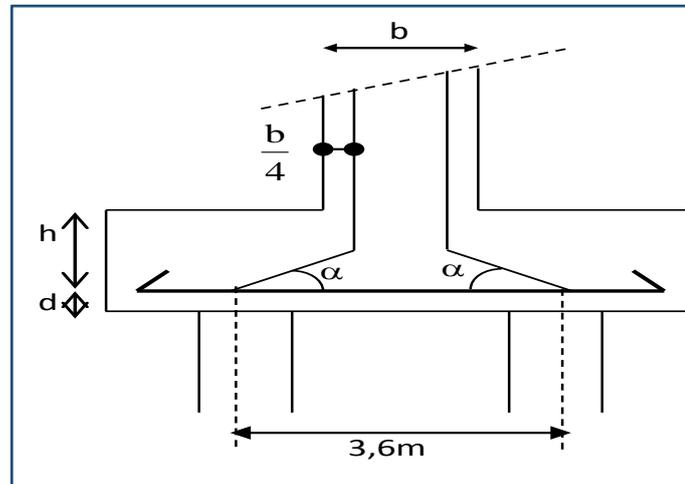


Figure. 10.10. Coupe transversale de la semelle.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.8}{\frac{3.6}{2} - \frac{3.5}{4}} = 1.94$$

Ce qui donne $\alpha = 63^\circ \geq 45^\circ$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 0.93 \leq 1.8$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est Déterminée par la méthode des bielles est égale à [1on] :

✓ **Armatures transversales :**

La section A_t des armatures transversales relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles, est égale à :

$$A_t = \frac{R}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2}{3} f_e.$$

R désignant la réaction la plus élevée des pieux de couple ; $R = 628.83$.

Donc :

$$A_t = 96.94 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 13Φ 32.

Pour les armatures de construction on prend :

$$A_{tc} = \frac{1}{10} A_t.$$

Donc :

$$A_{tc} = 9,69 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $7\Phi 14$.

✓ **Armatures longitudinales :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_l = \frac{1}{3} \times A_t$$

$$A_l = 32,31 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : $11\Phi 20$.

Pour les armatures de construction, nous avons :

$$A_{lc} = \frac{1}{3} \times A_l.$$

$$A_{lc} = 10,77 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : $6\Phi 16$.

✓ **Armatures latérales :**

$$A_{lat} = \frac{1}{10} A_l.$$

$$A_{lat} = 3,23 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : $2\Phi 16$.

10.8. Conclusion :

La culée a pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation et soutenir le pont ainsi être un moyen de liaison entre le pont et le terrain naturel.

L'étude de la culée ne peut donc être dissociée du tablier qu'elle supporte, ni de celle du sol de fondation sous-jacent sur lequel elle repose.

Chapitre 11

Etude de la pile

11.1. Introduction :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- ✓ La nature et le mode de construction du tablier.
- ✓ Les contraintes naturelles du site.
- ✓ Les contraintes fonctionnelles du projet.

Toutefois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on revoit l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Pile. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

11.2. Choix du type de pile :

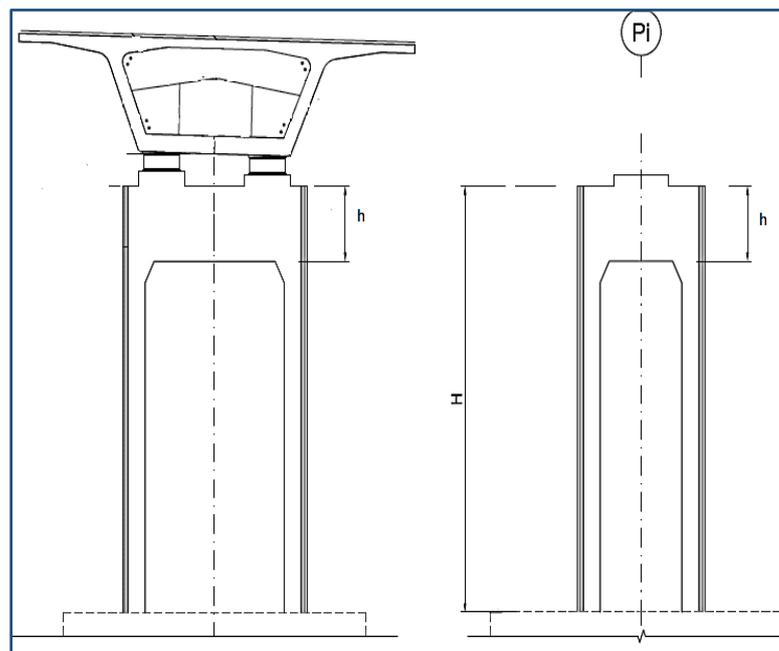


Figure.11.1. Vue en élévation d'une pile évidée en forme caisson

Il est possible de classer les piles selon les critères suivants :

- ✓ Les piles-voiles, assez rares, sont continuées sur toute la largeur du chevêtre.
- ✓ Les piles-marteaux sont constituées d'un seul fût de section cylindrique ou polygonale à côtés plus ou moins réguliers, surmonté d'un chevêtre en porte-à-faux.
- ✓ Les portiques sont constitués de deux fûts, rarement de plus. Le chevêtre d'appui relie ces fûts et peut présenter un encorbellement au-delà des fûts. La forme des fûts et leur inclinaison peuvent être très diverses : en Pi, en V ou en Y...
- ✓ Dans le cas de piles de grande hauteur, les efforts sollicitant les piles deviennent importants et on peut être amené à concevoir des piles en forme de caisson ou en H, qui présentent de meilleures caractéristiques mécaniques. L'emploi de ce type de pile est donc intéressant pour le pont étudié.

Les hauteurs des piles centrales du viaduc V19.2 sont importantes, les efforts horizontaux appliqués en tête de pile engendrent des moments importants et il est nécessaire d'adapter l'inertie des piles aux efforts.

Nous avons alors recours à des piles en forme de caisson de section constante, présentant un bien meilleur rendement mécanique que les sections pleines.

Ces piles sont coiffées en partie supérieure par un sommier d'appui de forte épaisseur, permettant de diffuser les charges. Ce chevêtre peut déborder transversalement pour s'adapter à la largeur du tablier, de manière analogue à une pile-marteau classique.

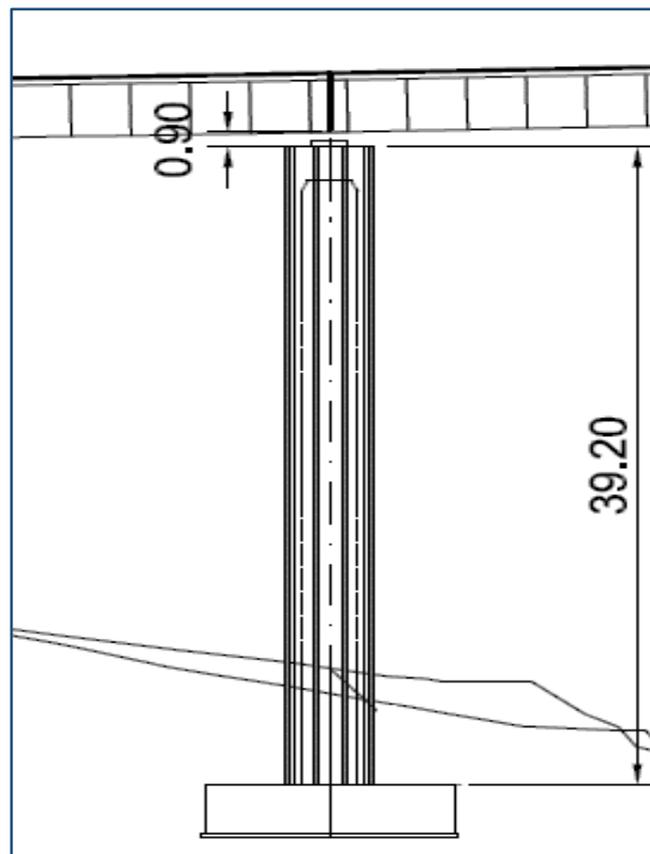


Figure.11.2. Coupe longitudinale de la pile intermédiaire

11.3. Pré-dimensionnement :

Le viaduc V19.2 comporte 8 piles reposant sur des fondations superficielles, elles sont de hauteurs différentes, P1 : 9.5 m ; P2 : 10 m ; P3 : 19.5 m ; P4 : 39.2 m ; P5 : 40.8 m ; P6 : 21 m ; P7 : 15 m ; P8 : 8 m, nous étudions dans ce qui suit la pile intermédiaire n°4 constitué de 4 voussoirs de 4.45 m de hauteur.

Pour le Pré-dimensionnement de la pile intermédiaire en forme caisson certaines règles d'esthétique semblent être nécessaire à respecter pour la création de formes harmonieuse.

Il est nécessaire de donner à l'ouvrage de bonnes proportions. En effet, une caractéristique importante de la beauté d'un monument est donnée par l'harmonie de ses proportions dans l'espace : la hauteur, la largeur et la profondeur.

Le choix des proportions n'est pas simple et dépend du caractère que l'on veut donner à l'ouvrage (robustesse, minceur...) ; les propositions ont, bien sûr, une importance très inégale. Selon qu'elles se rapportent à des dimensions de parties principales ou secondaires et selon la position du point de vue.

En plus des proportions entre les diverses dimensions géométriques de l'ouvrage, il est nécessaire de veiller aux proportions entre les masses de ses éléments. C'est le cas, en particulier, du rapport entre les piles et le tablier. D'une façon générale, un ouvrage doit nécessairement donner une impression de stabilité et de sécurité, il convient donc de proscrire les appuis trop grêles, susceptibles de créer un sentiment de malaise. Dans le cas de piles de grande hauteur, la prise en compte des critères de résistance (flambement) et de sécurité lors de la construction du tablier conduit généralement à leur conférer des dimensions proportionnées à celles du tablier.

Donc pour le dimensionnement de la pile intermédiaire on pourra adopter les valeurs suivantes :

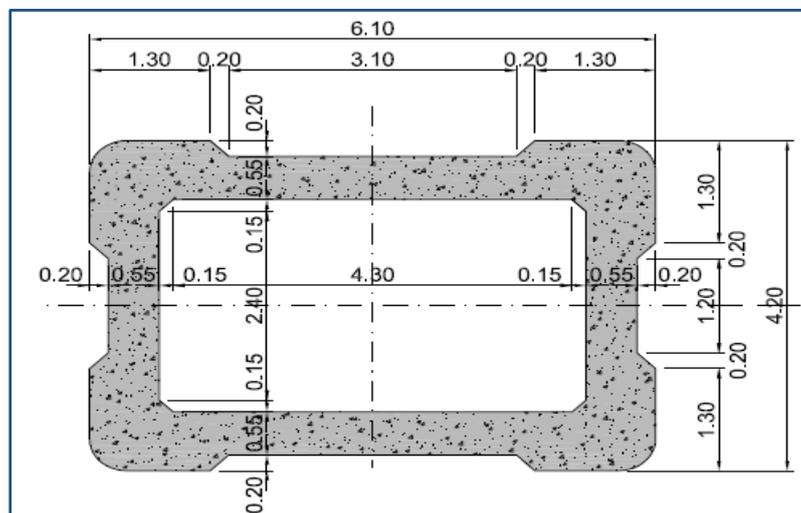


Figure.11.3. La section au droit de la pile intermédiaire.

$H = 39.2$ m

H : La hauteur de la pile intermédiaire est mesurée entre le niveau de l'appui et le plan moyen de la semelle

$L = 6.1$ m

L : Longueur du caisson vide prise égale à la longueur du hourdis inférieur du VSP.

$$l = 4.2 \text{ m}$$

l : largeur du caisson prise proportionnellement à la longueur

$$e = 0.55 \text{ m}$$

e : Epaisseur du caisson, dans le cas général on peut prendre une épaisseur de 50 cm. Cependant, pour les raisons citées plus haut, lorsque les portées deviennent supérieures à 18 mètres on pourra passer à une épaisseur $e = 60 \text{ cm}$, voire 65, ce qui évitera d'avoir une pile intermédiaire trop grêle supportant des traverses relativement épaisses.

11.4. Evaluation des sollicitations :

Nous avons modélisé les piles et les culées du tablier avec leurs sections réelles.

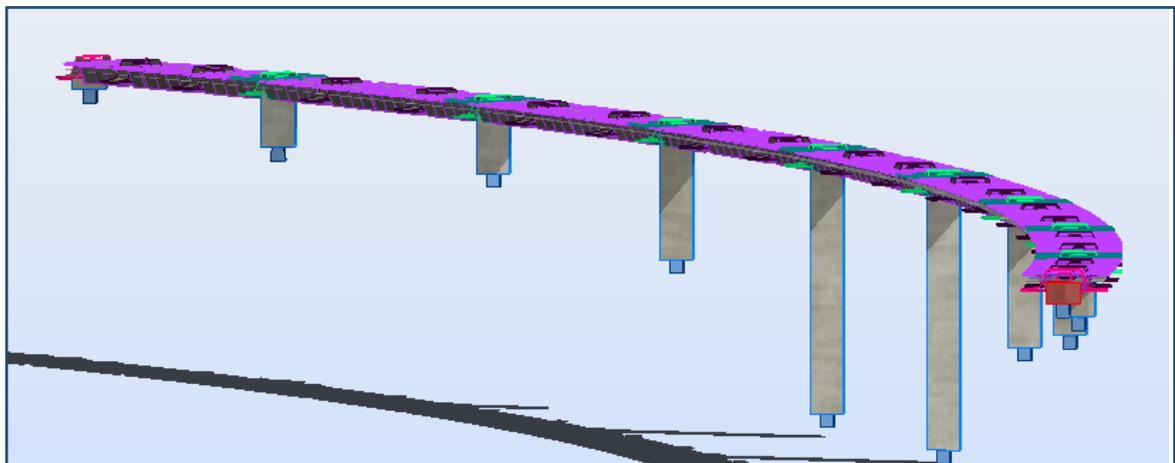


Figure.11.4. Modélisation des piles et des culées

Les sollicitations sont calculées par le logiciel Robot après analyse de la structure

Tableau.11.1. Sollicitations à la base de la pile intermédiaire

Type	Nom	Cas	F_V (MN)	F_H (MN)	M (MN.m)
ELU	ELU A(l)	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$	46.09	-0.78	34.69
	ELU Bc	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	39.88	-1.1	41.12
	ELU Mc120	$1.35G + 1.35Mc120$	39.06	-0.83	32.50
	ELU D240	$1.35G + 1.35D240$	41.85	-0.82	36.04
ELS	ELS A(l)	$G + 1.2A(l) + 0.5\Delta T$	34.22	-0.53	24.00
	ELS Bc	$G + 1.2Bc + 0.5\Delta T$	29.56	-0.77	28.82
	ELS Mc120	$G + Mc120$	28.94	-0.61	24.07
	ELS D240	$G + D240$	31.00	-0.61	26.69

11.5. Ferrailage de la pile :

11.5.1. Calcul à la flexion composée :

A ELU :

$$M_u = 41.12$$

$$N_u = 39.88$$

➤ **Vérification du flambement :**

$$l_f = 0.7 \times 39.2 = 27.44$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{24.24}{11.22}} = 1.42$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{27.44}{1.42} = 18.66 < 50 \text{ m}$$

Avec :

l_f : Longueur du flambement

I_{\min} : Moment d'inertie de la section dans la direction du flambement

A : L'air de la section

i : Rayon de giration

λ : L'élancement mécanique

L'élancement mécanique λ est inférieur à 50 m on peut donc effectuer le calcul sans vérifier l'état limite de stabilité de forme (flambement)

➤ **Sollicitations à considérer :**

Vue la géométrie complexe de la section choisie, nous allons travailler avec une section équivalente dont la section et le moment d'inertie sont égaux.

$$b = 2.2 \text{ m}$$

$$h = 5.09 \text{ m}$$

Du tableau précédant nous avons un moment max de $M = 41.12 \text{ MN.m}$ avec un effort normal de $N = 39.88 \text{ NM}$.

$$e = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{41.12}{39.88} = 1.03 \text{ m}$$

$$e_a \geq \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l(\text{cm})}{250} \right\} = 15.7 \text{ cm}$$

$$e = 0.157 + 1.03 = 1.187 \text{ m}$$

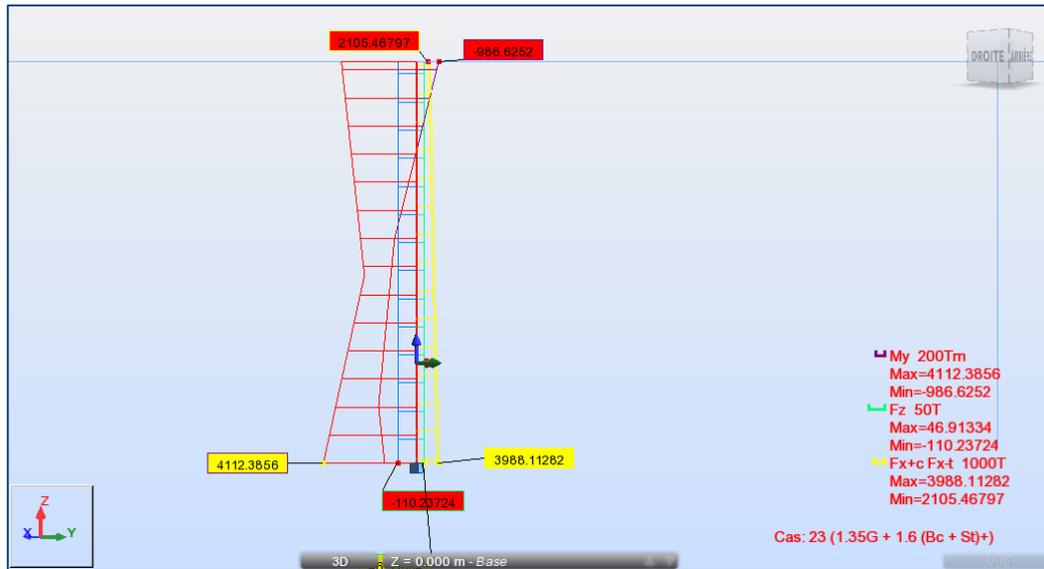


Figure.11.5. Sollicitations max sur la pile intermédiaire

$$e_0/h = \frac{1.03}{5.2} \leq 1 \quad \text{Donc :} \quad \gamma_n = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.057$$

$$N_u = \gamma_n \times N_u = 1.057 \times 39.88 = 42.15 \text{ MN}$$

$$M_u = N_u \times e = 50.05 \text{ MN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

La section d'armature de la pile est déterminée selon les abaques de Walther, pour cela nous à appliquons les formules suivantes :

$$t_y/h = 0.55 / 6.1 = 0.09$$

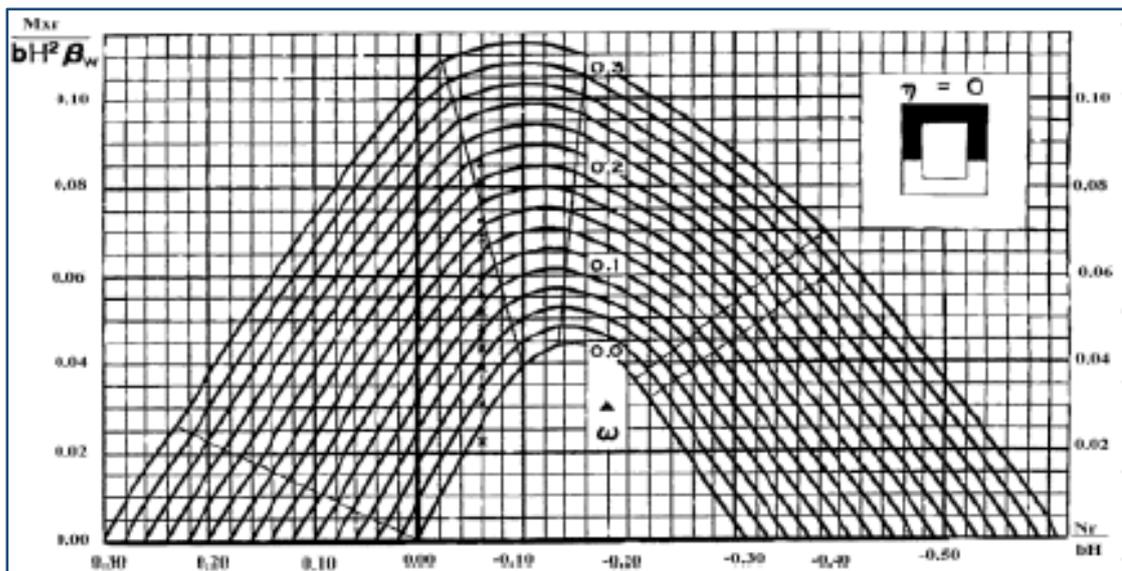


Figure.11.6. Abaque de Walther

$$t_x / b = 0,55 / 4,2 = 0,13$$

Soit :

$$\eta_n = N / b \cdot H \cdot \beta_w \approx 42,15 / (4,2 \times 6,1 \times 27) = 0,0609$$

$$m_y = M_y / H \cdot b^2 \cdot \beta_w \approx 50,05 / (6,1 \times 4,2^2 \times 27) = 0,017$$

Avec :

n : effort intérieur relatif sans dimension ;

b : largeur de la pile = 6m ;

H : longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 8.3m ;

β_w = β_{w28} = 35Mpa : résistance du béton sur cube à 28 jours ;

ω : degré mécanique d'armature totale.

$$\omega = A_s \cdot \sigma_f / b H \beta_w$$

D'après l'abaque : $\omega = 0,1$

$$A_s = \omega b H \beta_w / \sigma_f = 0,1 \times 4,2 \times 6,1 \times 27 / 434 = 1600 \text{ cm}^2.$$

$$A_s / \text{m}^2 = 142,88 \text{ cm}^2.$$

Suivant x : 18 Φ 32/ml.

Suivant y : 18 Φ 32/ml.

Les étriers :

Les armatures transversales sont :

On a : $A_{s,\min} > 0,2 \% A_b$

Avec : $A_b = 24 \text{ m}^2$

Donc : $A_{s,\min} > 480 \text{ cm}^2$ et $H = 16,76 \text{ m}$ Donc : $A_{s,\min} = 28,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 18\text{HA}14 / \text{ml}$

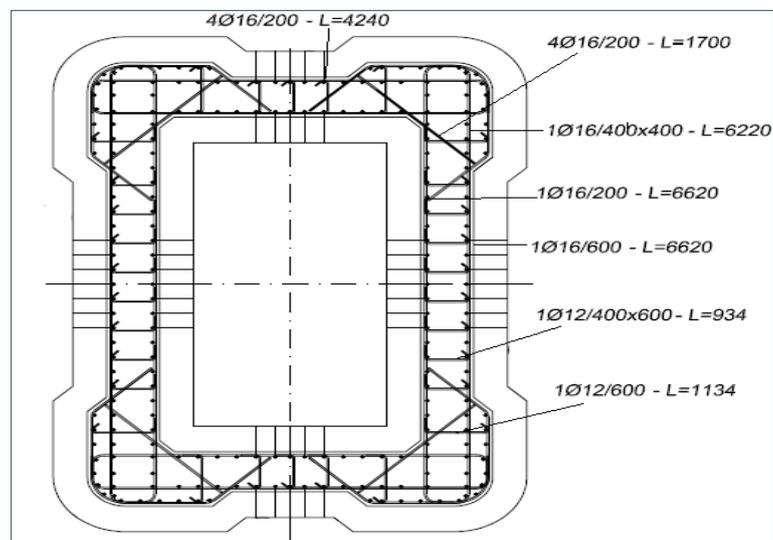


Figure.11.7. Répartition du ferrailage sur la section réelle

11.6. Etude de la semelle sous pile :

11.6.1. Sollicitations de calcul pour l'ELU et l'ELS :

Les sollicitations considérées dans les calculs incluent les effets des actions transmises par le tablier, le poids de la pile, de la semelle de fondation et du terrain de recouvrement.

Les combinaisons de charges statiques sélectionnées pour les vérifications sont celles qui maximisent le moment fléchissant « M_x et M_y » et qui maximisent l'effort normal « N ».

Le tableau suivant est donc obtenu en rajoutant le poids de la semelle et le terrain de recouvrement au tableau 11.1

Tableau.11.2. Sollicitations à l'intrados de la semelle

Combinaison	N (N)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	55455	26	678	27547	1093
2	34406	279	268	13161	12018
3	34309	177	1645	55695	7646
4	34677	3	695	24751	106

11.6.2. Détermination de la capacité portante du sol :

Le calcul de la portance d'une fondation superficielle est calculée à partir de la méthode « $c-\phi$ », nous avons utilisé la formulation trinôme classique ci-dessous pour le calcul de la semelle sous pile intermédiaire ayant une largeur B et une longueur L reposant à la profondeur D_f sur un sol de poids volumique γ et de caractéristiques de résistance « c et ϕ » ; toutes les équations suivantes sont tirées du cours de Mr BELKACEMI :

$$q_0 = \frac{\gamma B'}{2} N_\gamma \cdot \xi_{\gamma f} \xi_{\gamma i} + c N_c \cdot \xi_{c f} \xi_{c i} + q \cdot N_q \cdot \xi_{q f} \xi_{q i}$$

N_c , N_q et N_γ Facteurs adimensionnels de la capacité portante et sont donnés par les expressions suivantes :

$$N_q = e^{\pi t g \phi} t g^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) t g \phi$$

$\xi_{\gamma f}$, $\xi_{c f}$ et $\xi_{q f}$ Facteurs adimensionnels de forme de la semelle, sont données par les équations suivantes dans le d'une semelle rectangulaire

$$\xi_{\gamma f} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$\xi_{c f} = \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\xi_{qf} = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

ξ_{yi} , ξ_{ci} et ξ_{qi} Facteurs adimensionnels d'inclinaison de la charge sont donnés par les expressions suivantes :

$$\xi_{qi} = \left[1 - \frac{Q_H}{Q_V + B'L'c \times \cot \phi} \right]^2$$

$$\xi_{yi} = (\xi_{qi})^{\frac{m+1}{m}}$$

$$\xi_{ci} = 1 - \frac{mQ_H}{B'L'c \times N_c}$$

$$B' = B - 2e_B$$

Largeur effective de la semelle

$$L' = L - 2e_L$$

Largeur effective de la semelle

$$e_B$$

Excentricité de la charge dans la direction transversale

$$e_L$$

Excentricité de la charge dans la direction longitudinale

Avec :

$$e_L = \frac{M_y}{N} \quad \text{et} \quad e_B = \frac{M_x}{N}$$

$$m = m_n = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$$

Car l'inclinaison de la charge est dans une direction n faisant un angle θ_n avec la direction longitudinale

Avec :

$$m_L = \frac{2+B'/L'}{1+B'/L'} \quad \text{et} \quad m_B = \frac{2+L'/B'}{1+L'/B'}$$

Données numériques :

$$Q_V = 55455 \text{ KN}$$

$$M_x = 27547 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad e_B = 0.5 \text{ m}$$

$$M_y = 1093 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad e_L = 0.02 \text{ m}$$

$$Q_H = 678.52 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \theta_n = 87.8^\circ$$

$$c = 20 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad \phi = 29^\circ$$

$$\gamma_{\text{sol}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 16.43$$

$$N_c = 27.84$$

$$N_y = 12.83$$

$$F_s = q_0 \times B' \times L' / Q_v, \quad F_s \geq 7 \text{ (D'après les exigences du cahier des charges)}$$

Épaisseur de la semelle sous la pile intermédiaire : 3 m

Tableau.11.3. Calcul de la capacité portante de la semelle pour différentes dimensions

B (m)	L (m)	B' (m)	L' (m)	ξ_{yf}	ξ_{cf}	ξ_{qf}	m_B	m_L	m_n	ξ_{yi}	ξ_{ci}	ξ_{qi}	q_0 (MPa)	F_s
7.00	7.00	6.00	6.96	0.66	1.52	1.47	1.54	1.46	1.54	0.97	0.96	0.98	2838.29	2.14
9.00	9.00	8.00	8.96	0.64	1.54	1.49	1.53	1.47	1.53	0.97	0.97	0.98	2997.57	3.87
10.00	10.00	9.00	9.96	0.64	1.54	1.50	1.53	1.47	1.53	0.97	0.98	0.98	3069.29	4.96
12.00	12.00	11.00	11.96	0.63	1.55	1.51	1.52	1.48	1.52	0.97	0.99	0.98	3204.40	7.60

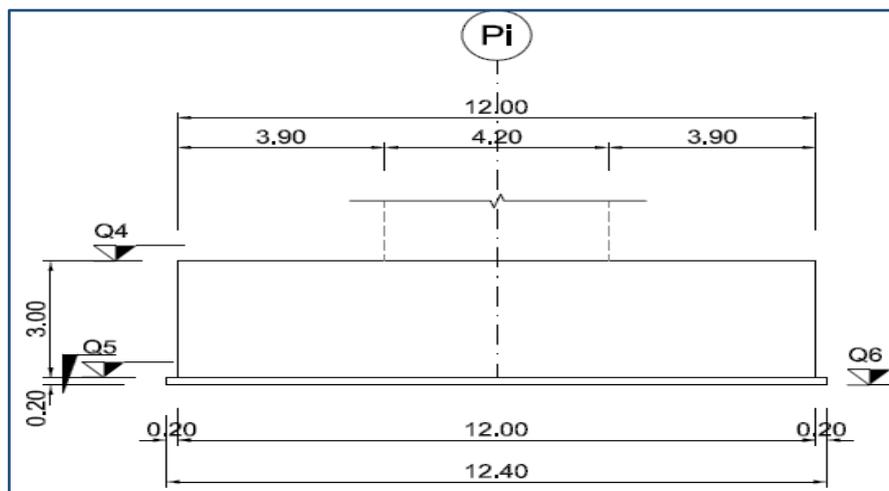


Figure.11.8. Dimensionnement de la semelle

➤ **Ferraillage de semelle :**

Le dimensionnement de la semelle nous donne les résultats suivants :

$$a' = 12 \text{ m}$$

$$b' = 12 \text{ m}$$

$$h = 3$$

C'est une semelle isolée sous poteau avec un chargement Q centré mais concomitant à un moment M , la distribution des contraintes n'est donc pas uniforme

$$M = 27547 \text{ KNm}$$

$$Q = 55455 \text{ KN}$$

Donc :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27547}{55455} = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \frac{Q}{a' \cdot b'} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{Q}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{6e}{b'}\right) = 481.38 \text{ KPa}$$

$$\sigma_m = \frac{Q}{a' \cdot b'} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{Q}{a' \cdot b'} \left(1 - \frac{6e}{b'}\right) = 288.83 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 385.105 \text{ KPa}$$

La répartition des contraintes est trapézoïdale si Q se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle c.-à-d. :

- $e \leq \frac{b'}{6} : 0.5 \leq 2$
- $(\sigma_M - \sigma_m) \leq \frac{\sigma_{moy}}{2} : 192.55 \leq 192.56$
- $\frac{b-b'}{4} \leq h \leq b - b' : \frac{12-6.1}{4} \leq 3 \leq 12 - 6.1$

Ces trois conditions sont vérifiées nous pouvons donc calculer le ferrailage de la semelle en utilisant la méthode des bielles :

$$\frac{l_s}{\phi} = 41.35 \text{ valeur tiré du tableau avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa et } f_e = 500$$

$$\text{On choisit des } \phi 25 \rightarrow l_s = 1033 \text{ et } \phi 20 \rightarrow l_s = 827$$

$$l_s \geq a'/4 \rightarrow \text{Armatures avec crochets}$$

$$l_s \geq b'/4 \rightarrow \text{Armatures avec crochets}$$

$$d_{b'} = 3 - 0.5 - 10^{-2} = 2.492 \text{ m}$$

$$d_{a'} = 3 - 0.5 - 2 \cdot 10^{-2} - 12.5 \cdot 10^{-3} = 2.4575$$

$$Q_{fic} = Q \times \left(1 + \frac{3e}{b'}\right) = 62.39 \text{ MN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$$

$$A_{b'} = Q_{fic} \frac{b' - b}{8 \cdot d_{b'} \cdot \sigma_{st}} = 62.39 \frac{12 - 6.1}{8 \times 2.49 \times 434.8} = 424 \text{ cm}^2 \rightarrow 134 \phi 20$$

$$\text{Espacement : } e_{b'} = \frac{1200}{134} = 9 \text{ cm}$$

$$A_{a'} = Q_{fic} \frac{a' - a}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_{st}} \rightarrow 62.39 \frac{12 - 4.2}{8 \times 2.4575 \times 434.8} = 569.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 109\phi 25$$

$$\text{Espacement : } e_{a'} = \frac{1200}{109} = 11 \text{ cm}$$

Le nombre total d'armature est $109 + 143 = 243 \text{ barres}$

Le calcul du ferrailage de la semelle a été aussi fait automatiquement

Tableau.11.4. Résultats du ferrailage automatique

N	type d'armature	Nuance	diamètre	code de la forme	Nombre
1	<valeur différente>	HA 500	25	0	240
5	de couture	HA 500	12	0	4
3	transversale	HA 500	12	31	2
4	transversale	HA 500	12	31	2

On remarque qu'il y a une différence de 3 barres seulement entre le calcul manuel et le calcul automatique.

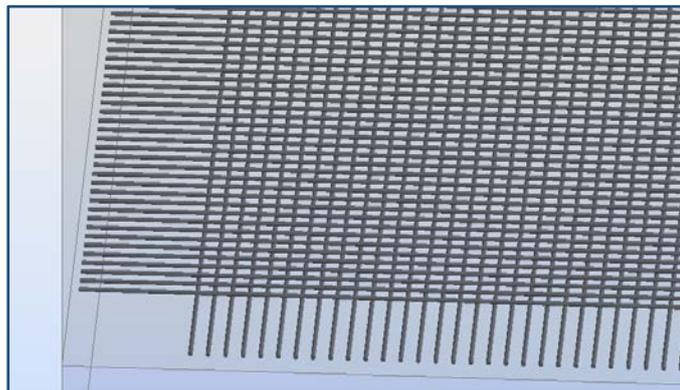


Figure.11.9. Schéma de ferrailage généré par le logiciel Robot

11.7. Conclusion :

Nous avons effectué le dimensionnement de la pile et de la semelle en utilisant les lois de la géotechnique le ferrailage de ces éléments a été fait suivant les règlements du béton armé. Cette combinaison nous a donné un résultat très proche de celui généré par le logiciel de calcul.

*conclusion
générale*

Le travail réalisé lors de ce projet est le dimensionnement du viaduc V19.2, un pont courbe construit par encorbellement successif en béton précontraint. Le fait d'étudier l'intégralité de la structure statiquement nous a permis d'aborder un grand nombre de problématiques.

L'assimilation des différents cours théoriques, la compréhension des normes et des règlements, la maîtrise de l'outil informatique (Robot Structural, AutoCAD, Excel, Expert), faire preuve du sens d'engineering, et la capacité d'autodidactisme sont d'une grande importance pour réussir en tant que jeune ingénieur.

Le dimensionnement d'un pont courbe construit par encorbellement est loin d'être simple, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétences.

Nous nous sommes appliquées à fond dans ce projet pour réussir à étudier la superstructure et de l'infrastructure et à l'aide des logiciels, nous avons automatisé au maximum les étapes de calculs pour consacrer la majorité du temps à la réflexion.

Au terme de ce projet de fin d'études, le bilan des connaissances et des compétences acquises nous permet de conclure que cette expérience a été riche en enseignements. Nous avons ainsi pu découvrir de nouveaux concepts de calcul. Le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes éprouvées, mais tend vers une constante remise en question des nouvelles techniques et de ses connaissances.

Bibliographie

- [1] SETRA. Guide de conception pont en béton précontraint construit par encorbellement successif. France : juin 2003, 271 p.
- [2] Fascicule n° 62 - Titre I - Section II. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99. Paris : Avril 1999, 320 p.
- [3] EUROCODE 2 : Calcul des structures en béton. Novembre 2000.
- [4] A. BERNARD-GELY. J.A. CALGARO. Construction des ponts. Paris : 1994.360 p. Presse de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. ISBN 2-85978-215-X.
- [5] D .T. R. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Alger : Juin 2009, 52 p.
- [6] Fascicule n° 61. Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art Titre II-Programmes de charges et épreuves des ponts routes. Paris : 1980, 75 p.
- [7] H. Thonier. Le béton précontraint aux états limites. Paris : 1985. 556 p. Presse de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. ISBN 2-85978-082-3.
- [8] Notes du cours « Béton précontraint » 2^{ème} année Génie Civil, R.BOUTEMEUR, Ecole Nationale Polytechnique.
- [9] J. Perchat, J. Roux. Pratique du BAEL91I. Cours avec exercices corrigés. Mai 2001, 407 p.
- [10] Notes du cours « Pont » 3^{ème} année Génie Civil, D.CHERRID, Ecole Nationale Polytechnique.
- [11] D .T. R. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA 2008. Alger : Juin 2009, 148 p.
- [12] Notes du cours « Béton armé » 2^{ème} année Génie Civil, R.BOUTEMEUR, Ecole Nationale Polytechnique.
- [13] Notes du cours « Structure en béton » 3^{ème} année Génie Civil, N.BAUCHE, Ecole Nationale Polytechnique.
- [14] Notes du cours « mécanique des sols » 1^{ème} année Génie Civil, S.BELKACEMI, Ecole Nationale Polytechnique.
- [15] SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté. Le bulletin technique n° 4. France : Décembre 1974, 63 p.
- [16] SETRA. Barriere de sécurité. France : septembre 1999, 161 p.
- [17] J.A.CALGARO. Projet et construction des ponts : «Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants». Paris : Avril 1987360 p. Presse de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. ISBN 2-85978-5.

[18] BAEL 91. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. 191 p.

[19] Appui des tabliers P.P.73. Calculs complémentaires ferrailages types.

Annexe : Calcul des pertes des câbles de continuité vérification des contraintes

Tableau : Pertes de frottement des câbles de continuité

N° du câble	θ (rad)	0	0.9	3.78	6.66	9.54	12.42	15.3	18.18	21.06	23.94	26.82	29.7	30
1	0.00			78.03	69.46	60.89	52.3	43.7	35.2	26.6	18.0	9.5	52.3	52.3
2	0.22					113.27	104.7	96.1	87.6	79.0	70.4	61.8	104.7	104.7
3	0.78						238.0	229.4	220.9	212.3	203.7	195.2	238.0	238.0
4	0.92							262.8	254.2	245.6	237.1	228.5	271.4	271.4
Somme des pertes par section		0.00	0.00	78.03	69.46	174.16	395.03	632.10	597.82	563.54	529.25	494.97	666.39	666.39
Pourcentage des pertes		0.00	0.00	5.24	4.67	5.85	8.85	10.62	10.04	9.47	8.89	8.32	11.20	11.20

Tableau : Paramètres de recul d'ancrage

N° du câble	l (m)	λ	θ (rad)	f. θ /l+ ϕ
1	26.22	17.51	0.000	0.002
2	23.34	13.22	0.220	0.004
3	20.46	8.70	0.780	0.008
4	17.58	7.69	0.920	0.010

Tableau : Pertes de recul d'ancrage des câbles de continuité

N° du câble	$\Delta\sigma_0$ (MPa)	x=0	x=0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
1	104.19			104.19	87.05	69.91	52.77	35.63	18.49	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00
2	138.00					138.00	107.93	77.86	47.79	17.72	0.00	0.00	0.00	0.00
3	209.68						209.68	140.26	70.84	1.42	0.00	0.00	0.00	0.00
4	237.29							237.29	148.39	59.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Somme des pertes par section		0.00	0.00	104.19	87.05	207.91	370.38	491.04	285.50	79.97	0.00	0.00	0.00	0.00
Pourcentage des pertes		0.00	0.00	7.00	5.85	6.99	8.30	8.25	4.80	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau : Pertes de non simultanéité des mises en tension

Section :	0	0.9	3.78	6.66	9.54	12.42	15.3	18.18	21.06	23.94	26.82	29.7	30
M (MN.m)	-36.39	-55.67	6.35	23.38	39.24	53.41	65.45	74.33	80.09	91.48	93.76	94.1787	94.1787
e équivalent (m)	1.18	1.180	1.179	1.160	1.158	1.154	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1
S (m²)	18.45	9.45	8.5	8.5	8.5	8.5	13.55	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5
I (m⁴)	113.63	85.93	84.65	84.65	84.65	84.65	102.155	84.65	84.65	84.65	84.65	84.65	84.65
N câbles	0	0	2	2	4	6	8	8	8	8	8	8	8
perte f et rc	0.000	0.000	0.122	0.105	0.128	0.171	0.189	0.148	0.108	0.089	0.083	0.112	0.112
N (P-ΔP)	0.00	0.00	6.88	7.01	13.67	19.48	25.44	26.70	27.97	28.57	28.75	27.85	27.85
σb (MPa)	0.38	0.76	0.83	0.62	1.29	1.89	1.49	2.58	2.67	2.69	2.64	2.50	3.28
Δσ (MPa)	0.00	0.00	1.97	1.46	3.06	4.49	3.53	6.12	6.35	6.39	6.27	5.93	7.78
Pourcentage	0.00	0.00	0.07	0.05	0.05	0.05	0.03	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.07

Tableau : Pertes de tension du au retrait de béton

Section :	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
Δσ (MPa)	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00
N de câbles	0.00	0.00	1.00	1.00	2.00	3.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Pourcentage	0.00	0.00	2.55	2.55	1.28	0.85	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64

Tableau : Perte de tension du au fluage du béton

Section :	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
σ(MPa)	0.38	0.76	0.28	0.05	0.19	0.37	0.21	0.50	0.50	0.39	0.38	0.32	1.31
Δσ (MPa)	3.78	7.64	2.79	0.53	1.91	3.74	2.07	5.00	4.97	3.94	3.76	3.24	13.06
N câbles	0.00	0.00	1.00	1.00	2.00	3.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	5.00
Pourcentage	0.00	0.00	0.19	0.04	0.06	0.08	0.03	0.08	0.08	0.07	0.06	0.05	0.18

Tableau : Perte de tension par relaxation d'acier

Section :	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
σ(MPa)	0	0	1305.11	1331.36	2593.48	3697.70	4828.36	5067.49	5307.32	5421.81	5456.14	5284.84	5282.51
Δσ (MPa)	0	0	106.37	114.15	207.87	258.10	317.19	381.76	451.15	485.91	496.54	444.45	443.76
N câbles	0	0	1.00	1.00	2.00	3.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Pourcentage	0	0	7.148	7.671	6.985	5.782	5.329	6.414	7.580	8.164	8.342	7.467	7.456

Tableau : Pertes totales instantanées

Section :	x= 0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
$\Delta\sigma$ (MPa)	0.00	0.00	184.20	157.98	385.12	769.91	1126.67	889.45	649.85	535.64	501.24	672.32	674.17
Pourcentage	0.000	0.000	12.313	10.567	12.890	17.197	18.900	14.892	10.865	8.946	8.369	11.246	11.261

Tableau : Pertes totales différées

Section :	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
$\Delta\sigma$ (MPa)	0.00	0.00	129.43	133.65	213.14	256.83	304.39	361.13	418.93	446.86	455.54	411.62	420.85
Pourcentage	0.00	0.00	8.70	8.98	7.16	5.75	5.11	6.07	7.04	7.51	7.65	6.92	7.03

Tableau : Pertes totales

Section :	x=0	x= 0.9	x=3.78	x=6.66	x=9.54	x=12.42	x=15.3	x=18.18	x=21.06	x=23.94	x=26.82	x=29.7	x=30
$\Delta\sigma$ (MPa)	0.00	0.00	319.08	297.11	608.96	1041.60	1443.58	1270.93	1090.05	1004.89	978.85	1105.12	1114.53
Pourcentage	0.00	0.00	21.38	19.92	20.41	23.28	24.22	21.30	18.26	16.83	16.39	18.52	18.55

Tableau : Vérification des contraintes en charge

x (m)	N	P	B	M	I	V'	V	e	$\sigma_{sup} < \sigma_{bc}$	$\sigma_{inf} = 0$
0	0	0	18.45	-36.4	113.63	1.88	1.32	0	-	-
0.9	0	0	9.45	-55.6	58.929	1.89	1.31	0	-	-
3.78	2	6.88	8.5	6.36	84.65	2.06	1.14	1.8	0.73	0.96
6.66	2	7.01	8.5	23.39	84.65	2.06	1.14	1.8	0.97	0.56
9.54	4	13.67	8.5	39.24	84.65	2.06	1.14	1.78	1.81	1.25
12.42	6	19.48	8.5	53.42	84.65	2.06	1.14	1.77	2.55	1.83
15.3	8	23.44	13.55	65.45	102.155	1.7	1.5	1.76	2.09	1.33
18.18	8	26.7	8.5	74.33	84.65	2.06	1.14	1.7	3.53	2.44
21.06	8	27.97	8.5	80.09	84.65	2.06	1.14	1.74	3.71	2.53
23.94	8	28.57	8.5	85.34	84.65	2.06	1.14	1.74	3.84	2.49
26.82	8	28.75	8.5	91.48	84.65	2.06	1.14	1.74	3.94	2.37
29.7	8	28.85	8.5	93.77	84.65	2.06	1.14	1.74	3.98	2.33
30	8	28.85	8.5	94.18	84.65	2.06	1.14	1.74	3.99	2.32