

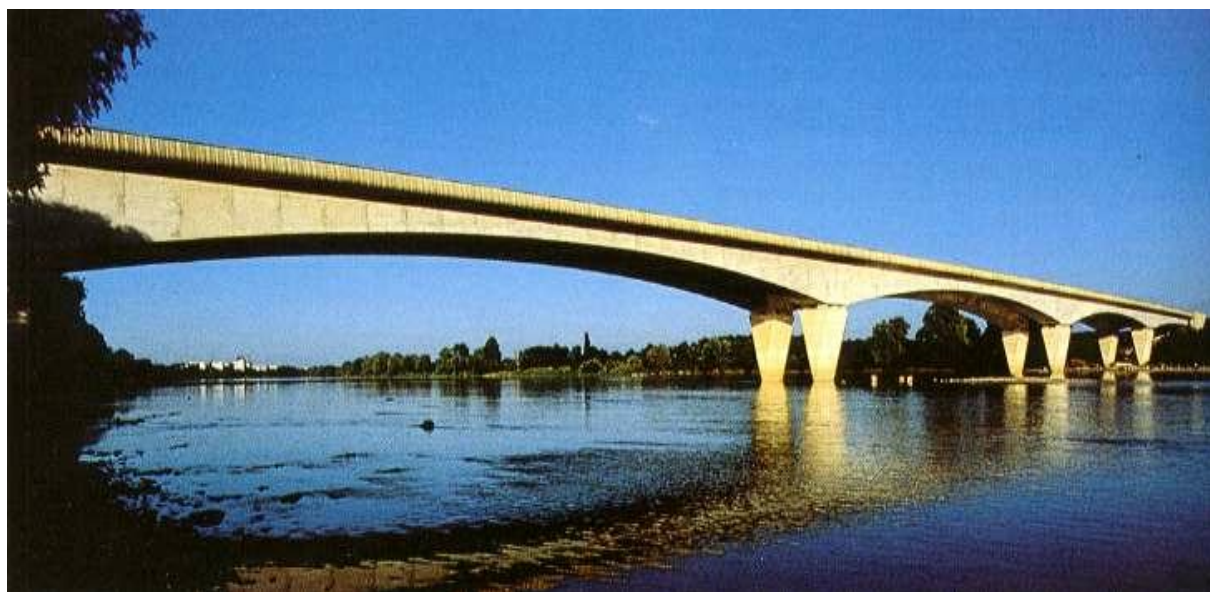
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option: Voies et Ouvrage d'Arts

Thème

Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements
successifs



Proposé par : LA DTP

Encadré par :

M^r A. OUGUEMAT

Elaboré par :

OUNOUH Nora

ZIBANI Soraya

CHERKI Fatiha

PROMOTION (V.O.A) 2013

SOMMAIRE

Introduction générale

1 Définition.....	1
2 Un peu d'histoire.....	1
3 Classification des ponts.....	4
4 Objet de l'étude.....	5

Chapitre 1 Construction par encorbellements successifs

1.1 Historique.....	6
1.2 Technique du procédé.....	7
1.3 Domaine d'emploi.....	9
1.4 Les avantages et les inconvénients de la méthode.....	9
1.5 Mode de construction.....	11

Chapitre 2 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

2.1 Introduction.....	14
2.2 Présentation et description de l'ouvrage.....	14
2.2.1 Présentation de l'ouvrage	14
2.2.2 Description de l'ouvrage.....	15
2.3 Les données naturelles et fonctionnelles du projet	15
2.3.1 Données fonctionnelles	15
2.3.2 Données naturelles.....	16
2.4 Caractéristiques des matériaux	17
2.4.1 Introduction.....	17
2.4.2 Le Béton.....	17
2.4.2.1 Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage.....	17
2.4.2.2 Principales caractéristique du béton	18
2.4.2.3 Diagramme de déformation.....	21
2.4.3 Les aciers	21
2.4.3.1 Les aciers passifs.....	21
2.4.3.2 Les aciers actifs	22
2.4.3.3 Les caractéristiques du câble 19T15	23

Chapitre 3 Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

3.1 Conception et pré-dimensionnement.....	24
3.2 Pré-dimensionnement de la structure longitudinale	24
3.2.1 Répartition des travées	24
3.2.2 Hauteursurpile	24
3.2.3 Hauteur à la clé	25

3.2.4 Découpage en voussoirs	25
3.3 Pré-dimensionnement de la section transversale.....	25
3.3.1 Epaisseur des âmes.....	26
3.3.2 Epaisseur de la dalle supérieure.....	27
3.3.3 Epaisseur de la dalle inférieure	27
2.3.4 Dimensionnement des goussets.....	28
3.4 Caractéristiques géométriques.....	29
3.4.1. Section sur pile.....	30
3.4.2. Section à la clé.....	31
3.5 Etablissement des différentes lois de variations des paramètres géométriques.....	32
2.4.1. Loi de variation de la hauteur.....	32
3.4.2. Loi de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur	33
3.4.3. Loi de variation de la section.....	34
3.4.4. Loi de variation du centre de gravité de la section.....	34
3.4.5. Loi de variation de l'inertie.....	34
3.6 Récapitulatives.....	35

Chapitre 4 Charges et surcharges

4.1 Introduction	39
4.2 Caractéristiques du pont.....	39
4.2.1 Classe du pont	39
4.2.2 Largeur chargeable.....	39
4.2.3 Nombres de voies de circulation	39
4.2.4 Largeur de la voie	39
4.3 Evaluation des charges et surcharges	39
4.3.1 Charge permanente (CP).....	39
4.3.2 Surcharges d'exploitation.....	42
4.3.2.1 Système de charge A(l).....	42
4.3.2.2 Système B.....	44
4.3.2.3 Surcharge militaire Mc120	47
4.3.2.4 Charge exceptionnelle.....	48
4.3.3 Coefficient de majoration dynamique.....	49
4.3.4 Surcharge sur les trottoirs.....	50
4.3.5 Le vent.....	50
4.3.6 Effort de freinage.....	50
4.3.7 Le séisme.....	50
4.3.8 Charges thermiques.....	51
4.3.8.1 Variations linéaires.....	51
4.3.8.2 Effet du gradient thermique.....	51

Chapitre 5 Evaluations des sollicitations de l'ouvrage

5.1 Introduction	52
5.2 Etapes de calcul du logiciel.....	52
5.3 Etude longitudinale en phase de construction.....	53

5.3.1 Efforts dus à l'exécution du fléau	54
5.3.2 Résultats des sollicitations.....	55
5.3.3 Etude de la stabilité du fléau.....	55
5.3.4 Les combinaisons des charges.....	56
5.3.5 Etude de l'encastrement.....	59
5.3.6 Clavage des travées.....	61
5.4 Phase de service.....	66

Chapitre 6 Etude de la précontrainte

6.1 Généralités.....	71
6.1.1 Définition.....	71
6.1.2 Principe de la précontrainte	71
6.2 Application de la précontrainte à notre projet.....	71
6.2.1 Procédé utilisé	71
6.3 Etude de la précontrainte du fléau.....	72
6.3.1 Disposition des câbles.....	72
6.3.2 Détermination du nombre des câbles de fléau.....	73
6.4 Pertes de tension dans les câbles.....	81
6.4.1 Les pertes instantanées	81
6.4.1.1 Pertes par frottement	81
6.4.1.2 Pertes de tensions dues au recul des ancrages.....	83
6.4.1.3 Pertes de tension dues au raccourcissement	
élastique du béton	84
6.4.2 Les pertes différées.....	85
6.4.2.1 Pertes dues au retrait du béton.....	86
6.4.2.2 Pertes dues au fluage du béton	86
6.4.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers.....	87
6.4.2.4 Variation des pertes différées dans le temps	88
6.5 Vérification des contraintes en phase de construction.....	91
6.6 Etude de la précontrainte de continuité.....	92
6.6.1 Détermination de la précontrainte	92
6.6.2 Détermination du nombre de câbles.....	93
6.6.3 Les pertes de précontrainte.....	96
6.6.4 Vérification des contraintes en phase de service.....	98

Chapitre 7 Resistance à l'effort tranchant

7.1 Introduction.....	103
7.2 Détermination de l'effort tranchant dû	
à la précontrainte.....	103
7.2.1 Effet isostatique.....	103
7.2.2 Effet hyperstatique.....	104
7.3 Effet RESAL.....	104
7.4 Vérification de l'effort tranchant	105
7.4.1 Calcul de l'effort tranchant.....	105
7.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement.....	105

Chapitre 8 Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrages

8.1 Introduction	108
8.1.1 Câble centré rectiligne	108
8.1.2 Câble rectiligne excentré	108
8.1.3 Justifications réglementaires	109
8.2 Etude du bossage	112
8.2.1 Ferrailage d'un bossage à un seul ancrage	113

Chapitre 9 étude transversale

9.1 Introduction	115
9.2 Modélisation de la section	115
9.3 Définition des charges	116
9.3.1 Charges permanentes	116
9.3.2 Surcharges d'exploitations	117
9.3.3 Charges sur trottoirs (St)	118
9.4 Les combinaisons d'actions	118
9.5 Résultat des calculs	118
9.5.1 Voussoir sur pile	119
9.5.2 Voussoir à la clé	122
9.6 Ferrailage des voussoirs	124
9.6.1 Ferrailage du voussoir sur pile	125
9.6.2 Ferrailage du voussoir sur la culée	125
9.6.3 Calcul des armatures à l'état limite de service	127
9.6.4 Calcul des armatures de répartition	127
9.6.5 Vérification de l'effort tranchant	128
9.6.6 Vérification au poinçonnement	129
9.6.7 Vérification des âmes au flambement	129

Chapitre 10 Etude des équipements d'un pont

10.1 Introduction	131
10.2 Etanchéité et couche de roulement	131
10.3 Joint de chaussée	131
10.4 Appareil d'appui	135
10.4.1 Dimensionnement des appareils d'appuis	136
10.4.2 Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges	137
10.4.3 Vérification de l'appareil d'appui	140
10.4.4 Dimensionnement des frettes	140
10.4.5 Les dés d'appuis	141
10.5 Le revêtement du tablier	142
10.6 Dispositifs retenues	142
10.7 Corniches	142
10.8 L'évacuation des eaux	142

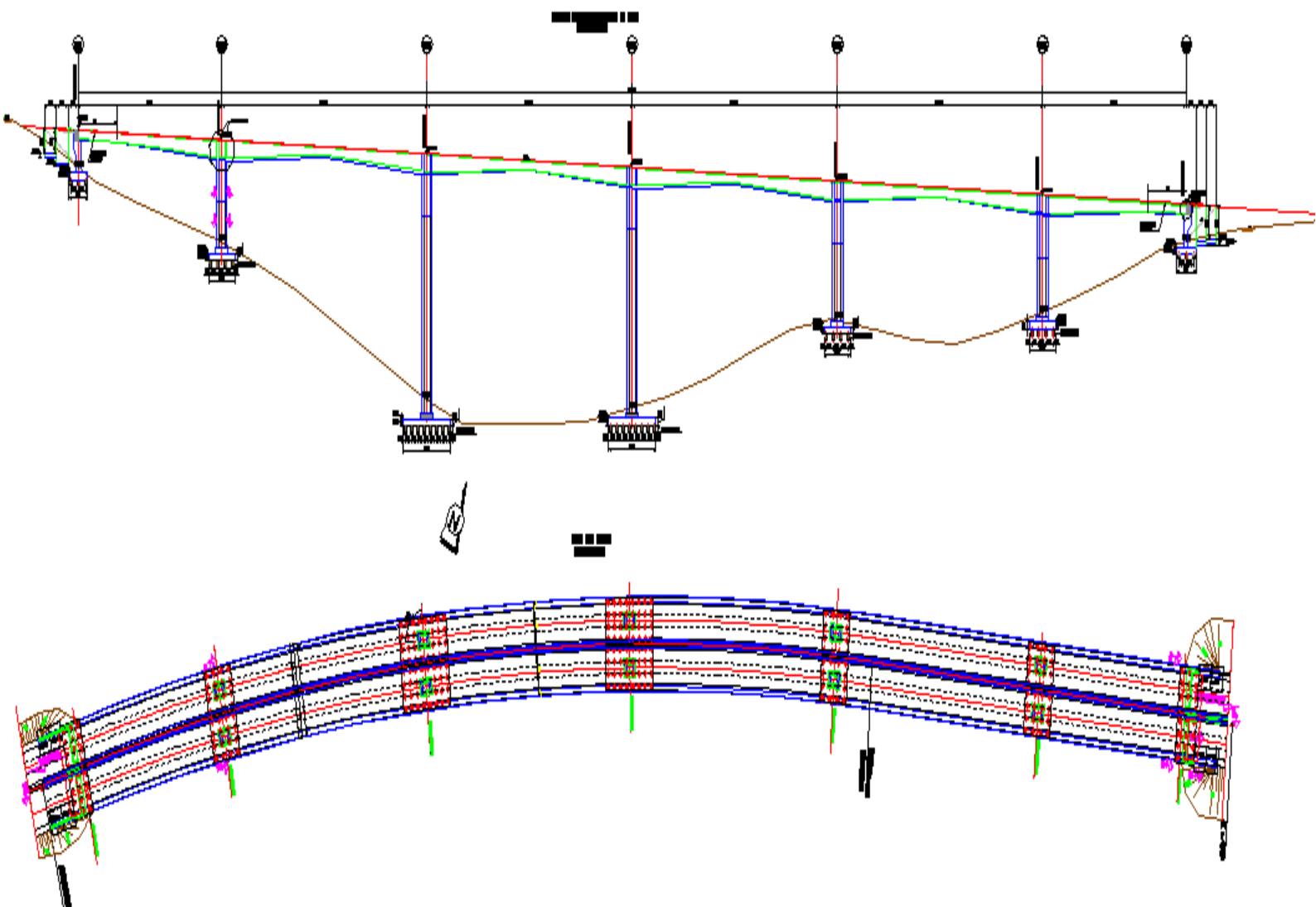
Chapitre 11 Etude de la pile

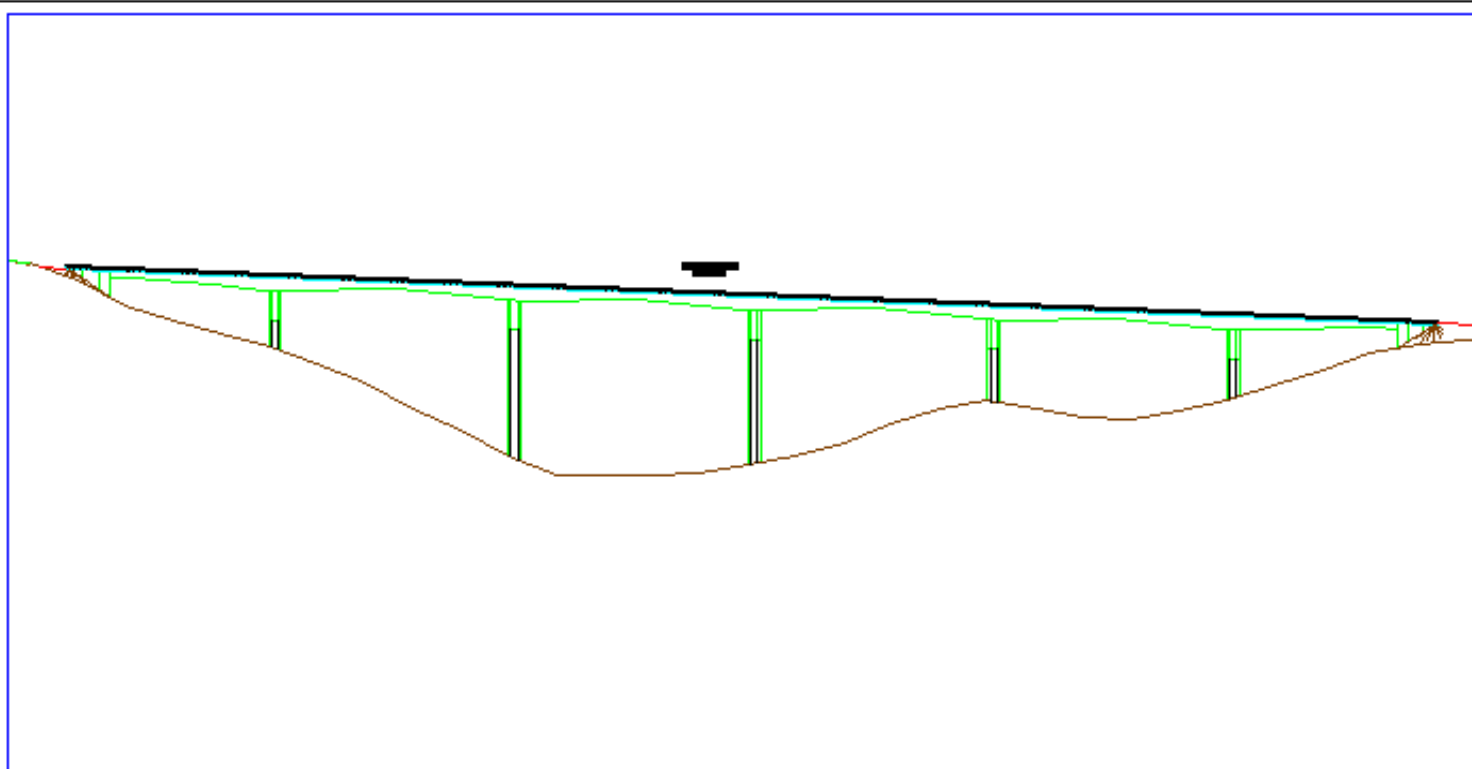
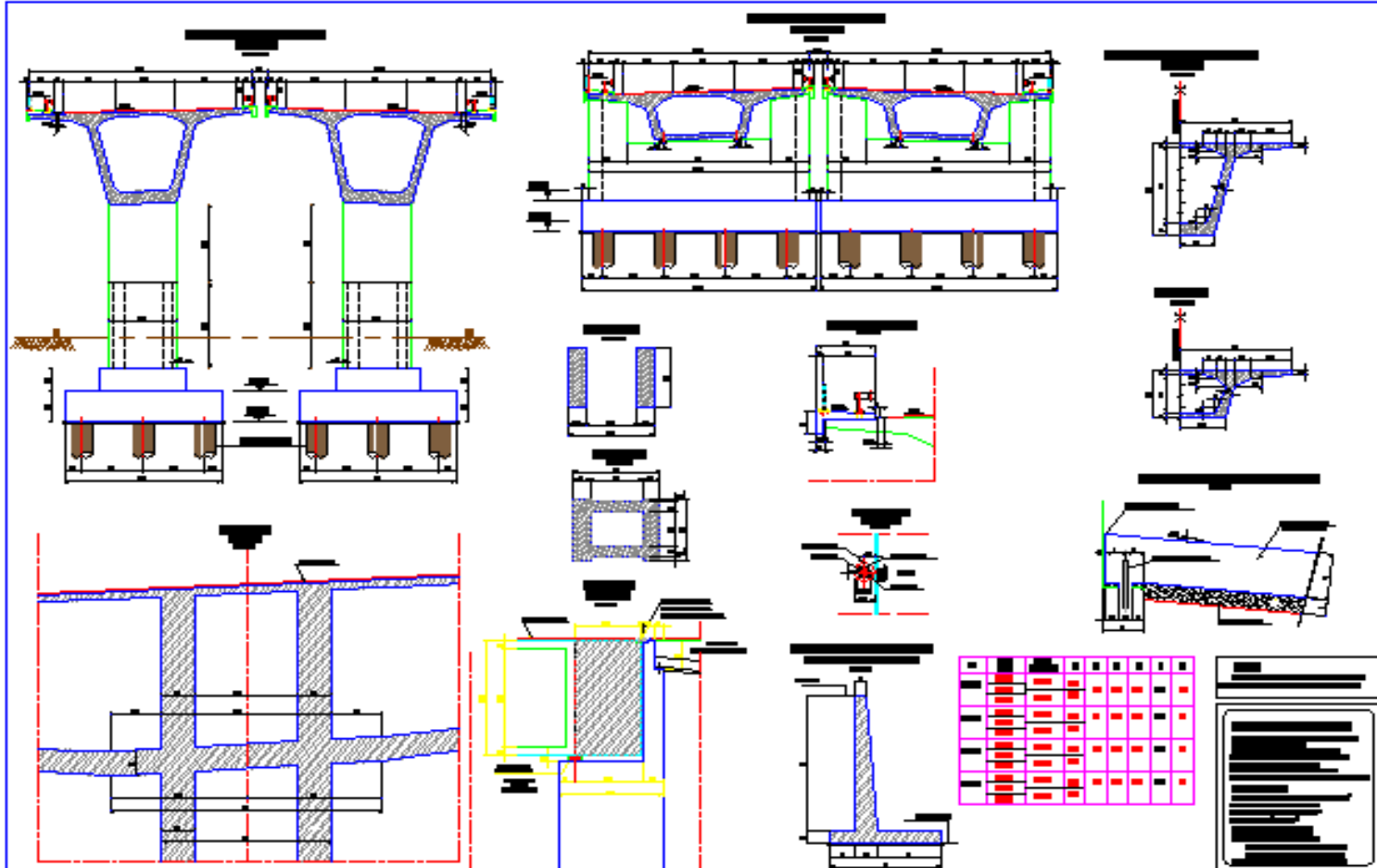
11.1 Définition.....	144
11.2 Choix du type de pile	144
11.3 Pré dimensionnement de la pile.....	144
11.4 Ferrailage de la pile	145
11.4.1 Ferrailage du voile.....	145
11.4.2 Les combinaisons de charge	146
11.4.3 Ferrailage de la pile à l'état limite ultime	147
11.5 Le ferrailage de la semelle.....	148
11.6 Les pieux.....	149
11.6.1 Nombre de files de pieux	149
11.6.2 L'effet du groupe de pieux	149
11.6.3 Le ferrailage des pieux	150

Chapitre 12 Etude de la culée

12.1 Introduction.....	151
12.2 Choix de la morphologie.....	151
12.3 Prédimensionnement de la culée.....	151
12.3.1 Tête de la culée.....	151
12.3.2 Le mur frontal	152
12.3.3 Sommier d'appui	152
12.3.4 La semelle	152
12.3.5 Murs en retours	152
12.4 Calcul de la stabilité de la culée.....	153
12.4.1 Calcul du coefficient de poussée	153
12.4.2 Poussée des surcharges de remblai.....	155
12.5 Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais)	157
12.6 Ferrailage de la culée.....	157
12.6.1 Le mur de garde-à-vue	157
12.6.2 La dalle de transition.....	162
12.6.3 Corbeau	168
12.6.4 Mur en retour	169
12.6.5 Mur frontal	173
12.6.6 La semelle	178
12.6.7 ferrailage des pieux.....	186

Conclusion





Introduction générale

Eu égard, aux progrès technologiques, industriels et la libération du commerce dans le cadre de la globalisation ; le développement socio-économique voire culturel d'un pays se traduit, aujourd'hui, par la qualité de différentes voies de communications : aériennes, maritimes et terrestres (routes, ponts, voies ferrées et tramway, etc.)

1 Définition

Un pont est un ouvrage d'art, réalisation du génie civil, destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voie de communication ou site urbain...).

Un pont peut supporter une route, une voie ferrée, un canal ou une canalisation (oléoduc, aqueduc, ...). Il peut être mobile (pont levant).

2 Un peu d'histoire

L'histoire de la route est indéniablement attachée au développement de l'humanité et des civilisations.

La civilisation romaine a véritablement marquée de son empreinte une partie de l'Europe et notamment l'Afrique du Nord par l'aménagement d'infrastructures, quelles soient viaires ou bien d'adduction d'eau potable. Leur conception leur a permis d'en laisser trace jusqu'à nos jours.

L'histoire des routes est liée à la volonté d'expansion des nations et à leur intérêt commercial. Aussi, l'histoire nous apporte ensuite la confirmation que de nombreuses civilisations ont appuyé leur développement sur une maîtrise de la communication en général des infrastructures routières en particulier. Néanmoins, les routes d'autrefois se heurtaient aux obstacles naturels ; l'un des plus fréquents et des plus insurmontables étaient les cours d'eau. Pendant de longs siècles, les gens les franchirent grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallongeait souvent leur chemin.

Les ponts étaient rares car leur construction était tout un art et d'une grande difficulté.

Cependant, la construction de ponts est devenue indispensable pour franchir de nouvelles voies de communication infranchissables de manière simple ou dangereuse.

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes la période romain et la période contemporaine.

L'empire romain, qui occupait la majeure partie de l'Europe, maîtrisait les techniques de construction. Le pont représentatif de cette période était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre. Pendant la plus 2000 ans, la conception des n'a pas connu d'évolution.

La période contemporaine a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et ou parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

par le développement des ponts en béton armé puis en précontraint, des ponts suspendus et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

Les premiers ponts consistaient en de simples troncs d'arbres abattus et jetés entre les deux rives de la rivière, puis arrivèrent les pontons et les ponts en corde essentiellement en Amérique et Asie (ce qui éveilla d'ailleurs la curiosité des Européens).

Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (env. 600 ans avant J-C) qui, construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre). Les Romains ont édifié de robustes ponts en plein cintre reposant sur des piles épaisses. Ils en ont construit beaucoup, notamment en Gaule. Certains subsistent comme le Pont du Gard. Beaucoup ont cependant été détruits à cause de la faiblesse de leurs fondations.



Figure 1 : *Le Pont du Gard.*

Au Moyen-âge, un nombre considérable d'ouvrages aux formes variées et hardies apparaît, le plus célèbre étant le Pont d'Avignon. Certains sont encore en service et supportent de lourdes charges. Au lieu des larges dalles ajustées des Romains, on se sert de pierres plus petites, mais calibrées.

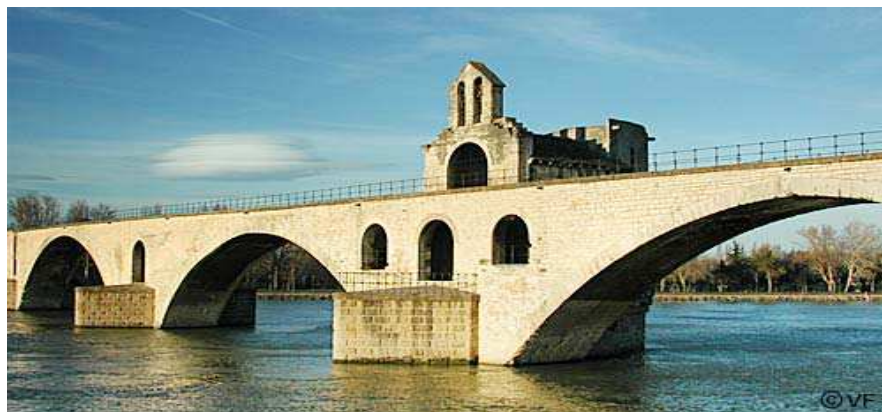


Figure 2 : *Pont d'Avignon (1177 à 1185)*

Par la suite, les procédés de construction s'améliorent et notamment les fondations. Il reste de cette période le Pont Notre-Dame (1500-1507) et le Pont Neuf (1578-1606) à Paris.



Figure 3 : *Pont-Neuf (1578-1606)*

L'histoire des ponts modernes, alors, commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris). Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts.



Figure 4 : *Pont de la Concorde à Paris construit entre 1787 et 1792.*

Avec l'invention de l'acier au XVIII^e siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent (pont de Londres au dessus de la Tamise).

L'invention du chemin de fer a entraîné un développement sans précédent des transports. Les ponts se multiplient. Les ponts métalliques apparaissent, comme le Viaduc de Garabit de Gustave Eiffel, et les ponts suspendus.



Figure 5 : *Le Viaduc de Garabit (1880 – 1884)*

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Le XXème est le siècle du béton. Les ingénieurs sont de plus en plus audacieux. Le plus spectaculaire est certainement le Pont de Normandie, c'est l'un des plus longs ponts à haubans : 856 m de portée centrale et 2200 m de longueur. Ses deux pylônes font 214 mètres, soit la hauteur de la Tour Montparnasse à Paris. Résultat de six ans de travaux, c'est un produit de haute technologie par ses méthodes de construction et ses matériaux, sophistiqué jusque dans la forme de son tablier en aile d'avion, lui permettant de défier les vents de plus de 250km/h.



Figure 6 : *Pont (à haubans) de Normandie*

Les recherches portant sur l'utilisation du béton armé conduisent à la découverte d'un nouveau matériau : le béton précontraint. Eugène Freyssinet (1928). De nouveaux types de ponts font leur apparition ainsi que de nouvelles méthodes de construction ; c'est ainsi que la technique de construction en encorbellement permet des portées plus importantes.

Le premier pont construit selon cette technique est achevé à Worms en Allemagne en 1953, avec une portée principale de 114 m. Le plus grand est actuellement le pont de Shibampo, en Chine, avec 330 m, construit en 2005.

Aujourd'hui les ponts atteignent des longueurs incroyables comme le pont (haubans) de la Baie de Hangzhou en Chine qui est le plus long pont du monde, il mesure près de 36 km. Les ponts peuvent aussi atteindre des hauteurs extraordinaires comme le viaduc de Millau en France qui est le plus haut pont du monde, il se situe à une hauteur de 343 m. Par comparaison il fait 19 m de plus que la Tour Eiffel.

3 Classification des ponts

Les ponts sont classés de plusieurs manières :

- Suivant la voie portée : on distingue les ponts routes, les ponts rails et les ponts canaux, pont-aqueduc ;
- Suivant le matériau principal dont ils sont constitués : on a les ponts en bois, en béton armé ou en béton précontraint et les ponts métalliques,

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

- Suivant leur fonctionnement mécanique ; il s'agit de la disposition de leur éléments porteurs principaux :
 - ✓ Les ponts à poutres multiples si les poutres sont parallèles à l'axe du pont, les poutres à caissons si les poutres sont tubulaires,
 - ✓ Ponts à haubans dont les éléments porteurs sont soutenus par des câbles extérieurs,
 - ✓ Pont en arc : Ce sont les ponts dont le tablier est au-dessus d'un arc, les ponts voutés et les ponts béquillés,
 - ✓ Les ponts suspendus : les éléments porteurs sont des câbles métalliques ancrés dans des massifs passant au sommet des pylônes et supportant le tablier par l'intermédiaire de suspentes.
- Suivant leur disposition en plan : on a les ponts droits, ponts biais et les ponts courbes.

Toutefois, cette classification ne convient pas aux ponts en béton précontraint dont la conception et la construction sont délicats, on en distingue quatre familles :

- ✓ Les ponts à poutres préfabriquées lancées,
- ✓ Les ponts poussés,
- ✓ Les ponts construits sur cintres auto porteurs et auto lanceurs,
- ✓ Les ponts construits en encorbellements successifs qui sont les plus en vue dans le domaine des grands ouvrages d'art.

4 Objet de l'étude

L'objectif de ce travail est l'étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Le travail présenté dans ce mémoire est organisé et réparti dans 12 chapitres :
Après une introduction générale où l'on aborde le côté historique de la construction des ponts, le premier chapitre est consacré à la technique de la construction par encorbellement, notamment après l'apparition du béton précontraint (Freyssinet, 1928).
Dans le deuxième chapitre il a été présenté l'ouvrage objet de notre étude, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Le pré-dimensionnement et les caractéristiques géométriques de la section transversale du tablier sont données dans le chapitre troisième. Dans le quatrième chapitre, nous nous sommes consacrés à la détermination des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage. Le cinquième chapitre est réservé au calcul des sollicitations en phase de construction et en service au niveau du fléau sous les différentes combinaisons. Le sixième chapitre traite l'étude de la précontrainte en phase de construction et en service, c'est-à-dire l'étude (câblage du fléau avant et après clavage) ainsi que les différentes vérifications des contraintes. Le septième chapitre a fait l'objet de l'étude transversale et la vérification à l'effort tranchant. Dans le huitième chapitre, on a examiné la diffusion de la précontrainte derrière l'ancrage. Le neuvième chapitre porte sur l'étude transversale des caissons afin de déterminer leur ferrailage, pour ensuite passer au dixième chapitre où on l'a abordé les différents équipements et leurs justifications vis-à-vis des actions qui les sollicitent, il s'agit notamment des joints de chaussées et d'appareils d'appuis. Le onzième et les douzièmes chapitres sont réservés respectivement pour le calcul de la pile et des fondations. Enfin, on termine par une conclusion.

1. Construction par encorbellements successifs

Le sujet de ce projet de fin d'études est le calcul d'un pont construit par encorbellements successifs. Il convient ainsi de prime abord d'expliquer ce qu'est un pont construit par encorbellements successifs ainsi que les avantages et les inconvénients de cette technologie de construction. Il s'agit d'exposer clairement les spécificités de ce type d'ouvrage, aussi bien dans la construction que dans les calculs

1.1 Historique

L'idée de la construction par encorbellement est très ancienne, on construisait des ponts en encorbellement en bois en avançant des troncs d'arbre à partir des deux rives de la brèche à franchir. Plusieurs ouvrages de ce type ont été retrouvés dans plusieurs régions (Himalaya, Caucase, chine...) ; le même principe a été exploité pour la construction des fausses voûtes en pierre. La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne. Dès l'Antiquité, elle fut appliquée à la construction de voûtes en Europe (Figure 2.1) et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes maya), et à celle de ponts en bois (Figure 2.2).

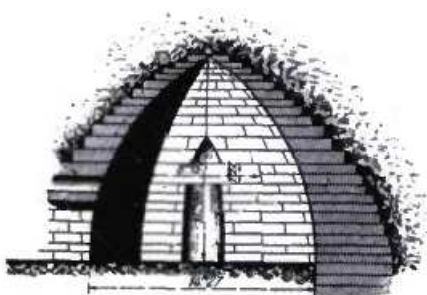


Figure 1.1 : *Le trésor d'Arrée*

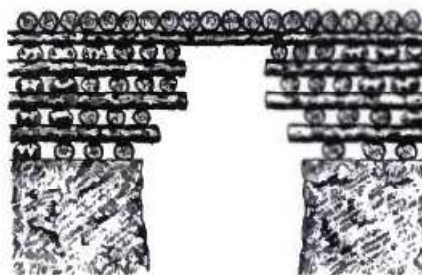


Figure 1.2 : *Pont gaulois en bois*

Au XIX^{ème} siècle et au début du XX^{ème} elle fut appliquée à la construction de ponts métalliques en arc, comme les viaducs de Garabit et du Viaur, ou en poutre-treillis, comme les ponts sur le Firth of Forth, le pont de Bénodet ou encore l'ancien pont de Pirmil, à Nantes (Figure 2.3).

Plus récemment, elle fut appliquée à la construction de ponts à haubans métalliques, comme le pont de Saint-Nazaire, sur la Loire, ou le pont de Normandie, sur la Seine (Figure 2.4).

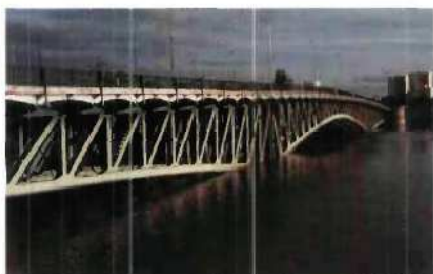


Figure 1.3 : *Ancien de PIRMIL à Nantes*



Figure 1.4 : *Pont de Normandie*

Dans le domaine du béton précontraint, la construction par encorbellements successifs s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des poutres droites ou courbes en plan et sont construits à partir de leurs appuis, avec des voussoirs coulés en place ou préfabriqués (Figures 2.5). Cette méthode est également utilisée, avec de nombreuses

similitudes pour la construction de ponts à béquilles à tablier en caisson, comme le pont du Bonhomme, dans le Morbihan, le viaduc d'Auray (Figure 2.6) ou encore le pont sur la Truyère, à Garabit.



Figure 1.5 : *Construction par encorbellements successifs de tabliers en caissons en BP avec voussoirs coulés sur place, à gauche, et préfabriqués, à droite (Setra ,2003).*



Figure 1.6 : *Construction à béquilles d'Auray (Setra ,2003).*

Enfin, il faut signaler que ce n'est qu'en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint que la construction par encorbellements successifs a pris naissance dans sa forme moderne.

1.1. Technique du procédé

1.2.1 Description de la méthode

La technique de construction par encorbellements successifs consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, ce qui permet d'éviter l'étalement et le coffrage du tablier, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

La construction s'effectue :

- ✓ En général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau :
A partir de la pile, on peut procéder symétriquement et c'est le cas le plus fréquent afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversants. On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de

précontraintes dénommés câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée fléau (figure 2.7).

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/fléaux 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, et chaque étape de construction correspond à la mise en place d'une nouvelle précontrainte



Figure 1.7 : Construction symétriques depuis une pile

En réalité la symétrie n'existe pas, il y a toujours un déséquilibre lié à la réalisation (déformation du béton, le coffrage, charges accidentelles,...). Ce qui engendre des moments de flexion sur la pile, tendant à la renverser ; pour s'en prémunir, il faut solidariser le voussoir sur pile à la tête par cloutage en utilisant des câbles de précontrainte (provisoires dans le cas d'un pont appuyé simplement). On peut aussi équilibrer le fléau, à l'avancement, par la mise en place des palées d'appuis provisoires.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par articulation ou par clavage, et on obtient ainsi la construction complète.

- ✓ Parfois dissymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente (figure 2.8):
Dans certains cas, il peut être intéressant d'effectuer la construction dissymétriquement par rapport aux piles. Plusieurs solutions se présentent pour stabiliser les fléaux:

- Réalisation d'appuis provisoires ;
- Lestage en béton léger ;
- Réalisation d'ancrage par tirants précontraints.

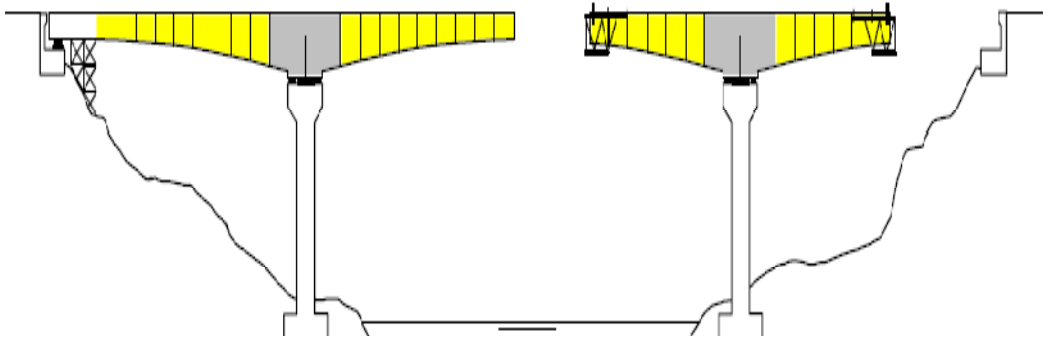


Figure 1.8 : *Construction dissymétrique*

✓ Exceptionnellement à partir d'une culée, et la construction à partir des culées peut être faite soit par utilisation d'appuis provisoires, soit par solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par une culée contre poids (figure 2.9).

Enfin, la construction par encorbellement peut s'effectuer exceptionnellement à partir d'échafaudages provisoires.

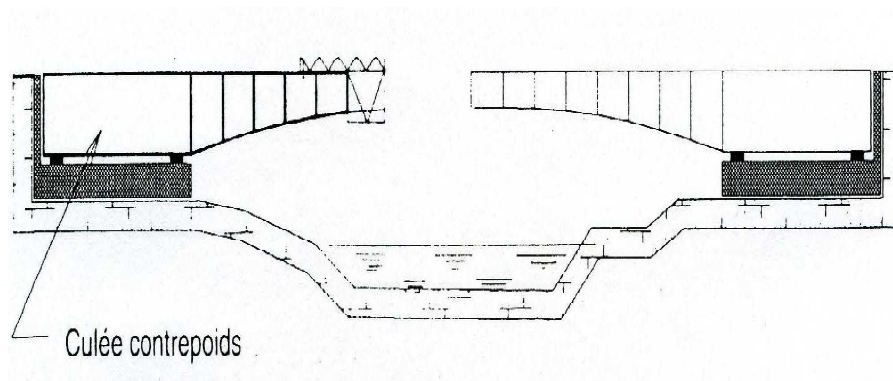


Figure 1.9 : *Construction à partir de travée contrepoids*

1.2 Domaine d'emploi

1.2.1 Généralités

Les portées compétitives de ces ouvrages se situent entre 80 et 150 m, mais les constructions par encorbellements successifs restent envisageables pour des poutres jusqu'à 300 m (Figure 2.10).

Entre 60 et 100 m, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir une un tablier à inertie variable.

Le record mondial de portée des ponts en béton construits par encorbellements successifs est détenu actuellement par le Stolma Bridge, en Norvège, avec 301 m.

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0,6 et 0,7.

1.3 Les avantages et les inconvénients de la méthode

1.3.1 Les avantages

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages. Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes. La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires. La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés. Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose. Aussi, la construction par encorbellements successifs permet d'atteindre des portées très importantes, jusqu'à 300 m.

1.3.2 Les inconvénients

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients. À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé. Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.

Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites. Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.

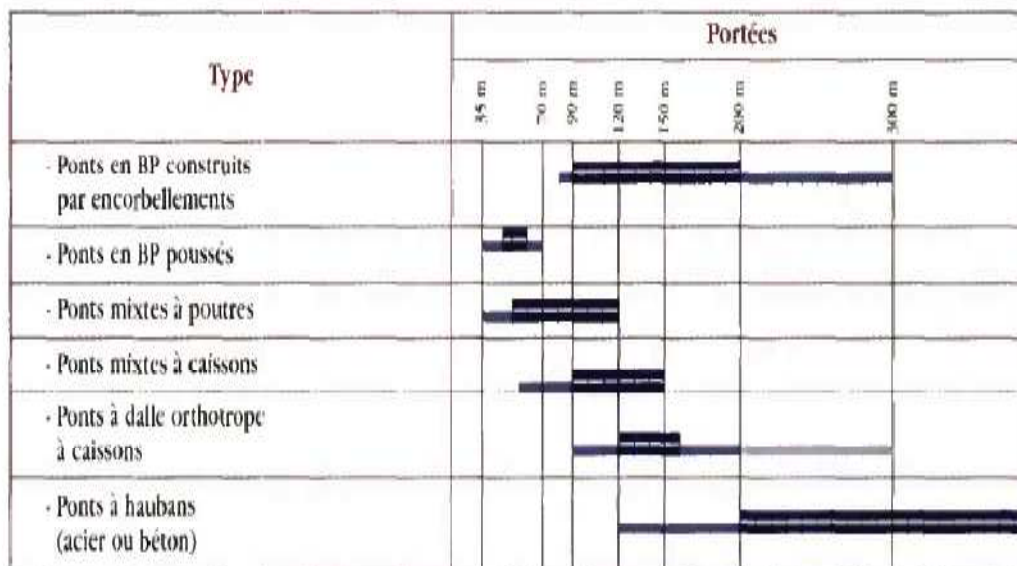


Figure 1.10 : domaine d'application des procédés de construction des grands ponts en B.P

1.4 Mode de construction :

1.4.1 Voussoirs coulés sur place

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

Un échafaudage se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au dessus d'un terrain accessible et horizontal,

Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle sont suspendue les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées,

Un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une plate-forme de travail supportant les coffrages suspendus en porte-à-faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contre poids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

L'équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace,
- Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage mobile l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir. (Voir les figures 2.14 et 2.15).

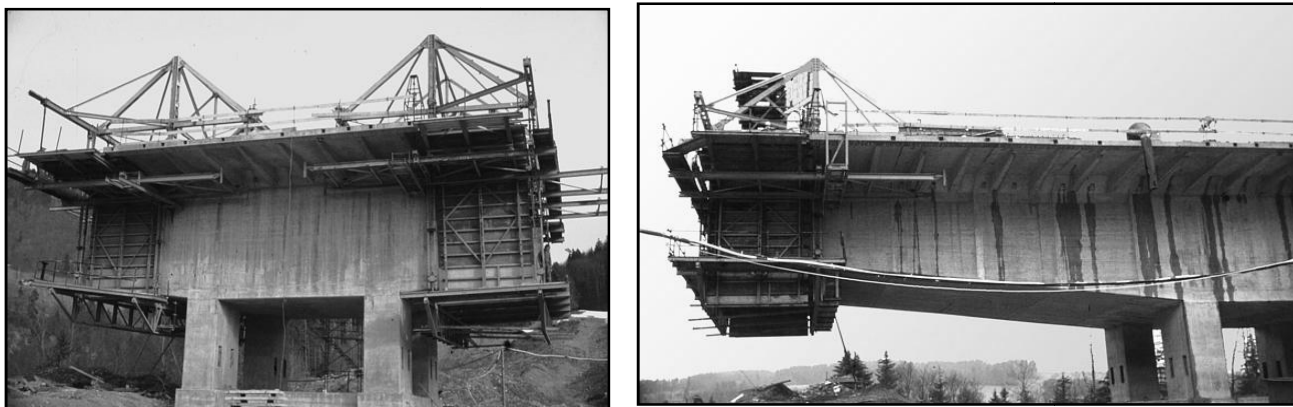


Figure 1.14 : *voussoirs coulés sur place*



Figure 1.15 : *Stabilité du fléau lors de la réalisation*

1.4.2 Voussoirs préfabriqués

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants:

- La vitesse de réalisation,
- la facilité du contrôle de la qualité de béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton son temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, de plus on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif des voussoirs. Les figures 2.16 et 2.17 représentent respectivement, le stockage de voussoirs préfabriqués et leur pose.



Figure 1.16 : *stockage des voussoirs*

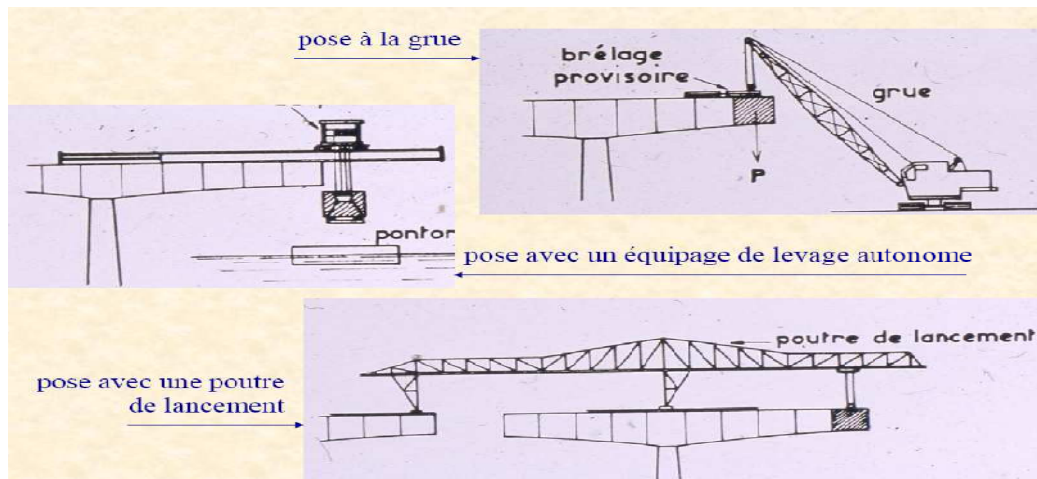


Figure 1.17 : *pose de voussoirs préfabriqués*

1.4.3 Organisation mécanique du tablier

Le tablier est appuyé simplement au niveau des piles et au niveau des culées. Pour rendre le système continu, on a eu recours au clavage (Figure 2.18) avec mise en tension des câbles de précontrainte assurant la solidarité des fléaux et la continuité de la structure. Cette solution est la plus statique, pour les raisons suivantes:

- Inexistence de joints de chaussée.
- Déformation plus faible et continue.
- Structure plus résistante.
- Réalisation aisée.

Pour les piles dont la hauteur dépasse 15 m, il y a intérêt à encastrer le tablier sur les piles, et il n'est plus nécessaire de prévoir des dispositions spéciales pour assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

2 Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

2.1 Introduction

La direction des Travaux Publics de la Wilaya de Tizi-Ouzou a confié au bureau d'étude SAETI la mission d'élaborer l'étude de l'aménagement de la RN25 en axe autoroutier ; le projet se développe presque sur un site vierge.

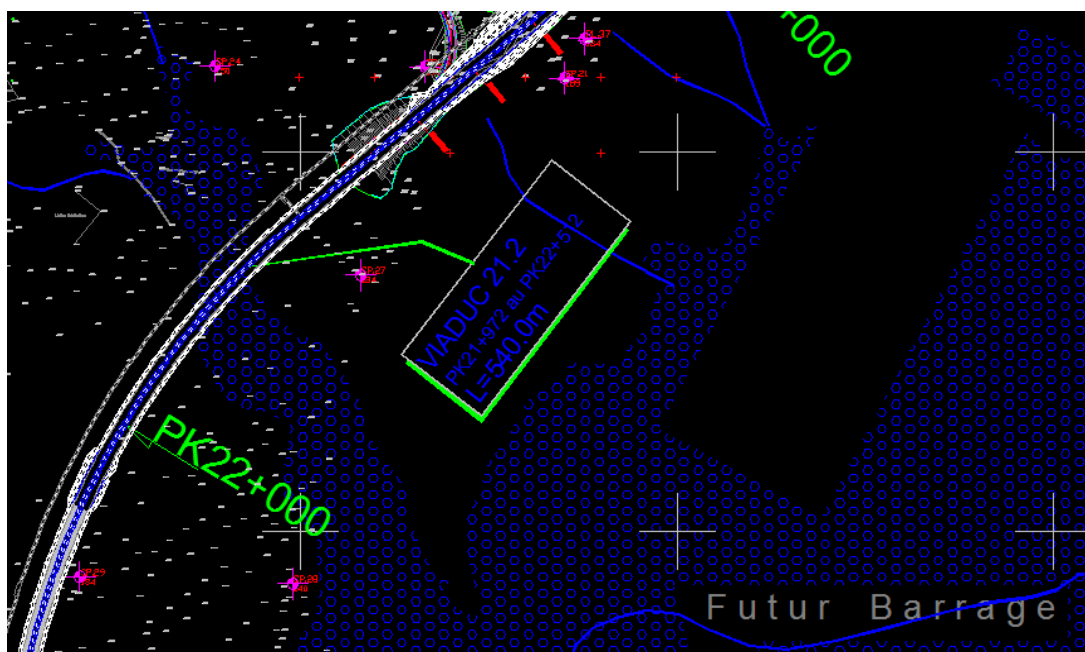
Ce projet s'inscrit dans le cadre de la réalisation du schéma directeur national et constituera une pénétrante qui reliera la Wilaya de Tizi ousou à l'autoroute Est –Ouest. Le projet prend naissance au niveau de Draa El Mizan à la limite de la Wilaya de Bouira et prend fin à Tizi-Ouzou en se raccordant à la RN12 au niveau de Oued Sebt, il s'étend sur trente six (36 km) environ. Il est prévu Soixante Huit (68) ouvrages d'art et viaducs à y réaliser dont fait parti notre projet qui est l'Ouvrage d'Art 21 (OA 21).

2.2 Présentation et description de l'ouvrage

2.2.1 Présentation de l'ouvrage

Le présent travail a pour objet, l'étude d'un pont construit en encorbellement successif à voussoirs coulés sur place.

Ce projet a été proposé par la DTP de Tizi Ouzou (direction des travaux publics de Tizi Ouzou), il est implante dans la wilaya de TIZI OUZOU. Ce pont permettra la liaison entre les deux localités de Tachtinouin et Iramdanene et traverse le future barrage de Tizi-N'tala.



2.2.2 Description de l'ouvrage

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de 1 m. Chaque viaduc a une largeur totale de 13 m à trois voies de circulation.

La longueur totale du pont est de 540 m composé de 6 travées dont 4 travées intermédiaires de 100 m chacune et 2 travées de rive de 70m.

L'ouvrage est implanté dans une zone de moyenne sismicité, la stabilité longitudinale et transversale sera assurée par cinq (05) piles de hauteurs respectives de 31.57 m, 75.36 m, 71 m, 40.5 m, et 35.25 m. Les culées disposent d'appareils d'appuis en élastomère fretté. Il repose sur des fondations profondes.

2.3 Les données naturelles et fonctionnelles du projet

Les données dont il faut tenir en compte pour l'étude préliminaire sont résumées si dessous :

2.3.1 Données fonctionnelles

C'est un ensemble de caractéristiques permettant à notre pont d'assurer sa fonction de franchissement, il comporte :

a. Le tracé en plan

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

Notre pont présent un alignement droit, permet de définir la longueur (540 m) de l'ouvrage, Présentant une pente de 2,5 %.

b. Le profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation le tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles.

C. Le profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_R = 11\text{m}$;
- Nombre de voies de circulations = 3voies ;
- La largeur des trottoirs = 1,50m ;
- Le dévers: 2.5% ;
- La largeur totale : 13m.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

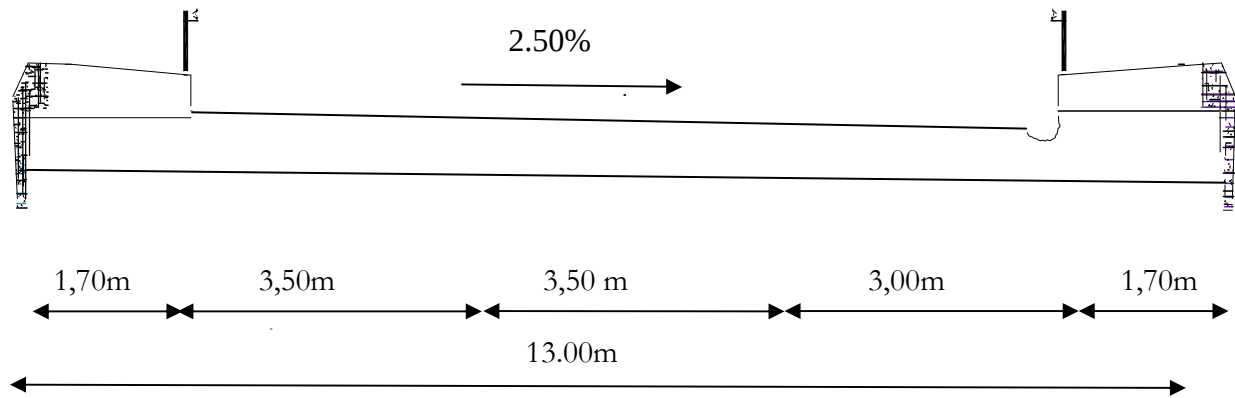


Figure 2.2 : profil en travers.

2.3.2 Données naturelles

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de fondations à envisager pour les appuis dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

a. Données géologiques (géotechniques)

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel à savoir les paramètres physiques et mécaniques du sol.

b. Données topographiques

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

c. Données sismologiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que se soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de Tizi-Ouzou est classée comme une zone de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA2003).

d. Données climatiques

- La température

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui le gradient thermique est de $\pm 40^{\circ}\text{C}$.

- La neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

- Le vent

Les efforts engendrés par le vent sur les structures, sont fixés par (fascicule 61, Titre II), on prend une surcharge du vent répartie de 1.250 N/m^2 .

2.4 Caractéristiques des matériaux

2.4.1 Introduction

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

Nous présentons dans ce paragraphe les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs dans l'optique de leur utilisation comme matériaux de structures en béton précontraint ; nous supposons donc connues leurs propriétés physiques, leur méthode de composition ainsi que les conditions de leur fabrication.

2.4.2 Le Béton

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables et de façon homogène le ciment, le sable, le gravier et l'eau, et éventuellement des adjuvants (SIKA).

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges alors le dosage du ciment est de l'ordre de $400 \text{ à } 450 \text{ Kg/m}^3$, ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m^3 .

a. Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage

- une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries, à l'eau de mer, éventuellement aux eaux sulfatées.
- Une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

b. Principales caractéristique du béton

- Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} et une masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Pour un béton âgé de « j » jours on a :

Pour le tablier :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour les appuis :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

-Résistance à la traction

Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessous, en fonction de la résistance à la compression : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

$$f_{tj} = \begin{cases} \text{Pour le tablier : } 2,7 \text{ Mpa.} \\ \text{Pour les appuis : } 2,22 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- Déformations instantanées

❖ Déformations longitudinales

Elles peuvent être calculées à l'aide du module instantané de déformation longitudinale E_{ij} de courte durée (à j jours d'âge < 24 heures) déterminé à partir de sa résistance f_{cj} par la relation :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$
$$E_{ij} = \begin{cases} 35981,73 \text{ MPa} & \text{pour le tablier} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

❖ **Déformations transversales**

Le module de déformation transversale G est donné par la formule suivant :

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

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

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{pour le béton non fissuré (E.L.S)} \\ 0 & \text{pour le béton fissuré (E.L.U)} \end{cases}$$

-Déformations différées

❖ **Le fluage**

Il correspond à un raccourcissement croissant dans le temps sous contrainte constante. E_{vj} est le module de déformation longitudinale de longue durée "

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

$$E_{vj} = \begin{cases} 12\,102,95 \text{ MPa} & \text{pour le tablier} \\ 11100 \text{ MPa} & \text{pour le tablier} \end{cases}$$

❖ **Le retrait**

Le retrait du béton est une déformation ϵ_r imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

- **Retrait thermique ϵ_{th}**

Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente métallique déjà en place.

- **Retrait endogène ϵ_{ca}**

Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre.

- **Retrait de dessiccation ϵ_{cd}**

Il s'effectue sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton. Même s'il s'effectue sur le long terme, le retrait de dessiccation commence dès le coulage du béton. On calculera donc un retrait global $\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd}$ à la mise en service (c'est à dire à court terme pour $t_{mi} = 110$ jours) et à long terme pour $t_{fin} = 100$ ans $\approx \infty$).

Pour les constructions courantes à l'air libre, on admet en général les valeurs suivantes du retrait final :

$$\begin{aligned}\epsilon_r &= 3,5.10^{-4} & (\text{Tell algérien}). \\ \epsilon_r &= 4 \text{ à } 5.10^{-4} & (\text{hauts plateaux et sud}).\end{aligned}$$

Les valeurs du retrait en fonction du temps peut être exprimée par :

$$\epsilon_r(t) = \epsilon_r \cdot r(t)$$

Avec :

ϵ_r : retrait final du béton ;

$r(t)$: loi d'évolution du retrait fonction du temps, variant de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini à partir bétonnage.

-Contrainte ultime de compression

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{ouvrage fini (en service)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$
$$\theta = \begin{cases} 1 & t \geq 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & 1 \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & t \leq 1 \text{ heure.} \end{cases}, \text{ t est le temps d'application des charges.}$$

-Contrainte limite de service

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 0,6 \times f_{c28} & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

c. Diagramme de déformation

Le diagramme type du béton après modification du diagramme réel à l'E.L.U (état limite ultime) est un diagramme "parabole- rectangle" schématisé comme suit:

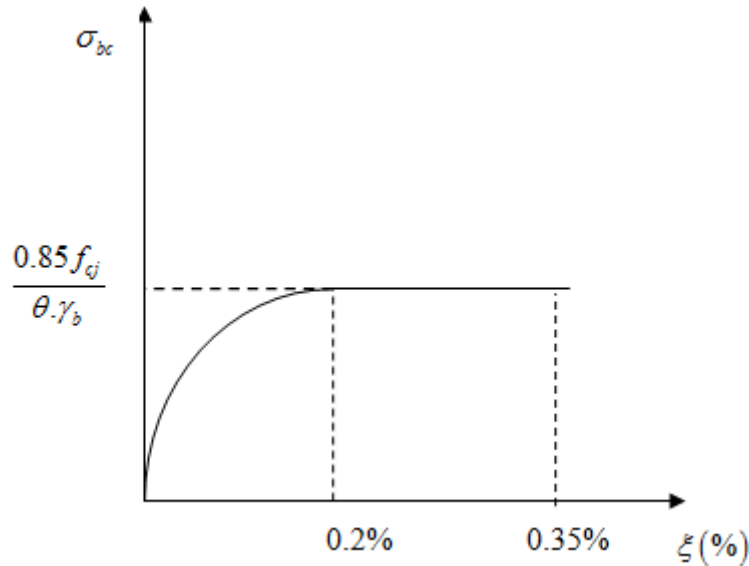


Figure2.3 : *Diagramme contrainte-déformation du béton.*

2.4.3 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 tranchants et limiter la fissuration.

2.4.3.1 Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de classe FeE400 type 1 avec une limite d'élasticité $f_c = 400$ MPa, la contrainte de rupture $f_r = 480$ Mpa.

Le module d'élasticité longitudinale des aciers est pris égal à :

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

a. limite élastique

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

b. Contrainte limite de traction

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

-Fissuration peu nuisible : rien à faire.

-Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; \max (0,5 f_c ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$.

Avec :

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

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

-Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} \leq \min \{ 0,5 f_c ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \}$.

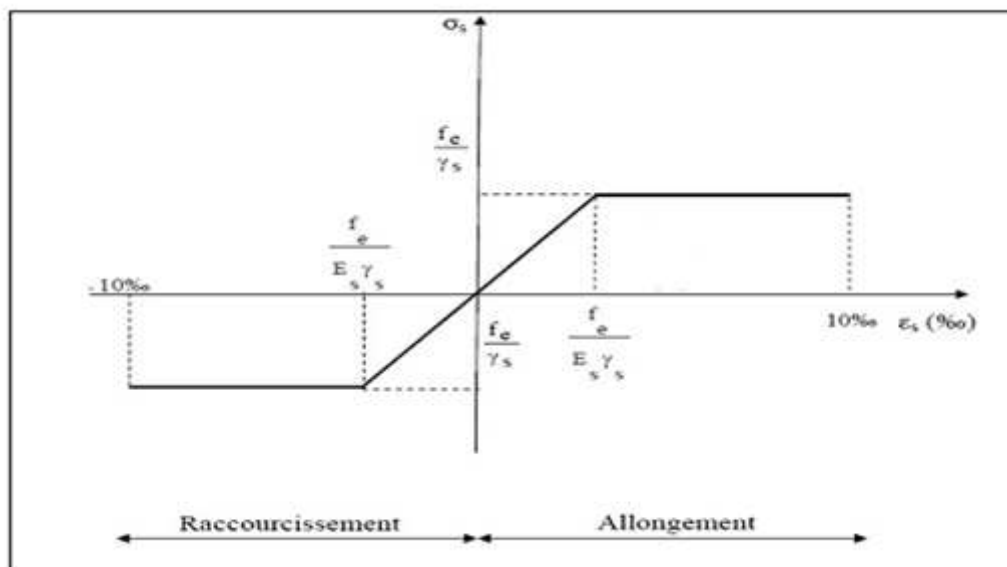


Figure 2.4 : *Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.*

2.4.3.2 Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 f_{\text{prg}}, 0,9 f_{\text{peg}}).$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPa.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1660 MPa.

a. Limite élastique

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle, laisse un allongement résiduel de 1‰. on la désigne par f_{peg} .

Géométriquement, f_{peg} est l'ordonnée du point d'intersection du diagramme contrainte-déformation et de la droite parallèle à la droite élastique décalée de 1‰.

La limite élastique conventionnelle représente 80 à 90% de la résistance à la rupture.

b. Module d'Young

Le module d'élasticité longitudinale E_p des aciers de précontrainte est près égal à 200.000 Mpa pour les fils et les barres.
190.000 Mpa pour les torons.

Ce module d'Young intervient fréquemment en béton précontrainte notamment dans les calculs de déformations, de pertes et de contrainte au moyen du diagramme contrainte-déformation pour la vérification en état limite ultime.

2.4.3.3 Les caractéristiques du câble 19T15

- Nombre de torons par câble : 19 ;
- Section utile d'un câble : $AP = 2641 \text{ mm}^2$;
- Force élastique garantie : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$;
- Force de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- Coefficient de frottement $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$.
- Glissement à l'ancrage $g = 6 \text{ mm}$;
- Diamètre extérieur de la gaine = 88 mm,
- Diamètre intérieur de la gaine = 80 mm ;
- Entre axe minimum ancrage = 420 mm.
- Entre axe minimum bord = 230 mm ;
- Diamètre ancrage = 310 mm ;
- Coefficient de frottement (gaine-câble) : $0,002 \text{ m}^{-1}$.

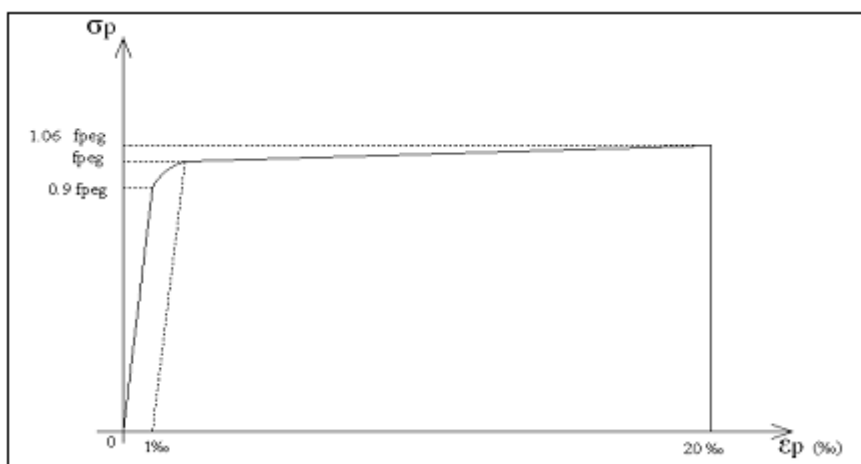


Figure 2.5 : *Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.*

3 Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

3.1 Conception et pré-dimensionnement

Dans les ouvrages dont la portée des travées est inférieure à 60 m, les ponts en béton précontraint construit par encorbellement successif sont généralement réalisés avec un tablier de hauteur constante ($H_c = H_p$). Mais dans les ouvrages de portée supérieure à 60 m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont, par conséquent, beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

3.2 Pré-dimensionnement de la structure longitudinale

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement (sur appui) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantages, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

3.2.1 Répartition des travées

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Éviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appui ;
- Éviter l'augmentation du nombre des piles ;
- Choisir des portées économiques.

$$0,5 \times l_i \leq l_r \leq 0,6 \times l_i \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times l_i = 0,6 \times 100 = 60 \text{ m} \\ 0,6 \times l_i = 0,7 \times 100 = 70 \text{ m} \end{array} \right.$$

l_i : représente la portée de la travée adjacente à la travée de rive.

Dans notre cas on prend : $l_r = 70 \text{ m}$.

3.2.2 Hauteur sur pile

$$\frac{L_i}{20} \leq h_p \leq \frac{L_i}{16} \quad \text{alors } 5 \leq h_p \leq 6,25 \text{ m}$$

Tel que : l_i désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

Dans notre cas, on prend : $h_p = 6 \text{ m}$.

3.2.3 Hauteur à la clé

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir.

La hauteur minimale est de 1,6 m afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

$$\frac{L_i}{35} \leq h_c \leq \frac{L_i}{30} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{35} = \frac{100}{35} = 2,857m \\ \frac{L_i}{30} = \frac{100}{30} = 3,333m \end{array} \right. \quad \text{Donc} \quad 2,857m \leq h_c \leq 3,333m.$$

Dans notre cas, on prend : $h_c = 3$ m.

3.2.4 Découpage en voussoirs

-Voussoirs sur pile

Le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

-Voussoirs courants

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

-Voussoirs de clavage

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.

On opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : 8 m (5 voussoirs) ;
- Voussoirs courant : 5 m (90 voussoirs de hauteurs variables) ;
- Voussoir de clavage : 2 m (6 voussoirs) ;
- Voussoir coulée sur cintre : 19 m (2 voussoirs)

3.3 Pré-dimensionnement de la section transversale

Particulièrement, seules les poutres caissons sont utilisées dans la construction par encorbellement, pour les raisons suivantes :

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression.

-La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.

- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.

-Les caissons sont, le plus souvent, de hauteur variable (variation décroissante des piles vers la clé) afin de réduire le poids propre en adaptant des sections résistantes aux efforts appliqués.

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

3.3.1 Épaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes doit être déterminée

-Pour reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion.

- Pour permettre un bétonnage aisé ;
- Pour vérifier les conditions au cisaillement ;
- Pour permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par l'ancrage des câbles de précontrainte, ce qui donne :

$$e_{\min} = 36 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}13.$$

$$e_{\min} = 44 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}15.$$

$$e_{\min} = 59 \text{ cm pour des unités } 19\text{T}15.$$

Dans notre cas, on utilise des câbles 19T15, donc on prendra une épaisseur minimale de 59 cm.

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0,26 + \frac{L}{500} = 0,26 + \frac{100}{500}$$

L = la portée principale(en m).

Ce qui nous donne : $e_a = 46 \text{ cm}$; On prend : $e_a = 50 \text{ cm}$.

3.3.2 Epaisseur de la dalle supérieure

L'épaisseur de la dalle supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux. Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale

du hourdis pour les ponts routes, son épaisseur courante : $e_s \text{ (cm)} = 10 + \frac{b}{25}$

b : désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en cm.

Ce qui donne : $e_s = 10 + \frac{b}{25} = 10 + \frac{580}{25} = 33,2 \text{ cm.}$

On prend : $e_s = 25 \text{ cm.}$

3.3.3 Epaisseur de la dalle inférieure

Elles sont fixées suivant plusieurs paramètres :

1. Intensité des efforts de compression en phase de construction et en service.
2. Logement des câbles de continuité ;
3. Poussée au vide due à ces câbles ;
4. Encrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontrainte correspondants.
5. Facilite le bétonnage ;
6. L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé.

-Epaisseur a la clé

Elle est conditionnée par les considérations suivantes :

1. Les nouvelles règles conduisent à un ferrailage important du hourdis inférieur pour lequel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm ;
 2. Lorsque les câbles de continuités sont logés dans celui-ci, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (dans notre cas $\Phi = 8,8 \text{ cm}$) ;
 3. Pour assurer une bonne diffusion et répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et l'hourdis inférieur.
- A cet égard, il semble souhaitable que l'épaisseur du hourdis inférieur ne descende pas au-dessous du tiers des âmes.

Elle doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$e_{ic} \geq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \phi = 3 \times 8,8 \text{ cm} = 26,4 \text{ cm} \\ \frac{e_a}{3} = \frac{50}{3} = 16,67 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend : } e_{ic} = 25 \text{ cm.}$$

-Épaisseur sur pile

L'épaisseur du hourdi inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé.

Ce qui donne : $50 \text{ cm} < e_{ip} < 62.5 \text{ cm}$. On choisit: $e_{ip} = 80 \text{ cm}$.

3.3.4 Dimensionnement des goussets

-Gousset supérieur

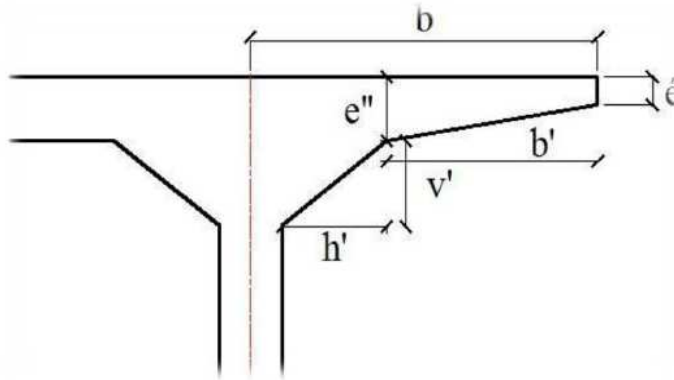


Figure 3.1 : Gousset supérieur.

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée. L'épaisseur (e') est comprise entre 20 et 25cm. On choisit : $e' = 25 \text{ cm}$.

La valeur de (e'') est comprise entre $\frac{b'}{5}$ et $\frac{b'}{7}$; avec $b' = 2,36 \text{ m}$ on aura : $47.2 \leq e'' \leq 33.71 \text{ cm}$.

On choisit : $e'' = 50 \text{ cm}$.

L'angle entre l'inclinaison du gousset et l'horizontale est d'environ 27° .

$\text{tg } 26.57^\circ = \frac{v'}{h'}$, $h' = 100 \text{ cm}$ d'où $v' = 50 \text{ cm}$.

-Gousset inférieur

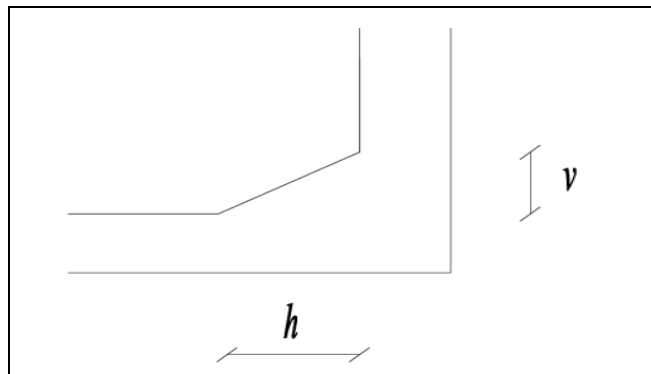


Figure 3.2 : Gousset inférieur.

Le hourdis inférieur encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, l'angle d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° , pour ne pas gêner la mise en place du béton. On opte pour un angle d'inclinaison de 45° , donc on aura $h = v = 35 \text{ cm}$.

3.4 Caractéristiques géométriques

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé). Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail.

On pose :

- Y_{Gi} : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.
- S_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.

On rappelle que :

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

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

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) : $Y_G = \frac{\sum Y_G S_i}{\sum S_i}$

Moment d'inertie totale par rapport à son centre de gravité :

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

Avec :

V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V = h - Y_G.$$

V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$V' = Y_G.$$

ρ : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = \frac{I_{GX}}{SVV'}$$

$C = \rho \cdot V$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

$C' = \rho \cdot V'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

3.4.1 Section sur pile

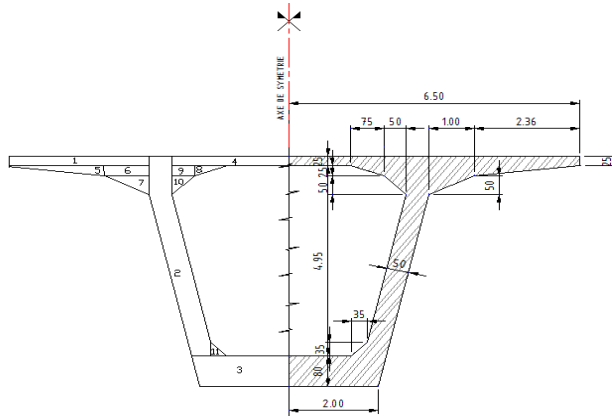


Figure 3.3 : Coupe transversale du voussoir sur pile.

les caractéristiques géométriques de voussoir sur pile										
N°	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	y _{gi} (m)	s _i y _{gi} (m ³)	d(m)	d ² (m ²)	d ² S _i (m ⁴)	I _{Gi} (m ⁴)	I _{gi} /x
1	3,36	0,25	0,840	5,875	4,9350	1,575	2,481	2,084	0,0044	2,0884
2	0,50	5,20	2,600	3,4	8,8400	-0,900	0,81	2,106	5,8587	7,9647
3	2,00	0,80	1,600	0,4	0,6400	-3,170	10,049	16,076	0,0853	15,9927
4	2,64	0,25	0,660	5,875	3,8775	1,575	2,481	1,637	0,0034	1,6404
5	2,36	0,25	0,295	5,667	1,6720	1,367	1,869	0,551	0,001	0,552
6	1,00	0,25	0,250	5,625	1,4060	1,325	1,756	0,439	0,0013	0,4403
7	1,00	0,50	0,250	5,333	1,3330	1,033	1,067	0,267	0,0035	0,2705
8	0,75	0,25	0,094	5,667	0,5310	1,367	1,869	0,175	0,0003	0,1753
9	0,50	0,25	0,125	5,625	0,7030	1,325	1,756	0,219	0,0007	0,2197
10	0,50	0,50	0,125	5,333	0,6670	1,033	1,067	0,133	0,0017	0,1347
11	0,35	0,35	0,061	0,917	0,0560	-3,383	11,445	0,701	0,0034	0,7044
			13,80		49,3200					60,366

Tableau 3.1 : les caractéristiques géométriques de voussoir sur pile.

$$Y_G = \frac{\sum Y_G S_i}{\sum S_i} = 49,32 / 13,80 = 3,57 \text{ m.}$$

$$Y_G = 3,57 \text{ m.}$$

$$S = \sum S_i$$

$$S_p = 13,80 \text{ m}^2.$$

$$I_{Gx} = \sum I_{pi}$$

$$I_{Gx} = 60,3662 \text{ m}^4.$$

$$V' = Y_G = 3,57 \text{ m.}$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

$$V = H - Y_G = 2,43 \text{ m.}$$

$$\rho = 0,504.$$

$$C = 1,225 \text{ m.}$$

$$C' = 1,799 \text{ m.}$$

3.4.2 Section à la clé

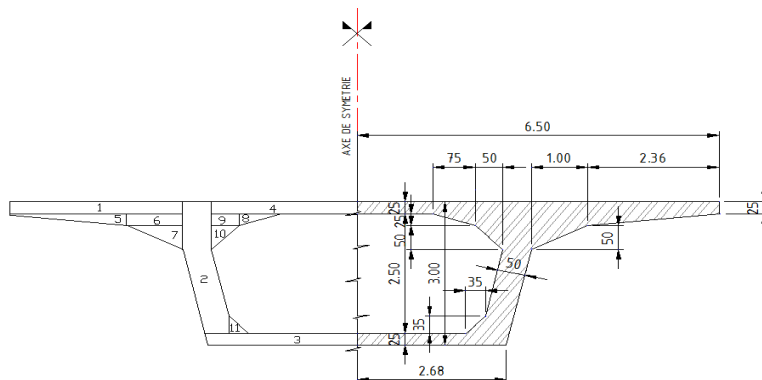


Figure 3.4 : Coupe transversale du voussoir sur clé.

les caractéristiques géométriques de voussoir sur clé										
N°	$b_i(\text{m})$	$h_i(\text{m})$	$S_i(\text{m}^2)$	$Y_{gi}(\text{m})$	$S_i y_{gi}(\text{m}^3)$	$d(\text{m})$	$d^2(\text{m}^2)$	$d^2 S_i(\text{m}^4)$	$I_{Gi}(\text{m}^4)$	I_{gi}/x
1	3,36	0,25	0,840	2,875	2,4150	0,865	0,7482	0,6285	0,004375	0,632875
2	0,50	2,75	1,375	1,625	2,2344	-0,385	0,1482	0,2038	0,866536	1,07331
3	2,68	0,25	0,670	0,125	0,0838	-1,885	3,5532	2,3806	0,003489	2,384089
4	2,64	0,25	0,660	2,875	1,8975	0,865	0,7482	0,4938	0,003437	0,497237
5	2,36	0,25	0,295	2,667	0,7867	0,657	0,4316	0,1273	0,001624	0,128324
6	1,00	0,50	0,250	2,333	0,5833	0,323	0,1043	0,0261	0,003472	0,029572
7	1,00	0,25	0,250	2,625	0,6563	0,615	0,3782	0,0945	0,001302	0,095802
8	0,75	0,25	0,088	2,667	0,2333	0,657	0,4316	0,3776	0,00032	0,377925
9	0,50	0,25	0,125	2,625	0,3281	0,625	0,3782	0,0473	0,00065	0,047951
10	0,50	0,50	0,125	2,333	0,2916	0,323	0,1043	0,013	2,001736	0,014736
11	0,35	0,35	0,061	0,367	0,0225	-1,643	2,6994	0,1653	0,000416	0,165717
			9,478		19,0648					10,889127

Tableau 3.2 : les caractéristiques géométriques de voussoir sur clé.

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i} = 19,0648/9,478$$

$$Y_G = 2,01 \text{ m}$$

$$S = \sum S_i$$

$$S_p = 09,478 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = \sum I_{pi}$$

$$I_{Gx} = 10,889127 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned}V' &= 2,01 \text{ m} \\V &= 0,99 \text{ m} \\g &= 0,577 \\C &= 0,571 \text{ m} \\C' &= 1,160 \text{ m}\end{aligned}$$

3.4 Etablissement des différentes lois de variations des paramètres géométriques

3.4.1 Loi de variation de la hauteur

-Demi-travée centrale

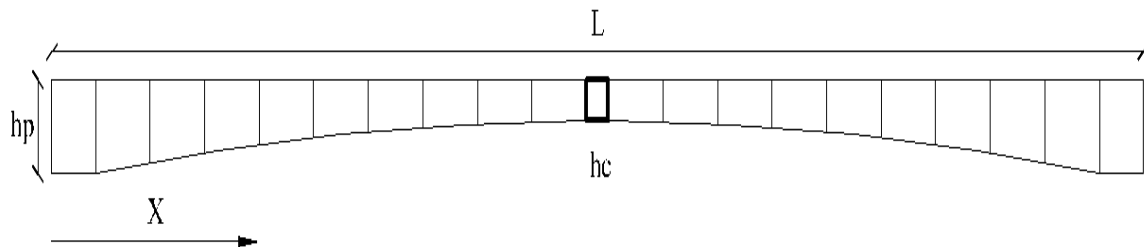


Figure 3.5 : *Variation de la hauteur de la section de la travée centrale.*

La loi de variation de la hauteur h est une fonction parabolique d'équation :

$$h(x) = ax^2 + bx + c.$$

$$x = 0 \quad h(0) = h_p \Rightarrow c = h_p$$

$$x = L - L_T \quad h(L - L_T) = h_p \Rightarrow a(L - L_T)^2 + b(L - L_T) + h_c = h_p.$$

$$x = -(L - L_T) \quad h(-(L - L_T)) = h_p \Rightarrow a[-(L - L_T)]^2 + b[-(L - L_T)] + h_c = h_p.$$

Ce qui donne : $a = \frac{h_c - h_p}{(L - L_c)^2} \quad b = 0$

$$h(x) = h_p + \frac{h_c - h_p}{(L - L_c)^2} x^2.$$

h_p : hauteur du voussoir sur pile.

h_c : hauteur du voussoir à la clé.

-Travée de rive

Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif, lorsqu'ils sont de hauteur variable, comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable, en général il comporte un intrados courbe à variation parabolique.

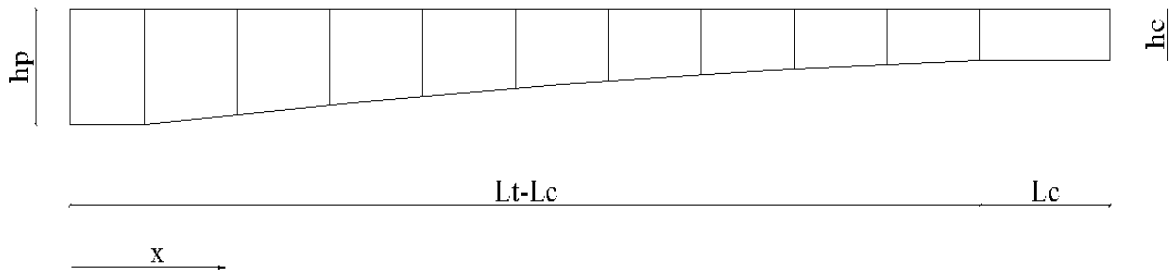


Figure 3.6 : *Variation de la hauteur de la section de la travée de rive.*

$L_c = 21$ m : longueur de la partie constante.

$L_t = 70$ m : longueur totale de la travée.

Pour $0 < x < L_t - L_c$ alors $h(x) = a x^2 + b x + c$.

Pour $L_t - L_c < x < L_t$ alors $h(x) = h_c$.

Déterminons les constantes a , b et c :

- Pour $x = 0$; $h(0) = h_p$ $c = h_p$

$$h(x) = h_p + \frac{h_c - h_p}{(L - L_c)^2} x^2.$$

De la même manière, on détermine les coefficients a , b et c pour $S(x)$ et $Y_G(x)$.

3.4.2 Loi de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur

Nous adoptons pour celui-ci une loi de variation parabolique analogue à celle de la hauteur, soit avec e_{ip} et e_{ic} l'épaisseur du hourdis inférieure respectivement sur la pile et à la clé :

➤ **Demi-travée centrale**

$$e_i(x) = \frac{e_{ic} - e_{ip}}{(L - L_t)^2} x^2 + e_{ip}.$$

➤ **Travée de rive**

$$e(x) = e_c = 0,25m. \quad \text{Pour} \quad L_T - L_C < x < L_C.$$

$$e_i(x) = \frac{e_{ic} - e_{ip}}{(L - L_T)^2} x^2 + e_{ip}. \quad \text{Pour} \quad 0 < x < L_T - L_C.$$

3.4.3 Loi de variation de la section

-Demi-travée centrale

Lorsque le tablier possède une hauteur variable paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique, tel que :

$$S(x) = \frac{S_c - S_p}{(L - L_T)^2} x^2 + S_p.$$

-Travée de rive

$$L_T - L_C < x < L_C: S(x) = S_C.$$

$$0 < x < L_T - L_C: S(x) = \frac{S_c - S_p}{(L - L_T)^2} x^2 + S_p.$$

3.4.4 Loi de variation du centre de gravité de la section

-Demi-travée centrale

$$Y_g(x) = \frac{Y_{GC} - Y_{GP}}{(L - L_T)^2} x^2 + y_{gp}.$$

-Travée de rive

$$L_T - L_C < x < L_C \quad Y_g(x) = y_{gc}.$$

$$0 < x < L_T - L_C \quad Y_g(x) = \frac{Y_{GC} - Y_{GP}}{(L - L_T)^2} x^2 + y_{gp}.$$

5.4.5 Loi de variation de l'inertie

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $Kh^{\frac{5}{2}}$, h étant la hauteur de la poutre, cette loi est intermédiaire entre la loi limite $I = Kh^2$ et la loi de variation d'une section pleine et rectangulaire $I = Kh^3$, L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = Kh^{\frac{5}{2}}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fin pour une section de poutre en forme de caisson.

-Demi-travée centrale

$$I(x) = I_p \left[1 + K \left(1 - \frac{X}{L_T - L_C} \right) \right]^{\frac{5}{2}}$$

-Travée de rive

$$L_T - L_C < x < L_C \quad I(x) = I_c.$$

$$0 < x < L_T - L_C \quad I(x) = I_p \left[1 + K \left(1 - \frac{X}{L_T - L_C} \right) \right]^{\frac{5}{2}}$$

$$K = \left[\frac{I_c}{I_p} \right]^{0,4} - 1$$

3.5 Récapitulatives

Pour les différentes sections de la travée de rive et la travée intermédiaire, on élabore les tableaux récapitulatifs ci-dessous :

Variation des différents paramètres de la travée de rive										
X(m)	h(x)	e _i (x)	S(x)	y _g (x)	I(x)	v(x)	v'(x)	q	c(x)	c(x')
0	6,00	0,80	13,80	3,57	60,3662	2,43	3,57	0,504	1,225	1,799
4	6,00	0,80	13,80	3,57	60,3662	2,43	3,57	0,504	1,225	1,799
9	5,90	0,78	13,65	3,52	57,8728	2,38	3,52	0,506	1,204	1,781
14	5,75	0,76	13,45	3,44	54,4406	2,31	3,44	0,509	1,176	1,751
19	5,55	0,72	13,15	3,34	49,7343	2,21	3,34	0,512	1,132	1,710
24	5,28	0,67	12,76	3,19	43,9807	2,09	3,19	0,517	1,075	1,649
29	4,95	0,61	12,29	3,02	37,4644	1,93	3,02	0,523	1,009	1,579
34	4,56	0,53	11,72	2,82	30,5189	1,74	2,82	0,531	0,924	1,497
39	4,10	0,45	11,06	2,58	23,5142	1,52	2,58	0,542	0,834	1,398
44	3,58	0,36	10,32	2,31	16,8408	1,27	2,31	0,556	0,706	1,284
49	3,00	0,25	9,478	2,01	10,8891	0,99	2,01	0,577	0,571	1,160

Tableau 3.3 : Variation des différents paramètres de la travée de rive.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

la variation des différents paramètres de la travée intermédiaires										
x(m)	h(x)	e _i (x)	S(x)	y _g (x)	I(x)	v(x)	v'(x)	ρ	c(x)	c(x')
0	6,00	0,80	13,80	3,57	60,3662	2,43	3,57	0,504	1,225	1,799
4	6,00	0,80	13,80	3,57	60,3662	2,43	3,57	0,504	1,225	1,799
9	5,90	0,78	13,65	3,52	59,8687	2,38	3,52	0,506	1,204	1,781
14	5,75	0,76	13,45	3,44	54,4406	2,31	3,44	0,509	1,176	1,751
19	5,55	0,72	13,15	3,34	49,7343	2,21	3,34	0,512	1,132	1,710
24	5,28	0,67	12,76	3,19	43,9807	2,09	3,19	0,517	1,075	1,649
29	4,95	0,61	12,29	3,02	37,4644	1,93	3,02	0,523	1,009	1,579
34	4,56	0,53	11,72	2,82	30,5189	1,74	2,82	0,531	0,924	1,497
39	4,10	0,45	11,06	2,58	23,5142	1,52	2,58	0,542	0,834	1,398
44	3,58	0,36	10,32	2,31	16,8408	1,27	2,31	0,556	0,706	1,284
49	3,00	0,25	9,478	2,01	10,8891	0,99	2,01	0,577	0,571	1,160
51	3,00	0,25	9,478	2,01	10,8891	0,99	2,01	0,577	0,571	1,160
56	3,58	0,36	10,32	2,31	16,8408	1,27	2,31	0,556	0,706	1,284
61	4,10	0,45	11,06	2,58	23,5142	1,52	2,58	0,542	0,834	1,398
66	4,56	0,53	11,72	2,82	30,5189	1,74	2,82	0,531	0,924	1,497
71	4,95	0,61	12,29	3,02	37,4644	1,93	3,02	0,523	1,009	1,579
76	5,28	0,67	12,76	3,19	43,9807	2,09	3,19	0,517	1,075	1,649
81	5,55	0,72	13,15	3,34	49,7343	2,21	3,34	0,512	1,132	1,710
86	5,75	0,76	11,45	3,44	54,4406	2,31	3,44	0,509	1,176	1,751
91	5,90	0,78	12,65	3,52	57,8728	2,38	3,52	0,506	1,204	1,781
96	6,00	0,80	13,80	3,57	60,3662	2,43	3,57	0,504	1,225	1,799
100	6,00	0,80	13,80	3,57	60,3662	2,43	3,57	0,504	1,225	1,799

Tableau 3.4 : la variation des différents paramètres de la travée intermédiaires.

Remarque :

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (Tableau 4.5) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation.

Le voussoir étant soumis à un effort tranchant très important il est conçu presque plein, on n'y laisse qu'un trou de 0.8×2 m afin de permettre d'y circuler. Il est représenté par la figure ci-dessous :

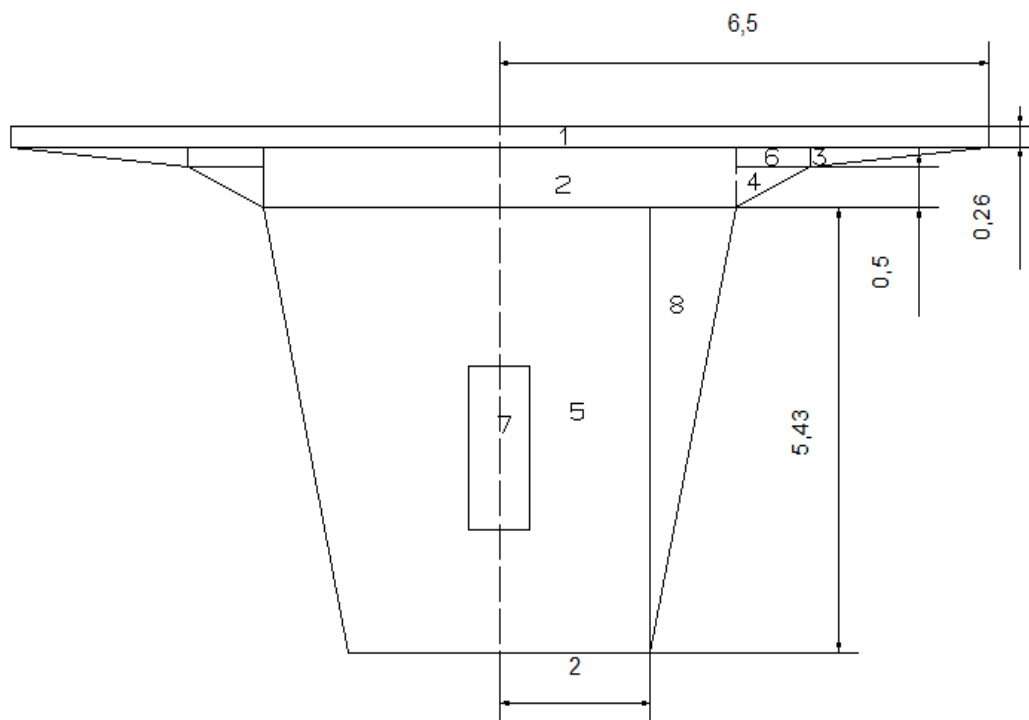


Figure 3.5 : *voussoir plein sur pile.*

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile										
élément	bi(m)	hi(m)	si(m)	$y_{gi}(m)$	$siy_{gi}(m^3)$	d(m)	$d^2(m^2)$	$d^2 s_i(m^4)$	$I_{gi}(m^4)$	I_{gx}
1	6,50	0,25	1,625	5,875	9,547	2,365	5,5932	9,08895	0,00846	9,0974
2	3,14	0,75	2,355	5,375	12,658	1,868	3,4894	8,21754	0,11039	8,3279
3	32,36	0,25	0,295	5,667	1,672	2,157	4,6526	1,37252	0,00102	1,3735
4	1,00	0,50	0,250	5,333	1,333	1,823	3,3233	0,80832	0,00347	0,8118
5	2,00	5,00	10,000	2,500	25,000	-1,010	1,0201	10,20100	20,83330	31,0343
6	1,00	0,25	0,250	5,625	1,406	2,115	4,4732	1,11830	0,00130	1,1196
7	0,40	2,00	0,800	2,500	2,000	-1,010	1,0201	0,81608	0,26670	1,0827
8	1,14	5,00	2,085	3,333	9,499	-0,177	0,0313	0,08920	11,87500	11,9642
2Σ			33,65		118,23					129,6230

Tableau 3.5 : *Caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.*

4 Calcul des charges et surcharge

4.1 Introduction

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de construction qu'en phase de service, sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre.

Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

4.2 Caractéristiques du pont

4.2.1 Classe du pont

Si $L_r \geq 7,00$ m alors le pont est de 1^{ère} classe ;

Si $5,50 \text{ m} < L_r < 7,00$ m alors le pont est de 2^{ème} classe ;

Si $L_r \leq 5,50$ m alors le pont est de 3^{ème} classe.

Dans notre cas $L_r = 11$ m donc le pont est de 1^{ère} classe.

4.2.2 Largeur chargeable

Largeur totale $L_T = 13$ m ;

Largeur roulable $L_R = 11,00$ m ;

Donc : la largeur chargeable $L_c = 10,00$ m ;

4.2.3 Nombres de voies de circulation

$$N_v = \frac{L_c}{3} \quad \text{alors } N_v = 3 \text{ voies.}$$

5.2.4 Largeur de la voie

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} \quad \text{alors } L_v = 3,33 \text{ m.}$$

4.3 Evaluation des charges et surcharges

4.3.1 Charge permanente (C_p)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

-Les éléments porteurs

Ces charges concernent le tablier seul.

$$G = 2 \times (G_1 + G_2)$$

On note :

G_1 : Poids propre d'une travée de rive.

G_2 : Poids propre d'une travée centrale.

-Calcul de G_1 :

$$G_1 = G'_1 + G''_1 + G'''_1$$

Tel que G'_1 est le Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).

G''_1 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G'''_1 : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante).

$$G'_1 = 2,5 \times 4 \times S_{pp} = 2,5 \times 4 \times 33,65 = 336,5 \text{ t}$$

$$G''_1 = 2,5 \times \int_4^9 \left(\frac{S_c}{L} \frac{S_p}{L_T^2} S_p \right) dx = 1343,36 \text{ t}$$

$$G'''_1 = 2,5 \times 21 \times S_c = 2,5 \times 21 \times 9,478 = 497,595 \text{ t}$$

$$G_1 = 2177,46 \text{ t.}$$

-Calcul de G_2 :

$$G_2 = G'_2 + G''_2 + G'''_2$$

G'_2 : Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).

G''_2 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G'''_2 : Poids propre du voussoir à la clé (partie de hauteur constante).

$$G'_2 = 2,5 \times 8 \times S_{pp} = 2,5 \times 8 \times 33,65 = 673 \text{ t ;}$$

$$G''_2 = 2,5 \times 2 \times \int_4^9 \left(\frac{S_c}{L} \frac{S_p}{L_T^2} S_p \right) dx = 2686,72 \text{ t ;}$$

$$G'''_2 = 2,5 \times 2 \times S_{VC} = 2,5 \times 2 \times 9,478 = 47,39 \text{ t.}$$

$$G_2 = 3407,11 \text{ t.}$$

Ce qui donne : $G = 2 \times G_1 + 4 \times G_2$

$$G = 17983,36 \text{ t}$$

Donc : $c_p = 33,3 \text{ t/ml.}$

-Les éléments non porteurs

Revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur.

$$P_{\text{rev}} = e \cdot L_r \cdot \gamma_{\text{BB}} = 0,08 \times 11 \times 2,2 = 1,936 \text{ t/m.}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

L_r : Largeur roulable.

γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux.

Poids du dispositif de sécurité

Un trottoir supporte à la fois la charge de la barrière et celle du garde-corps.

-Le garde- corps

Le poids de garde-corps est 0.1 t/m.

- La glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est 0.06t/ml.

Poids du trottoir

$P = 2,5 \times 0,5625 = 1,40625 \text{ t/m}$ (0,5625m² étant la surface d'une coupe transversale du trottoir).

$$P = 1,40625 \times 2 = 2,8125 \text{ t/m.}$$

Poids de la corniche

Le poids de la corniche est de : $G_C = 1,1825 \text{ t/m.}$

$C_{\text{CP}} = \text{Trottoirs} + \text{revêtement} + \text{dispositifs de sécurité} + \text{poids de la corniche.}$

$$C_{\text{CP}} = 2,8125 + 1,936 + 0,32 + 2,365 = 7,44 \text{ t/m.}$$

$$C_{\text{CP}} = 7,44 \text{ t/m}$$

Le poids total de tablier

$$P_{\text{tot}} = C_{\text{CP}} + C_p.$$

$$\text{Donc : } p_{\text{tot}} = 40,74 \text{ t/ml.}$$

4.3.2 Surcharges d'exploitation

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

La surcharge de type A (L).

Système B_o, B_v, B_r.

La surcharge militaire Mc120.

La surcharge exceptionnelle convoi D240.

Les surcharges sur trottoirs.

4.3.2.1 Système de charge A(l)

D'après le fascicule 61 titre II : [Réf 4]

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

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

Avec : L : Longueur chargée.

a₁ : il est défini en fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées.

Valeurs de coefficient a ₁						
Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1 ^{ère}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{ème}	1	0,9	-	-	-
	3 ^{ème}	0,9	0,8	-	-	-

Tableau 4.1 : Valeurs de coefficient a₁.

Dans notre cas :

$$a_1 = 0,9$$

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v}$$

L_v : Largeur de la voie ; L_v = 3,33m.

L₀ : Pour les ponts de 1^{ère} classe L₀ = 3,5 m.

D'où :

$$a_2 = \frac{3,5}{3,33} = 1,051.$$

Finalement :

$$A = 0,946 A(L)$$

On ne peut déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max, il faut donc envisager différents cas de chargement possible. Dans notre cas, nous avons étudié 9 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

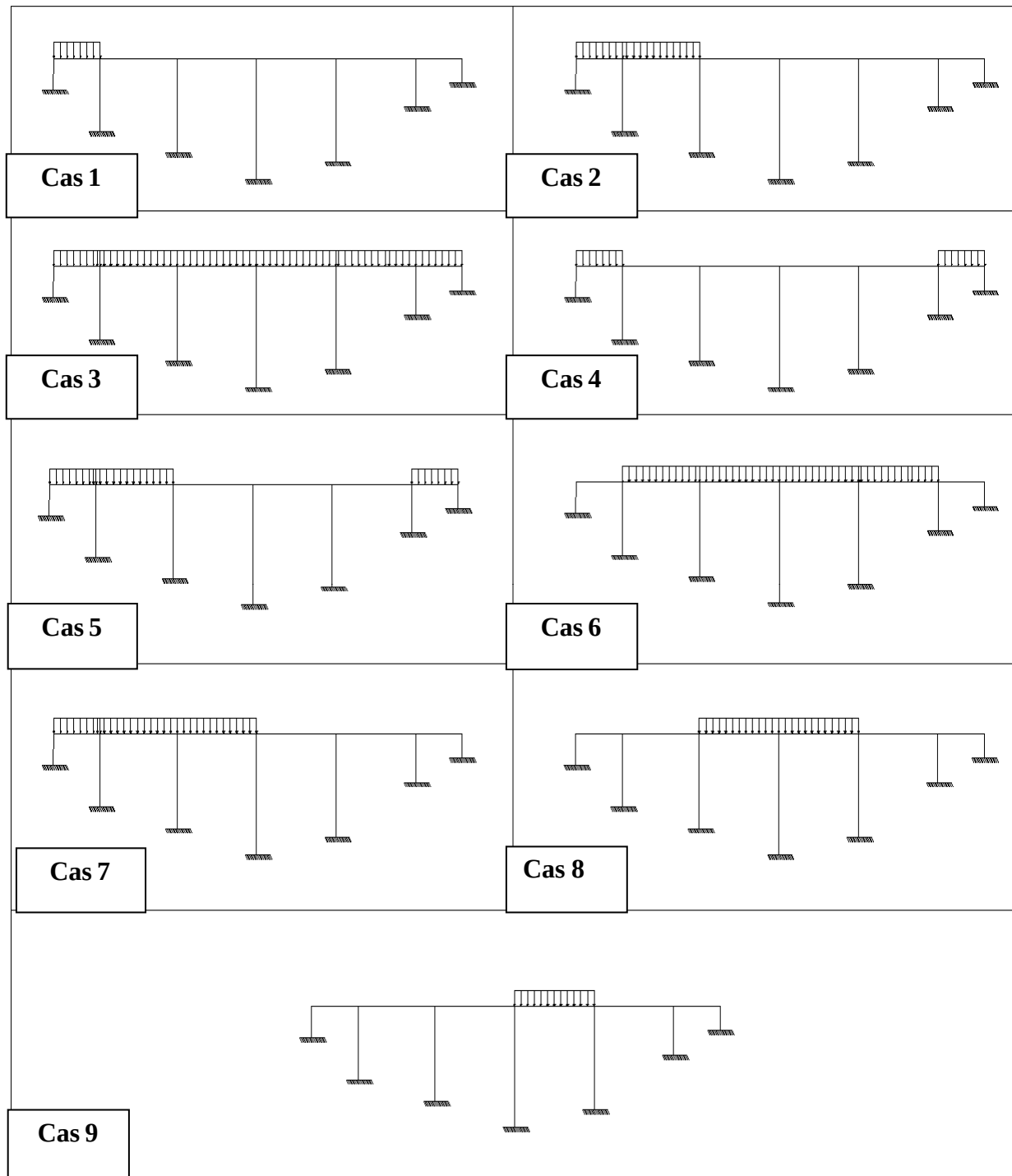


Figure 4.1 : Les différents cas de placement de la surcharge $A(l)$ sur le tablier.

Les différentes valeurs de $A(L)$ pour chaque cas						
Cas	L(m)	$A(L)$ (t/m ²)	A (t/m ²)	1 voie chargée(t/m)	2voies chargées(t/m)	3voies chargées(t/m)
1	70	0,66902	0,63289	2,10753	4,21507	6,32260
2	170	0,42780	0,40469	1,34765	2,69529	4,04294
3	540	0,29522	0,27928	0,92999	1,85999	2,78999
4	140	0,46684	0,44163	1,47063	2,94126	4,41189
5	240	0,37285	0,35272	1,17454	2,34909	3,52363
6	400	0,31737	0,300232	0,99977	1,99954	2,99931
7	270	0,35765	0,33834	1,12666	2,25332	3,37998
8	200	0,39981	0,37822	1,25947	2,51895	3,77842
9	100	0,55142	0,52164	1,73707	3,47414	5,21121

Tableau 4.2 : *Valeurs de $A(L)$.*

4.3.2.2 Système B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).

Le système B_t se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».

Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

-Surcharge B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale des essieux 30 t
 Masse portée par chacun des essieux arrière.....12 t
 Masse portée par l'essieu avant 6 t
 Longueur d'encombrement.....10, 5 m
 Largeur d'encombrement 2,5 m
 Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4, 5 m
 Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal

Nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

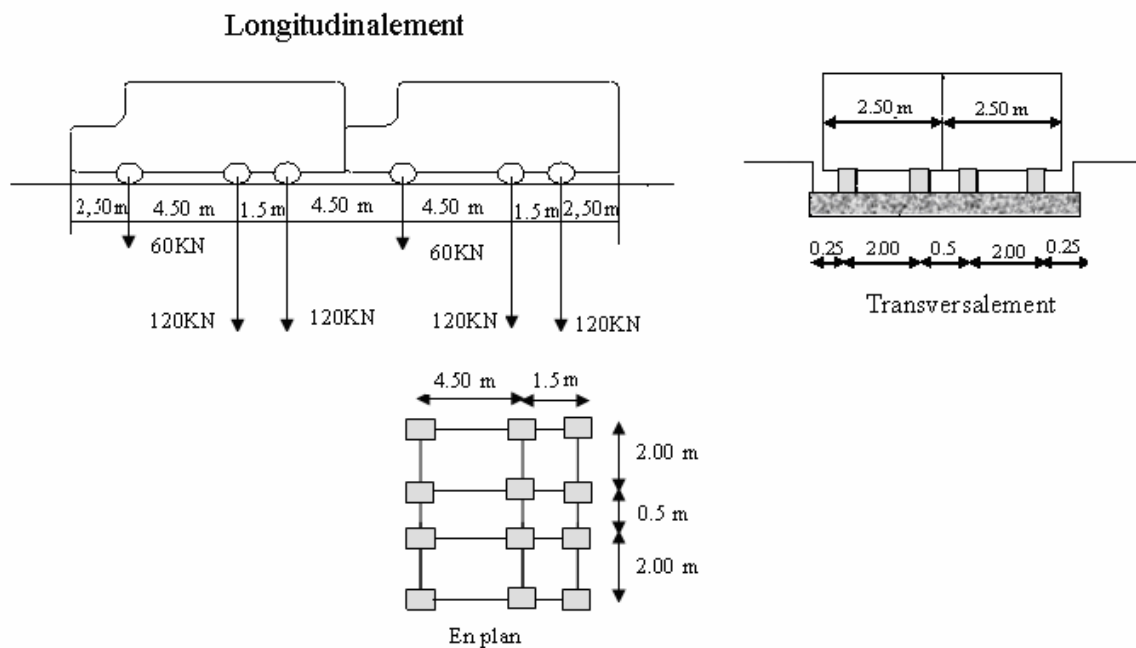


Figure 4.2: les dimensions de système B_c

Donc : $B_c = 2 \times (30 \times n)$.

Avec :

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

D'où : $B_c = 2 \times 30 \times 3 = 180t$

Cette valeur de « B_c » est majorée par un coefficient b_c qui est défini par la classe de pont et du nombre de files considérées qui est donné par le tableau suivant :

Nombre de files considérées					
Classe de pont	1	2	3	4	5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

Tableau 4.3 : Valeurs de coefficient b_c .

De ce tableau on déduit b_c égale à 0,95.

Finalement :

$$B_c = 0,95 \times 180 = 171 \text{ t}$$

-Système de charge B_t

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

Un tandem du système comporte deux essieux, tous les deux à roues simples munies de pneumatiques.

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

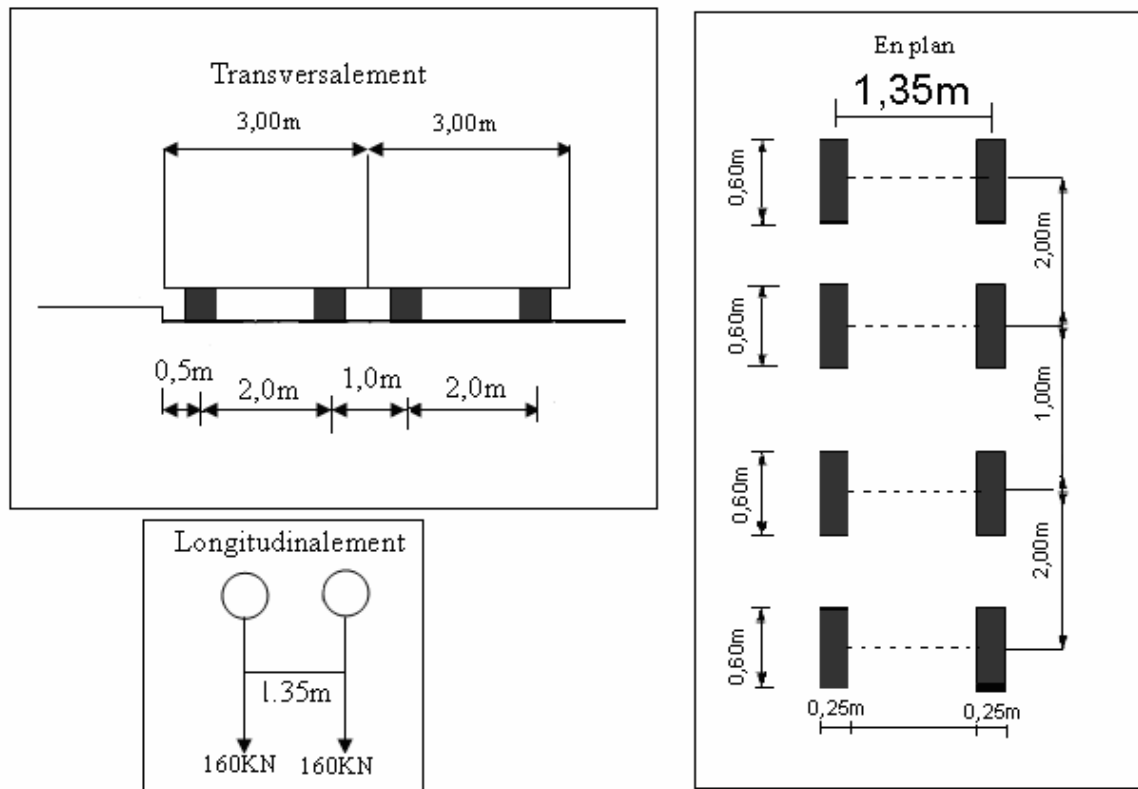


Figure 4.2 : les dimensions de système B_t .

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant :

Classe de pont	1	2
b_t	1	0,9

Tableau 4.4 : Valeurs de coefficient b_t

NB :

Lorsqu'il s'agit de la classe 3 le coefficient B_t n'a pas de valeur.

$$B_t = 2 \text{ fois } (16 \times n \times b_t)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

$b_t = 1$ pour un pont de première classe avec trois voies chargées.

$$B_t = 2 \times 3 \times 16 \times 1.$$

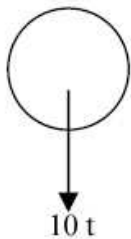
$$B_t = 96t$$

-Système de charge B_r

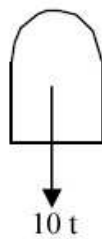
La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une masse de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Trois voies chargées $\rightarrow B_r = 10 t$

Longitudinalement



Transversalement



En plan

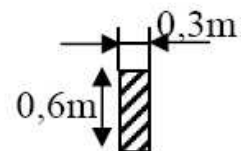


Figure 4.3 : les dimensions de système B_r .

4.3.2.3 Surcharge militaire Mc120

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

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

-Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

-Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids total : 110 t ;
Longueur d'une chenille : 6,10 m ;
Largeur d'une chenille : 1,00 m.

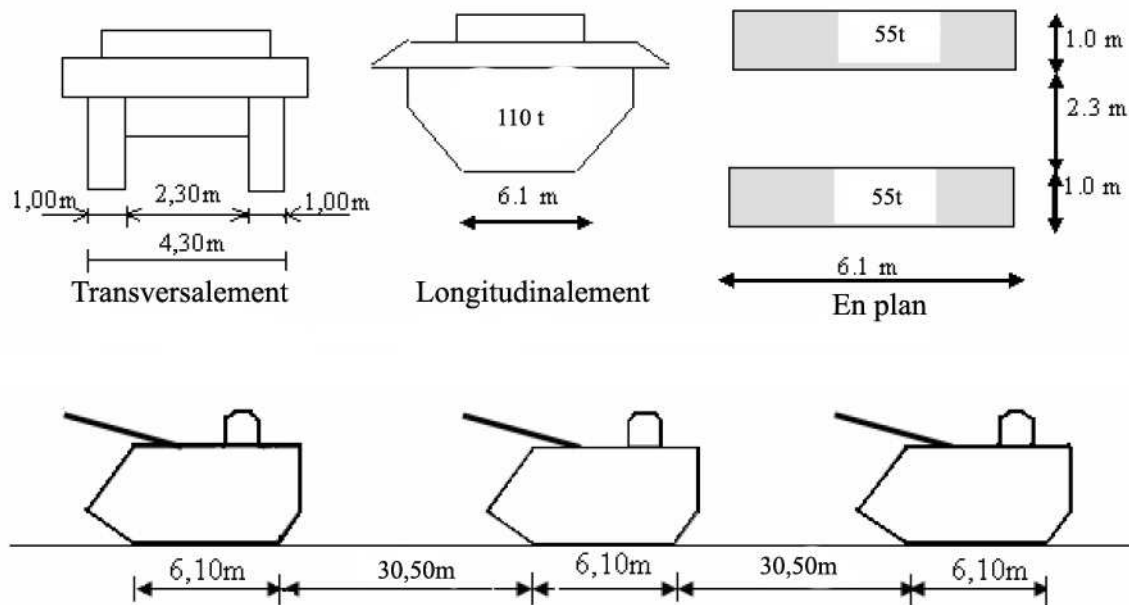


Figure 4.4 : les dimensions de système Mc120.

4.3.2.4 Charge exceptionnelle

Le convoi type D comporte une remorque supportant 240 t, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout les autres charges).
Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

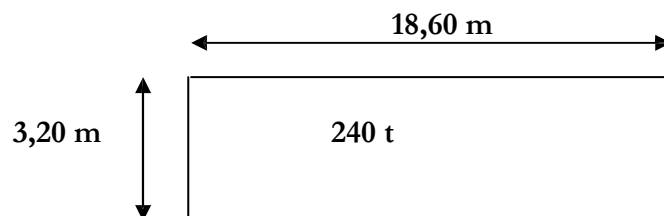


Figure 4.5 : Les dimensions du convoi exceptionnel D.

4.3.3 Coefficient de majoration dynamique

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

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

Avec :

G : Charge permanente.

G = Poids propre + C_{CP} = 17983 ,36+ (7,44 × 540) = 21999,6 t

L : Portée de la travée.

S : Surcharge maximale.

Les tableaux ci-après résument les différents coefficients de majoration dynamique pour chaque charge :

Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive (L=70m)				
Surcharges	S(t)	α	B	δ
B _c	171	0,00886	0,027	1,036
B _t	96	0,005	0,027	1,032
B _r	10	0,0005	0,027	1,027
Mc 120	110	0,0057	0,027	1,0327

Tableau 4.5 : *Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive.*

Coefficients de majorations dynamiques pour la travée centrale (L=100m)				
Surcharges	S(t)	α	B	δ
B _c	171	0,0062	0,019	1,0252
B _t	96	0,0035	0,019	1,0225
B _r	10	0,0003	0,019	1,019
Mc 120	110	0,004	0,019	1,023

Tableau 4.6 : *Coefficients de majorations dynamiques pour la travée centrale.*

Coefficients de majorations dynamiques, sens transversale (L=11m)				
Surcharges	S(t)	α	B	δ
B _c	171	0,0523	0,125	1,177
B _t	96	0,0305	0,125	1,155
B _r	10	0,0333	0,125	1,128
Mc120	110	0,0347	0,125	1,159

Tableau 4.7 : *Coefficients de majorations dynamiques, sens transversale.*

4.3.4 Surcharge sur les trottoirs

Nous appliquons 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.

Les deux trottoirs chargés : $q_{st} = (0,15 \times 1.50) \times 2 = 0,45$ t/ml.

4.3.5 Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. [Réf 5]

Remarque :

$P = 0,2$ t/m² pour les ouvrages en service.

$P = 0,125$ t/m² pour les ouvrages en cours de construction.

4.3.6 Effort de freinage

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30 t.

Les forces de freinages seront appliquées au niveau de la chaussée.

4.3.7 Le séisme

Sur un ouvrage, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

Le territoire national étant subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne II_a et II_b

Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone II_a où l'accélération horizontale du Sol est égale à : $a=0,25g$.

Le séisme est une action accidentelle. Soit alors la combinaison du poids Propre G et la charge sismique E à considérer : $0,8 G \pm E$.

4.3.8 Charges thermiques

4.3.8.1 Variations linéaires

Les variations linéaires de température ont effet seulement sur le calcul des joints (le tablier n'est pas sollicité).

-La différence de température prise en compte est comme suit : $\Delta T = \pm 40^\circ C$.

-Le coefficient de dilatation de béton est comme suit : 10^{-5} .

4.3.8.2 Effet du gradient thermique

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de la température entre fibres supérieure et inférieure de tablier de $10^\circ C$, en prenant en considération le module de déformation longitudinale du béton instantané E_t , environ égal à 40 000 MPa.

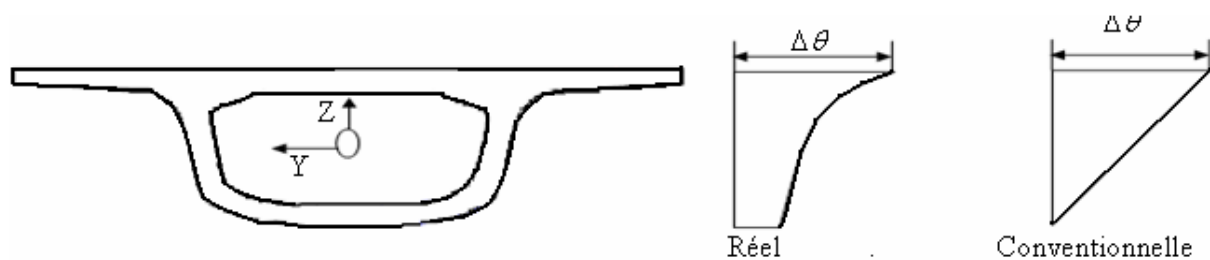


Figure 4.6 : Loi de répartition de la température.

5 Evaluations des sollicitations de l'ouvrage

5.1 Introduction

En règle générale, le fonctionnement d'un tablier d'un pont est étudié dans le sens longitudinal selon un modèle de poutre, puis on s'intéresse à son comportement dans le sens transversal pour apprécier le caractère tridimensionnel de ce fonctionnement.

Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages dont le dimensionnement et la justification doit tenir compte des phases successives de construction. A cet effet, le présent chapitre est décomposé en deux parties, la première traitera l'ouvrage en cours de construction dont on justifiera le câblage nécessaire pour assurer la stabilité du fléau sur pile, en suite en déterminera les câbles du fléau avec les sollicitations en construction. Une fois l'ouvrage est clavé on entamera la deuxième partie dont on calculera les câbles qui assurent la continuité de l'ouvrage bien sur avec les sollicitations en service.

Pour ce faire, nous allons utiliser le logiciel *Robot Structural* conçu pour le dimensionnement l'étude et des différentes structures de génie civil

5.2 Etapes de calcul du logiciel

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- La définition des différents éléments du tablier (voussoirs, dalle, trottoirs) et sa modélisation ;
- La définition des conditions d'appuis ;
- La définition des cas de charge et des différentes combinaisons ;
- La vérification de la structure ;
- Le lancement de calculs ;
- L'interprétation des résultats.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

La structure est définie par des éléments barres. Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité.

En effet, on a remplacé des tronçons du tablier (tronçon de 5m) et les poutres de rive par des barres équivalentes ayant les mêmes sections (S) et les mêmes inerties (I).

Les appuis sont considérés comme des encastrements au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des piles culées.

5.3 Etude longitudinale en phase de construction

La réalisation d'un tablier de pont construit par encorbellement est faite en plusieurs phases à savoir :

- **Phase 1 :**

La mise en place des voussoirs l'un après l'autre pour la construction des fléaux avant de couler sur place les voussoirs de clavages.

Nous citons, toutefois, que le calcul des sollicitations est déterminé en prenant le système comme isostatique à chaque fois qu'un voussoir est mis en place soit à droite ou à gauche de la pile tout en générant une travée de rive et une travée intermédiaire.

- **Phase 2 :**

Nous procédons au coulage du clavage et le système devient hyperstatique.

- **Phase 3 :**

Nous coulons le clavage central et le système reste toujours hyperstatique.

Nous devons donc pour chaque phase déterminer les sollicitations les plus défavorables.

La construction des fléaux se fait d'une manière symétrique à partir de la pile, ce qui donne un tablier qui travaille en console et par conséquent nous devons calculer les sollicitations qui agissent sur cette dernière, à savoir le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Voir figure ci –dessous :

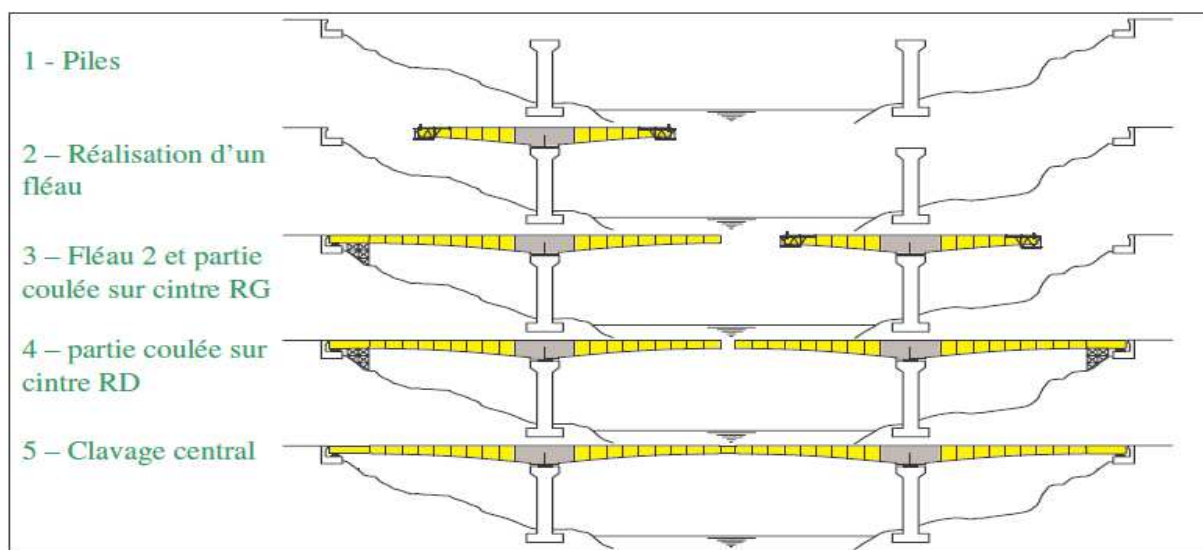


Figure 5.1 : *Phases de construction.*

5.3.1 Efforts dus à l'exécution du fléau

L'ouvrage est modélisé par un portique dans sa phase de construction, le tablier travaillant comme une bi-console.

Les charges à tenir compte dans le fléau en cour de construction sont les suivantes :

-Le poids propre du tablier

-Les surcharges de chantier

On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de 50kg/m^2 , $Q_{\text{PRA1}} = 0,05\text{t} \times 13\text{m} = 0,65\text{t/m}$ et une surcharge concentrée de 5t appliquée à mi travée.

-Equipage mobile

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 50t concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et pour le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

-Le vent

D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100kg/m^2 si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125kg/m^2 sinon. Donc pour notre cas on prendre 125 kg/ m^2 soit $0,125\text{ t/m}^2$.

-Surcharges accidentelles

Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

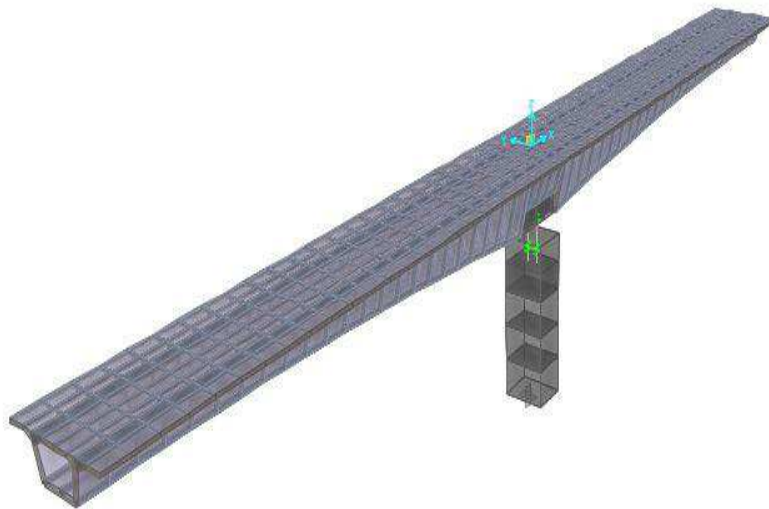


Figure 5.2 : *Vue en 3D du modèle de calcul.*

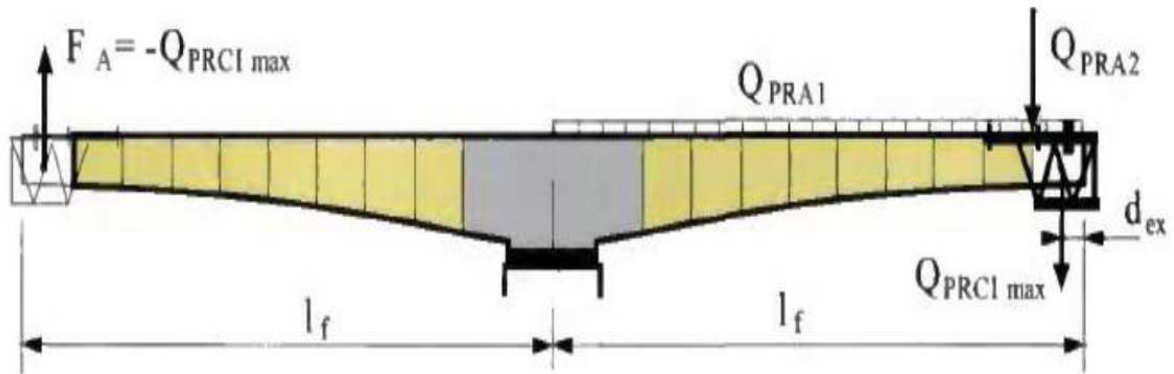


Figure 5.3 : Schéma statique des différentes charges applique au fléau.

5.3.2 Résultats des sollicitations

Les résultats des efforts tranchants et des moments obtenus pour chaque demi-fléau et pour chaque type de chargement sont mentionnés dans le tableau suivant :

Les sollicitations obtenues pour un demi-fléau												
Poids propre			Charge du chantier répartie		Charge du chantier concentré		Equipage mobile		Charge du vent		Somme	
X(m)	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)	T(t)	M (t.m)
0	1385,6	-29955,39	232	-5405,63	5	-207,5	50	-3513,28	-75,56	1756,8	1547	-37325
4	1335,7	-27914,37	225	-5062,5	5	-200	50	-3290,43	-73,13	1645,3	1545	-34822
9	1161,6	-21671,03	200	-4000	5	-175	50	-2599,97	-65	1300	1346	-27146
14	997,33	-16273,66	175	-3062,5	5	-150	50	-1991,16	-56,88	995,32	1173	-20482
19	833	-11697,74	150	-2250	5	-125	50	-1462,51	-48,75	731,25	992	-14804
24	671	-7937,75	125	-1562,5	5	-100	50	-265	-40,63	507,8	813	-10373
29	518,69	-4963,65	100	-1000	5	-75	50	-530	-32,5	325	644	-9685
34	378,86	-2719,76	75	-562,5	5	-50.	50	-795	-24.38	182,8	435	-4310
39	240,8	-1170,54	50	-250	5	-25	50	-1060	-16.25	81,25	279	-2587
44	113,70	-284,24	25	-62,5	5	0	50	-1325	-8.12	20.31	136	-1692
49	0	0	0	0	0	0	0	-1404	0	0	0	-1404

Tableau 5.1 : Charges et surcharges revenant au demi-fléau

5.3.3 Etude de la stabilité du fléau

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement 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. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, on considère une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un voussoir en cours de construction.

5.3.4 Les combinaisons des charges

On considère les combinaisons d'actions qui suivent :

a. La situation durable à l'état limite ultime :

$$A_1 : 1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1 max}} + Q_{\text{prc1 min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w).$$

$$A_2 : 0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1 max}} + Q_{\text{prc1 min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w).$$

b. La situation accidentelle à l'état limite service :

$$B_1 : 1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_a + (Q_{\text{prc1 max}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}}).$$

$$B_2 : 0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_a + (Q_{\text{prc1 max}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}}).$$

$G_{\max}$: Poids propre du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2 %.

$G_{\min}$: Poids propre du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 2%.

F_a : Action due à la chute d'un équipage mobile, elle est représentée par son poids propre multiplié par un coefficient de majoration égale à 2 (pour tenir compte de l'effet dynamique).

Q_{pra1} : Une charge de chantier répartie ($Q_{\text{pra1}} = 50 \text{ Kg/m}^2$).

Q_{pra2} : Une charge concentrée ($Q_{\text{pra2}} = 50 + 5b \text{ KN}$, avec b : largeur du tablier).

Q_w : L'effet du vent, équivalent à une charge uniforme de 125 Kg/m^2 .

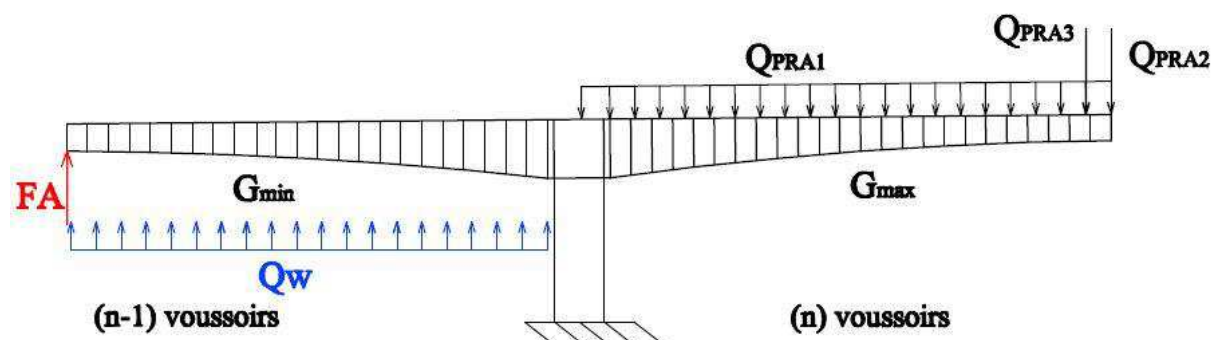


Figure 5.4 : Le fléau en situation accidentelle

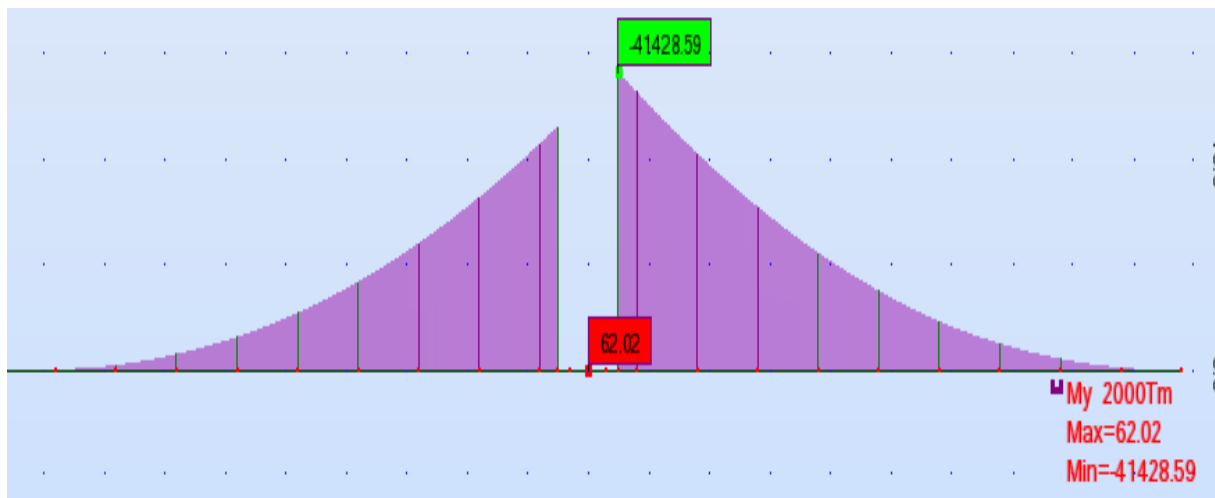


Figure 5.5 : *Diagramme des moments sous la combinaison B_1 .*

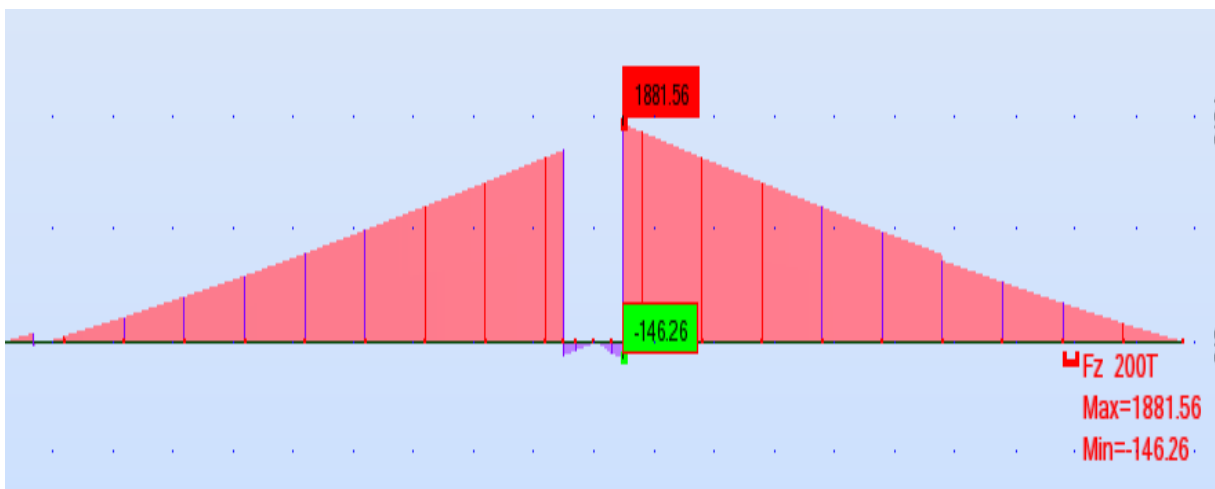


Figure 5.6 : *Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison B_1 .*

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Section	Différentes combinaisons d'action							
	A1		A2		B1		B2	
	T (t)	M (t .m)	T (t)	M (t .m)	T (t)	M (t .m)	T (t .m)	M (t .m)
49	0	0	0	0	0	0	0	0
44	146 ,49	-336,23	123,77	-309 ,42	42,38	-105,96	127,75	-319,38
39	314,12	-1533,68	265,99	-1299,73	212,72	-756,47	272,68	-1333,19
34	487,37	-3537,41	411 ,65	-2993,83	389,96	-2263,16	422,33	-3070,70
29	662,58	-6412,29	558,91	-5420,24	569,15	-4660,93	573,57	-5560,45
24	851,47	-10197,43	717,37	-8610,95	762 ,03	-7988,86	736,01	-8834,41
19	1051,51	-14953,99	884,66	-12616,03	965,69	-12308,15	907,28	-12942,66
14	1253,26	-20715,02	1053,93	-17462,49	117,78	-17651,81	1080,54	-1791,20
9	1455,36	-27486,57	1223,20	-23155,30	1377,87	-24025,91	1253,79	-23748,02
4	1668,26	-35295,62	1401,29	-29716,53	1594,74	-31457,42	1435,87	-30472,16
DVP	-242,06	-37843,99	-222,43	-31856,98	-120,72	-33896,42	1460,01	-32665,36
MVP	-43,68	150,99	-46,69	140,68	16,53	63,60	13,52	53,02
FVP	-270,84	-40317,59	1667,37	-36986,21	1881,56	-41428,59	1593,32	-32197,21
4	1688,95	-40534,16	1611,09	-34527,36	1816,81	-38654,82	1538,95	-32448,01
9	1657,89	-31467,06	1416,25	-26959,01	1592,12	-3013,51	1350,48	-25624,45
14	1438,06	-23727,19	1230,59	-20341,91	1378 ,66	-22705,56	1171,19	-1932,28
19	1218,22	-17086,49	1044,93	-14653,10	1165,20	-16345,92	991,91	-13912,53
24	1000,92	-11538,64	861,34	-9887,41	954,26	-11047,26	814,69	-9396,03
29	727,28	-7049,26	619,38	-6016,71	700,51	-6775,21	592,61	-5742,66
34	535,44	-3892,46	456,63	-3326,69	515,05	-3736,32	436,23	-3170,55
39	345,64	-1689 ,77	295,54	-1446,27	331,62	-1619,66	281,52	-1376,16
44	161,95	-404,87	138 ,30	-345,74	155,58	-388,94	131,92	-329,81
49	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 5.2 : résultats des moments et des efforts tranchants.

Combinaisons les plus défavorables		
Combinaisons	T (t)	M (t.m)
$A_1 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w)$	1688,95	40534,16
$A_2 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w)$	1667,37	36986,21
$B_1 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + F_a + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$	1881,56	41428,59
$B_2 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + F_a + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$	1460,01	32665,36

Tableau 5.3 : Combinaisons les plus défavorables.

Le moment de renversement du fléau :

$$MR = 41428,59 \text{ t.m.}$$

La réaction à la tête de la pile :

$$R = 1881,56 \text{ t.}$$

5.3.5 Etude de l'encastrement

Le fléau ne doit pas se décoller sous l'effet du moment de renversement sur pile, et pour cela les câbles de précontrainte (provisoires) doivent compenser la réaction de soulèvement. Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue la combinaison accidentelle.

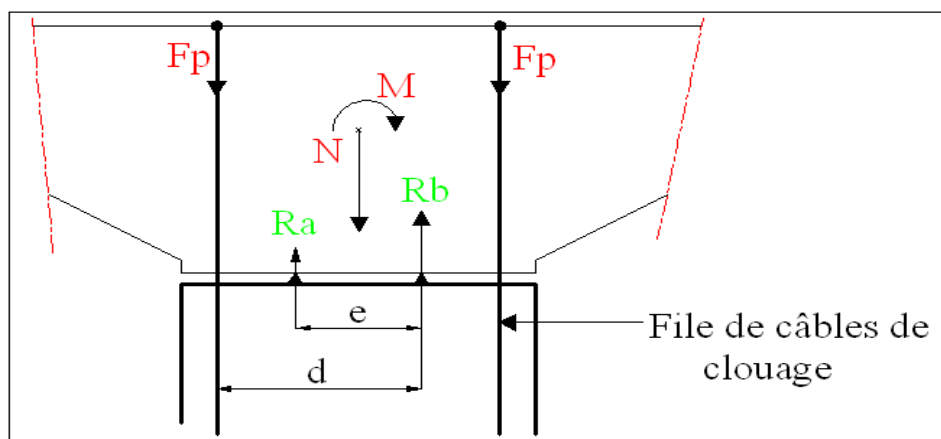


Figure 5.7 : Le système de clouage (encastrement provisoire).

a. Situation de construction (combinaison A)

Le fléau ne doit pas décoller donc la précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A.

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

$$R_p = \frac{N}{2} + \frac{M}{2} + F_i$$

Avec :

$$F_i = n \times (1 - \rho) \times \sigma_{p0} \times S \quad (\text{force des } n \text{ câbles d'une file avec } \rho = 20 \% \text{ de perte}).$$

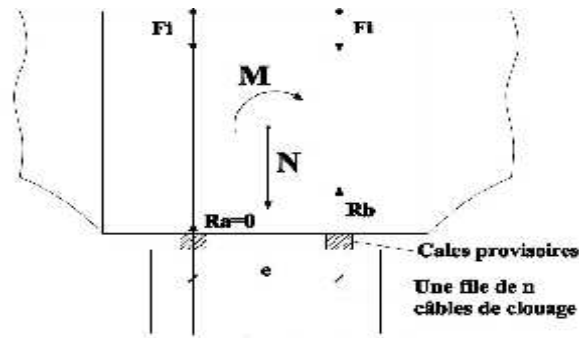


Figure 5.8 : Efforts dans les câbles et réactions d'appui.

On a donc :
$$n = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1-\rho) \times \sigma_{p0} \times S}$$

Des câbles 19T15 sont utilisés pour assurer l'encastrement provisoire, les caractéristiques de ces derniers sont : $S = 2641 \text{ m}^2$, $\sigma_{p0} = 1488 \text{ Mpa}$.

$$M = 40534,16 \text{ t.m.}$$

$$N = 1688,95 \text{ t.}$$

Application numérique :

$$\frac{M}{N} = 23.99 \text{ m} > \frac{e}{2} = 2 \text{ m.}$$

On doit justifier le câblage :

$$n = \frac{\frac{40534,16}{4} - \frac{1688,55}{2}}{(1-0,20) \times 1488 \times 2641 \times 10^{-3}} = 4 \text{ câbles.}$$

Soit **n=4** câbles à disposer de chaque côté de la pile.

$$F_i = 4 \times (1-0.20) \times 1488 \times 2641 \times 10^{-3} = 12575,38 \text{ KN} = 1257,538 \text{ t.}$$

a. Situation accidentelle (combinaison B)

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

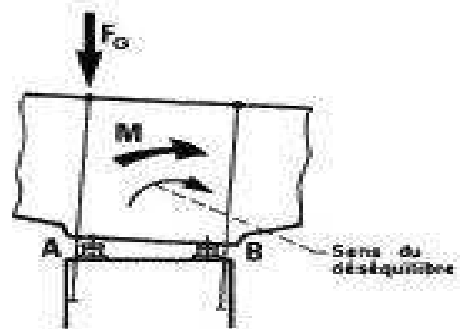


Figure 5.9 : *Basculement du fléau avec surtension des câbles.*

On a donc : $\frac{N \times e}{2}$

$$n = (M) \times \frac{e}{K \times S} \text{ avec : } k = \frac{F_{pej}}{\gamma_b} \times e^2 \quad (\gamma_b = 1 \text{ pour les combinaisons accidentelles}).$$

$$M = 41428,59 \text{ t.m}$$

$$N = 1881,56 \text{ t.}$$

$$K = 1660 \times 4^2 \times 10^3 = 2,656 \times 10^7 \text{ KN} = 2.656 \times 10^6 \text{ t.}$$

$$n = \left(41428,9 - \frac{1881,56 \times 4}{2} \right) \frac{4}{2,656 \times 10^7 \times 2850} = 19,19 \text{ câbles}$$

On garde : $n = 20$ câbles à gauche et à droite.

5.2.6 Clavage des travées

-Clavage des travées de rive

Lorsque les cinq fléaux sont achevés, on commence par solidariser les deux travées de rive sur piles culées, cette partie sera coulée sur cintre. Cette opération de solidarisation s'appelle clavage, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarissant les travées adjacentes puis on termine avec les travées centrales.

On considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors hyperstatique, et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre de la partie de clavage.



Figure 5.10 : *Efforts due au clavage de la travée de rive.*

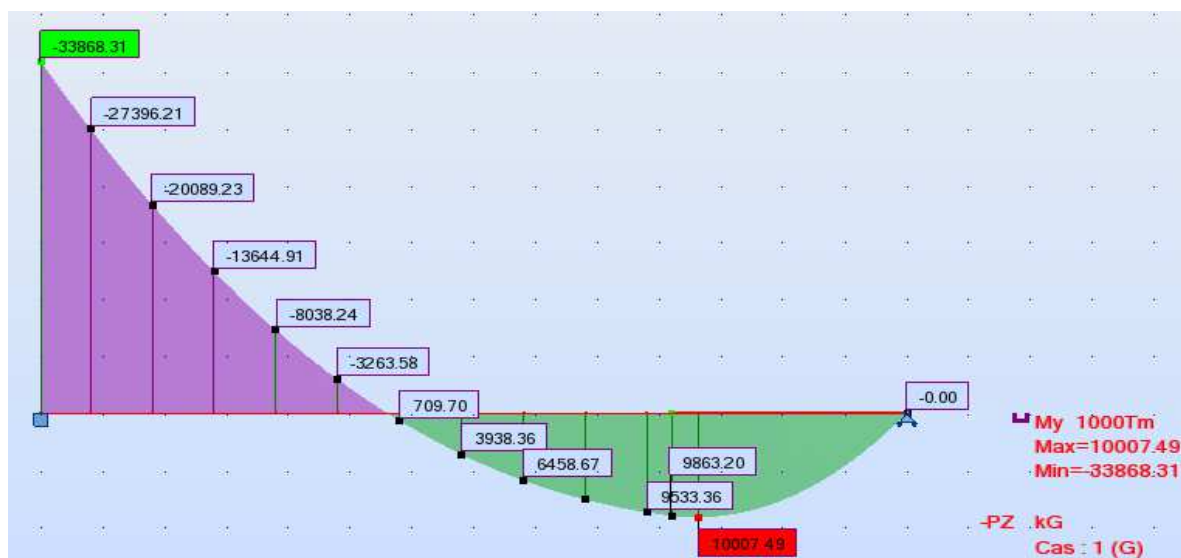


Figure 5.11 : *Diagramme des moments dus au poids propre après clavage de la travée de rive.*

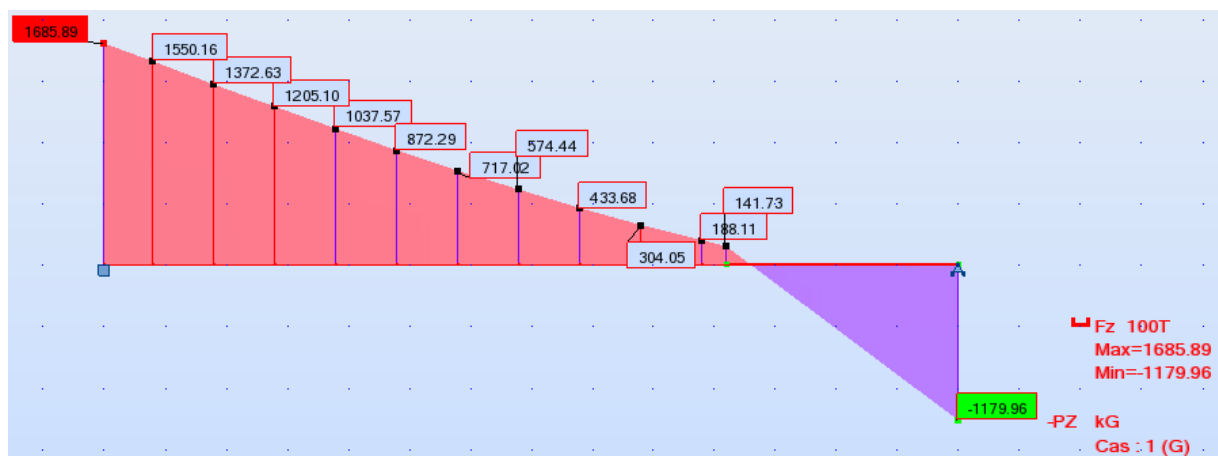


Figure 5.12 : *Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive.*

Les résultats obtenus pour les l'ensemble des sections sont donnés ci-dessous :

Clavage de la travée de rive			
Voussoirs	abscisse	T	M
1/2 VSP	0	1685.89	-33868.31
Début V1	4	1550.16	-27396.21
Début V2	9	1372.63	-20089.23
Début V3	14	1205.10	-13644.91
Début V4	19	1037.57	-8038.24
Début V5	24	872.29	-3263.58
Début V6	29	717.02	709.70
Début V7	34	574.44	3938.36
Début V8	39	433.68	6458.67
Début V9	44	304.05	9533.36
Début VC	49	188.11	9863.20
Début VSC	51	141.73	10007.49
Fin VSC	70	-1179.96	0

Tableau 5.4 : *Résultats des efforts (M, V) après clavage de la travée de rive.*

-Clavage des travées intermédiaires

Le clavage entre deux fléaux s'effectue en exécutant un voussoir de clavage 2.00 m de longueur entre leurs extrémités, Les effets pondéraux du clavage sont pris en tenant compte du déroulement des opérations.

-Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.

-Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève l'équipage de clavage.

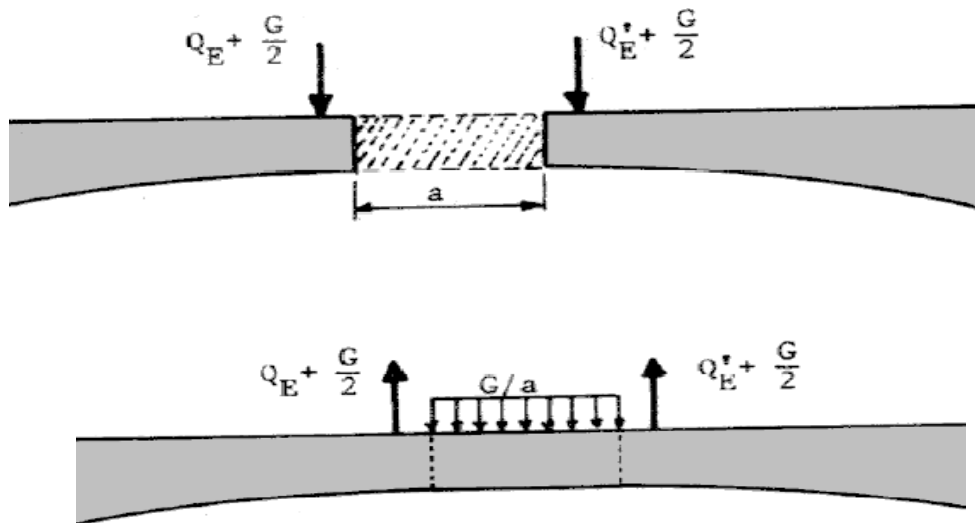


Figure 5.13 : Schémas statiques avant et après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

$Q_E + Q_{E'}$: Poids total de l'équipage de clavage, ces deux forces ne sont pas forcément égales, ($Q_E + Q_{E'} = 200 \text{ kN}$).

G : poids du voussoir de clavage ; ($G = 474 \text{ kN}$)

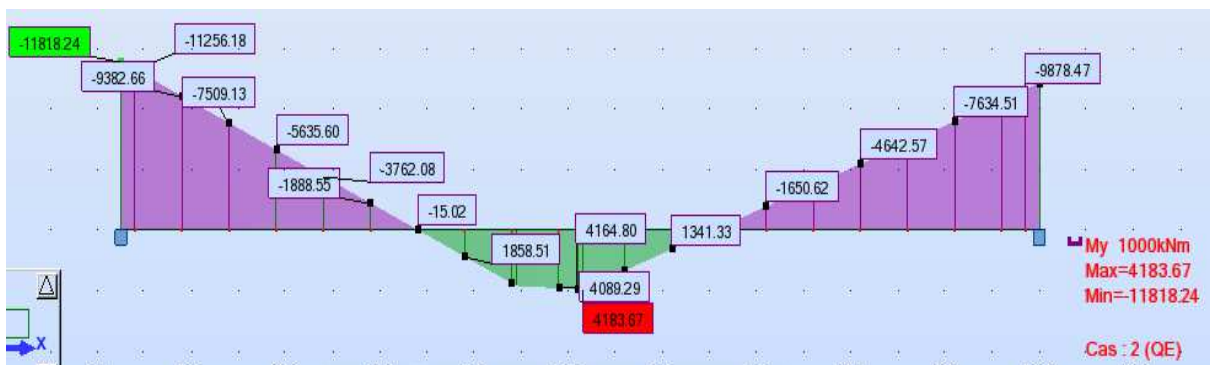


Figure 5.14 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

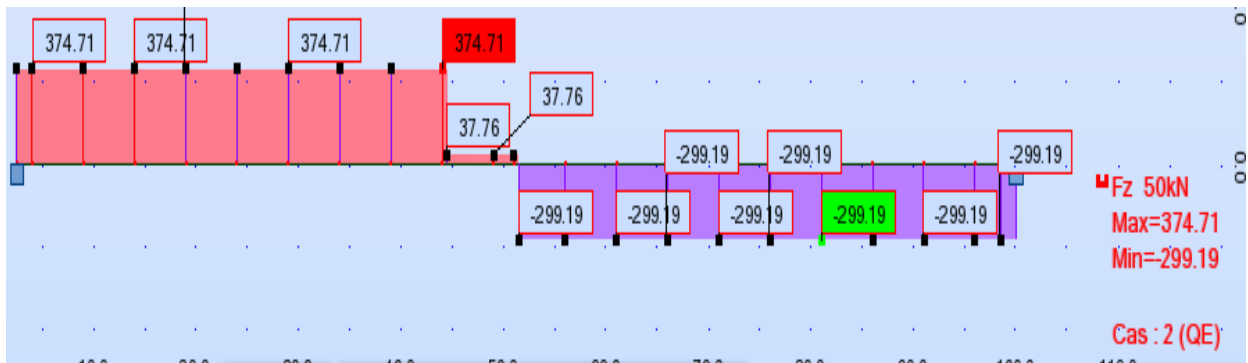


Figure 5.15 : *Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.*

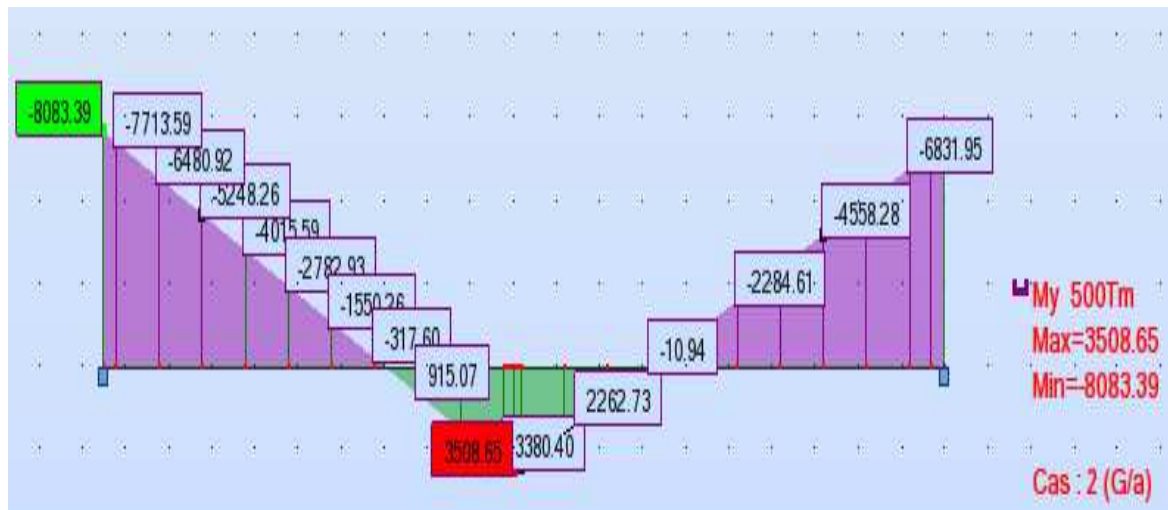


Figure 5.16 : *Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.*

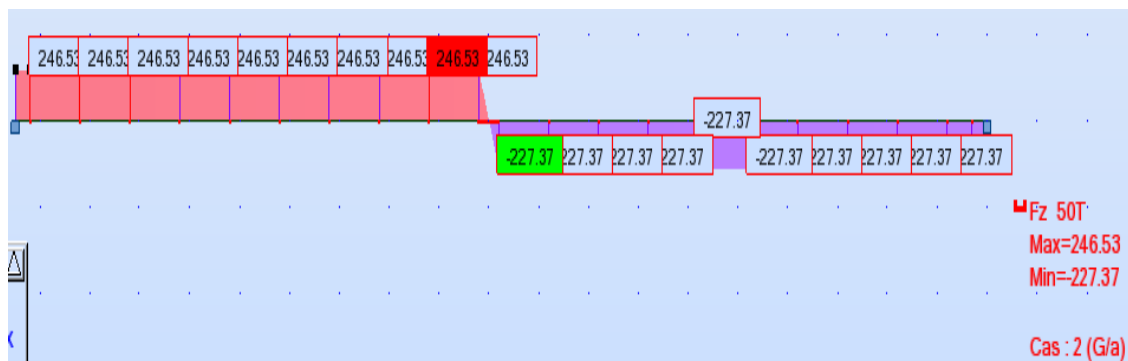


Figure 5.17 : *Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.*

5.4 Phase de service

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera au calcul en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées.

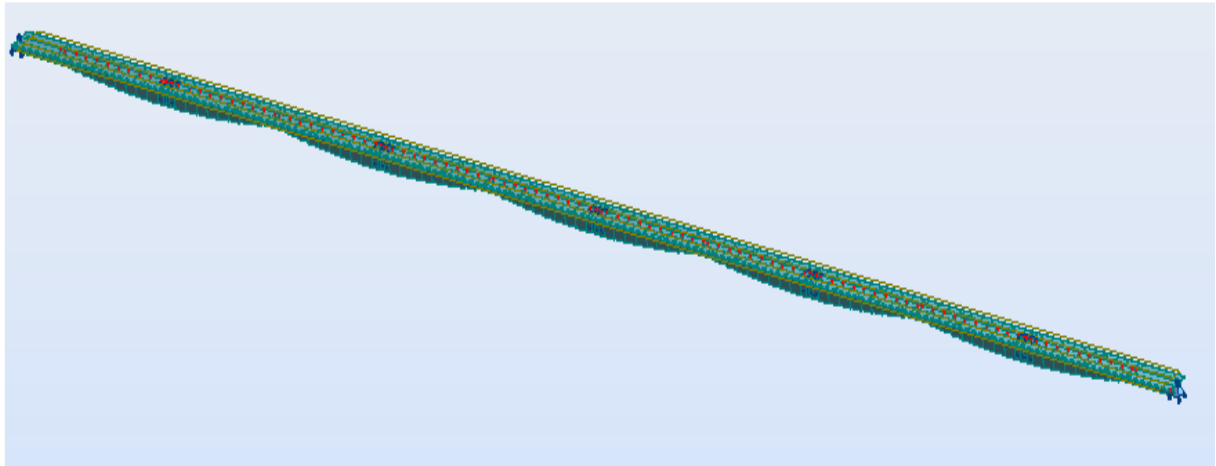


Figure 5.18 : *Vue en 3D du modèle de calcul en service.*

a. Combinaisons de calcul

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- Poids propre (P_p) : il est pris automatiquement par le logiciel ;
- Charge A : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à ;

$$A(L)=5.1908t /m.$$

- Surcharge B_c ;
- Surcharge militaires $Mc120$;
- Convoi exceptionnel D240 ;
- Surcharges sur les trottoirs S_t : Charge uniforme répartie le long du tablier :
 $S_t = 0.375t /m$ (pour les deux trottoirs).
- Gradient thermique ΔT : égale à $40^{\circ}C$.

Différentes charges et surcharges			
Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	G	Permanente	Statique linéaire
2	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
3	S _T	Exploitation	Statique linéaire
4	D _T	Exploitation	Statique linéaire
5	Convoi B _c	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
6	Convoi Mc120	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
7	Convoi D240	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
8	ELU ₁	1.35G+1.6 (A(L) +S _T)	Combinaison linéaire
9	ELU ₂	1.35G+1.6 (B _c +S _T)	Combinaison linéaire
10	ELU ₃	1.35G+1.35Mc120	Combinaison linéaire
11	ELU ₄	1.35G+1.35D240	Combinaison linéaire
12	ELS ₁	G+1.2 (A(L) +S _T)	Combinaison linéaire
13	ELS ₂	G+1.2 (B _c +S _T)	Combinaison linéaire
14	ELS ₃	G+Mc120	Combinaison linéaire
15	ELS ₄	G+D240	Combinaison linéaire
16	ELS ₅	G+1.2 (A(L) +S _T)	Combinaison linéaire
17	ELS ₆	G+1.2(B _c +ST)+0.5D _T	Combinaison linéaire
18	ELS ₇	G+D _T	Combinaison linéaire

Tableau 5.5 : *Tableau des différentes charges, surcharges et combinaison.*

b. Diagrammes des résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants en tonnes.

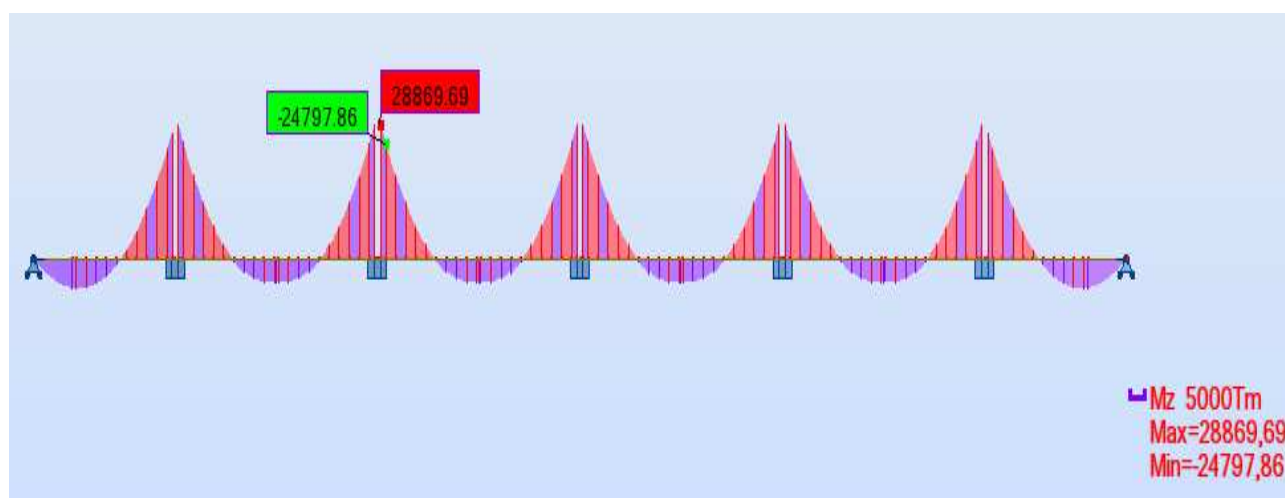


Figure 5.19 : *Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.*

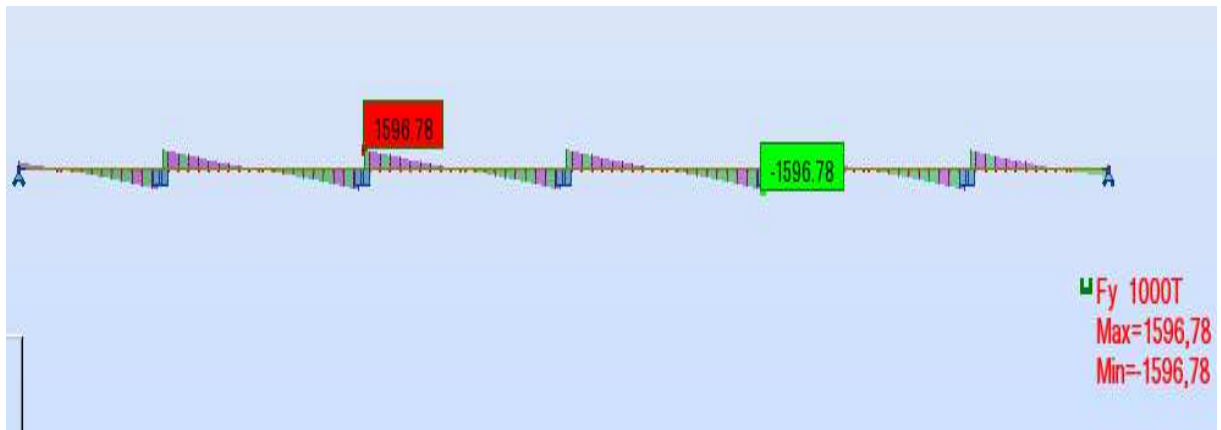


Figure 5.20 : *Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.*

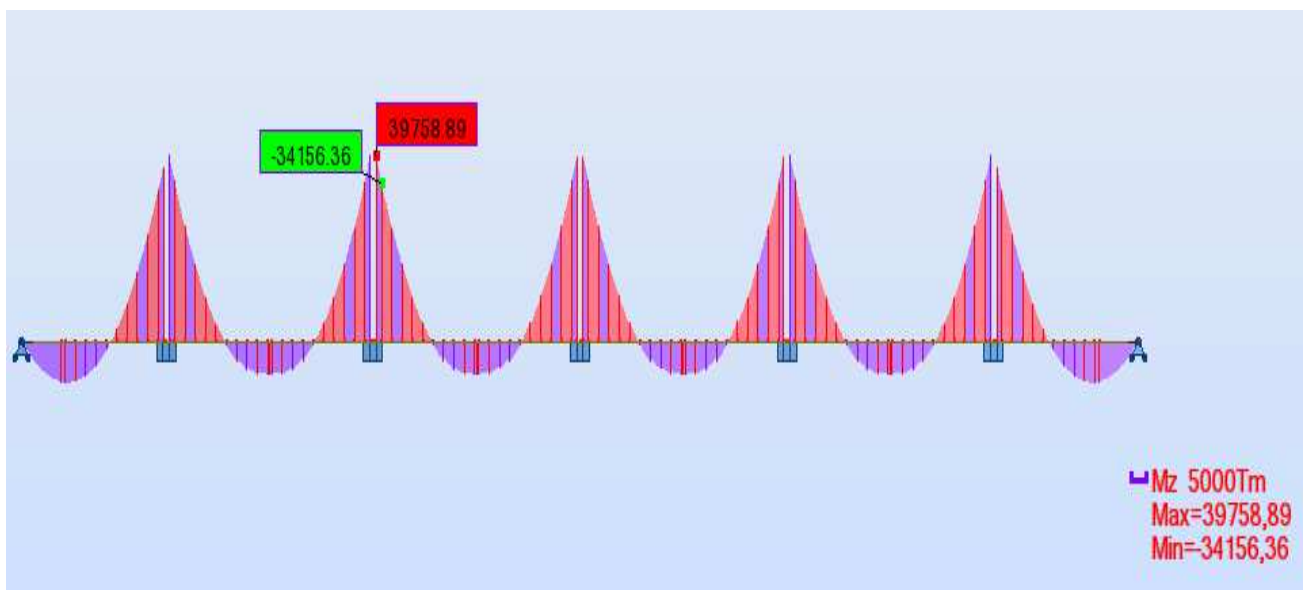


Figure 5.21 : *Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable ELU ($1,35G+1.6A(L) + S_j$).*

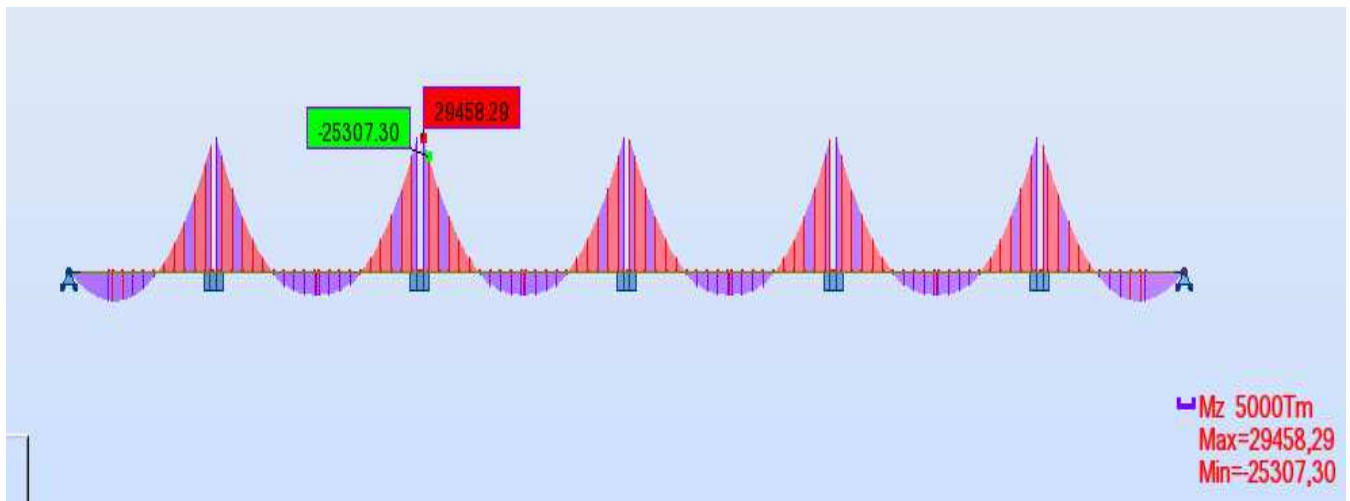


Figure 5.22 : *Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable ELS ($G+1.2A(L) + St$).*

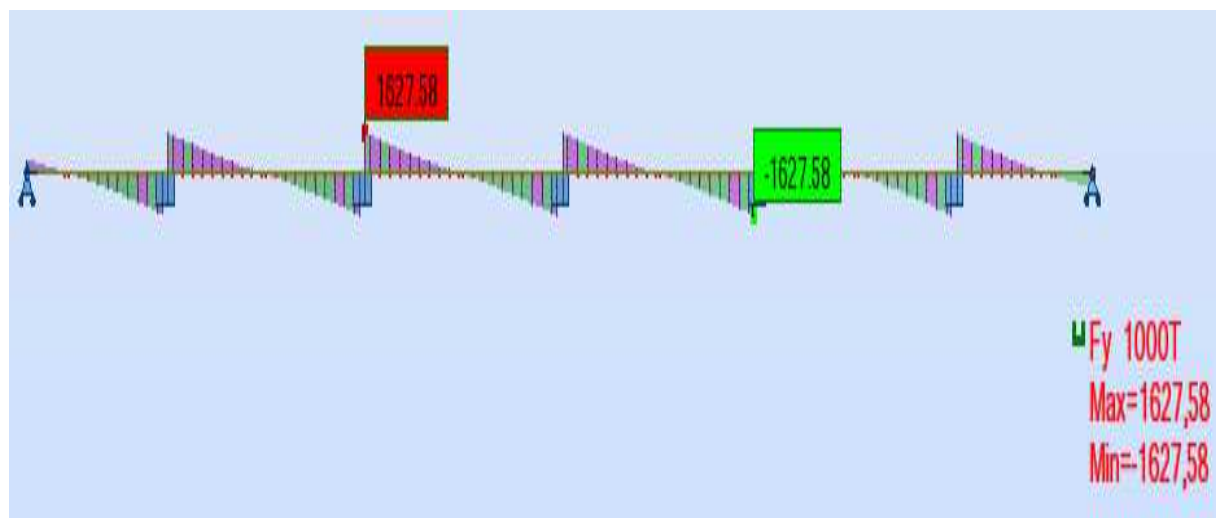


Figure 5.23 : *Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable ELS ($G+1.2A(L) + St$).*

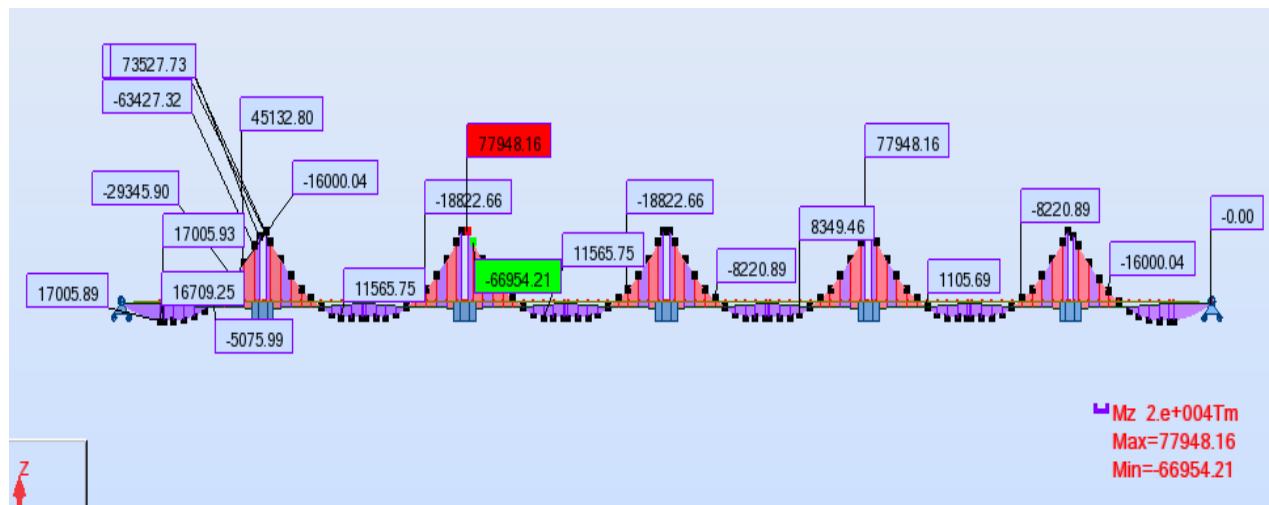


Figure 5.24 : *Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique D_T .*

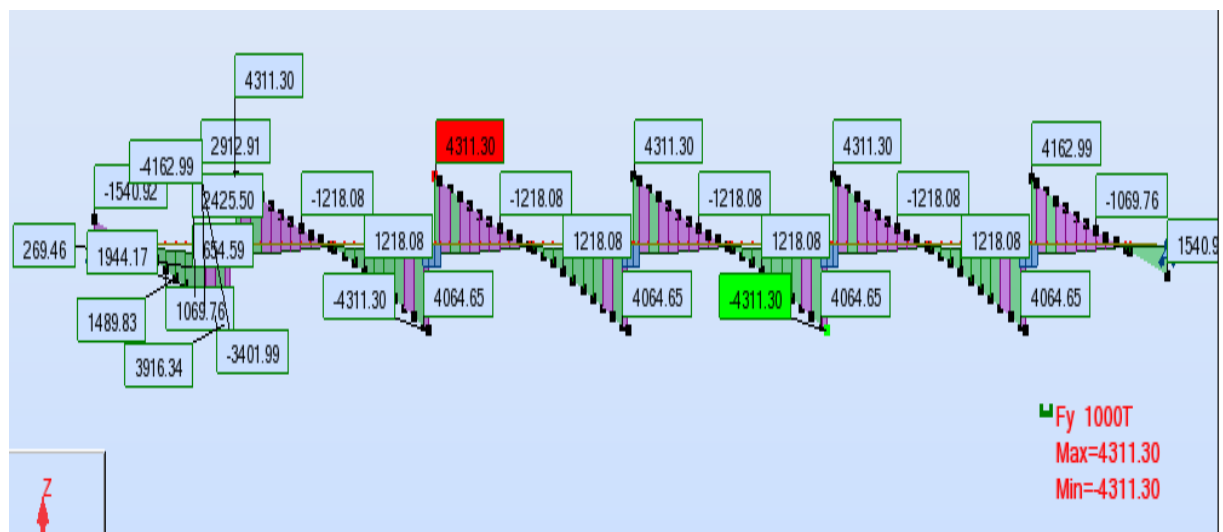


Figure 5.25 : *Diagramme des efforts tranchants dus au gradient thermique D_T .*

6 Etude de la précontrainte

6.1 Généralités

6.1.1 Définition

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

La méthode consiste à soumettre les éléments à des efforts permanents de compression avant la mise en service par une précontrainte d'une intensité suffisante pour annuler tous les efforts de traction provoqués par les forces extérieures et le poids des éléments. Ainsi, la sollicitation totale résultante obtenue grâce à la précontrainte est une compression dans le béton.

Appliquée aux éléments de béton elle leur permet de travailler à un taux plus élevé en tension, ce qui diminue leur volume, leur poids et favorise parfois une architecture.

6.1.2 Principe de la précontrainte

Le principe de base est de créer 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 traction faibles, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

6.2 Application de la précontrainte à notre projet

6.2.1 Procédé utilisé

Dans notre cas (construction d'un pont par encorbellements successifs), on a utilisé le procédé de la précontrainte par post-tension

Ce type de précontrainte est réalisé par des armatures (câbles) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis), en respectant les étapes suivantes :

-Des conduites (les plus utilisées sont des gaines) sont positionnées à l'intérieure du coffrage avant bétonnage ;

-Les armatures sont enfilées dans des conduites après bétonnage ;

-Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages,

-Le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement ;

-Les conduites sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

- **Remarque :**

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs se compose, essentiellement, de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

Les câbles de fléau jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et aussi ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en construction et en service. En pratique, on arrête au moins un câble par âme et par voussoir.

Quant aux câbles de continuité, ils assurent la résistance aux moments et ils sont enfilés au voisinage des clavages de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

6.3 Etude de la précontrainte du fléau

6.3.1 Disposition des câbles

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction.

Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes.

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{MV}{I}$$
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{MV'}{I}$$

Ces câbles créent des contraintes de traction dans les fibres supérieures, et des contraintes de compression dans les fibres inférieures. Donc les câbles de précontrainte doivent reprendre ces efforts en exerçant la contrainte suivante :

$$\sigma_{p\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \quad \text{sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{p\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \quad \text{sur la fibre inférieure.}$$

$\sigma_{p\text{sup}}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{p\text{inf}}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

p : La force de précontrainte.

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.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_{p\sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{MV}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{p\inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{MV'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_{p\sup}$: Contrainte admissible de compression.

$\sigma_{p\inf}$: Contrainte admissible de traction.

Cependant en classe I du règlement B.P.E.L, [Réf 10] (on a choisi la classe I parce que dans cette dernière, la section du béton est entièrement comprimée), on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux E.L.S.

La formule qui nous avons utilisé pour déterminer de précontrainte est :

À la limite :

$$\sigma_{p\sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{eV}{I} \right) = \frac{MV}{I} \Rightarrow p = \frac{M \cdot \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

M : Le moment fléchissant du au poids propre et les surcharges supplémentaire et des vents.

S : Section droite du voussoir.

“P” et “e” sont des inconnues, pour cela on fixe “e” et on détermine “P”.

6.3.2 Détermination du nombre des câbles de fléau

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$N (P_0 - \Delta P) \geq P \Rightarrow N \geq \frac{p}{0.8p_0}$$

Avec :

ΔP : étant les pertes de tension, $\Delta P = 20 \% P_0$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15 peut créer et P_0 est estimé à 20% de perte.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

$F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

$F_{peg} = 1660 \text{ MPa}$

$E_p = 1.09 \times 10^5 \text{ MPa}$

La tension d'origine :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8F_{\text{prg}}, 0.9 F_{\text{peg}}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{p_0}{S} \Rightarrow p_0 = \sigma_{p0} \times S$$

$$p_0 = 1488 \times 2641 \times 10^{-4} = 393 \text{ t}$$

La détermination du nombre de câble pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques:

-Section: $S = 13,80 \text{ m}^2$

-Inertie: $I = 60,3662 \text{ m}^4$

-Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 2,43 \text{ m}$

$$e = V - d_2 \text{ alors } e = 2,43 - 0,238 = 2,192 \text{ m}$$

$$d_1 = C + 0.5 \Phi = 0,1 + 0,5 \times 0,088 = 0,144 \text{ m}$$

$$d_2 = C + \Phi + \frac{e_v}{2} = 0,1 + 0,088 + \frac{0,1}{2} = 0,238 \text{ m}$$

$$M = 37325,4 \text{ t.m.}$$

$$p = \frac{M \cdot \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} = \frac{37325 \cdot \frac{2,43}{60,3662}}{\frac{1}{13,8} + \frac{2,19 \cdot 2,43}{60,3662}} = 9349,7 \text{ t}$$

$$n \geq \frac{p}{0.8 p_0} = \frac{9349,7}{0.8 \times 393} = 29,78$$

Donc le nombre de câbles retenu est $n = 32$ câbles.

Alors la précontrainte qui correspond à $n = 32$ câbles est :

$$P = n \times 0,8 \times P_0 = 32 \times 0,8 \times 393 \Rightarrow P = 10060,8 \text{ t.}$$

Répartition des câbles dans les voussoirs

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir, pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter un nombre pair de câbles par caisson.

$$\text{Soit le nombre de câbles nécessaire pour le voussoir } i : n = \frac{p_i}{p_0}$$

$$\text{Avec: } p_i = \frac{-\frac{M_i V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_{0i} V_i}{I_i}}$$

Nombres de câbles pour le demi-fléau										
Voussoir	M (t.m)	I (m ⁴)	B(m ²)	V(m)	e ₀ (m)	P(t)	N ^{bre}	N ^{bre} _{réel}	N ^{bre} /âme	N ^{bre} /voussoir
1/2 VSP	37325	/	/	/	/	/	/	32	16	1
V1	27146	59,8687	13,65	2,38	2,14	6815,72	21,68	24	12	2
V2	20482	54,4406	13,45	2,31	2,07	5358,67	17,044	20	10	2
V3	14804	49,7343	13,15	2,21	1,97	4021,35	12,79	16	8	2
V4	10373	43,9807	12,76	2,09	1,85	2964,79	9,43	12	6	2
V5	9685	37,4644	12,29	1,93	1,79	2874,35	9,14	10	5	2
V6	4310	30,5189	11,72	1,74	1,60	1388,68	4,43	6	3	2
V7	2587	23,5142	11,06	1,52	1,38	931	2,96	4	2	2
V8	1692	16,8408	10,32	1,27	1,23	672,78	2,14	4	2	2
V9	1404	10,8891	9,478	0,99	0,85	598,34	1,90	2	1	1

Tableau 6.1 : *Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir*

a. Tracé des câbles de fléau

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 unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

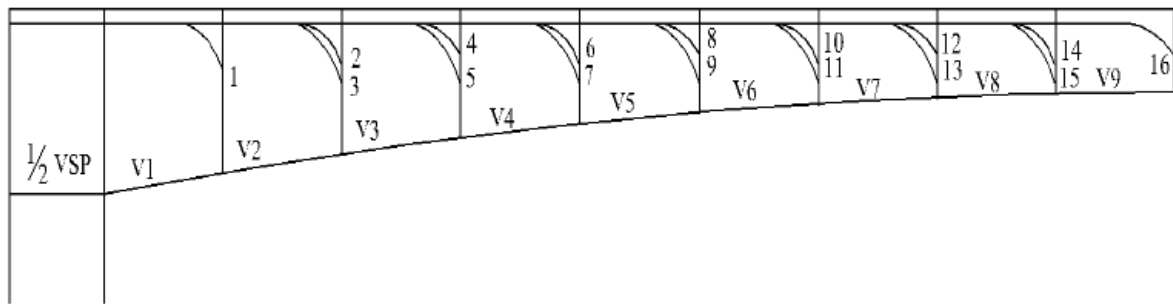


Figure 6.1 : Nombre de câbles pour le demi-fléau

- **Etude du tracé des câbles en élévation**

Les câbles du fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs qui sont engendrés pendant la construction des consoles ; de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécutée.

Les câbles du fléau sont disposés dans la membrure supérieure suivant un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme de “S” en plan, tout près des ancrages.

Pour l’ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu’on arrête un seul câble au niveau de l’âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S’il s’agit d’arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d’autre du CDG de la section.

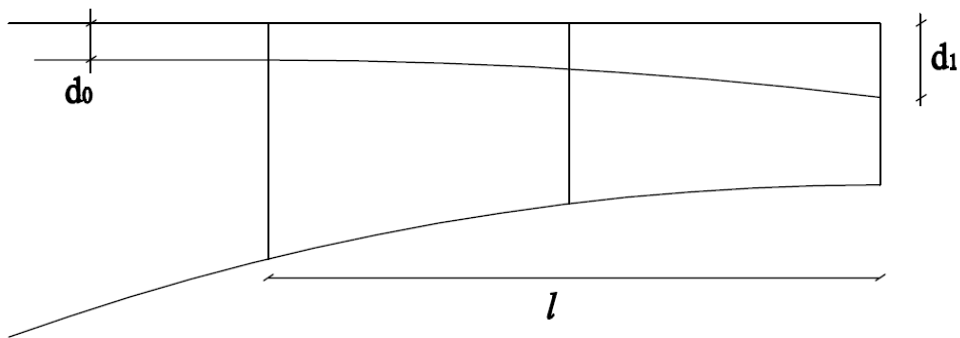


Figure 6.2 : Tracé d'un câble en élévation

En respectant les conditions aux limites l'équation devient :

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

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 (longueur d’un voussoir $l = 5m$) ;

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

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

$R_{\min}$: Rayon minimal pour les câbles 19T15 = 6mm ;

La déviation verticale d'un câble α_n est :

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

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

➤ Tracé du câble N°1

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à $x = 9$ m), on arrête deux câbles dans cette section, soient un câble par âme. Le câble s'ancrera au niveau du centre de gravité de la section.

$d_0 = 0,32$ m, $d_1 = 2,38$ m, $l = 5$ m, et $y = d_1 - d_0 = 2,06$ m.

$$R(x) = \frac{5^2}{2(2,38 - 0,32)} = 6,07 > R_{\min}$$

$$\operatorname{Tg} \alpha_n = 2(2,06) \frac{5}{5^2} = 0,824 \Rightarrow \alpha_n = 39,49^\circ$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°1 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0,32 + 0,0824$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après :

Tracé des câbles en élévation							
Voussoir	N° Câbles	V (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbe
V1	C1	2,38	0,32	2,38	6,07	0,69	0.32 + 0,0824 x ²
V2	C2	2,31	0,32	2,06	7,18	0,61	0.32 + 0,0696 x ²
	C3	2,31	0,32	2,56	6,01	0,69	0.32 + 0,083 x ²
V3	C4	2,21	0,32	1,96	7,62	0,58	0.32 + 0,0656 x ²
	C5	2,21	0,32	2,46	6,01	0,69	0.32 + 0,083 x ²
V4	C6	2,09	0,32	1,84	8,22	0,55	0.32 + 0,0608 x ²
	C7	2,09	0,32	2,34	6,18	0,68	0.32 + 0,0808 x ²
V5	C8	1,93	0,144	1,68	8,13	0,55	0.32 + 0,0614 x ²
	C9	1,93	0,144	2,18	6,72	0,64	0.32 + 0,0744 x ²
V6	C10	1,74	0,144	1,49	9,28	0,49	0.32 + 0,0538 x ²
	C11	1,74	0,144	1,99	6,82	0,64	0.32 + 0,0738 x ²
V7	C12	1,52	0,144	1,27	11,10	0,42	0.32 + 0,0450 x ²
	C13	1,52	0,144	1,77	7,68	0,58	0.32 + 0,0650 x ²
V8	C14	1,27	0,144	1,02	14,27	0,34	0.32 + 0,0350 x ²
	C15	1,27	0,144	1,52	9,08	0,50	0.32 + 0,0550 x ²
V9	C16	0,99	0,144	0,99	14,78	0,33	0.32 + 0,0338 x ²

Tableau 6.2 : *Tracé des câbles en élévation*

• Etude du tracé des câbles en plan

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, 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 40cm du fait que l'encrage se fait 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

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \frac{x^2}{l^2}$$

Le rayon est

$$R_p(x) = \frac{x^2}{2(Z_1 - Z_0)}$$

La déviation est

$$\beta_n = \text{Arctg}\left(\frac{2(Z_1 - Z_0)}{x_0}\right)$$

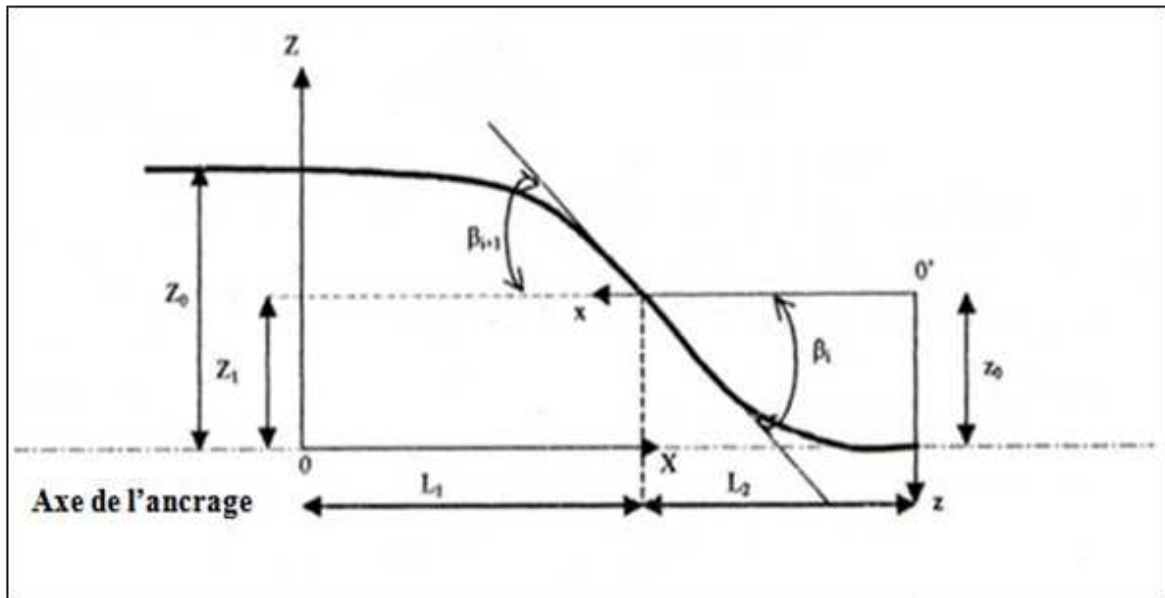


Figure 6.3 : *Allure des câbles de fléau en plan*

➤ Exemple d'application

Tracé du câble N°2 et N°3

Le rayon de la courbure

$$R = \frac{L_1^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} = \frac{2,5^2}{2(0,176 - 0,088)} = 35,51m$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire ($x=2,5m$)

$$\tan(\beta_i) = 2 \frac{(0,176 - 0,088)}{2,5} = 0,0704; \beta_i = 4,02^\circ$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Tracé des câbles en plan									
Voussoir	N° Câbles	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	B _i (rad)	β _{i+1} (rad)	Equation i	Equation i+1
V1	C1	0,00	0,00	/	/	/	/	/	/
V2	C2	0,176	0,088	35,51	35,51	4,02	4,02	0,09+0,01X ²	0,01(X-2,5) ²
	C3	-0,176	-0,088	-35,51	-35,51	-4,02	-4,02	-0,09-0,01X ²	0,01(X-2,5) ²
V3	C4	0,352	0,176	17,76	17,76	8,08	8,08	0,18+0,03 X ²	0,03(X-2,5) ²
	C5	-0,352	-0,176	-17,76	-17,76	-8,08	-8,08	-0,18-0,03 X ²	0,03(X-2,5) ²
V4	C6	0,528	0,264	11,84	11,84	11,91	11,91	0,26+0,04 X ²	0,04(X-2,5) ²
	C7	-0,528	-0,264	-11,84	-11,84	-11,91	-11,91	-0,26-0,04 X ²	0,04(X-2,5) ²
V5	C8	0,704	0,352	8,88	8,88	15,75	15,75	0,35+0,06 X ²	0,06(X-2,5) ²
	C9	-0,704	-0,352	-8,88	-8,88	-15,75	-15,75	-0,35-0,06 X ²	0,06(X-2,5) ²
V6	C10	0,528	0,264	11,84	11,84	11,91	11,91	0,26+0,04 X ²	0,04(X-2,5) ²
	C11	-0,528	-0,264	-11,84	-11,84	-11,91	-11,91	-0,26-0,04 X ²	0,04(X-2,5) ²
V7	C12	0,352	0,176	17,76	17,76	8,08	8,08	0,18+0,03 X ²	0,03(X-2,5) ²
	C13	-0,352	-0,176	-17,76	-17,76	-8,08	-8,08	-0,18-0,03 X ²	0,03(X-2,5) ²
V8	C14	0,176	0,088	35,51	35,51	4,02	4,02	0,09+0,01X ²	0,01(X-2,5) ²
	C15	-0,176	-0,088	-35,51	-35,51	-4,02	-4,02	-0,09-0,01X ²	0,01(X-2,5) ²
V9	C16	0,00	0,00	/	/	/	/	/	/

Tableau 6.3 : *Tracé des câbles en plan*

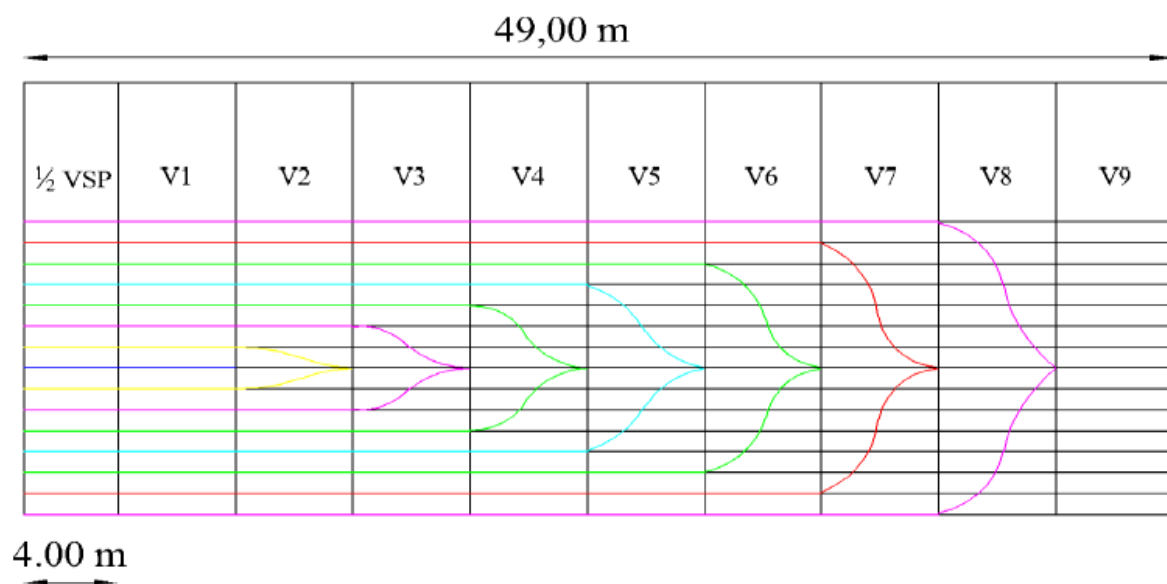


Figure 6.4 : *Tracé des câbles en plan*

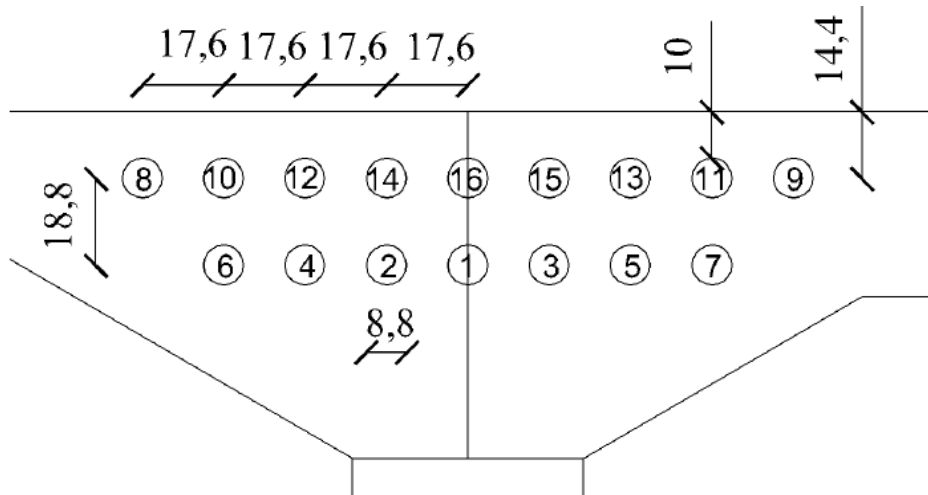


Figure 6.5 : *Disposition des câbles au niveau de la section sur pile*

6.4 Pertes de tension dans les câbles

La contrainte existante dans l'acier des armatures varie constamment en fonction du temps, du fait de l'existence des phénomènes propres au béton de la structure, à savoir le retrait et le fluage, que ceux concernant la relaxation de l'acier. Il faut donc tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de la tension réelle de l'armature à un instant t quelconque. La réduction de l'intensité de la force de précontrainte le long du câble est liée aux plusieurs phénomènes instantanés et différés :

6.4.1 Les pertes instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine ;
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages ;
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

6.4.1.1 Pertes par frottement

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension. L'augmentation des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints des voussoirs, toute force de contact entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement, et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le tracé réel des câbles présente des déviations parasites. Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_F(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \left(1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)}\right)$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Avec :

σ_{p0} : Tension à l'origine = 1488 MPa;

f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : $f=0.2 \text{ rad}^{-1}$;

φ : Coefficient de frottement droit, tel que : $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$;

X : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage ;

α : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x) ;

Si les déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\alpha = \alpha_e + \alpha_p$

Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$\text{tg} \alpha = \sqrt{\text{tg} 2\alpha_e + \text{tg} 2\alpha_p}$$

Pour le calcul des pertes de chaque câble on donne le tableau suivant :

Les pertes dues au frottement						
Voussoir	N° Câbles	x(m)	$\alpha(\text{rad})$	$e^{-(\alpha f + \varphi x)}$	$1 - e^{-(\alpha f + \varphi x)}$	$\sigma_{p0} \left(-e^{-(\alpha f + \varphi x)} \right)$
V1	C1	9	0,69	0,85	0,15	223,2
V2	C2	14	0,61	0,86	0,14	208,32
	C3	14	0,73	0,84	0,16	238,08
V3	C4	19	0,58	0,86	0,14	208,32
	C5	19	0,404	0,89	0,11	163,68
V4	C6	24	0,546	0,85	0,15	223,2
	C7	24	0,679	0,83	0,17	252,96
V5	C8	29	0,551	0,85	0,15	223,2
	C9	29	0,683	0,84	0,16	238,08
V6	C10	34	0,494	0,85	0,15	223,2
	C11	34	0,636	0,82	0,18	267,84
V7	C12	39	0,423	0,85	0,15	223,2
	C13	39	0,574	0,82	0,18	267,84
V8	C14	44	0,337	0,86	0,14	208,32
	C15	44	0,503	0,83	0,17	252,96
V9	C16	49	0,326	0,85	0,15	223,2
					Σ	3645,6

Tableau 6.4 : Résultats des pertes par frottement de chaque câble

Donc la somme des pertes dues aux frottements par âme est donnée par :

$$\sum \Delta \sigma_f(x) = 3645,6 \text{ MPA}$$

6.4.1.2 Pertes de tensions dues au recule des ancrages

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} \left(\frac{\alpha f}{1} + \varphi \right)}}$$

Tel que:

λ : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

$\Delta \sigma_g$: La perte de tension.

g : L'intensité du recul d'ancrage.

$$g = \frac{1}{E_p} \int \Delta \sigma_0 dx = 0,006 \text{ m}$$

La perte par recul d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_g = 2 \lambda K \quad \text{Avec} \quad K = \frac{\alpha f}{1} + \varphi$$

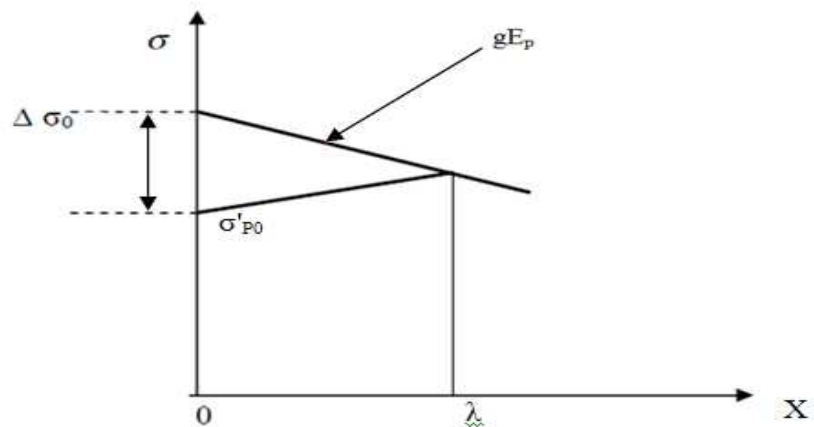


Figure 6.6 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Pertes de tensions dues au recule d'ancrage						
Voussoir	N° Câbles	x(m)	α (rad)	K	λ	$\Delta\sigma_g$
V1	C1	9	0,69	0,017	6,71	0,23
V2	C2	14	0,61	0,011	8,35	0,18
	C3	14	0,73	0,013	7,68	0,20
V3	C4	19	0,58	0,008	9,79	0,16
	C5	19	0,404	0,0063	11,03	0,14
V4	C6	24	0,546	0,0066	10,77	0,14
	C7	24	0,679	0,0077	9,97	0,15
V5	C8	29	0,551	0,0058	11,49	0,13
	C9	29	0,683	0,0067	10,70	0,14
V6	C10	34	0,494	0,005	12,38	0,12
	C11	34	0,636	0,0057	11,60	0,13
V7	C12	39	0,423	0,0042	13,50	0,11
	C13	39	0,574	0,0049	12,50	0,12
V8	C14	44	0,337	0,0035	14,79	0,10
	C15	44	0,503	0,0043	13,35	0,12
V9	C16	49	0,326	0,0033	15,24	0,10
Σ						2,27

Tableau 6.5 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à : 2,27 MPa

6.4.1.3 Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Le (B.P.E.L) propose la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_n(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

$$\sigma_{bn} = n\sigma_b$$

P: Effort de précontrainte $p = \frac{P_r}{0,8}$;

M : Moment fléchissant du au poids propre, les surcharges supplémentaires et les charges dues au vent ;

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

E_{ij} : Module du Young instantanée béton à j jours, il est égal à : $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

$$E_{ij} = 35981,73 \text{ MPa}$$

σ_b : Variation de la contrainte dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

$$\sigma_b = \frac{p}{S} + \frac{Pe_0^2}{I} - \frac{Me_0}{I}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Les pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton								
Voussoir	M(t.m)	I(m ⁴)	S(m ²)	V(m)	e ₀ (m)	P(t)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_n(x)$ (MPa)
1/2 VSP	37325	60,3662	13,80	2,43	2,19	11687,13	4,21	166,8
V1	27146	59,8687	13,65	2,38	2,14	8519,65	3,06	121,2
V2	20482	54,4406	13,45	2,31	2,07	6698,34	2,46	97,5
V3	14804	49,7343	13,15	2,21	1,97	5026,69	1,88	74,45
V4	10373	43,9807	12,76	2,09	1,85	3705,98	1,43	56,7
V5	9685	37,4644	12,29	1,93	1,79	3592,94	1,37	54,3
V6	4310	30,5189	11,72	1,74	1,60	1735,85	0,68	27
V7	2587	23,5142	11,06	1,52	1,38	1163,75	0,48	19,05
V8	1692	16,8408	10,32	1,27	1,23	840,98	0,34	13,46
V9	1404	10,8891	9,478	0,99	0,85	747,93	0,19	0,00
							Σ	630,88

Tableau 6.6 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à : 630,88 MPa

6.4.2 Les pertes différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes

- Pertes par retrait du béton ;
- Pertes par fluage ;
- Pertes par relaxation des aciers.

6.4.2.1 Pertes dues au retrait du béton

La perte finale de tension dues au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r(t)$$
$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t)$$

Avec :

ε_r : étant le retrait total du béton $2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide. (BPEL) ;

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage ;

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190000$ MPa pour les torons).

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 38 \text{ MPa.}$$

6.4.2.2 Pertes dues au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques

Constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_f = E_p \sigma_f \approx \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_{\max} + \sigma_c)$$

Avec :

E_p : Module d'élasticité de l'acier ;

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours ;

$\sigma_{\max}$ et σ_m étant, respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportée par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$\sigma_{\max} \leq 1,5 \sigma_c$$

$$\frac{E_p}{E_{ij}} = 5,28$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_f = 2,5 \sigma_m \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{Avec } \sigma_m = \frac{p}{S} + \frac{Pe_0^2}{I} - \frac{Me_0}{I}$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

M : moment en phase finale ou phase de service ;

e_0 : Excentricité du câble ;

P : effort de précontrainte.

Les valeurs des pertes par fluage sont données par le tableau suivant :

Les pertes dues au fluage du béton			
Voussoir	X(m)	σ_m (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)
1/2 VSP	4	4,21	55,57
V1	9	3,06	40,39
V2	14	2,46	32,47
V3	19	1,88	24,82
V4	24	1,43	18,88
V5	29	1,37	18,08
V6	34	0,68	8,98
V7	39	0,48	6,34
V8	44	0,34	4,49
V9	49	0,19	2,51
		Σ	212,21

Tableau 6.7 : calcul des pertes par fluage

Les pertes dues au fluage du béton sont égales à : 212,21 MPa

6.4.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît dans les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- À relaxation normale, RN.
- À très basse relaxation, TBR.

Dans notre cas on utilise des TBR, $\rho_{1000} = 2,5 \%$

La perte de relaxation s'écrit alors :

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier, c'est-à-dire après pertes instantanées, f_{prg} la contrainte de rupture garantie, μ_0 un coefficient égale à: 0.43 pour les aciers TBR.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa} ; \sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{inst}$$

Pour calculer les pertes dues à la relaxation des câbles on donne le tableau ci-dessous :

Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers				
Voussoir	X(m)	$\Delta\sigma_{int}$	σ_{pi}	$\Delta\sigma_{rel}$
V1	9	344,63	1143,37	31,68
V2	14	306	1182	36,43
		335,78	1152,22	32,75
V3	19	292,93	1195,07	38,095
		238,27	1249,73	45,35
V4	24	280,04	1207,96	39,76
		309,81	1178,19	35,95
V5	29	277,63	1210,37	40,08
		292,52	1195,48	38,15
V6	34	250,32	1237,68	43,71
		294,97	1193,03	37,83
V7	39	242,36	1245,64	44,78
		287,01	1200,99	38,86
V8	44	221,88	1266,12	47,61
		266,54	1221,46	41,54
V9	49	223,3	1264,7	47,42
			Σ	640

Tableau 6.8 : Pertes dues à la relaxation pour chaque câble

Les pertes dues à la relaxation des aciers sont égales à : 640 MPa

6.4.2.4 Variation des pertes différées dans le temps

La perte finale différée est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

Le coefficient $\frac{5}{6}$ tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Variation des pertes différées dans le temps					
Voussoir	X(m)	Fluage	retrait	relaxation	Somme
1/2 VSP	4	55,25	38,00	25,18	114,23
V1	9	40,39	38,00	31,68	104,79
V2	14	32,47	38,00	69,18	128,12
V3	19	24,82	38,00	83,45	132,36
V4	24	18,88	38,00	75,71	119,97
V5	29	18,08	38,00	78,23	121,27
V6	34	8,98	38,00	81,54	114,93
V7	39	6,34	38,00	83,64	116,68
V8	44	4,49	38,00	89,15	116,78
V9	49	2,51	38,00	47,42	80,03
				Σ	1149,16

Tableau 6.9 : *Les pertes différées*

Conclusion

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_n + \Delta\sigma_d$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Les pertes totales sont données par le tableau ci-dessous :

Les pertes de tension totales				
Voussoir	X(m)	pertes différées	Pertes instantanées	pertes totales
1/2 VSP	4	114,23	166,8	281,03
V1	9	104,79	344,63	449,42
V2	14	128,12	546,08	674,2
V3	19	132,36	446,75	579,11
V4	24	119,97	533,15	653,12
V5	29	121,27	515,85	637,12
V6	34	114,93	518,29	633,22
V7	39	116,68	510,32	627
V8	44	116,78	475,86	592,64
V9	49	80,03	223,3	303,33
			Σ	4278,75

Tableau 6.10 : *les pertes totales instantanées et différées*

La perte totale due aux pertes instantanées et différées égale à :

$$3129,59 + 1149,16 = 4278,75 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à : $100 \times \frac{4278,75 \times 2}{1488 \times 32} = 18\%$

18 % ≤ 20 % alors l'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **32 câbles (19T15S)**.

6.5 Vérification des contraintes en phase de construction

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{p\sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{MV}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{p\inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{MV}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$\sigma_{\sup}$: Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section ;

$\sigma_{\inf}$: Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section ;

P : Effort de précontrainte ;

S : Section transversale du voussoir ;

M : Moment généré par application des charges ;

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

v' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure ;

$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction ;

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_{bt}} = 0$, car on est en classe I

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\inf} \leq 21 \text{ MPa}$

$\sigma_{\sup} \geq 0 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Vérification des contraintes en cour de construction										
Voussoir	S (m ²)	I (m ⁴)	V' (m)	V (m)	e ₀ (m)	M (t.m)	P(t)	σ _{sup}	σ _{inf}	OBS
1/2 VSP	13,80	60,3662	3,57	2,43	2,19	37325	11687,13	3,75	15,75	OK
V1	13,65	59,8687	3,52	2,38	2,14	27146	8519,65	2,69	11,48	OK
V2	13,45	54,4406	3,44	2,31	2,07	20482	6698,34	2,17	9,16	OK
V3	13,15	49,7343	3,34	2,21	1,97	14804	5026,69	1,64	7,11	OK
V4	12,76	43,9807	3,19	2,09	1,85	10373	3705,98	1,23	5,46	OK
V5	12,29	37,4644	3,02	1,93	1,79	9685	3592,94	1,22	5,55	OK
V6	11,72	30,5189	2,82	1,74	1,60	4310	1735,85	0,61	3,88	OK
V7	11,06	23,5142	2,58	1,52	1,38	2587	1163,75	0,063	2,13	OK
V8	10,32	16,8408	2,31	1,27	1,23	1692	840,98	0,32	1,72	OK
V9	9,478	10,8891	2,01	0,99	0,85	1404	747,93	0,091	2,20	OK

Tableau 6.11 : *Vérification des contraintes en cour de construction*

6.6 Etude de la précontrainte de continuité

La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquons d'obtenir des moments négatifs à mi-travée. Pour cela les câbles de continuité seront dimensionnés avec des valeurs du moment fléchissant $M_{\min}$ et $M_{\max}$.

6.6.1 Détermination de la précontrainte

Vue la situation de l'ouvrage (prés d'un futur barrage), la fissuration du béton est très préjudiciable, ce qui nous conduit au dimensionnement du câblage longitudinal en classe I. sur la fibre inférieure la contrainte dans le béton est donnée par la relation suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0 V'}{I} - \frac{M_{\max} V'}{I} \geq \overline{\sigma_{ti}} = 0$$

Donc à la limite on aura :

$$P = \frac{M_{\max} \frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 V'}{I}}$$

On désigne par :

P : la valeur de la précontrainte ;

e₀ : son excentricité, comptée positivement vers le haut ;

v et v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section ;

$M_{\max}$: le moment maximum agissant sur la section ;

$\overline{\sigma_{ti}}$: la contrainte de traction admissible du béton.

6.6.2 Détermination du nombre de câbles

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section qui subit le moment maximal en phase d'exploitation, il est donné par la relation suivante : $n = \frac{P}{P_0}$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble (12T15S) peut créer estimé à 25% de perte.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

La tension d'origine : $\sigma_{p0} = \text{Min}(0,8 f_{prg}, f_{peg})$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa.}$$

La force utile d'un câble 19T15S estimée à 20% de perte, $p_0=0,8 \sigma_{p0} \times S = 3,144 \text{ MN}$.

S : section d'un câble 19T15S, $S = 0.002641 \text{ m}^2$ ($139 \times 19 = 2641 \text{ mm}^2$).

a. La travée de rive

Le nombre de câbles de continuité dans la travée de rive										
	x (m)	d (m)	V' (m)	e (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P (t)	ni	N réel
VSP	0	0,230	3,57	3,34	33,65	129,6230	-27801,44	-	-	-
	4	0,144	3,57	3,43	13,80	60,3662	-23987,83	-	-	-
V1	9	0,144	3,52	3,38	13,65	57,8728	-17076,83	-	-	-
V2	14	0,144	3,44	3,30	13,45	54,4406	-11111,61	-	-	-
V3	19	0,144	3,34	3,20	13,15	49,7343	-6066,11	-	-	-
V4	24	0,144	3,19	3,05	12,76	439807	-1933,41	-	-	-
V5	29	0,144	3,02	2,87	12,29	37,4644	1317,09	339,51	1,79	2
V6	34	0,144	2,82	2,68	11,72	30,5189	3742,12	1038,50	16,91	4
V7	39	0,144	2,58	2,44	11,07	23,5142	5377,90	1648,00	5,25	6
V8	44	0,144	2,31	2,17	10,32	16,8408	6256,98	2175,26	6,92	8
V9	49	0,144	2,01	1,77	9,478	10,8891	6456,98	2757,53	8,77	10
VSC	51	0,144	2,01	1,77	9,478	10,8891	6440,79	2751	8,7	10
VCC	52	0,144	2,01	1,77	9,478	10,8891	6329,43	2703,05	8,59	10
	70	0,144	2,01	1,77	9,478	10,8891	0	0	-	-

Tableau 6.12 : *Tableau donnant le nombre de câbles de continuité dans la travée de rive*

b. la travée intermédiaire

Le nombre de câbles de continuité dans la travée intermédiaire										
V	x (m)	d (m)	V' (m)	e (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P (t)	ni	N réel
VSP	0	0,144	3,57	3,43	33,65	129,623	-29458,3	-	-	-
	4	0,144	3,57	3,43	13,80	60,3662	-25505,49	-	-	-
V1	9	0,144	3,52	3,38	13,65	59,8687	-18417,11	-	-	-
V2	14	0,144	3,44	3,30	13,45	54,4406	12301,42	-	-	-
V3	19	0,144	3,34	3,20	13,15	49,7343	-7126,11	-	-	-
V4	24	0,144	3,19	3,05	12,76	43,9807	-3117,46	-	-	-
V5	29	0,144	3,02	2,87	12,29	37,4644	450,49	371,34	1,18	2
V6	34	0,144	2,82	2,68	11,72	30,5189	2459,28	628,50	2,17	4
V7	39	0,144	2,58	2,44	11,07	23,5142	3944,72	1208,80	3,84	4
V8	44	0,144	2,31	2,17	10,32	16,8891	3643,95	1679,24	5,34	6
V9	49	0,238	2,01	1,77	9,478	10,8891	5106,36	2180,73	6,93	8
VSC	50	0,238	2,01	1,77	9,478	10,8891	5119,58	2891,03	9,20	10

Tableau6.13 : *nombre de câbles de continuité dans la travée intermédiaire*

a. Tracé des câbles de continuité

Le tracé des câbles de continuité est comme suit :

Les câbles de continuité sont près du hourdi inférieur et d'allure rectiligne ;

Relevés juste pour leur ancrage, les câbles de continuité seront relevés en plan (légère déviation angulaire) juste pour leur mise en tension ;

L'ancrage de ces câbles, se fait à mi –hourdi ;

Les bossages seront décalés afin de garder un tracé rectiligne des câbles de continuité dans le but de limiter les pertes de précontrainte due aux déviations angulaires.

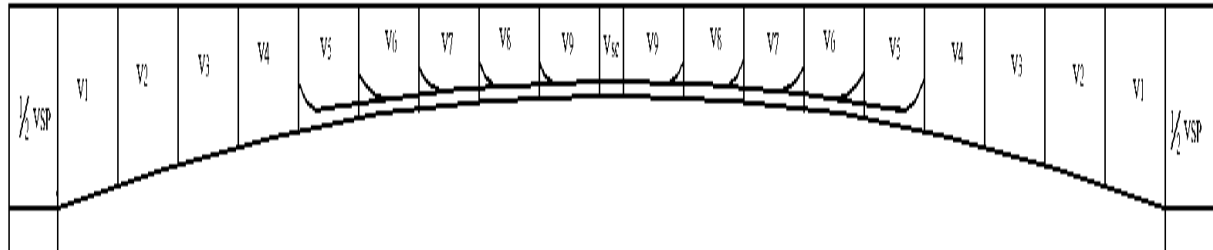


Figure 6.7 : Câbles de précontrainte de continuité pour la travée centrale

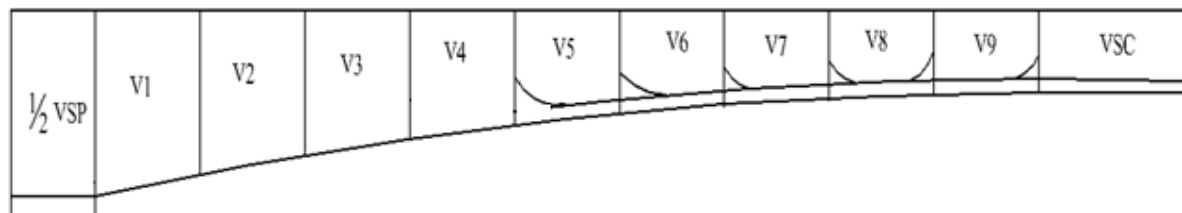


Figure6.8 : Câbles de précontrainte de continuité pour la travée de rive

6.6.3 Les pertes de précontrainte

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

a. La travée de rive

Les pertes de la précontrainte dans la travée de rive				
Voussoirs	x [m]	Pertes instantanées [MPa]	Pertes différées [MPa]	Pertes totales [MPa]
V5	29	488,48	77,18	565,66
V6	34	565,34	84,60	571,71
V7	39	499,98	69,80	569,78
V8	44	556,94	81,89	638,84
V9	49	286,66	115,78	402,45
1/2 VSC	51	277,16	114,03	391,19
			TOTAL	3139,63

Tableau 6.16 : *Les pertes de précontrainte dans la travée de rive*

Le pourcentage des pertes égal à : $100 \times \frac{3210,34}{1488 \times 10} = 21,57\%$

21,57 % > 20% alors L'estimation des pertes n'est pas vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit 10 câbles (19T15S), si les contraintes sont vérifiées.

b. La travée intermédiaire

Les pertes de la précontrainte dans la travée de rive				
Voussoirs	x [m]	Pertes instantanées [MPa]	Pertes différées [MPa]	Pertes totales [MPa]
V5	29	496,5	61,93	558,44
V6	34	520,84	74,51	554,19
V7	39	526,97	75,68	602,65
V8	44	517,3	101,93	619,24
V9	49	297,25	118,10	415,31
1/2 VSC	51	298,15	117,93	416,08
	52	276,20	105,6	381,8
			TOTAL	3210,34

Tableau 6.17 : *Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire*

Le pourcentage des pertes égal à : $100 \times \frac{3139,63 \times 2}{1488 \times 20} = 21,09 \%$

21,09% > 20 % alors L'estimation des pertes n'est pas vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **20** câbles (19T15S), si les contraintes sont vérifiées.

6.6.4 Vérification des contraintes en phase de service

La vérification des contraintes dans le béton précontraint se fera à l'état limite de service sous la combinaison la plus défavorable. Notre ouvrage est justifié en classe I, ce qui impose que le béton soit comprimé en tout point de la section transversale.

La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes :

$$\sigma_{p\sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{MV}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{p\inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{MV'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

On désigne par :

$M_{\min}$: Moment engendré par les charges permanentes.

$M_{\max}$: Moment engendré par les charges permanentes et toutes les surcharges.

S : Aire du voussoir.

e_0 : L'excentricité.

σ_{ti} : Contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

a. Valeurs des contraintes pour la travée de rive

Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} (sous G).													
N°	X	e_f	e_c	V	V'	S	I	$P_{fléau}$	P_{cont}	P_f+P_c	M_{min}	σ_{Sup}	σ_{Inf}
VSP	4	2,2	3,34	2,43	3,57	13,80	60,3662	11687,13	0	11687,13	-23492,03	28,27	-28,5
1	9	2,24	3,38	2,38	3,52	13,65	57,8728	8519,65	0	8519,65	-16715,45	20,96	-21,44
2	14		3,30	2,31	3,44	13,45	54,4406	6698,34	0	6698,34	-10868,90	6,53	-2,11
3	19	2,07	3,20	2,21	3,34	13,15	49,7343	5026,69	0	5026,69	-5925,90	11,07	-10,95
9	24	1,95	3,05	2,09	3,19	12,76	43,9807	3705,98	0	3705,98	-1879,97	7,23	-6,65
5	29	1,79	2,87	1,93	3,02	12,29	37,4644	3592,94	331,51	3924,45	1299,63	6,14	-4,90
6	34	1,59	2,68	1,74	2,82	11,72	30,5189	1735,85	1038,50	2774,35	3669,62	2,79	-1,11
7	39	1,38	2,44	1,52	2,58	11,06	23,5142	1163,75	1648	2811,75	5266,26	1,64	0,79
8	44	1,12	2,17	1,27	2,31	10,32	16,8408	840,98	2175,26	3016,24	6121,87	0,85	7,28
9	49	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	747,93	2757,53	3505,46	6314,85	0,66	3,90
VSC	51	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0,00	2757,53	2757,53	6298,5	5,22	11,01
VCC	52	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0,00	2703,05	2703,05	6188,61	5,00	5,44
	70	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau 6.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} (sous G)

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Vérification des contraintes de la travée de rive sous M max													
N°	X	e _f	e _c	V	V'	S	I	P _{fléau}	P _{cont}	P _f +P _c	M _{max}	σ _{Sup}	σ _{Inf}
VSP	4	2,2	3,34	2,43	3,57	13,80	60,3662	11687,13	0	11687,13	-23987,83	28,47	-28,80
1	9	2,24	3,38	2,38	3,52	13,65	57,8728	8519,65	0	8519,65	-17076,83	21,11	-21,66
2	14	2,17	3,30	2,31	3,44	13,45	54,4406	6698,34	0	6698,34	-11111,61	15,86	-16,00
3	19	2,07	3,20	2,21	3,34	13,15	49,7343	5026,69	0	5026,69	-6066,11	5,75	-2,11
4	24	1,95	3,05	2,09	3,19	12,76	43,9807	3705,98	0	3705,98	-1933,41	6,33	-6,69
5	29	1,79	2,87	1,93	3,02	12,29	37,4644	3592,94	331,51	3924,45	1317,09	6,13	-4,82
6	34	1,59	2,68	1,74	2,82	11,72	30,5189	1735,85	1038,50	2774,35	3742,12	2,74	-1,04
7	39	1,38	2,44	1,52	2,58	11,06	23,5142	1163,75	1648	2811,75	5377,90	1,57	0,91
8	44	1,12	2,17	1,27	2,31	10,32	16,8408	840,98	2175,26	3016,24	6256,79	0,75	2,52
9	49	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	747,93	2757,53	3505,46	6456,98	0,53	4,16
VSC	51	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0	2757	2757	6440,79	5,35	11,28
	52	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0,00	2703,05	2703,05	6329,43	4,87	5,70
VCC	70	0,85	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau 6.19: Vérification des contraintes de la travée de rive sous M max (G + 1.2 A(l) + St)

b. Valeurs des contraintes pour la travée intermédiaire

Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{min} (sous G)													
N°	X	e_f	e_c	V	V'	S	I	$P_{fléau}$	P_{cont}	P_f+P_c	M_{min}	σ_{Sup}	σ_{Inf}
VSP	4	2,29	3,43	2,43	3,57	13,80	60,3662	11687,13	0	11687,13	-28869,7	30,25	-31,83
1	9	2,29	3,43	2,38	3,52	13,65	59,8687	8519,65	0	8519,65	-24797,9	29,22	-29,90
2	14	2,24	3,38	2,31	3,44	13,45	54,4406	6698,34	0	6698,34	-17747,05	20,88	-21,12
3	19	2,17	3,33	2,21	3,34	13,15	49,7343	5026,69	0	5026,69	11917,77	16,20	-16,64
9	24	2,07	3,20	2,09	3,19	12,76	43,9807	3705,98	0	3705,98	-6825,79	11,47	-11,56
5	29	1,95	3,05	1,93	3,02	12,29	37,4644	3592,94	0	3592,94	-2650,73	7,59	-7,21
6	34	1,79	2,87	1,74	2,82	11,72	30,5189	1735,85	371,34	2107,19	409,52	6,67	-5,61
7	39	1,59	2,68	1,52	2,58	11,06	23,5142	1163,75	628,50	1792,25	3092,39	2,39	-2,69
8	44	1,38	2,44	1,27	2,31	10,32	16,8408	840,98	1208,80	2049,78	4283,61	1,49	0,49
9	49	1,12	2,17	0,99	2,01	9,478	10,8891	747,93	1669,24	2417,17	4994,13	0,78	1,81
VSC	50	0,76	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0	2180,73	2180,73	4996,99	0,57	2,74

Tableau 6.20 : *Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{min} (sous G)*

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M max													
N°	X	e _f	e _c	V	V'	S	I	P _{fléau}	P _{cont}	P _f +P _c	M _{max}	σ _{Sup}	σ _{Inf}
VSP	4	2,29	3,43	2,43	3,57	13,80	60,3662	11687,13	0	11687,13	-25505,49	33,84	-9,17
1	9	2,29	3,43	2,38	3,52	13,65	59,8687	8519,65	0	8519,65	-18417,1	29,42	-30,20
2	14	2,24	3,38	2,31	3,44	13,45	54,4406	6698,34	0	6698,34	-12301,42	13,58	-23,22
3	19	2,17	3,33	2,21	3,34	13,15	49,7343	5026,69	0	5026,69	-7126,11	16,36	-16,88
9	24	2,07	3,20	2,09	3,19	12,76	43,9807	3705,98	0	3705,98	-3117,46	11,61	-11,76
5	29	1,95	3,05	1,93	3,02	12,29	37,4644	3592,94	0	3592,94	450,49	7,82	-7,55
6	34	1,79	2,87	1,74	2,82	11,72	30,5189	1735,85	371,34	2107,19	2459,28	6,64	-8,44
7	39	1,59	2,68	1,52	2,58	11,06	23,5142	1163,75	628,50	1792,25	3944,72	2,75	-1,56
8	44	1,38	2,44	1,27	2,31	10,32	16,8408	840,98	1208,80	2049,78	3643,95	1,71	1,83
9	49	1,12	2,17	0,99	2,01	9,478	10,8891	747,93	1669,24	2417,17	5106,36	1,80	-0,04
VSC	50	0,76	1,77	0,99	2,01	9,478	10,8891	0	2180,73	2180,73	5119,58	0,47	2,94

Tableau 6.21: Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M max ($G + 1.2 A(l) + St$)

Remarque :

On remarque d'après les tableaux que les contraintes supérieures et les contraintes inférieures trouvées (en phase de service) sont inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

7 Resistance à l'effort tranchant

7.1 Introduction

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au CDG de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement ;
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de vibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

7.2 Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte

7.2.1 Effet isostatique

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tout les efforts appliquée à :

- Un effort tranchant V_{ext} positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura alors : $V = V_{\text{ex}} - P \sin \alpha$

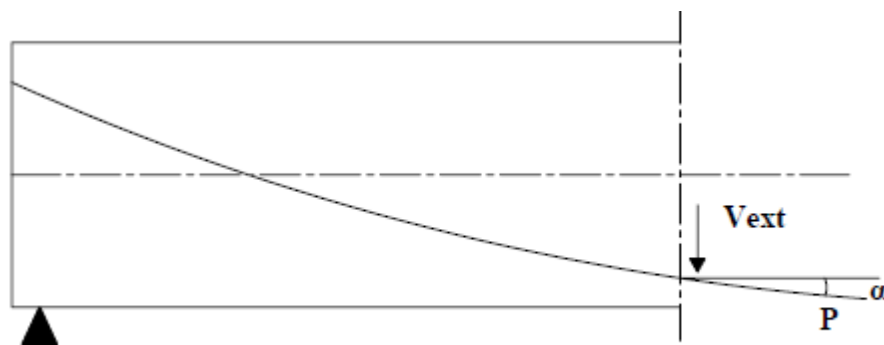


Figure 7.1 : Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

7.2.2 Effet hyperstatique

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte. Il est égal à la dérivée de ce moment : $V = \frac{dM}{dX}$

7.3 Effet RESAL

Dans notre cas la hauteur de la poutre caisson est variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée.

En respectant un extrados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dX}$

Près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dX}$$

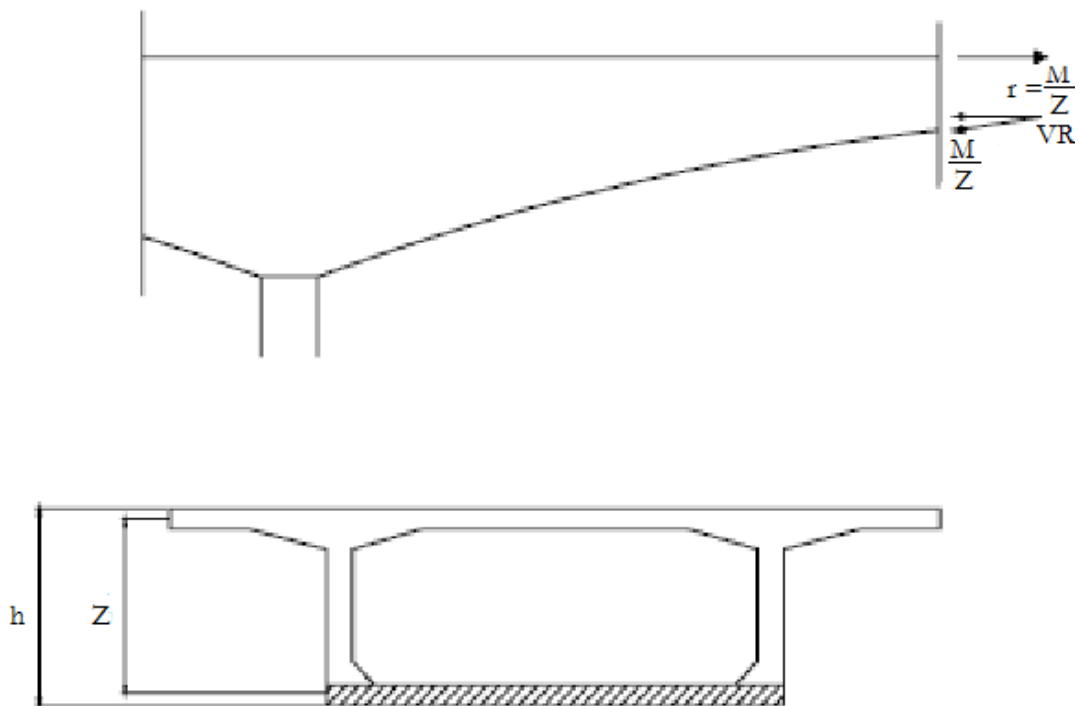


Figure 7.2 : Prise en compte de l'effet RESAL dans les poutres caisson.

7.4 Vérification de l'effort tranchant

4.1 Calcul de l'effort tranchant

Selon les combinaisons de charges on détermine l'effort tranchant :

$$V_r = V_{\max} - P \sin \alpha + \frac{dM}{dX} + \frac{M_{\text{ext}}}{Z} \frac{dh}{dX}$$

$V_{\max}$: l'effort tranchant maximal engendré par le poids propre et les surcharges.

$P_{\sin \alpha}$: l'effet isostatique du a la précontrainte.

$\frac{dM}{dX}$: L'effet hyperstatique du à la précontrainte.

$\frac{M_{\text{ext}}}{Z} \frac{dh}{dX}$: L'effet RESAL.

4.2 Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le BPEL, la vérification des contraintes de cisaillement se fait à l'état limite de service, la contrainte de calcul est donnée par la relation suivante :

$$\tau = \frac{V_r}{Z b_n}$$

Tel que :

V_r : Effort tranchant réduit;

Z : Bras de levier ; vaut $Z + \frac{I}{\mu}$

Avec :

I : le moment d'inertie.

μ : moment statique à l'ordonnée y (c.à.d. de la partie située au-dessus de la coupure par rapport à l'axe passant par le centre de gravité).

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale a la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et du diamètre des câbles qui traversent cette âme.

La vérification à faire est la suivante : $\tau \leq \bar{\tau}$

A l'état limite de service :

$$\bar{\tau} = \min \left(\bar{\tau}_1^2, \bar{\tau}_2^2 \right)$$

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

Avec :

σ_x : contrainte normale au niveau de la section de calcul : $\sigma_x = \frac{P}{s}$

σ_t : contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre évaluée avec la largeur nette b_n .

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire														
X	P(t)	sin α rad	V _{iso} (t)	V _{ELS} (t)	M _{ext} (t.m)	V _{resal} (t)	V _r (t)	σ _x (MPa)	Z(m)	τ (MPa)	τ ₁ (MPa)	τ ₂ (MPa)	τ _{min} (MPa)	ob
0	0	0	0	/	/	/		/	/	/	/	/	/	/
4	0	0	0	-0.58	513,59	0.00	-19.33	0,00	4,51	-0.04	1.90	3.03	1.90	ok
9	428,54	0,64	274,27	18.41	-371,32	1,67	-431.17	0,31	4,44	-0.97	1.77	4.03	1.77	ok
14	857,09	0,64	548,54	16.09	255,33	-1.76	-408.88	0,63	4,34	-0.94	1.83	4.69	1.83	ok
19	857,09	0,64	548,54	11.30	-151,65	1.44	-617.19	0,64	4,19	-1.47	1.84	4.7	1.84	ok
24	857,09	0,62	531,40	8.48	-64,26	0.86	-504.59	0,65	4,00	-1.26	1.84	4.67	1.84	ok
29	857,09	0,59	505,68	6.18	1,93	-0.033	-486.30	0,69	3,77	-1.29	1.85	4.62	1.85	ok
34	857,09	0,59	505,68	3.75	53,50	-1.195	-492.81	0,73	3,49	-1.41	1.85	4.57	1.85	ok
39	857,09	0,54	462,83	2.30	89,83	-2.615	-426.81	0,77	3,16	-1.35	1.86	4.53	1.86	ok
44	857,09	0,47	402,82	1.23	107,85	-4.034	-402.02	0,83	2,78	-1.44	1.86	4.47	1.86	ok
49	428,54	0,32	137,13	0.49	109,37	-5.375	-141.71	0,45	2,36	-0.60	1.80	5.05	1.80	ok

Tableau 7.1 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

Vérification des contraintes pour la travée de rive														
X	P(t)	$\sin \alpha$ rad	$V_{iso}(t)$	$V_{ELS}(t)$	M_{ext} (t.m)	$V_{resal}(t)$	$V_r(t)$	σ_x (Mpa)	Z (m)	τ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_{min} (MPa)	ob
0	0	0	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
4	0	0	0	-0.58	495.8	0	-21.06	0,00	4,51	-0.046	1.70	2.97	1.70	ok
9	428,54	0,64	274,27	15.32	-361.38	1.627	-428.75	0.31	4,44	-0.96	1.77	4.02	1.77	ok
14	857,09	0,64	548,54	15.42	242.87	-1.678	-413.94	0.63	4,34	-0.95	1.83	3.68	1.83	ok
19	857,09	0,64	548,54	10.76	-140.21	1.338	-613.05	0.64	4,19	-1.466	1.83	4.22	1.83	ok
24	857,09	0,62	531,40	8	-53.44	0.721	-505.32	0.65	4,00	-1.25	1.84	3.97	1.84	ok
29	857,09	0,59	505,68	5.75	17.46	-0.305	-485.44	0.69	3,77	-1.29	1.35	3.98	1.35	ok
34	857,09	0,59	505,68	3.42	72.5	-1.620	-492.88	0.73	3,49	-6.76	1.85	8.28	1.85	ok
39	857,09	0,54	462,83	2.02	111.64	-3.250	-456.24	0.77	3,16	-1.44	1.86	4.08	1.86	ok
44	857,09	0,47	402,82	1.01	134.92	-5.047	-402.20	0.83	2,78	-1.45	1.87	4.14	1.87	ok
49	428,54	0,32	137,13	0.32	142.13	-6.986	-142.35	0.45	2,36	-0.60	1.80	3.42	1.80	ok

Tableau 7.2 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.

Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\bar{\tau} < \tau$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit nous augmentons l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposons des étriers actifs (précontrainte transversale).

8 Etude de la diffusion de la précontrainte

8.1 Introduction :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre, au bout d'une certaine distance L_R appelée longueur de zone de régularisation. Selon le BPEL la répartition des contraintes normales est linéaire.

8.1.1 Câble centré rectiligne :

On considère une pièce prismatique, de section rectangulaire ($b \times h$) et un câble rectiligne ancré au centre de gravité de la section d'extrémité.

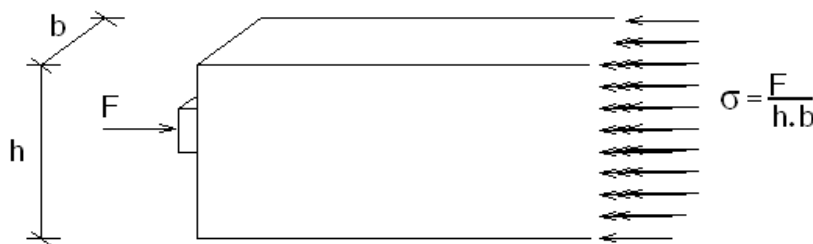


Figure 8.1 : Diffusion de la précontrainte Ancrage centré.

Dans une section courante de la poutre, la contrainte normale vaut $\sigma = \frac{p}{b h}$ cette relation n'est pas applicable au voisinage immédiat de l'ancrage. La distribution classique des contraintes engendrées par cet effort n'est retrouvée qu'à une distance L_R dite longueur de la zone de régularisation. Dans cette zone il y a risque d'éclatement du béton lors de la mise en tension des câbles.

8.1.2 Câble rectiligne excentré

On définit deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d = 2 c$ où c représente la distance de l'axe de l'ancrage à l'extrémité la plus proche. On admet, que dans cette zone, le comportement du béton est identique à celui d'un ancrage centré dans une pièce de hauteur (ou largeur) d et où l'on applique donc les formules précédentes ;
- Une zone de l'équilibre générale dans le plan S_R situé à la distance $L_R = h$ de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

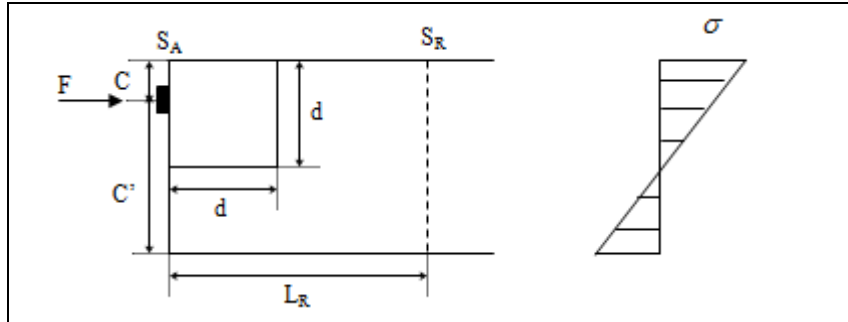


Figure 8.2 : *Ancrage excentré.*

8.1.3 Justifications réglementaires :

a. Zone de la première régularisation :

- **Effet de surface** : on prévoit un frettage de surface tel que ;

$$A_s = 0,04 \frac{\max(p_{j0})}{\overline{\sigma}_s}$$

P_{j0} : Précontrainte maximale initiale.

$$\overline{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$$

- **Effet d'éclatement** :

La contrainte de traction du béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{b d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

La contrainte de compression dans le béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{j0}}{b d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique au niveau j.

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage au niveau j.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression du béton à j jour.

f_{ctj} : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jour.

Pour le ferrailage d'éclatement, on calcule pour chaque ancrage la section d'aciers nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right)}{K_J \frac{2}{3} f_e} P_{j0}$$

K_J : Coefficient dépendant de la position de l'ancrage par rapport à la section droite et vaut 1 pour un ancrage d'extrémité.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \max \left(A_{ej} \text{ max} ; 0,15 \frac{P_{j0} \text{ max}}{\frac{2}{3} f_e} \right)$$

Application numérique :

Pour notre projet on effectue les vérifications et les justifications pour le cas le plus défavorable, C'est-à-dire que la section (section d'about) où l'on arrête le plus grands nombre de câbles.

- **Zone de surface :**

$$A_s = 0,04 \frac{3,144}{\frac{2}{3} \times 500} = 3,77 \text{ cm}^2 \quad \text{Ce qui correspond à 6HA10}$$

- **Zone intermédiaire tendue :**

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{0,25}{0,25} \right) \frac{3,144}{1,5 \times 0,25} = 1,048 < 1,25 \times 2,7 = 3,4 \text{ MPa.}$$

- **Zone intermédiaire comprimée :**

$$\sigma_{xj} = \frac{3,144}{1,5 \times 0,25} = 8,38 < \frac{2}{3} \times 30,43 = 20,28 \text{ MPa.}$$

• **Ferraillage d'éclatement:**

$$A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{0,25}{0,25} \right)}{1 \times \frac{2}{3} \times 500} 3,144 = 0,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_e = 14,14 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : 8HA16.}$$

b. Zone de la deuxième régularisation :

Dans cette phase, on détermine les armatures transversales permettant la couture des différents plans:

$$A_C = \frac{V_{xe} - N_t}{\frac{2}{3} f_e}$$

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

Application numérique :

$$V_{xe} = 18,41 \times \left[1 - \left(\frac{2}{3 \times 1,90} \right)^2 \right] = 16,14 \text{ MN.}$$

$$A_C = \frac{16,14 - 15,9}{\frac{2}{3} \times 500} = 72,00 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Les armatures A_C ne se cumulent pas avec les précédentes A_e et A_s :

Si $A_e + A_s \geq A_C$, Aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.

Si $A_e + A_s < A_C$, on ajoutera aux armatures A_e et A_s , la différence $A_C - A_s - A_e$

c. Résumé des résultats :

Nature	Section d'aciers (cm ²)	Répartition
A_s	$3,77\text{cm}^2$	Près de la surface d'about
A_e	$14,4\text{ cm}^2$	Sur 0.25 à partir de l'about
A_c	$72-14,14-3,77 = 54,09\text{ cm}^2$	Sur $2/3 \times 2,25 = 1.50\text{m}$ à partir de l'about.

Tableau 8.1 : Résumé des résultats

8.2 Etude du bossage :

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « Poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement ; il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures ; ces armatures sont appelées « frettes » et elles constituent le « frettage ». Elles doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section ; on doit disposer :

Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson :

$$A_1 = \frac{P}{\sigma_s} (0,5 - \sin \alpha)$$

Les aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation :

$$A_2 = \frac{0,5P}{\sigma_s}$$

Des aciers de couture du reste du bossage :

$$A_3 = \frac{P \sin \alpha}{\sigma_s}$$

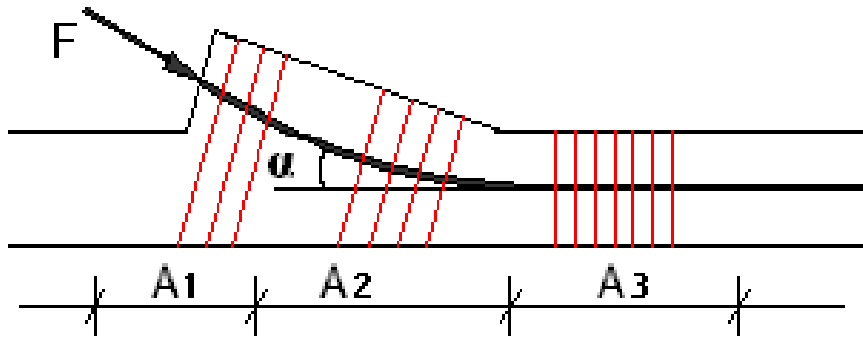


Figure 8.3: Distribution du ferrailage dans un bossage.

8.2.1 Ferrailage d'un bossage à un seul ancrage :

$$P_0 = 3,144 \text{ MN} \quad \text{Avec} \quad \tan \alpha = \frac{0,125}{1,5} = 0,09 \quad \rightarrow \alpha = 5,15^\circ$$

$$A_1 = \frac{3,144}{\frac{2}{3} \times 500} (0,5 - \sin 5,15^\circ) = 38,69 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8T25 répartis sur une distance de 30cm.}$$

$$A_2 = \frac{0,5 \times 3,144}{\frac{2}{3} \times 500} = 47,16 \text{ cm}^2. \text{ Soit 10T25 répartis sur une distance de 1,5 m.}$$

$$A_3 = \frac{3,144 \times \sin 5,156^\circ}{\frac{2}{3} \times 500} = 8,47 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8T12 répartis sur une distance de 60 cm.}$$

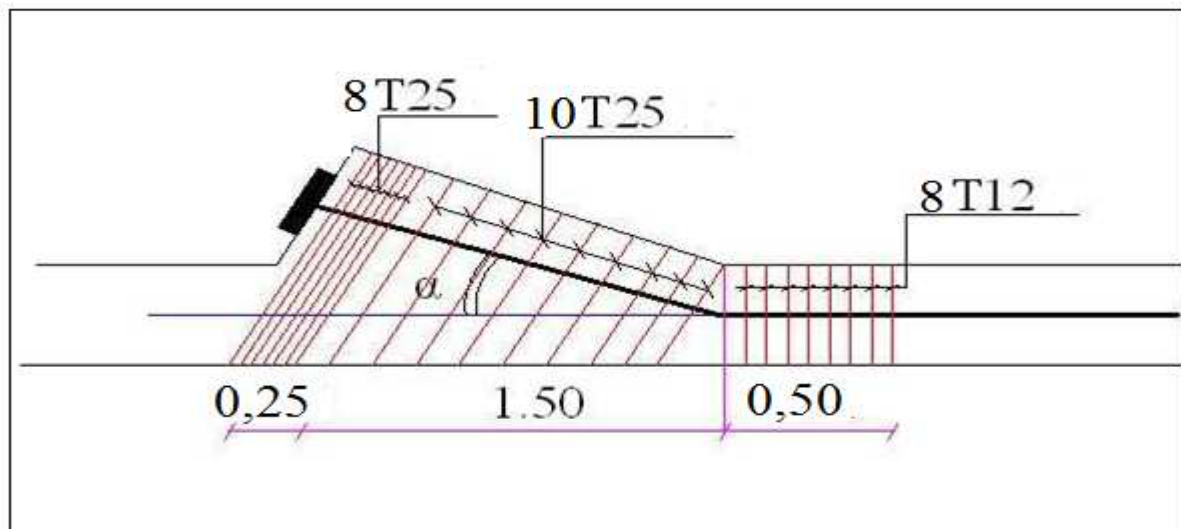


Figure 8.4 : *Détail de ferrailage d'un bossage.*

9 Etude transversale

9.1 Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section caisson (tubulaire) du fait sa grande rigidité à la torsion et de sa raideur à la flexion des deux membrures supérieure et inférieure, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celle construite au droit des appuis.

La section caisson donc assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

On se limite dans l'étude transversale sur deux voussoirs de hauteurs différentes, une section sur culée et une autre près de la pile.

9.2 Modélisation de la section

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel *Robot structurale* (Programme aux éléments finis), les sections transversales sont modélisées en élément barre de largeur unitaire simplement appuyés.

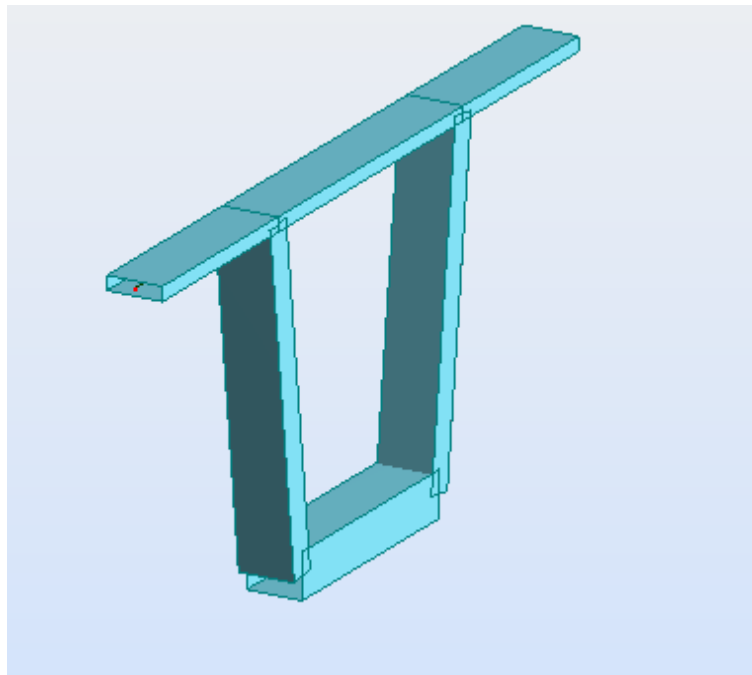


Figure 9.1 : *Modèle de calcul en 3D (voussoir sur pile).*

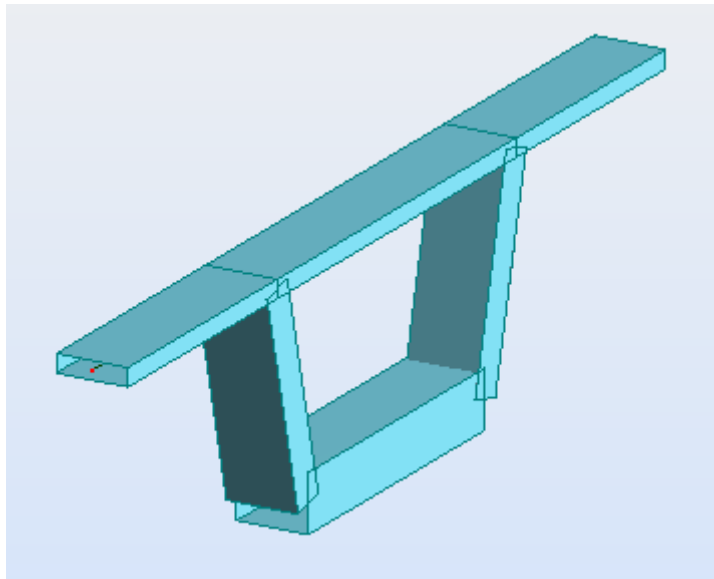


Figure 9.2 : *Modèle de calcul en 3D (voussoir a la clé).*

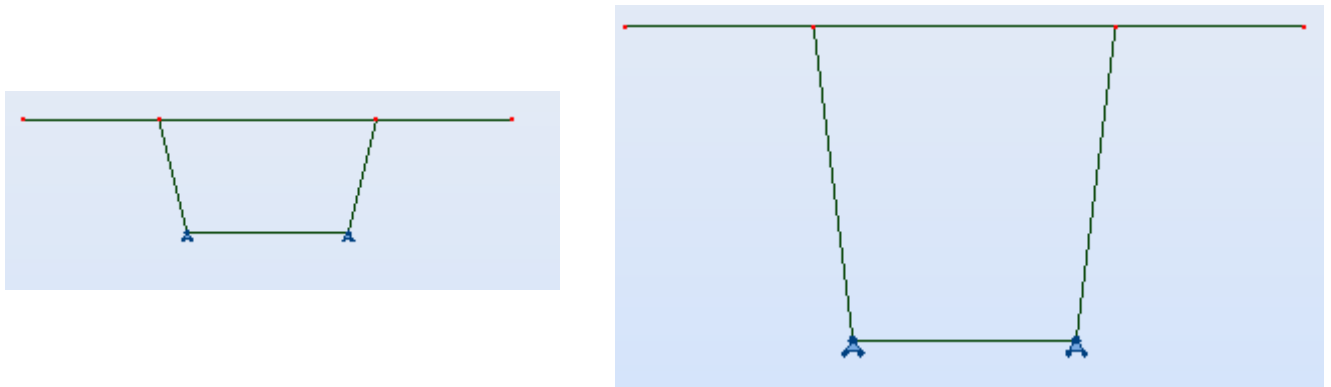


Figure 9.3: *schéma statique de calcul.*

9.3 Définition des charges

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

9.3.1 Charges permanentes

- Poids propre (P_p) : le logiciel Robot millenium considère automatiquement le poids propre des éléments ;
- Poids du revêtement (P_r) : Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur.

$$P_{rev} = e \cdot L_r \cdot \gamma_{BB} = 0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/m.}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

L_r : Largeur roulable.

γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux.

- Poids des trottoirs (P_t) : réparti sur une largeur de 1.50 m des extrémités de la section ce qui nous donne : $P_t = 2,5 \times 0.563 = 1,406 \text{ t/m}$. (0.563 m² étant la surface d'une coupe transversale du trottoir).
- Garde corps : $P = 0,1 \text{ t}$.
- Glissière de sécurité : $P = 0,06 \text{ t}$.
- Corniche : $P = 1,1825 \text{ t /m}$.

9.3.2 Surcharges d'exploitations

a) Charges routières

Nous allons considérer les charges suivantes : $A(l)$, B_c , $Mc120$ car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

b) Système de charge $A(L)$

$$A(l) = 51,91 \text{ kN/m}.$$

c) Les chargements sont majorés par le coefficient de majoration dynamique

Il est donné dans le tableau ci-dessous :

Les valeurs de coefficient de majoration dynamique				
Systèmes de charges	B_c	B_t	B_r	$Mc120$
δ	1.177	1.155	1.128	1.159
$L(m)$	10	10	10	10

Tableau 9.1 : donnant le coefficient de majoration de chaque système.

- Chargement B_c : charge ponctuelle de $(60 \times 1.177) = 70.6 \text{ kN/ml}$.
- Chargement B_t : charge ponctuelle de $(80 \times 1.155) = 92.40 \text{ kN/ml}$.
- Chargement B_r : charge ponctuelle de $(100 \times 1.128) = 112.8 \text{ kN/ml}$.
- Chargement $Mc120$: chargement ponctuelle de $(550 / (6.1 \times 1) \times 1.59 = 143.4 \text{ kN/ml}$.

9.3.3 Charges sur trottoirs (St)

En flexion locale elle est prise égale à 4.5KN/m^2 ;
Donc : $St = 4.50 \times 1\text{m} = 4.50 \text{ KN/ml}$ sur chaque trottoir.

9.4 Les combinaisons d'actions

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 ».

Les combinaisons d'actions		
Nom du cas	ELU	ELS
Combinaison 1	$1.35G + 1.6 (A + S_d)$	$G + 1.2 (A + S_d)$
Combinaison 2	$1.35G + 1.6 (B_c + S_d)$	$G + 1.2 (B_c + S_d)$
Combinaison 3	$1.35G + 1.6 (B_t + S_d)$	$G + 1.2 (B_t + S_d)$
Combinaison 4	$1.35 G + 1.6 (B_r + S_t)$	$G + 1.2 (B_r + S_t)$
Combinaison 5	$1.35 G + 1.5 \text{ Mc120}$	$G + 1.2 \text{ Mc120}$

Tableau 9.2 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.

Tel que :

G : Charges permanentes ;

A(l) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titre II ;

B_c, B_p, B_r : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II ;

Mc120 : Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

9.5 Résultat des calculs

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

9.5.1 Voussoir sur pile

- A l'état limite ultime : $1.35G + 1.5 (A(L) + ST)$

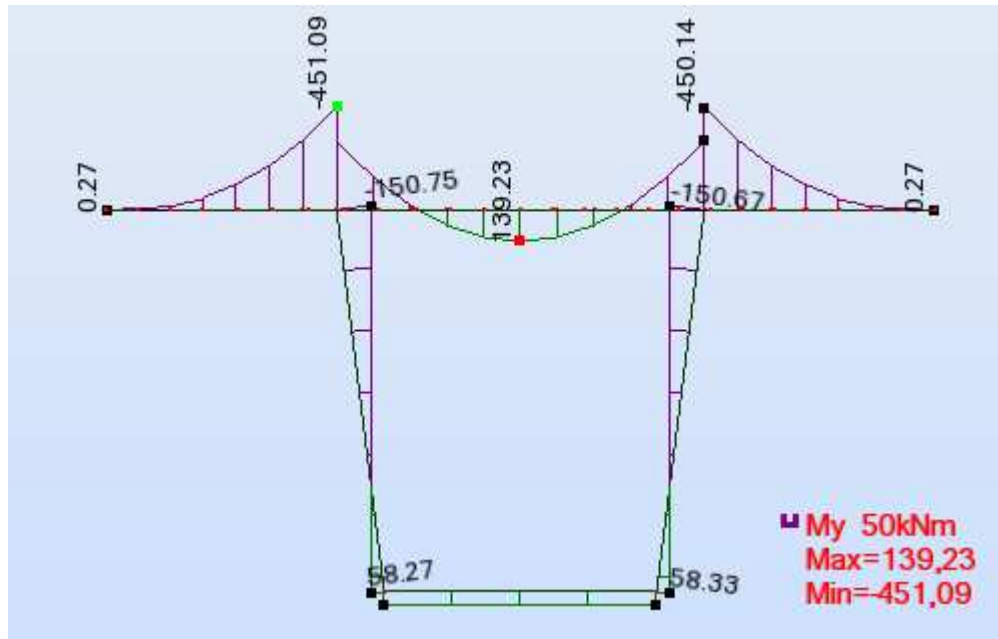


Figure 9.4 : Diagramme des moments fléchissant.

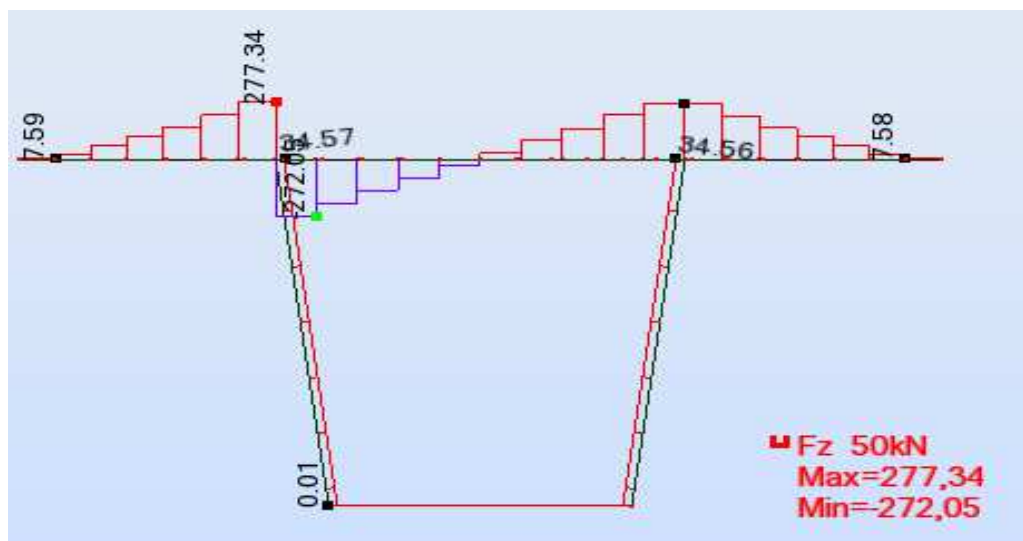


Figure 9.5 : Diagramme des efforts tranchants.

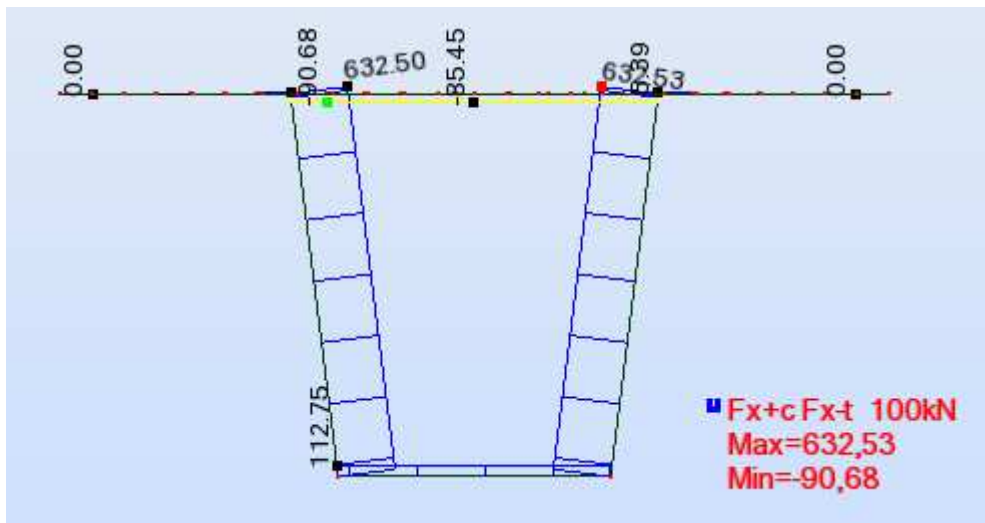


Figure 9.6 : *Diagramme des efforts normaux.*

- A l'état limite de service : $G + 1.2A(l) + 1.2St$

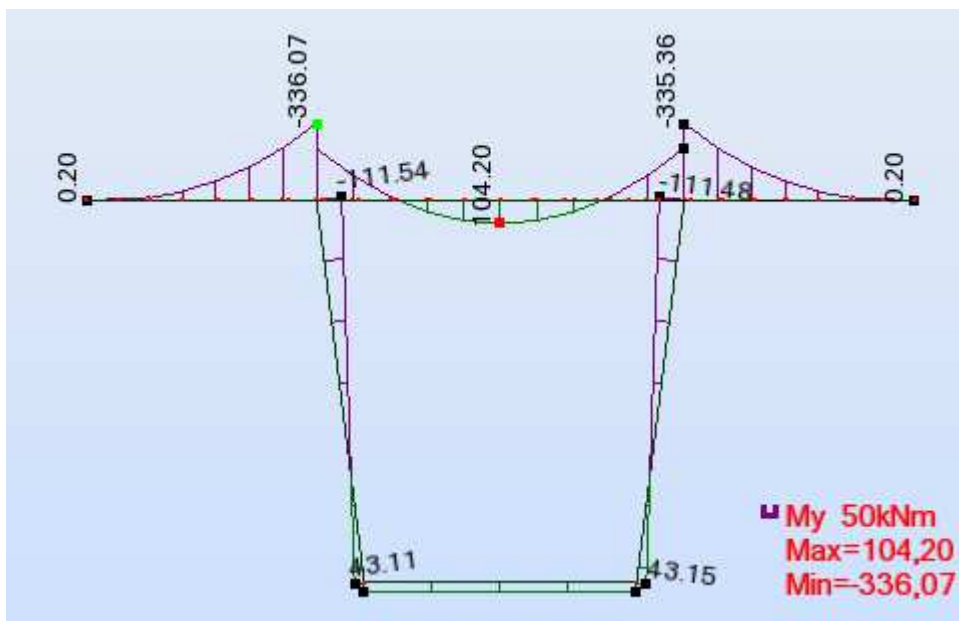


Figure 9.7 : *Diagramme des moments fléchissant.*

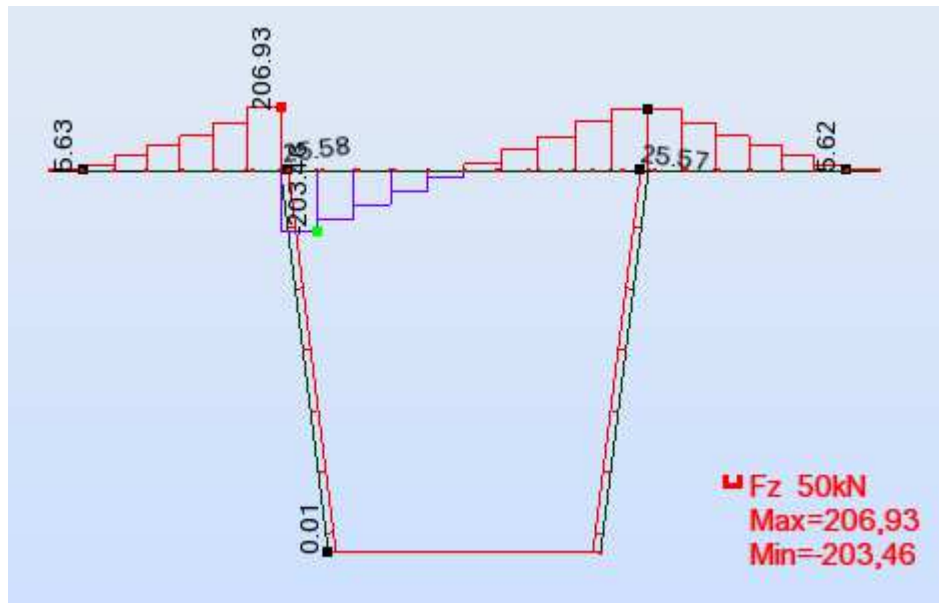


Figure 9.8 : *Diagramme des efforts tranchants.*

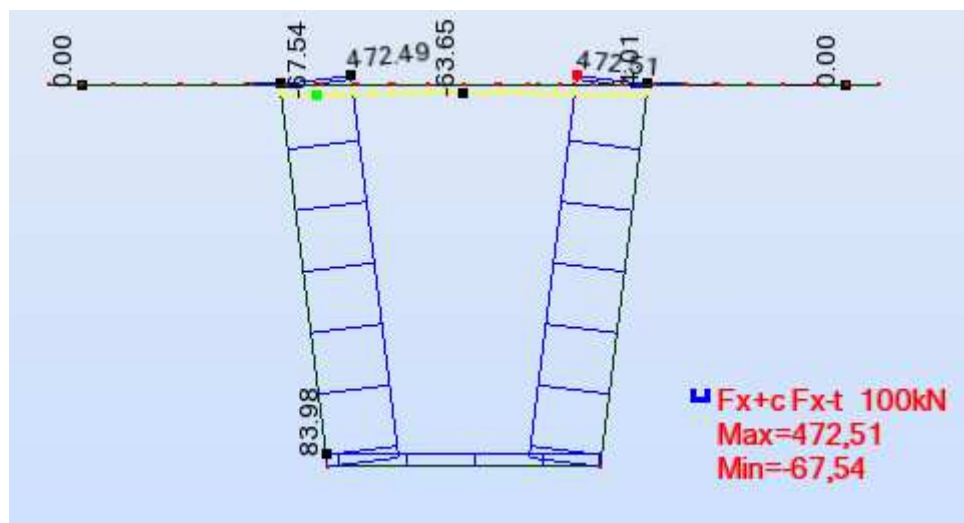


Figure 9.9 : *Diagramme des efforts normaux.*

9.5.2 Voussoir à la clé

- A l'état limite ultime : $1.35G + 1.5 (A(L) + ST)$

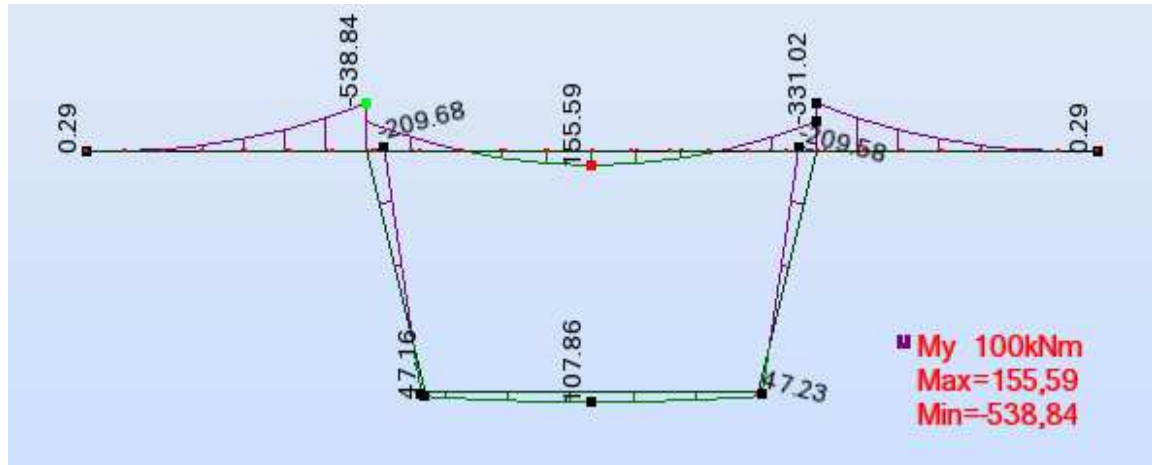


Figure 9.10 : *Diagramme des moments fléchissant.*



Figure 9.11 : *Diagramme des efforts tranchants.*

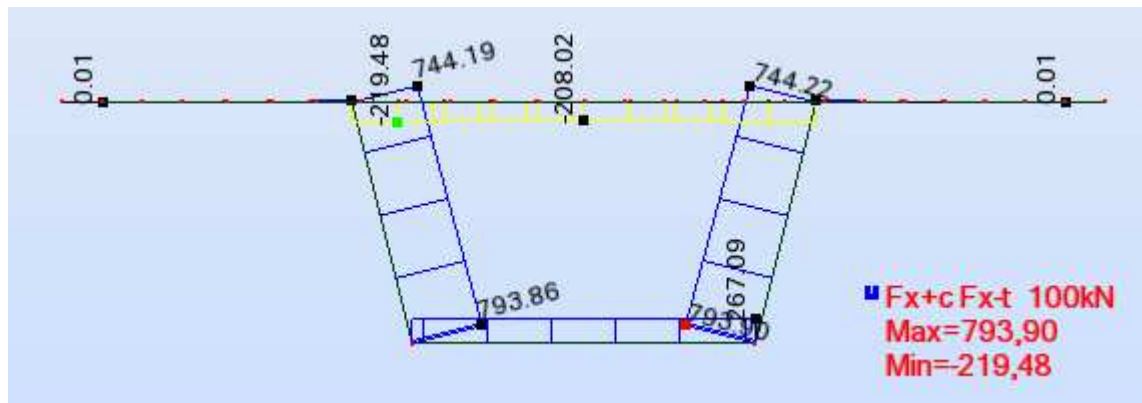


Figure 9.12 : *Diagramme des efforts normaux.*

➤ A ELS : $G + 1.2 (A(l) + St)$

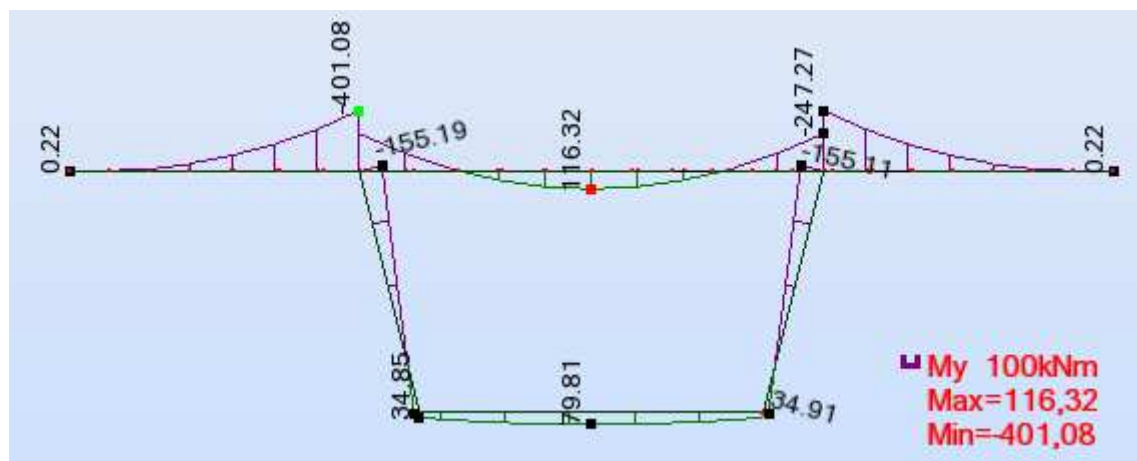


Figure 9.13 : *Diagramme des moments fléchissant.*

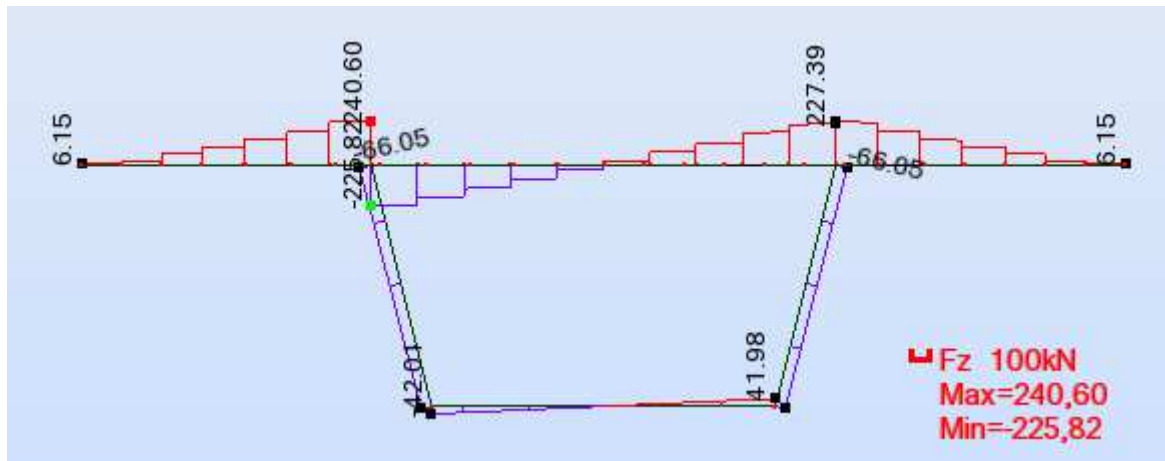


Figure 9.14 : *Diagramme des efforts tranchants.*

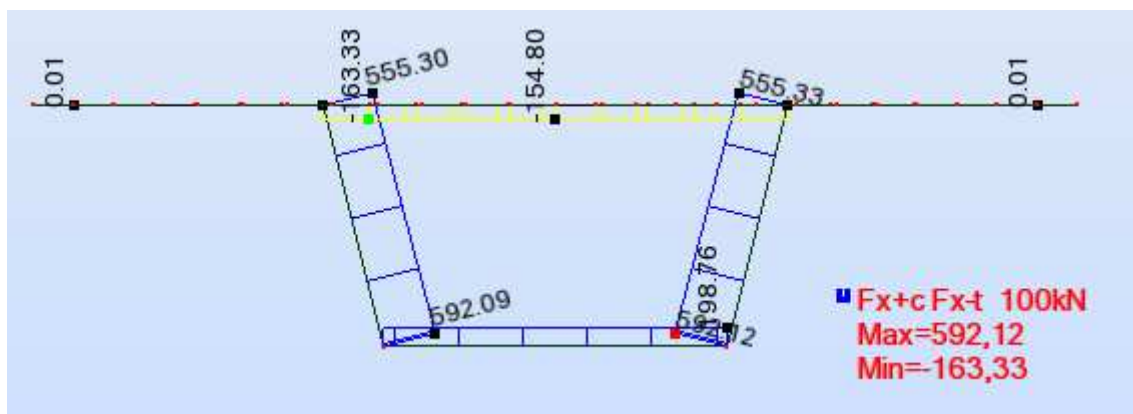


Figure 9.15 : *Diagramme des efforts normaux.*

9.6 Ferrailage des voussoirs

Le ferrailage est effectué avec le logiciel SOCOTEC. Pour les deux premiers cas (flexion simple pour la console et flexion composée pour la dalle). Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple ;
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion composée ;
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion composée ;
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

9.6.1 Ferrailage du voussoir sur pile

La détermination des armatures sera faite à l'ELU et vérifiée à l'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir les caractéristiques du béton son :

$$f_{c28} = 35\text{MPa.}$$

$$f_c = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15,3 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{st} = 207,31 \text{ MPa.}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

-dalle supérieure ; console :

Hauteur de la dalle : $h = 0.25 \text{ m.}$

La largeur de la dalle : $b = 1 \text{ m.}$

-dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h = 0,80 \text{ m.}$

La largeur de la dalle : $b = 1 \text{ m.}$

-Les âmes :

Hauteur de l'âme : $h = 0,5 \text{ m.}$

La largeur de l'âme : $b = 1 \text{ m.}$

On prend le même enrobage pour toutes les sections : $c = c' = 0,05\text{m.}$

9.6.2 Ferrailage du voussoir sur la culée

Le voussoir sur culée à mêmes caractéristiques du béton et de géométrie que le voussoir sur pile.

Tout le reste du calcul est récapitulé dans les tableaux ci-dessous, que nous donnons :

-Les sollicitations à l'E.L.U et à l'E.L.S ;

-Le calcul du ferrailage à l'E.L.U ;

-Vérification de la condition de non fragilité ;

-Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

		ELU		ELS		Calcul ELU		Vérification à ELS				
section	/	M	N	M	N	A _{sup}	A' _{inf}	σ_{bc}	σ_{bc}	σ_s	σ'_s	vérification
Console	appu i	-451.09	0	-336.07	0	88.83	2.7	25.2	0	223.3	-241.9	Non
Dalle supérieure	T	139.23	-90.68	104.20	-67.54	0	20.87	0	3.6	40.7	-224.2	Oui
	A	-300.88	-5.53	-224.92	-67.52	58.87	0	22.4	0	-208.5	199.3	Non
Dalle inférieure	T	58.33	112.75	43.15	93.98	0	3.97	0	0.3	1.1	-38.1	Oui
	A	58.27	112.75	43.15	93.98	0	3.96	0	0.2	0.8	-4.0	Oui
Ame	/	-15075	632.53	-111.48	472.51	19.74	0	2.9	0	-13.7	-37.00	Oui

Tableau 9.3 : Résultat de ferrailage à l'E.L.U (voussoir sur pile).

		ELU		ELS		Calcul ELU		Vérification à ELS				
Section	/	M	N	M	N	A _{sup}	A' _{inf}	σ_{Bc}	σ_{Bc}	σ_s	σ'_s	vérification
Console	/	-538,84	0	-401.08	0	105.41	43.74	25.7	0	228.3	-244.2	Non
Ds	T	155.59	-208.02	116.32	-163.88	0	24.36	0	7.3	35.7	-184.9	Oui
	A	-331.02	-219.41	-247.27	-163.28	62,89	0	15.4	0	-157.9	133.9	Oui
Di	T	107.86	267.09	79.81	198.76	0	2.31	0.7	0	8.7	-7.5	Oui
	A	47.16	267.09	34.91	198.76	0	3.44	2.3	0	18.6	-27.8	Oui
Ame	/	-209.58	793.90	-155.11	592.12	24.11	0	0	11.5	-68.7	-112.4	Oui

Tableau 9.4 : Résultat de ferrailage à l'E.L.U (voussoir sur culée).

9.6.3 Calcule les armatures à l'état limite de service

Après les vérifications des contraintes à l'E.L.S, on constate que les contraintes ne sont pas vérifiées, Ce qui ne mène à recalculer les armatures à l'E.L.S.

		E.L.S		calcul A_s à l'E.L.S		Les contraintes		les armatures		
Section	/	M	N	A_{s1}	A_{s2}	σ_{bc}	σ_s	ferraillage	A_s adopté	S_t
Consol	appui	-336,07	0	0	61.64	15,54	207,31	8HA 32	64,34	15
Dalle supérieure	travée	104,20	-67,54	/	/	/	/	8HA20	25,13	15
	appui	-224,92	-67,52	0	55.4	14.3	207.31	8HA32	64 ,34	15
Dalle inférieure	travée	43,15	83,98	/	/	/	/	8 HA8	4,01	15
	appui	43,15	93,98	/	/	/	/	8HA 8	4,01	15
Ame	appui	-111,48	472,51	/	/	/	/	8HA20	25,13	15
Signification: S_t : espacement doit être compris entre 15et 30 [cm]										

Tableau 9.5 : Ferraillage du voussoir sur la pile

		E.L.S		calcul A_s à l'E.L.S		Les contraintes		les armatures		
Section	/	M	N	A_{s1}	A_{s2}	σ_{bc}	σ_s	ferraillage	A_s adopté	S_t
Consol	appui	-401,08	0	0	64.12	28,32	207,31	8HA32	64,34	15
Dalle supérieure	travée	116,32	-163,33	/	/	/	/	8HA20	25,13	15
	appui	-247,27	-163,28	/	/	/	/	8HA32	72 ,38	15
Dalle inférieure	travée	79,81	198,76	/	/	/	/	8HA8	4.01	15
	appui	34,91	198 ,76	/	/	/	/	8HA8	4,01	15
Ame	appui	-155,19	555,33	/	/	/	/	8HA20	25,13	15
Signification: S_t : espacement doit être compris entre 15et 30 [cm]										

Tableau 9.6: Ferraillage du voussoir sur culée

9.6.4 Calcul des armatures de répartition

Notre ouvrage est en classe 1 (aucune traction n'est admise). Donc le calcule des armatures de répartition se fera forfaitairement. Elles sont données par la formule suivante :

$$A_s = \max\left(\frac{A_s}{3} ; 8 \times 10^{-4} \times b \times h \right), \text{ tel que : } A_s \text{ est la section adopté transversalement.}$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

Les résultats des armatures de répartition sont récapitulés dans les tableaux ci dessous :

Eléments	Transversal		Longitudinal	
	$A_{s1} \text{ [cm]}^2$	$A_{s2} \text{ [cm]}^2$	$A_{s1} \text{ [cm]}^2$	$A_{s2} \text{ [cm]}^2$
Console	4,01	64,34	34,36	56,30
	8HA8	8HA32	7 HA 25	7HA32
Dalle supérieure	25,13	72,38	56,30	19,12
	8HA20	8HA32	7HA32	7HA20
Dalle inférieure	4,01	4,01	5,50	5,50
	8HA8	8HA8	7HA10	7HA10
Ame	8HA20	8HA8	21,88	21,88
	25,13	4,01	7HA20	7HA20

Tableau 9.7: *Résultat de ferrailage longitudinal (voussoir sur pile et culée).*

9.6.5 Vérification de l'effort tranchant

Données par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec la fissuration est très préjudiciable on a :}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} : \quad [\text{BAEL 91}]$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivants :

Section	/	b(cm)	d (cm)	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
console	app	100	25	277,34	1,11	4	Oui
Dalle supérieure	app	100	25	272,05	1,09	4	Oui
Dalle inférieure	app	100	80	0	0	4	Oui
Ame	app	100	50	34,57	0,07	4	Oui

Tableau9.8: *tableau de vérification de l'effort tranchant (voussoir sur pile).*

Section		B(cm)	D (cm)	V _u (N)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	vérification
console	app	100	25	206,93	0,83	4	Oui
Dalle supérieure	app	100	25	203,4	0,84	4	Oui
Dalle inférieure	app	100	80	42	0,05	4	Oui
Ame	app	100	50	25,57	0,06	4	Oui

Tableau9.8 : *Tableau de vérification de l'effort tranchant (voussoir sur la culée).*

9.6.6 Vérification au poinçonnement

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b} : [\text{BAEL 91}]$$

Avec :

Q_u: Valeur de la force concentrée en MN, Q_u = 0,1MN.

h: Hauteur de la section.

u_c: Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,20 + 2 \times \frac{0,25}{2} = 0,45 \text{ m.}$$

Donc :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN} \quad \text{Pour le système Br.}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y pas de risque de poinçonnement.

9.6.7 Vérification des âmes au flambement

Les structures énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élancement λ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50, \quad [\text{BAEL, 91}].$$

Avec :

λ: Elancement du poteau ;

l_f: Longueur de flambement ;

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

i: Rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: Moment d'inertie du poteau ;

B: Section du poteau ;

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$l_f = 0,5 \times l_0$; Car les âmes sont encastrées à ses extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme.

$$\lambda = \frac{0,5 \times 6}{\sqrt{\frac{0,5^2}{12}}} = 20,78 \leq 50$$

Conclusion

Le ferrailage de la dalle supérieur et les porte à faux sont conséquents, vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre les autres éléments sont moins sollicités. Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

10 Etude des équipements d'un pont

10.1 Introduction

Un certain nombre d'équipements (étanchéité, appareils d'appuis, etc...) conditionnent bon fonctionnement et la durabilité de l'ouvrage, pour cela on a sélectionné un certain nombre d'équipements qu'ils doivent être calculés.

10.2 Etanchéité et couche de roulement

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) qui doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une **couche d'étanchéité** disposée sur la dalle de béton.

C'est l'un des équipements les plus importants dans l'ouvrage. Il existe plusieurs types d'étanchéité, pour le cas de notre projet on utilise l'étanchéité à base d'asphalte coulé.

La **couche de roulement** qui vient au-dessus de la couche d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux dont l'épaisseur courante est de 8 cm.

10.3 Joint de chaussée

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation, ils sont disposés aux extrémités du pont entre le tablier et les culées.

Le choix d'un joint dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle et en fonction de l'amplitude des mouvements du tablier.

❖ Calcul du souffle des joints

Le souffle est le déplacement maximal entre les positions extrêmes du joint. Il doit être dimensionné de manière à absorber la variation maximale de la longueur ΔL du tablier.

La variation d'ouverture du joint est due essentiellement aux variations de longueur du tablier provoquées : aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux effets de température et les déformations différées du béton (retrait et fluage) plus le déplacement dû au freinage.

- Rotations sur appui du fait de la flexion du tablier

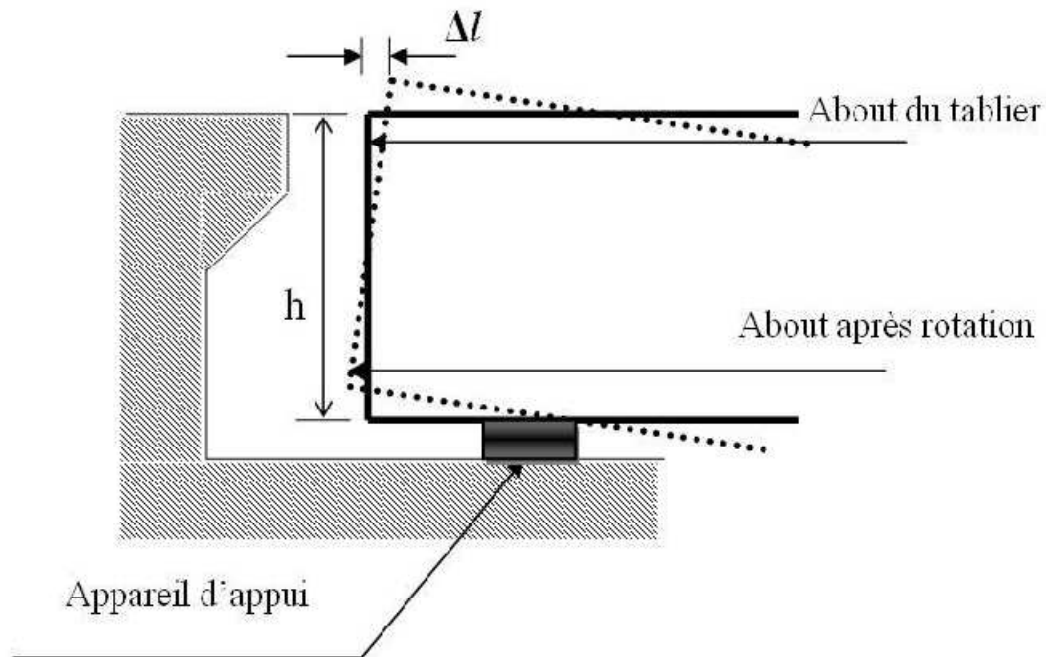


Figure 10.1 : *Rotation des extrémités du tablier.*

La rotation d'extrémité d'une poutre chargée crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal $\Delta L = h \times \tan \alpha$.

On accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0,02 rad ce qui crée un déplacement de 6 cm.

❖ **Déplacement dû au freinage**

$$\epsilon_{f(BC)} = \frac{TxFa}{2GxS}$$

Avec :

G: Module de déformation transversale égale à 9 Kg/cm².

T: Hauteur de l'appareil d'appui.

S: Dimension l'appareil d'appui (a×b).

$$\epsilon_{f(BC)} = \frac{10,5 \times 36 \times 10^3}{18 \times 45 \times 60} = 7,77 \text{ cm.}$$

❖ **La dilatation thermique**

On prend dans ce cas généralement un raccourcissement relatif :

Effet de la température ($\Delta T > 0$) est calculé par la formule [Calgaro 2000].

$$\Delta L = L \times \lambda \times \Delta T.$$

Avec :

L: La longueur de dilatation = 70m.

λ : Coefficient de dilatation = 10^{-5} (cas des ouvrages en béton).

ΔT : La variation de température = $+40^\circ\text{C}$.

$$\Delta L = 2,8 \text{ cm.}$$

Effet de la température ($\Delta T < 0$)

Dans ce cas la variation de température égale à -10°C .

$$\Delta L = -2,7 \text{ cm}$$

❖ **Effet des déformations différées du béton (retrait et fluage)**

Retrait

Dans notre cas on prend la déformation relative due au retrait (ϵ_r) égale à -2×10^{-4} .

$$\epsilon_r = \frac{\Delta L}{L} \Rightarrow \Delta L = -5,4 \text{ cm.}$$

Fluage

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

On pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L}{L} = K_{ft} \times 10^{-4}$$

K_{ft} : Coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\epsilon_r = \frac{\Delta L}{L} = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L = 5,4 \text{ cm}$$

Donc le souffle sera la somme des valeurs absolues de ces trois elongations :

Souffle = 15,97cm.

❖ **Type de joint choisi**

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussées, on constate que pour un souffle de 23,97 cm il faut considérer.

La famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. 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.

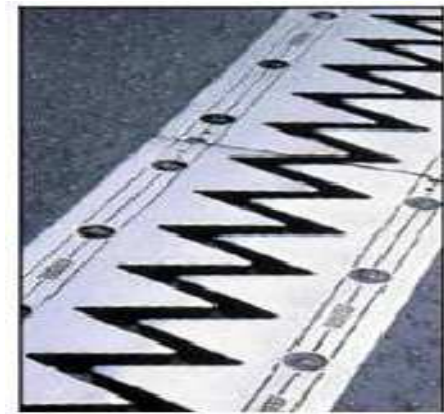


Figure 10.2 : *Joint du type Wd (souffle moyen).*

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré.

Type	Droit	100	80	60	40	80
Wd60	6		6	7	6	6
Wd80	8		8	9	8	8
Wd110	11		116	104	9	9
Wd160	16		169	158	141	139
Wd230	23		185	127	102	9

Tableau 10.1 : *Différents modèles des joints Wd.*

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(KN)	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	5	20	20	52,5	6	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	5	20	20	62,5	6	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	8	25	25	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	9	30	28	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	1	35	28	170	190	5
Dimensions en mm.*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation, ** Nb= Nombre de fixations par élément														

Tableau 10.2 : *Caractéristiques physiques des joints Wd.*

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd160**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

10.4 Appareil d'appui

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

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

- ❖ Les appareils d'appuis en béton.
- ❖ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ❖ Les appareils d'appuis en acier.
- ❖ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va donner :

Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

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

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

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

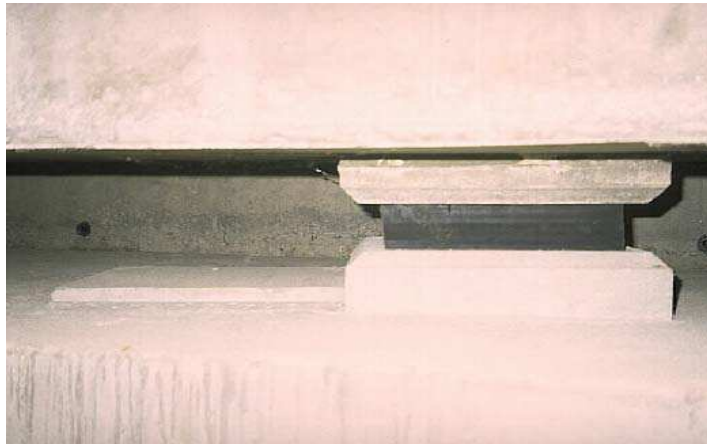


Figure 7.3 : *Appareil d'appui en élastomère fretté.*

10.4.1 Dimensionnement des appareils d'appuis

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

On utilise les appareils d'appui de type B. Ils comportent $n + 1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm.

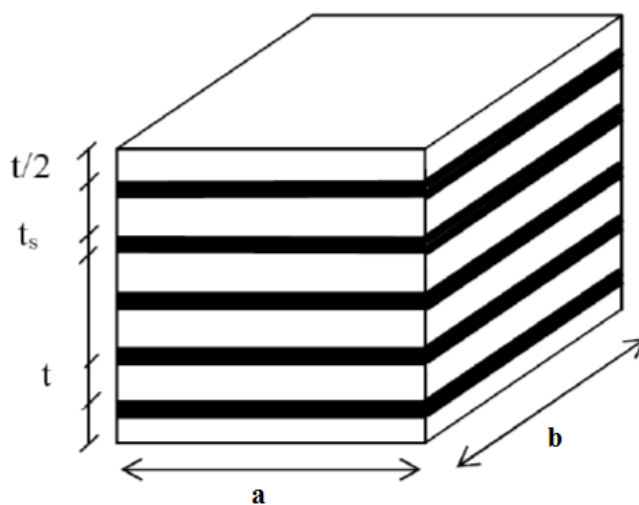


Figure 10.4 : *Définition géométrique d'un appareil d'appui.*

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit deux épaisseurs nécessaires au dimensionnement : **[SETRA, 2007]**

Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T = n \times (t_i + t_s) + t_s$

Épaisseur nominale totale d'élastomère : $T = n \times t_i$ si $e \leq 2,5\text{mm}$

Avec :

T : Épaisseur totale de l'élastomère

n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t_i : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : Épaisseur d'une frette élémentaire.

e : Enrobage.

NB :

Si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul de l'épaisseur total de l'appareil d'appui.

10.4.2 Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges

Les réactions sont calculées à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

- $G + 1,2 (A (L) + ST)$.
- $G + 1,2 (BC + ST)$.
- $G + Mc120$.
- $G + D240$.

Après le calcul, on constate que les réactions maximales sont obtenues sous la combinaison $G + 1,2 (A (L) + ST)$, ces réactions sont :

$$R1 = 1420,9\text{t}$$

$$R2 = 1397,35\text{t}$$

$$R3 = 1290,9\text{t}$$

$$R4 = 1154,87\text{t}$$

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$$R = N = 1420,9 \text{ t.}$$

Nous allons disposer deux (02) appareils d'appui au niveau de chaque culé.

$$R = \frac{N}{2} = 710,45\text{t.}$$

-Sous réaction verticale R

La contrainte maximum de compression

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{ab} \geq 16,2 \text{ MPa. Avec } N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$$

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$R=710,45t \Rightarrow (a \times b) = (450 \times 600) \text{ mm}^2; t_i = 12\text{mm.}$$

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes :

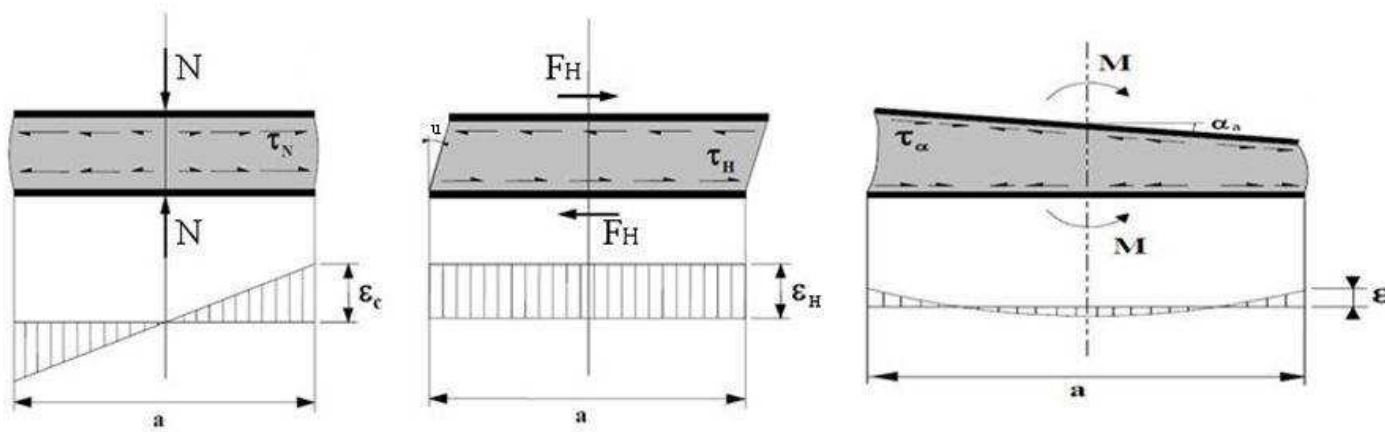


Figure 10.5 : Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.

- **Comportement sous effort normal**

La contrainte maximum de cisaillement due à l'effort vertical

$$\tau_N = \frac{1,5}{B} \times \sigma_m = \frac{1,5}{B} \times \frac{N}{a \times b}$$

Avec : $B = \frac{a \times b}{2 t_i \times (a \times b)}$

$$\tau_N = \frac{3 \times t_i \times (a \times b) \times R}{a^2 \times b^2} \Rightarrow \tau_N = 0,736 \text{ MPa}$$

- **Comportement sous effort horizontal**

-Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation) :

$$\tau_{H1} = \frac{H1}{a \times b} = \frac{G \times U1}{T}$$

Tel que :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut 0,9 MPa.

$u_1 = 28\text{mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques).

Si on prend 07 élastomères, donc $T=07 \times 12= 84$ mm.

-Sous effort dynamique H_2 (freinage) engendre la distorsion u_2 :

L'effort de freinage correspondant à la charge B_c d'un seul camion (H_2) est égal à :

$$F_a=360 \text{ KN}$$

Avec : $H_2 = \frac{F_a}{2} = 180 \text{ KN}$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2 \times G \times U_2}{T} = \frac{180 \times 10^3}{450 \times 600} = 0,66 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \Rightarrow \tau_H = 0,63 \text{ MPa}$$

- **Comportement sous une rotation d'axe horizontal**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_t vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{T}\right)^2 \times \alpha_T \quad \text{avec : } \alpha_T = \alpha_0 + \alpha_i.$$

Tel que :

α_0 : Est la rotation permet par le joint de chaussée égale à 0,02 rad.

α_i : Égale à 0,003 rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0,9}{2} \times \left(\frac{450}{84}\right)^2 \times 0,023 = 0,297 \text{ MPa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \quad (1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \quad (2)$$

$$\tau_H \leq 0,7G \quad (3)$$

$$\tau_{\alpha T} \leq \tau_N \quad (4)$$

$0,736 + 0,63 + 0,297 = 1,366 \text{ MPa} \leq 4,5 \text{ MPa}$; c'est vérifier.

$\tau_{H1} = 0,3 \text{ MPa} \leq 0,45 \text{ MPa}$; c'est vérifier.

$\tau_H = 0,63 \text{ MPa} \leq 0,63 \text{ MPa}$; c'est vérifier.

$\tau_{\alpha T} = 0,297 \text{ MPa} \leq \tau_N = 0,736 \text{ MPa}$; c'est vérifier.

10.4.3 Vérification de l'appareil d'appui

- **Condition de non flambement**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{D'où } 45 \leq T \leq 90 \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Condition de non glissement**

On doit vérifier : $H \leq f \times N$

Avec :

f : est le coefficient de frottement a pour l'expression suivante :

$$f = 0.10 + \frac{0.60}{\sigma_m} = 0.10 + \frac{0.60}{26.31} = 0.123$$

$$H = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) \times 2xb = (0.30 + 0.66) \times 450 \times 600 = 259200 \text{ N}$$

$$H = 259200 \text{ N} < f \times N$$

- **Condition de non soulèvement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{B} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$B = \frac{a \times b}{2ti \times (a+b)} = \frac{450 \times 600}{2 \times 12 \times (450 + 600)} = 10.72$$

$$\frac{3}{10.72} \times \frac{84^2}{450 \times 600} \times \frac{26.31}{0.9} = 0.2137 > 0.023 \text{ rad}$$

10.4.4 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{b} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}; \text{ tel que } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_m = 400 \text{ Mpa}$ pour l'acier élastomère

$$t_s \geq \frac{450}{10.72} \times \frac{26.31}{400} = 2.75 \text{ mm}$$

$$T = n \times (t_i + t_s) + t_s = 7(12 + 3) + 3 = 108 \text{ mm}, \text{ donc } H = 10.8 \text{ cm}$$

Donc on prend $t_s = 3 \text{ mm}$

Donc la hauteur totale de l'appareil d'appui est égale à : 108mm.

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

$$a = 450 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$t_i = 12 \text{ mm avec } n = 7 \text{ élastomères.}$$

$$t_s = 3 \text{ mm.}$$

$$T = H = 108 \text{ mm.}$$

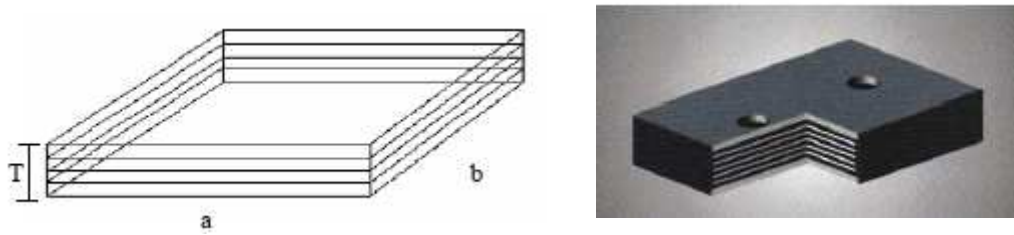


Figure 10.6 : *Appareil d'appui en élastomères frettés.*

10.4.5 Les dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Le dé d'appui est soumis à une compression simple.

- **Les dimensions de dés d'appuis**

$$A = B_x + 100 = 450 \text{ mm}$$

$$B = B_y + 100 = 600 \text{ mm}$$

$$B_0 = A \times B = 0,55 \times 0,70 = 0,385 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 \times (A + B) = 2 \times (0,55 + 0,70) = 2,5 \text{ m.}$$

$$h = \frac{2 \times B_0}{p_0} = 0,308 \text{ m.}$$

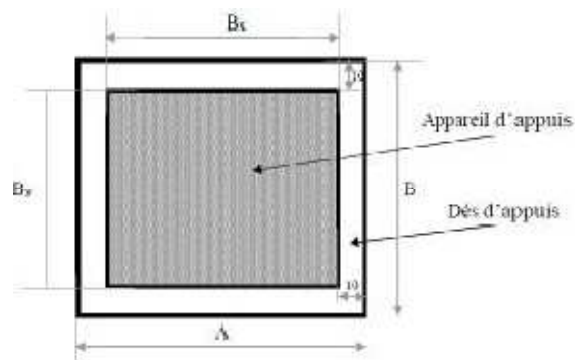


Figure 10.7 : *Dimensions de dés d'appuis.*

- **Ferraillage des dés d'appuis**

$$R_{\max}=710.45 \text{ t ;}$$

Les armatures doivent reprendre un effort égal à $0.04R_{\max}$

$$A = \frac{0.04 \times R_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 710.45 \times 10^4}{348} = 816.61 \text{ m}^2 = 8.17 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2.$$

10.5 Le revêtement du tablier

Le revêtement est assuré par :

- Couche d'étanchéité
- Couche de roulement

10.6 Dispositifs retenues

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps :

Les glissières sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

Le garde-corps a essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

10.7 Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux ;
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

10.8 L'évacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée (tablier de pont), elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 %.

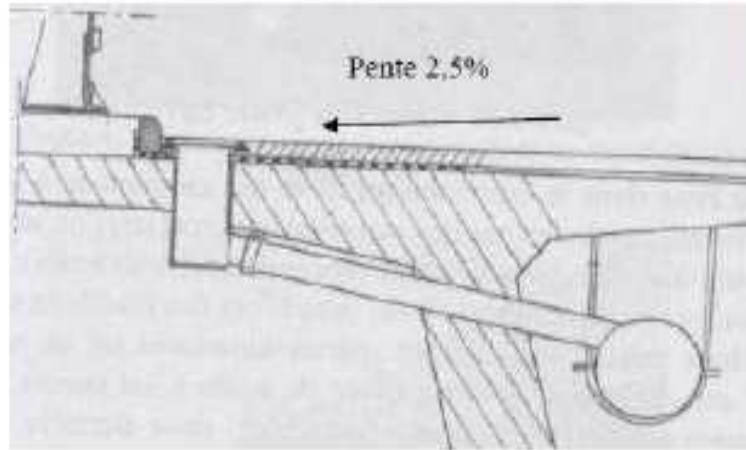


Figure 10.8 : *Système d'évacuation des eaux à l'intérieur du tablier.*

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de $1/10000$ de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

11 Etude de la pile

11.1 Définition

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Les piles ont pour rôle de transmettre les efforts transmis par le tablier au sol de fondation.

Elles se distinguent des culées par le fait que :

- elles sont à l'air libre sur la plus grande hauteur ;
- elles ne transmettent pas de réactions horizontales importantes.

La conception des piles est conditionnée par les paramètres suivants :

- la hauteur de la brèche à franchir ;
- le type du tablier et l'importance des efforts transmis ;
- le mode de liaison ;
- les problèmes d'implantation au sol (biais) ;
- les critères d'esthétique.

11.2 Choix du type de pile

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de types voile et les piles de types portique. Le choix de l'ouvrage s'est porté pour les piles du type voile parce que ces dernières sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car elle pose moins de problèmes à la réalisation (l'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes). L'hypothèse d'un chevêtre est levée et la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

11.3 Pré dimensionnement de la pile

La pile centrale est constituée par un voile vertical reposant sur des fondations profondes (semelle + pieux).

Epaisseur du voile E :

$$E = \max \left[0,5\text{m} ; \frac{4H + L}{100} + 0,10 \text{ m} \right]$$

Tel que :

H est la hauteur de la pile.

L : la portée des travées centrales.

On a : H=71m

L=100m

Donc : E= 3,94 m. on prendra une épaisseur de E = 4,00 m.

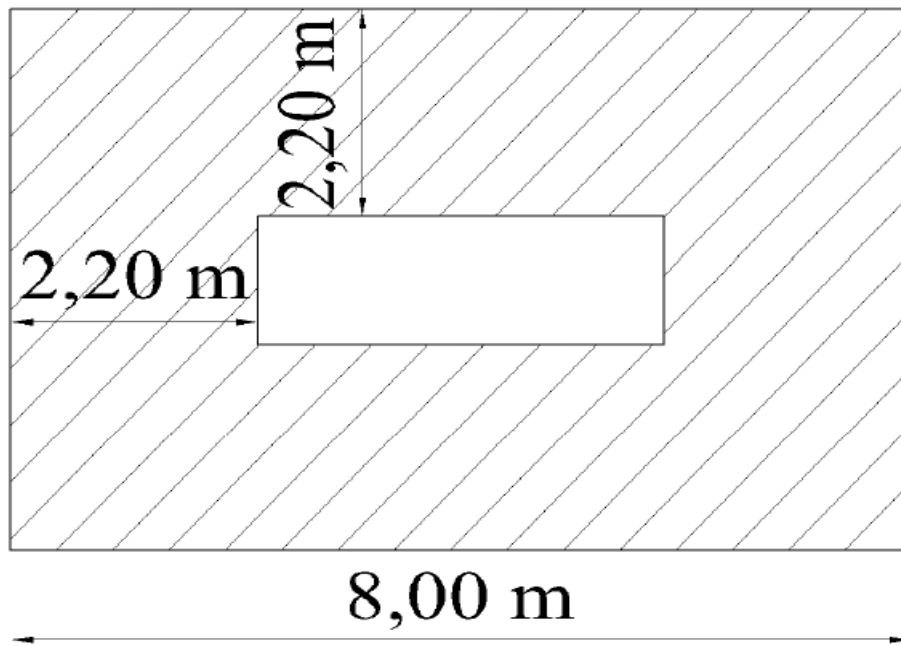


Figure 11.1 : *Vue en plan de la Pile*

11.4 Ferrailage de la pile

11.4.1 Ferrailage du voile

La pile sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de la fondation.

a. Evaluation des charges et surcharges

$$S = 33,65 \text{ m}^2 ; H = 71 \text{ m}$$

-Charge verticale : tablier + pile = $3407,11\text{t} + 5973 = 9380,11\text{t}$

-La charge du vent W : $W = 0,2 \text{ t/m}^2$

-La force de freinage F_F : $F_F = 15 \text{ t}$

-Séisme :

La composante horizontale du séisme suivant l'axe x E_x .

$$E_x = \pm 0,20 G = \pm 1876,022\text{t}$$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe y E_y .

$$E_y = \pm 0,14 G = \pm 1313,215\text{t}$$

11.4.2 Les combinaisons de charge

Etat Limite de Service (E.L.S) : $G + V + W + F_F$

Etat Limite Ultime (E.L.U) : $1,35(G + V) + 1,5(W + F_F)$

Etat Limite Admissible (E.L.A) : $G + V + E_x$
 $G + V + E_y$

Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A
R (t)	3407,11	4599,6	58664
N_x (t)	9380,11	12663,15	1876,022
M_v (t.m)	525,63	788,45	136011,6



Figure 11.2 : Efforts et diagramme du moment sur pile.

Le ferrailage se fera en flexion composée.

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M_u = 788,45 \\ N_u = 12663,15 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} M_s = 525,63 \\ N_s = 9380,11 \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{788,45}{12663,16} = 0,062$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 71 \text{ m} = 49,7 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{49,7}{8} = 6,22 < \max \left\{ 15 ; \frac{20e_1}{h} \right\} = 15$$

Donc :

On va calculer avec la méthode forfaitaire qui consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale : $e = e_1 + e_a + e_2$.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0,062\text{m}$$

- Calcul de e_a :

$$e_a = \max[2\text{cm}, \frac{L}{250}] = 29\text{cm} = 0,29\text{m}$$

- Calcul de e_2 :

$$e_2 = 3 \times \frac{I_i^2}{10^4 \times h} \times (2 \times \alpha \times \varphi) = 0,26\text{m}$$

Ou :

l_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

α : Moment du premier ordre dû aux charges permanent et quasi permanentes divisées par le moment total du 1er ordre (avant application des coefficients de pondération).

$$\alpha = \frac{525,63}{733,45} = 0,67$$

$\varphi = 2$, rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée.

Donc :

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,062 + 0,29 + 0,26 = 0,612\text{ m}$$

$$M_u = N \cdot e$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 7749,85\text{t.m} \\ N_u = 12663,15 \end{array} \right.$$

11.4.3 Ferrailage de la pile à l'état limite ultime

a. Condition de non fragilité

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s \min} \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 447,12\text{ cm}^2.$$

$$f_{tj} = 2,7\text{ MPa}$$

$$f_e = 400\text{MPa}$$

$$b = 8\text{ m}$$

$$d = 0,9\text{ h} = 0,9 \times 4\text{ m} = 3,6\text{ m}.$$

$$A_{s \min} \geq 447,12\text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 56 HA 32.}$$

11.5 Le ferrailage de la semelle

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_s = \frac{R_{Max}}{\sigma_s} \left\{ \frac{\frac{I}{b} - \frac{b}{4}}{h} \right\}$$

Avec :

$$l = 2300 \text{ cm,}$$

$$b = 920 \text{ cm,}$$

$$h = 200 \text{ cm,}$$

$$R = 12663,15 \text{ t}$$

$$\sigma_s = 2 \frac{f_e}{3} = 267 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_s = 218,16 \text{ cm}^2.$$

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_s = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{3,2} = 68,175 \text{ cm}^2$$

Nappe inférieure : On prendra des armatures en 9HA32 avec un espacement de 25 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA25 avec un espacement de 25 cm.

Nappe supérieure : On prendra des armatures en 9HA32 avec un espacement de 25 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA25 avec un espacement de 25 cm.

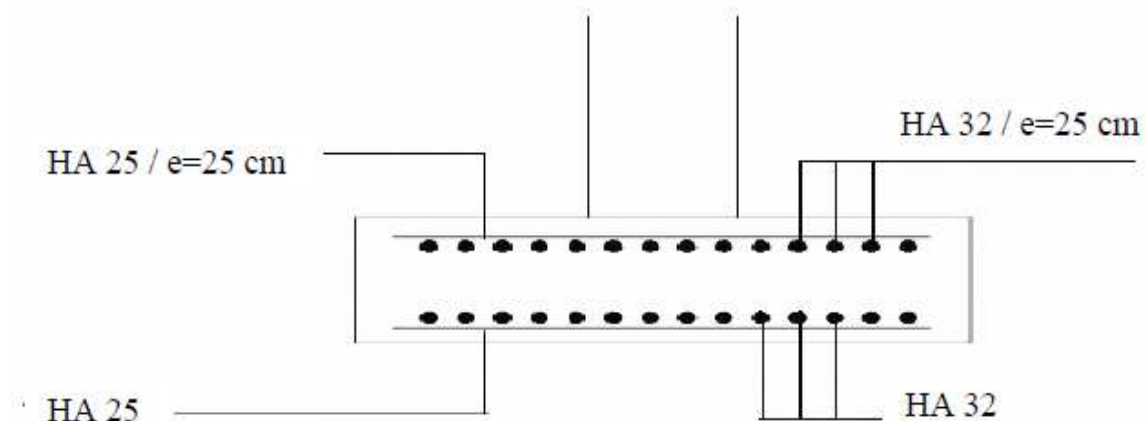


Figure 11.3 : *Ferrailage de la semelle*

11.6 Les pieux

Lorsque les couches superficielles d'un sol sont de faible portance, compressibles et les charges appliquées sont importantes dans ce cas nous utilisons des fondations sur pieux pour atteindre le substratum résistant.

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 20 m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2$ m. Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

11.6.1 Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour quatre files de huit pieux au niveau de la pile N°2 qui est la plus élancée.

N_1 : nombre des files des pieux dans le sens transversal est de 3 ;

l_1 : la distance entre deux files ($l = 3 \Phi$) = 3,6 m ;

Φ : diamètre des pieux est égal à 1,2m ;

N_2 : nombre des files des pieux dans le sens longitudinal est de 8 ;

$l_2 = 3m$.

11.6.2 L'effet du groupe de pieux

Les semelles de liaison des pieux sont toujours considérées comme étant infiniment rigides.

Il convient donc de les dimensionner comme suit:

La largeur $B = 9,20$ m ;

La longueur $L = 23$ m ;

La hauteur $H = 2$ m ;

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments, pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

11.6.3 Le ferrailage des pieux

a. Armatures longitudinales

Le pieu est ferrillé en flexion composée donc on doit calculer une section circulaire en flexion composée.

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1% de la surface du pieu. D'après le CPC (fascicule 68 art. 36).

Alors :

$$A_{min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = 113,04 \text{ cm}^2.$$

On prendra 24HA25 avec un espacement de 15 cm.

b. Armatures transversales

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

On prendra :

$$\Phi_t = \frac{\phi_l}{3} \text{ soit HA16}$$

Φ_t : diamètre des armatures transversales ;

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales ;

Avec : un enrobage de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.

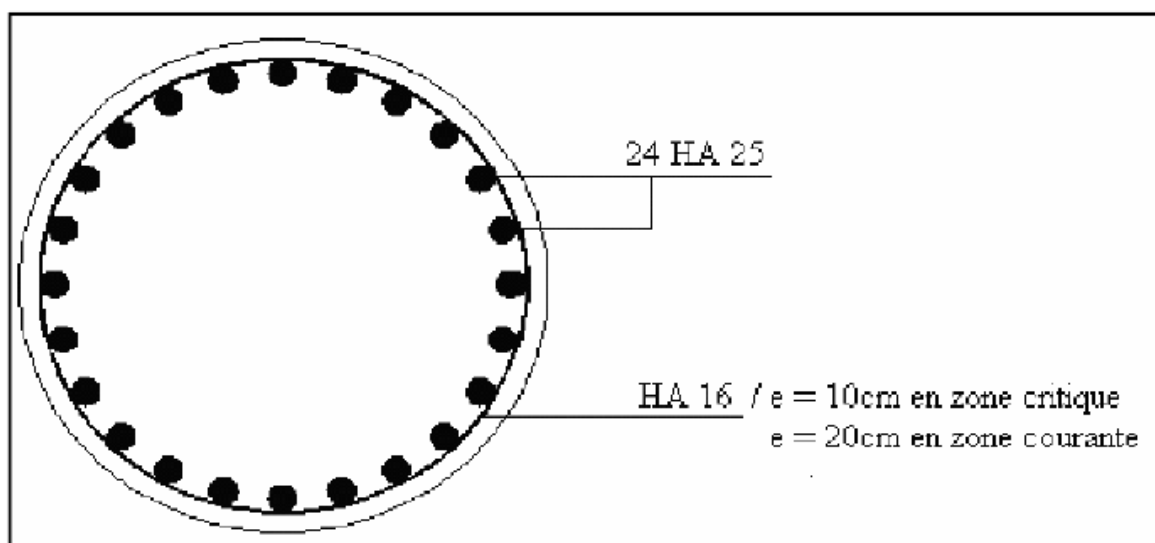


Figure 11.4 : Ferrailage du pieu

12 Etude de la culée

12.1 Introduction

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage, son rôle consiste à assurer la liaison Entre le tablier du pont et le milieu environnant ; donc assurer les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que celles des piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site, les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

12.2 Choix de la morphologie

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

12.3 Pré dimensionnement de la culée

12.3.1 Tête de la culée

a. Mur de garde grève

- La hauteur du mur garde grève h

h = hauteur du dernier caisson (côté culée) + hauteur de l'appareil d'appui.

$$h = 3 + 0.2 = 3.2 \text{ m.}$$

-Epaisseur du mur

$$e = \max \left(0.30 \text{ m}, \frac{h}{8} \right) = \max (0.30 \text{ m}; 0.40 \text{ m}) = 0.40 \text{ m.}$$

b. Dalle de transition

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m} ; \max (4\text{m} ; 0,6 \times H)].$$

Avec :

H étant la hauteur du remblai = 9,52 m ; donc $L = 5\text{m}$.

Généralement a une épaisseur $e = 30\text{cm}$.

12.3.2 Le mur frontal

Hauteur du mur frontal : $h = 9.04\text{m}$.

L'épaisseur $e_{mf} = 40\text{cm}$

12.3.3 Sommier d'appui

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 pace des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier $L = \text{larguer du pont} = 13 \text{ m}$.

La larguer du sommier $l = 2,50 \text{ m}$.

L'appareil d'appui ne doit pas être implanté trop près du bord extérieur du sommier, $d \geq 30\text{cm}$.

On prend : $d = 30 \text{ cm}$.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien.

Pour les grands ouvrages, il est couramment de 50 à 60, donc on prend 55cm.

12. 3.4 La semelle

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_s = 2\text{m}. \\ \text{Longueur de la semelle} = 9.20\text{m}. \\ \text{Larguer de la semelle} = 13.80\text{m}. \end{array} \right.$$

12.3.5 Murs en retours

Epaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45 cm, $e_{mr} = 45\text{cm}$.

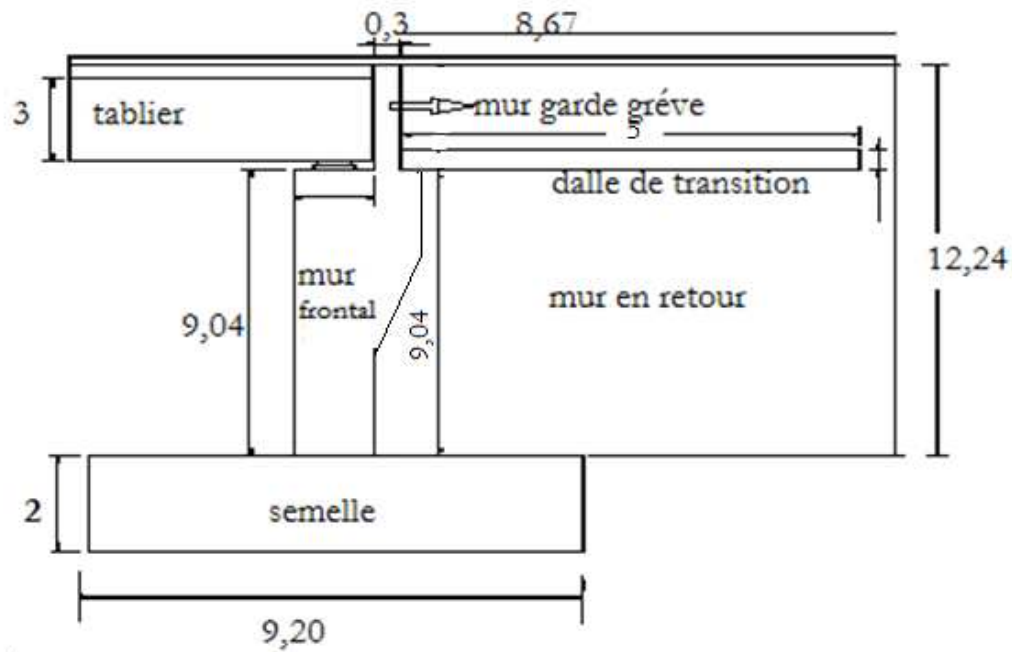


Figure 12.1 : les dimensions de la culée.

12.4 Calcul de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

12.4.1 Calcul du coefficient de poussée

- Dans les conditions normales

$$K_{ah} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_H = \varepsilon_v \\ K = 1 \\ \theta = 0^\circ = 0 \\ K_{ah} = 0,333 \end{array} \right.$$

- Dans les conditions sismiques

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE comme suit :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta)}}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)} \right]} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi=30^\circ$).

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0^\circ$.

β : Inclinaison de la culée $\beta=0^\circ$.

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) $\delta=0^\circ$.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme :

$$K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2.$$

$$\begin{cases} \varepsilon_H = 0,1 : \text{accélération du séisme dans le sens horizontal.} \\ \varepsilon_v = 0,07 : \text{accélération du séisme dans le sens vertical.} \end{cases}$$

En conditions sismiques on prend :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = 0,1 \text{ et } \varepsilon_v = 0,07. \\ \varepsilon_H = 0,1 \text{ et } \varepsilon_v = 0,00. \\ \varepsilon_H = 0,1 \text{ et } \varepsilon_v = -0,07 \end{cases}$$

Action du séisme.	Notation	ε_H	ε_v	K	θ°	K_{ah}
Condition normale (pas de séisme).	Cas N°1	0,00	0,00	1,000	0,000	0,333
Vertical + Horizontal.	Cas N°2	0,10	0,07	1,075	5,340	0,420
Horizontal.	Cas N°3	0,10	0,00	1,005	5,710	0,395
Vertical + Horizontal.	Cas N°4	0,10	-0,07	0,935	6,140	0,375

Tableau 12.1 : *récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.*

12.4.2 Poussée des surcharges de remblai

$$P = \frac{1}{2 \gamma H^2 L K_{ah}}$$

Avec :

S : surface de contact.

P : Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L.

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$, poids volumique des terres le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point **A**.

Avec :

M_s : désigne le moment stabilisant.

M_r : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

12.5 Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais)

Le tableau 3 ci-dessus donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

$$\text{Stabilité au renversement : } \begin{cases} \text{Condition normale : } \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \\ \text{Condition sismique : } \frac{M_s}{M_r} \geq 1,0 \end{cases}$$

$$\text{Stabilité au glissement : } \begin{cases} \text{Condition normale : } \frac{V}{H} \tan \phi \geq 1,5 \\ \text{Condition sismique : } \frac{V}{H} \tan \phi \geq 1,0 \end{cases}$$

Cas	H (t)	V (t)	M _r (t.m)	M _s (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \tan \phi$
1	469,44	1296,48	2938,35	6727,65	2,30	1,60
2	592,1	1467,95	4153,52	8255,10	2,00	1,43
3	556,85	1296,48	3953,89	6727,65	1,70	1,34
4	528,67	1099,85	3794,25	6256,78	1,65	1,20

Tableau 12.3 : résultats du calcul de la poussée à vide.

Dans les quatre cas en remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

12.6 Ferrailage de la culée

12.6.1 Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré à la base dans les calculs de béton armé.

a. Poussée des terres

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{1}{2 \gamma H^2 L K_{ah}}$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_p = \frac{1}{3} \times P_t \times h.$$

Avec :

$K_{ah} = 0,333$: Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 2t/m^3$: Poids volumique des terres.

$h = 3,20m$: Hauteur du mur garde grève.

$L = 13,00 m$.

$$p = \frac{1}{3} \times 0,333 \times 2 \times 3,20^2 \times 13 = 44,33t.$$

$$M_t = \frac{1}{3} \times 44,33 \times 3,20 = 47,28 t m.$$

D'où : $M_t = 3,64 t m/ml$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{tu} = 1,35 \times 3,64 = 4,91 t m/ml. \\ \text{ELS : } M_{tser} = 3,64 t m/ml. \end{array} \right.$$

b. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_c (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Les rectangles sont de dimension $0.25 \times 0.75m^2$.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

$$\Phi = \frac{12}{0,25 \times 0,75} = 64t$$

Le moment d'encastrement en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x}$$

Avec :

$$K = K_{ah} \times b_c \times \delta \times \mu.$$

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai) ;

μ : coefficient de pondération ;

$B_c = 0,95$ pour un pont de première classe avec de trois voie chargées ;

$K_{ah} = 0,333$.

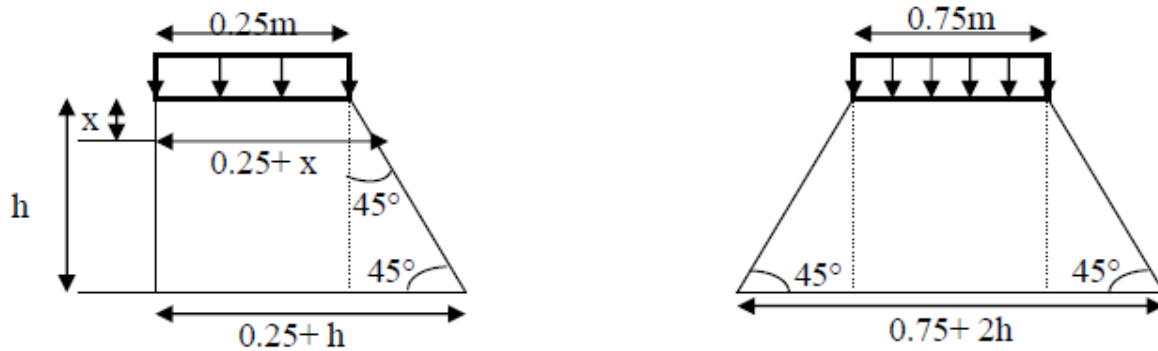


Figure 12. 2 : *Poussée de la charge locale située en arrière du mur.*

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} = [(h+0,25) \ln (0,25+x)]_0^h.$$

Dans ce cas on a :

$$K = 0,333 \times 0,95 \times 1 \times \mu$$

$$\begin{cases} K = 0,38 \text{ à l'ELS.} \\ K = 0,51 \text{ à l'ELU.} \end{cases}$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} [(h+0,25) \ln (0,25+h) - \ln(0,25) - h]_0^{3,2}$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_p = 6,65 \text{ t m / ml.} \\ \text{ELS: } M_p = 4,98 \text{ t m / ml.} \end{cases}$$

c. Moment due a la force de freinage B_c :

$$M_f = \frac{2 \mu \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération :

$$\begin{cases} \mu = 1,6 \text{ ELU.} \\ \mu = 1,2 \text{ ELS.} \end{cases}$$

On considère un essieu d'un camion Bc 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%.

$$\begin{cases} M_{fu} = \frac{6 \times 1,6 \times 3,20}{0,25 + 2 \times 3,20} = 4,62 \text{ t.m} \\ M_{fser} = \frac{6 \times 1,2 \times 3,20}{0,25 + 2 \times 3,20} = 3,46 \text{ t.m} \end{cases}$$

Dou:

$$\begin{cases} M_{fu} = 4,62 \text{ t.m/ml. (ELU).} \\ M_{fser} = 3,46 \text{ t.m/ml. (ELS).} \end{cases}$$

Le moment total

$$\begin{cases} M_{ELU} = 1,35 M_t + 1,6 (M_p + M_f) = 1,35 \times 4,91 + 1,6 (6,65 + 4,62) = 23,53 \text{ t/ml.} \\ M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_p + M_f) = 3,64 + (4,98 + 3,46) = 12,08 \text{ tm /ml.} \end{cases}$$

❖ Ferrailage

-Vérticalement

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1\text{m}; d = 0,9 h = 2,88 \text{ m.}$$

• **Ferraillage à ELU**

$$M_{ELU} = 23,53 \text{ t/ml} \cdot 0,85 \times f_{c28} \gamma_b$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 15,30 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 d^2 f_{bu}} = \left[\frac{0,2353}{1 \times 2,88^2 \times 15,30} \right] = 0,018.$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ le calcul se fera dans le pivot -A- qui utilise au mieux les aciers.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,002.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 2,87 \text{ m.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{23,53}{2,87 \times 348} \times 10^2 = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

D'après le BAEL on prend : 6 HA 8 = 3,01 cm²/ml.

• **Ferraillage à ELS**

En fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 (n f_{ij})^{1/2} \right) = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa.}$$

$$M_{ELS} = 12,08 \text{ tm /ml.}$$

$$\mu = \frac{M_s}{(b_0 d^2 \overline{\sigma_{st}})} = \frac{0,1208}{(1 \times 2,88^2 \times 207,31)} = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,944.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \beta d} = \frac{12,8}{2,35 \times 0,972 \times 288} \times 10^4 = 180,28 \text{ MPa.} < 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{K_1} = \frac{207,31}{74,29} = 2,79 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 180,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 207,31 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 16,20 \text{ MPa} \quad \text{vérifier.}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \overline{\sigma_{st}}} = \frac{12,08}{0,944 \times 288 \times 207,31} \times 10^4 = 2,14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

-Horizontalement

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm.

Condition de non fragilité

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 2,88 \times \frac{2,22}{400} = 36,76 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$2,08 < 36,76 \implies$ condition n'est pas vérifié.

Donc $A_s = 36,76 \text{ cm}^2$. on prend : $8\text{HA}20 + 4\text{HA}20 = 37,69 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

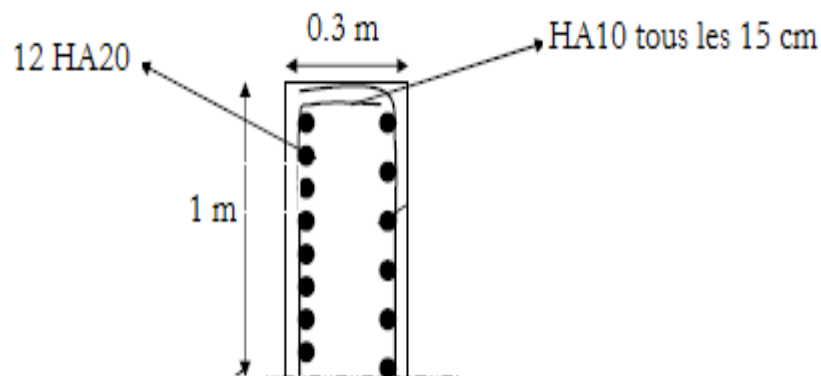


Figure 12. 3 : Ferrailage mur garde grève.

12.6.2 La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

- Evaluation des efforts

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$.

- Poids du remblai : $g_2 = 2,00 \times 0.5 \times 1 = 1,00 \text{ t /m}^2$.

- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}^2$.

- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1,926 \text{ t/m}^2$.

- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

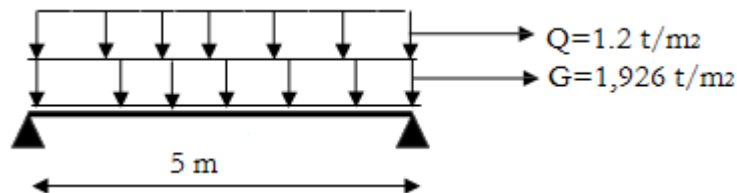


Figure 12. 4 : Dalle de transition.

	Chrges (t /m ²).	M(t.m/ml).	T (t/ml).
Charges permanentes G	1,926	6,019	4,815
Surcharges Q	1,200	3,750	3,000

Tableau 12.4 : Evaluation des efforts.

- Combinaison des efforts

ELU :

$$M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 14,12 \text{ t .m/ml.}$$

$$T_{ELU} = 11.30 \text{ t/ml.}$$

ELS :

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 10,52 \text{ t.m/ml.}$$

$$T_{ELS} = 8,41 \text{ t/ml.}$$

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU:

• **Ferraillage à l'ELU:**

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,27 ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} . \quad \overline{\sigma}_{bc} = 16,20 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} . \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{e28}}{\gamma_b} = 15,30 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{14,12 \times 10^{-2}}{1 \times 0,27^2 \times 15,30} = 0,126 < 0,186.$$

$$u_r = 0,8 \alpha_r (1 - 0,4 \alpha_r).$$

$$u_r = 0,8 \times 0,66 (1 - (0,4 \times 0,66)) = 0,390.$$

$u_{bu} < u_r$ et $u_{bu} < 0,186$ donc le calcul se fera dans le pivot –A- qui utilise au mieux les aciers.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,169.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,252.$$

$$A_{Su} \frac{M_u}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{14,12}{0,252 \times 348} \times 10^2 = 16,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

D'après le BAEL on prend : 9 HA 16 = 18,09 cm² /ml.

• **Ferraillage à l'ELS**

$$M_{ELS} = 10,52 \text{ t.m/ml}.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 (n f_{ty})^{1/2} \right) = 207,31 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \beta d} = \frac{0,52}{16,15 \times 0,872 \times 27} \times 10^4 = 276,67 \text{ MPa} > 207,31 \text{ MPa}.$$

La contrainte de traction n'est pas vérifiée donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$u = \frac{M_s}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0,1052}{1 \times 0,27^2 \times 207,3} = 0,0068 \quad \rightarrow \beta = 0,872 \rightarrow K = 24,06$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2u}}{0,8} = 0,07$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,26.$$

$$A_{su} = \frac{M_s}{Z \sigma_{st}} = \frac{10,52}{0,26 \times 207,31} \times 10^2 = 19,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{207,31}{24,06} = 8,61 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa}.$$

-Condition de non fragilité

$$A_{stcnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,25 \times \frac{2,22}{400} = 3,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

⇒ La condition est vérifiée. Donc : $A_s = 18,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

On prend : 6HA 20 = $18,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement de 16 cm.

$$A_s = \frac{A_s}{4} = 5,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : 4 HA 12} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,11}{0,25} = 0,44 \text{ MPa}.$$

Pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

$$\tau'_u = \min [3 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa}.$$

τ_u = contrainte tangentielle.

V_u = valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{V_u b_1}{0,8 b d f_e} = \frac{0,11 \times 1}{0,8 \times 1 \times 0,25 \times 400} = 0,14 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \min [0,9 d, 40 \text{ cm}] = 22,5 \text{ cm}.$$

$$A_t \geq 2,8 \text{ cm}^2$$

S_t : c'est l'espacement entre les armatures.

-Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = \frac{0,4 \times 100}{400} = 0,10 \text{ cm.} \quad \text{Avec: } S_t = 23 \text{ cm.}$$

Donc : $A_t \geq 2,8 \text{ cm}^2$.

Soit : 2 cadre de HA 12 /ml = $4,52 \text{ cm}^2$

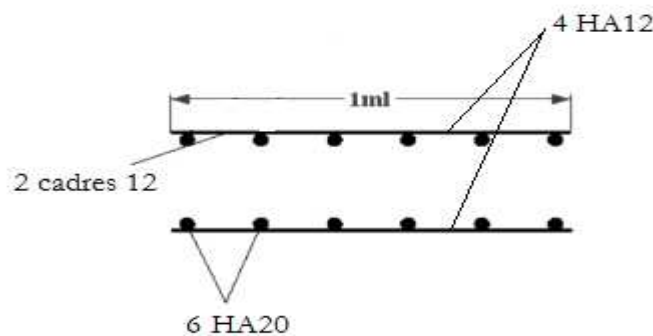


Figure 12. 5: *Ferrailage de la dalle de transition.*

12.6.3 Mur Corbeau

- Evaluation des charges et surcharges

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = \frac{PL}{2} = \frac{0,3 \times 5 \times 2,5}{2} = 1,87t / ml.$

- Réaction des poids des terres : $R_2 = \frac{PL}{2} = \frac{0,3 \times 5 \times 2,5}{2} = 2,5t / ml.$

- Réaction due au revêtement : $R_3 = \frac{PL}{2} = \frac{0,08 \times 5 \times 22,2}{2} = 0,44t / ml.$

- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = 1 \text{ t/ml}$

- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = \frac{qL}{2} = \frac{5 \times 1,2}{2} = 3,00t / ml.$

-Réactions

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 12,90 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 10,85 \text{ t/ml}$$

-Moments

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 1,94 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1,63 \text{ t/ml.}$$

❖ **LeFerraillage**

• **FerraillageàELU :**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15,30 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,0194}{1 \times 0,9^2 \times 15,3} = 1,57 \times 10^{-3}$$

$u < 0,186$ donc le calcul se fera dans le pivot –A- qui utilise au mieux les aciers.

$$\beta = 0,999.$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2u})}{0,8} = 1,96 \times 10^{-3}.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,89 \text{ m.}$$

$$A_{Su} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,0194}{0,89 \times 348} \times 10^2 = 0,006 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Ferraillage à ELS**

$$M_{ELS} = 1,63 \text{ t/ml.}$$

En fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3 f_e} \times 110 (n f_e)^{\frac{1}{2}} \right) = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_s}{(b_0 d^2 \bar{\sigma}_{st})} = \frac{0,0163}{1 \times 0,9^2 \times 207,31} = 0,00009.$$

Des tableaux de la section rectangulaire en flexion simple en tire :

$$\beta = 0,943 \quad K = 279,1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{207,31}{279,1} = 0,74 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa}.$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,63}{0,943 \times 90 \times 207,31} \times 10^4 = 0,93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Condition de non fragilité

$$A_{s\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23}{400} \times 2,22 \times 0,15 \times 0,9 = 1,73 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,93 < 1,73 \text{ cm}^2.$$

On prend : 6 HA6 = 1,70 cm².

-Armature de construction

$$A_{s'} = \frac{A_s}{3} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ Soit : } A_{s'} = 3 \text{ HA5} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

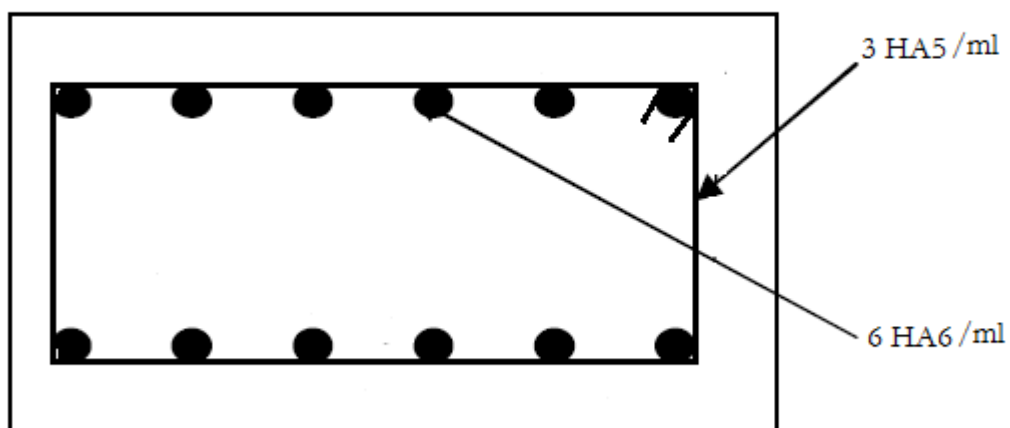


Figure 12.6 : Ferrailage du corbeau.

12.6.4 Mur en retour

- Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.

- Les poussées horizontales réparties.

- Les charges concentrées qui sont appliquées à **1m** de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de **4t** et une charge horizontales de **2t**.

• Efforts horizontaux

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_{ah} \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{2} [0,333 \times 2 \times 12,24^2] = 49,89 \text{ t.}$

- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 12,24 \times 0,333 = 4,89 \text{ t.}$

- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \text{ t.}$

Les moments

- Poussée des terres : $M_t = 49,89 \times \frac{1}{3} (12,24) = 203,44 \text{ t.m.}$

- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 4,73 \times 2,5 = 11,85 \text{ t.m.}$

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2 \times 12,24 = 24,48 \text{ t.m.}$

Les combinaisons

ELU : $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 332,77 \text{ t m.}$

ELS: $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 247, 04 \text{ t.m.}$

• Efforts verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 2,5 \frac{(L \times H \times e)}{2} = 2,5 \frac{(8,67 \times 12,24 \times 0,45)}{2} = 59,69 \text{ t.}$

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \text{ t.}$

- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 2,81t$.

Les moments

- Poids propre du mur : $M_G = 59,69 \times 4,74 = 282,93 \text{ t.m.}$

- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 2,81 \times 4,74 = 13,32 \text{ t.m}$

-Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4 \times 9,47 = 37,88 \text{ t.m.}$

Les combinaisons

ELU : $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 460,54t \text{ m.}$

ELS: $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 341,71 \text{ t.m.}$

❖ Le ferrailage

-Horizontalement

• Ferrailage à ELU

La section est soumise à la flexion simple, le calcul est fait par 1 m linéaire donc :

$$M_{ELU} = \frac{332,77}{13} = 25,6 \text{ t.m / ml.}$$

$$d = 0,9 \text{ h} = 0,9 \times 0,45 = 0,405 \text{ m.}$$

$$\text{D'où: } \mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,102 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A qui utilise au mieux les aciers.}$$

$$\varepsilon = 1,73 \cdot 10^{-3}.$$

$$\alpha_1 = 0,66.$$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,39.$$

$$\mu_u < \mu_1$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{0,8}\right) = 0,06.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,30.$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \sigma_{st}} = \frac{27,16}{0,30 \times 348} 10^2 = 26,02 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_{st} = 26,02 \text{ cm}^2$.

- **Ferraillage à ELS**

$$M_{ELS} = \frac{247,04}{13} = 19 \text{ tm / ml.}$$

En fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 0,882 \times 40 \times 207,31 f_e, 110 (n f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right) = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_s}{(b_0 d^2 \sigma_{st})} = \frac{0,19}{1 \times 0,4^2 \times 207,31} = 0,0057.$$

Des tableaux de la section rectangulaire en flexion simple en tire :

$$\beta = 0,882 \quad K = 27,37$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{207,31}{27,37} = 7,57 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19}{0,882 \times 40 \times 207,31} \times 10^4 = 25,97 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,405 \times \frac{2,22}{400} = 5,17 \text{ cm}^2;$$

Soit $A_{st} = 9 \text{ HA } 20 = 28,27 \text{ cm}^2$.

Verticalement : (flexion simple)

- **Ferraillage à ELU**

$$M_{ELU} = \frac{460,54}{12,24} = 37,62 \text{ tm / ml.}$$

$$d = 0,9 \times 12,24 = 11,02 \text{ m.}$$

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 0,882 \times 40 \times 207,31 f_e, 110 (n f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right) = 207,31 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa}.$$

D'où: $\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,0002 < 0,186 \rightarrow$ pivot A qui utilise au mieux les aciers

$$\alpha = 0,075. \beta = 0,975$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 6,72$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{37,62}{6,72 \times 348} \times 10^2 = 1,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

• **Ferraillage à ELS**

$$M_{ELS} = \frac{341,71}{12,24} = 27,92 \text{ tm} / \text{ml}.$$

$$\mu = \frac{M_s}{(b_0 d^2 \overline{\sigma}_{st})} = \frac{0,279}{1 \times 11,02^2 \times 207,31} = 0,00007.$$

Des tableaux de la section rectangulaire en flexion simple en tire :

$$\beta = 0,985 \quad K = 318,3$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d \overline{\sigma}_{st}} = \frac{27,92}{1,9 \times 0,985 \times 11,02} \times 10^4 = 276,67 \text{ MPa} > 207,31 \text{ MPa}.$$

On doit chercher la section d'armature à ELS.

$$u = \frac{M_s}{(b_0 d^2 \sigma_{st})} = \frac{0,2792}{1 \times 11,02^2 \times 207,31} = 0,0069 \Rightarrow \beta = 0,872 \Rightarrow k = 24,06.$$

$$A_{Su} = \frac{M_s}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{10,52}{0,62 \times 207,31} \times 10^2 = 0,47 \text{ cm}^2 = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

-Vérification de la Condition de non fragilité

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 11,02 \times \frac{2,22}{400} = 14,07 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 14,07 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 5 \text{ HA}20 = 15,70 \text{ cm}^2, E=20 \text{ cm}.$$

$$A'_s = \frac{15,70}{3} = 5,23 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 3 \text{ HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2, E = 30 \text{ cm}.$$

Ferraillage transversal :

Transversalement on disposera des armatures droites des cadres HA10 tous les 30cm d'après "S.T.R.A".

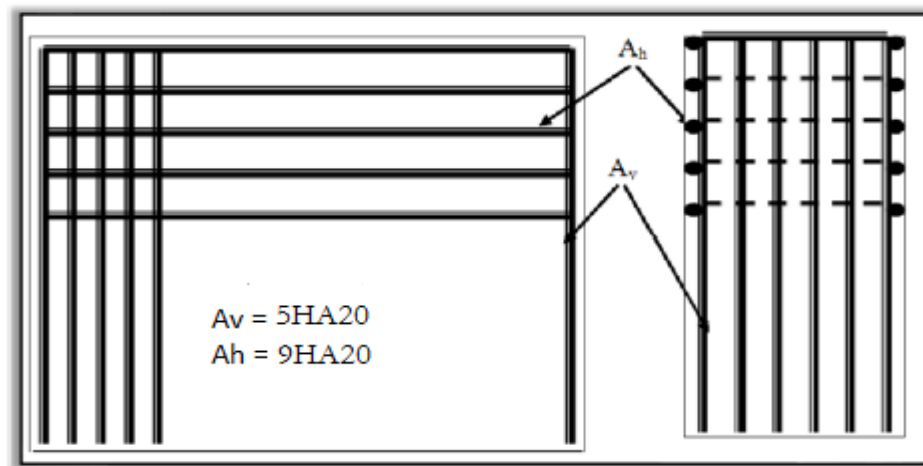


Figure 12.7 : *ferraillage de mur retour.*

12. 6.5 Mur frontal

Evaluation des charges et surcharges

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

- Forces verticales

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

-Forces horizontales

- Poussée des terres ;
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier ;

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion ;

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	Cas	N (t)	$\epsilon_H \cdot N(t)$	$(1+\epsilon_V) \cdot N(t)$	H(m)	V(m)	M_R (t.m)	M_{St} (t.m)
PP Tablier	C.N	2331	0	2331	1.5	9,04	//	3496,5
	H + V ⁺		233,1	2494,17			2107,22	3741,25
MG Grève	C.N	49,89	0	49,89	2.65	9,04	//	132,20
	H + V ⁺		4,99	53,38			45,11	141,45
Mur frontal	C.N	553,22	0	553,22	0.00	4,52	//	0,00
	H + V ⁺		55,32	591,94			250,04	0,00
Mur en retour	C.N	109,09	0	109,09	3,86	5,90	//	421,09
	H + V ⁺		10,91	116,73			64,37	450,58
Poids (ddt)	C.N	45	0	45	4.03	9.39	//	181,35
	H + V ⁺		4,5	48,15			42,12	194,04
Corbeau	C.N	4,88	0	4,88	2.65	10,75	//	12,93
	H + V ⁺		0,49	5,22			5,26	13,83
Poussee. terre sur MGG+MF	C.N	390,69	39,01	390,69	//	1,55	60,46	//
	H + V ⁺	492,77	49,27	527,26			76,37	//
Poussée des Surcharges sur MGG+MF	C.N	49,35	4,935	49,35	//	12.24	60,40	//
	H + V ⁺	62,24	6,22	66,59			76,13	//
Freinage	C.N	30	3	/	//	9.04	27,12	//
	H + V ⁺							
Totale	C.N	3563,12	54,70	3533,12	/	/	147,98	4244 ,07
	H + V ⁺	555,54	367,8	3903,44			2814,6	4541,15

Tableau 12.4 : *Tableau récapitulatif des sollicitations.*

Récapitulatif des efforts

Les conditions normales		Les conditions sismiques	
M (t.m)	N(t)	M (t.m)	N(t)
4096,09	3563,12	1726.55	555,54

Tableau 12.5 : *sollicitation a la base du voile.*

Le calcule se fait par un mètre linéaire

▪ **Condition normale**

Effort normal : $N = 3563,12 \text{ t}$;

A ELS : $N = 274,08 \text{ t/ml}$;

A ELU : $N = 370,02 \text{ t/ml}$;

Le moment : $M = 4096,09 \text{ t.m}$;

A ELS : $M = 315,08 \text{ t.m /ml}$;

A ELU : $M = 425,36 \text{ t.m /ml}$.

▪ **Condition sismique**

Effort normal : $N = 555,54 \text{ t}$;

A ELS : $N = 42,73 \text{ t/ml}$;

A ELU : $N = 57,69 \text{ t/ml}$;

Les moments : $M = 1726,55 \text{ t.m}$;

A ELS : $M = 132,81 \text{ t.m /ml}$;

A ELU : $M = 179,29 \text{ t.m / ml}$.

	Sollicitations	ELU	ELS
Condition normal	M (t.m)	425,36	315,08
	N(t)	370,02	274,08
Condition sismique	M (t.m)	179,29	132,81

	N(t)	42,73	42,73
--	------	-------	-------

Tableau 12.6: *tableau récapitulatif.*

❖ Ferrailage

Verticalement

• Condition normale

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 2,00 \text{ m}$.
 $\gamma = 1.5$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ MPa} ;$$

$$M_1 = 425,36 - 370,02 \times 0,45 = 258,85 \text{ t.m;} ;$$

$$M_1 = 258,85 \text{ t.m;} ;$$

$$A = (0,337.h - 0,81.c') b.h. f_{bu} ;$$

$$c' = 5,00 \text{ cm}, f_{bu} = 15,3 \text{ MPa};$$

$$A = (0,337 \times 2 - 0,81 \times 0,05) 100 \times 2 \times 15,3 = 1938,51 \text{ tm /ml};$$

$$B = N. (d - c') - M.$$

$$B = 370,02 (1,8 - 0,05) - 258,85 = 388,68 \text{ tm/ml}.$$

$B < A \rightarrow$ Donc, la section est partiellement comprimée.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{258,85 \times 10^{-2}}{1 \times 1,8^2 \times 15,3} = 0,052 < 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})}{0,8} = 0,067.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,752 \text{ m}.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{ST}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{2,58}{1,752 \times 348} - \frac{3,70}{348} = -0,006 < 0 ; A_s < 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 180 \times \frac{2,22}{400} = 22,98 \text{ cm}^2 ;$$

Soit 5HA25/ml ; $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Armature de construction

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{24,54}{3} = 8,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit 5HA16/ml pour $A'_s = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = \frac{0,4 \times 100}{400} = 0,10 \text{ cm}.$$

Soit : 2 cadre de HA12 / ml pour $A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

-Horizontalement

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$;

$h = 2,00 \text{ m}$, $\gamma = 1.15$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 19,96 \text{ MPa}.$$

- Condition sismique

$$M = 179,29 - 0,45 \times 42,73 = 160,06 \text{ t m} / \text{ml} ;$$

$$A = (0,337 \times 2 - 0,81 \times 0,05) 100 \times 2 \times 19,96 = 2528,93 \text{ tm} / \text{ml} ;$$

$$B = N \cdot (d - c') - M = 42,73 (1,8 - 0,05) - 160,06 = 388,68 \text{ tm/ml} ;$$

$B < A \rightarrow$ Donc, la section est partiellement comprimée.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{160,06 \times 10^{-2}}{1 \times 1,8^2 \times 19,96} = 0,025 < 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée}.$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})}{0,8} = 0,032.$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,777 \text{ m}.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{ST}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{1,60}{1,777 \times 348} - \frac{4,27}{348} = -0,009 < 0 ; A_s < 0 \text{ Pas d'armatures comprimées}.$$

Condition de non fragilité

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 180 \times \frac{2,22}{400} = 22,98 \text{ cm}^2;$$

Soit 5HA25/ml $\rightarrow$ $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armature de construction

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{24,54}{3} = 8,18 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ Soit : 5HA16/ml pour } A'_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

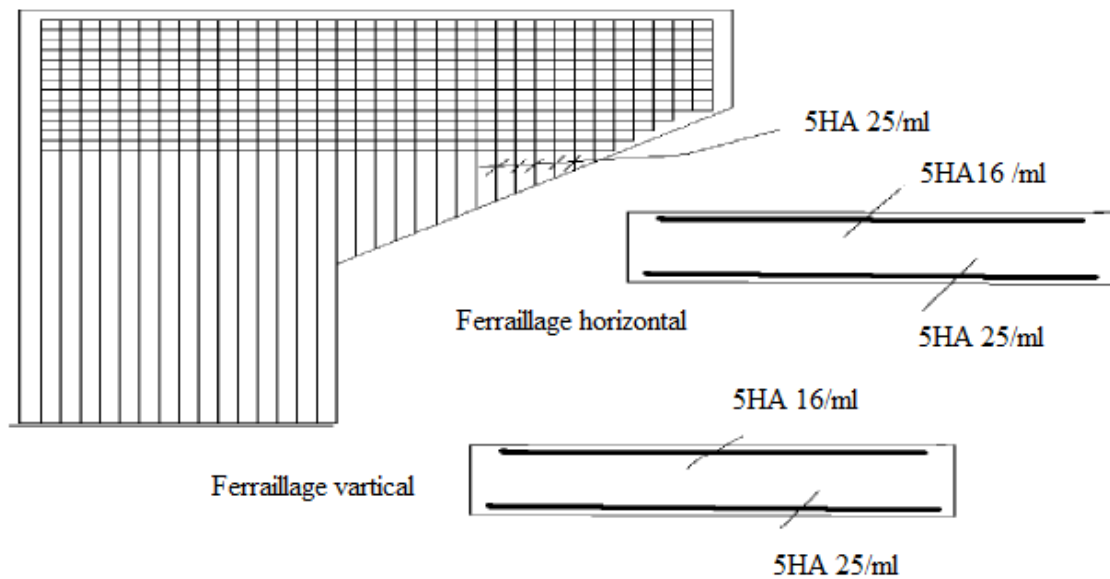


Figure 12.8 : ferrailage de mur frontal.

12.6.6 La semelle

- Evaluation des efforts agissants sur la semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Cas	H (t)	V (t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
1	469,44	1296,48	2938,35	6727,65
2	592,1	1467,95	4153,52	8255,10
3	556,85	1296,48	3953,89	6727,65
4	528,67	1099,85	3794,25	6256,78

Tableau 12.7 : Les efforts agissants sur la semelle.

-caractéristique de la semelle

Longueur : $L = 13,80 \text{ m}$.

Largeur : $B = 9,20 \text{ m}$.

Epaisseur : $E = 2,00 \text{ m}$.

- **Conditions normales**

$$N_{\max} = 1296,48t.$$

$$M_{\max} = 6727,65 - 2938,35 = 3789,3 \text{ t.m.}$$

- **Conditions sismiques**

$$G (1 \pm 0,07)$$

$$N_{\max} = 1467,95 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 8255,1 - 4153,52 = 4101,58 \text{ n.m.}$$

-Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_I = \frac{N}{N} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

- **Condition normale**

$$N1 = \frac{1296,48}{12} + \frac{3789,3 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 283,47t$$

$$N2 = \frac{1296,48}{12} - \frac{3789,3 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 67,39 t$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = \frac{1467,95}{12} + \frac{4101,58 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 312,22 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1467,95}{12} - \frac{4101,58 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 67,56 \text{ t.}$$

-Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

❖ **Armatures transversales inférieures**

La Condition de la méthode est:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} + \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,27 \Rightarrow \alpha = 52^\circ > 45^\circ ;$$

Condition vérifier.

$$h = 2 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} + \frac{b}{4} = 1,5 \text{ m ; Vérifier}$$

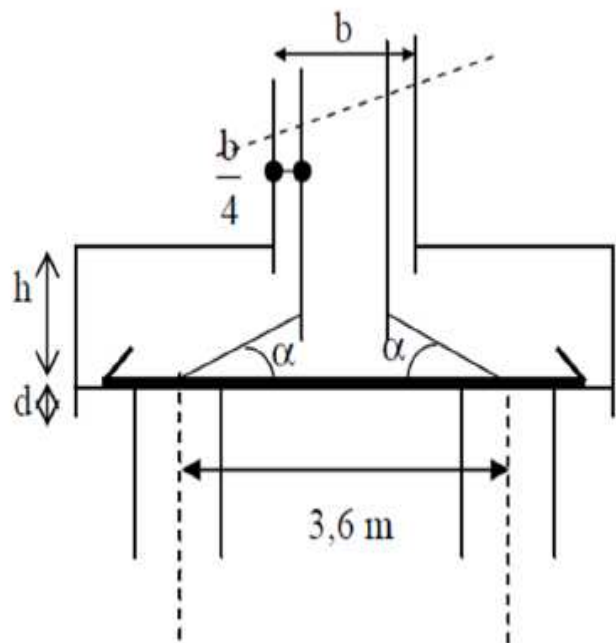


Figure 12.9 : la méthode des bielles.

- **Condition normale**

$$\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_c = 26700 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{283,47}{26700} \times \frac{1,5}{1,9} = 0,00838 \text{ m}^2.$$

$$A_{inf} = 83,82 \text{ cm}^2.$$

- **Condition sismique**

$$\overline{\sigma_a} = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{312,22}{40000} \times \frac{1,5}{1,9} = 0,0061 \text{ m}^2.$$

$$A = 61,62 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 83,82 \text{ cm}^2$. On prend: 18HA25 $A_{\text{inf}} = 88,36 \text{ cm}^2$.

$$\text{L'espaceur est de } S_t = \frac{\phi + H - d}{n - d}$$

n : Nombre de barre = 18 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,8 - 0,1}{18 - 1} = 17 \text{ cm}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L).

Telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3,2 \text{ m}$.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_{\text{inf}} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 88,36 = 29,45 \text{ cm}^2; \text{ Soit : } 10\text{HA}20 \quad A_{\text{eff}} = 31,41 \text{ cm}^2.$$

❖ Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre la semelle et les pieux de fondation.

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 88,36 = 29,45 \text{ cm}^2.$$

Soit : 10HA20 $A_{\text{li}} = 31,41 \text{ cm}^2$.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,9 - 0,1}{10 - 1} = 33,33 \text{ cm}; \text{ Soit } S_t = 33 \text{ cm}.$$

❖ Armatures de construction :

- Armatures transversales supérieures

$$A_3 = \frac{1}{10} A = \frac{1}{10} \times 88,36 = 8,83 \text{ cm}^2.$$

Soit : $8\text{HA}12 \ A_{\text{eff}} = 9,05\text{cm}^2$.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,9 - 0,1}{8 - 1} = 42,86 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 43\text{cm}.$$

- Armatures longitudinales supérieures:

$$A_4 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 88,36 = 29,45 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 10\text{HA}20 \ A_{\text{eff}} = 31,42\text{cm}^2.$$

$$S_t = \frac{1,2 + 1,9 - 0,1}{10 - 1} = 33,33 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 34\text{cm}.$$

- Armatures latérales

$$A_5 = \frac{1}{10} A = \frac{1}{10} \times 88,36 = 8,83 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 8\text{HA}12 \ A_{\text{eff}} = 9,05\text{cm}^2.$$

$$S_t = \frac{1,2 + 1,9 - 0,1}{8 - 1} = 42,86 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 45\text{cm}.$$

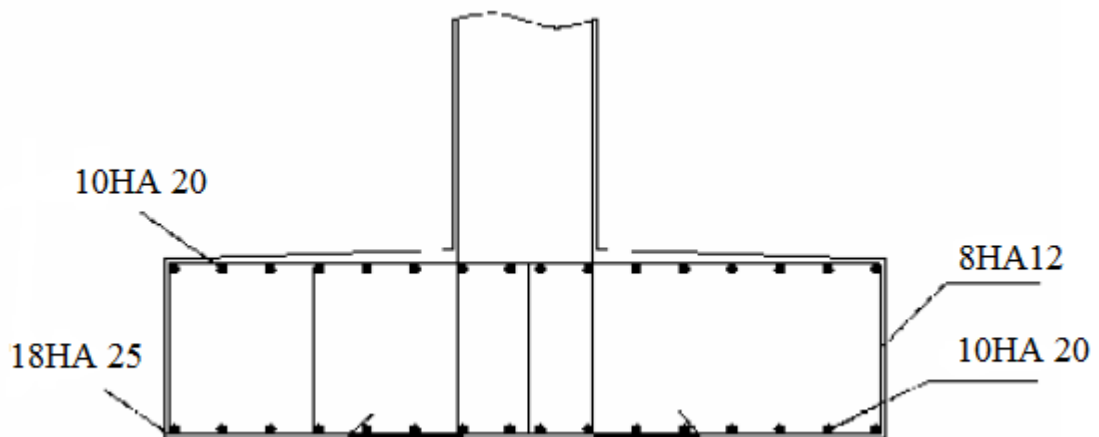


Figure 12.10 : *Ferraillage de la semelle.*

- Étude est ferraillage des pieux

-Action sur les pieux

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les Pieux soient encastrés dans la semelle et libre à la base.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u y = 0$

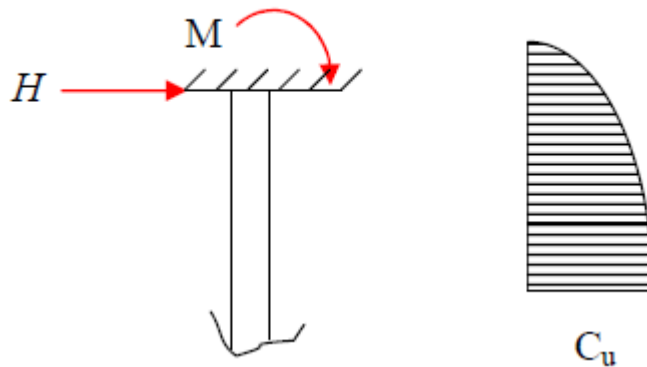


Figure 12.11 : action sur les pieux.

Tel que :

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_u b}}$

I : Moment d'inertie du pieu.

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

- Calcul de λ :

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,20 \text{ m.}$$

$$C_U = 2550 \text{ t/m}^3.$$

$$E = 21000 \sqrt{270} = 345000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton.}$$

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} + \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E I}{b C_U}} = 0,216 \text{ m.}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où : $\lambda L = 0,216 \times 20 = 4,32$ avec : L la longueur de pieu L=20 m.

- **Effort tranchant en tête du pieu**

• **Condition normale**

Freinage : 15 t

Poussées des terres et surcharges : 469,99 t.

D'où :

$$H = 484,99 \text{ t donc : } \overline{P} = \frac{H}{12} = 40,42 \text{ t / pieu}$$

• **Condition sismique**

Séisme 24,81 t.

Poussées des terres et surcharges : 592,1 t.

D'où :

$$H = 616,91 \text{ t donc : } \overline{P} = \frac{H}{12} = 51,41 \text{ t / pieu.}$$

- **Calcul des pieux par la formule de WARNER**

Étude d'un pont construit par encorbellements successifs

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{OM} \frac{\overline{M}}{\lambda} + \frac{\overline{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, les pieux sont encastres à la semelle et en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M(Z) = X_{OM} \overline{M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M : Moment en tête du pieu.

λ : Coefficient d'amortissement.

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(Z) = EI\theta_0 = X_{OM} \frac{\overline{M}}{\lambda} + \frac{\overline{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

$$\Rightarrow M(Z) = -\frac{X_{\theta P}}{X_{OM}} \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 4 \Rightarrow X_{\theta P} = 1,26 \quad X_{\theta M} = 1,54$$

$$\lambda L = 6 \Rightarrow X_{\theta P} = 1,45 \quad X_{\theta M} = 1,65$$

$$\lambda L = 4,32 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,3 \quad \chi_{\theta M} = 1,56.$$

- **Condition normale**

$$\overline{P} = 40,42 \text{ t / pieu} \Rightarrow \overline{M} = -155,94 \text{ t.m}$$

- **Condition sismique**

$$\overline{P} = 51,41 \text{ t / pieu} \Rightarrow \overline{M} = -198,34 \text{ t.m}$$

12.6.7 Ferrailage des pieux :

- Détermination des sollicitations

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$$N_{\max} = 1467,695 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = - 198,34 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 4101,58 \text{ t.m0}$$

$$N_{\min} = \frac{N_{\max}}{12} - \frac{M_t}{12 L_p}$$

D'où :

$$N_{\min} = 105,22 \text{ t}$$

- Détermination de la section d'armature

La section des armatures est déterminée par la formule suivante

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}}{f_e} w$$

Avec :

$$w = 0,16 \text{ (tirés par les abaques de WALTHER)}$$

$$A_s = 122 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 25\text{HA}25 \Rightarrow A_s = 122,70 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{2 \pi R}{25} = 15,07 \text{ cm} ; \text{ Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

- Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}$$

Donc on prend des cercles $\phi 10$, avec un espacement de 20 cm.

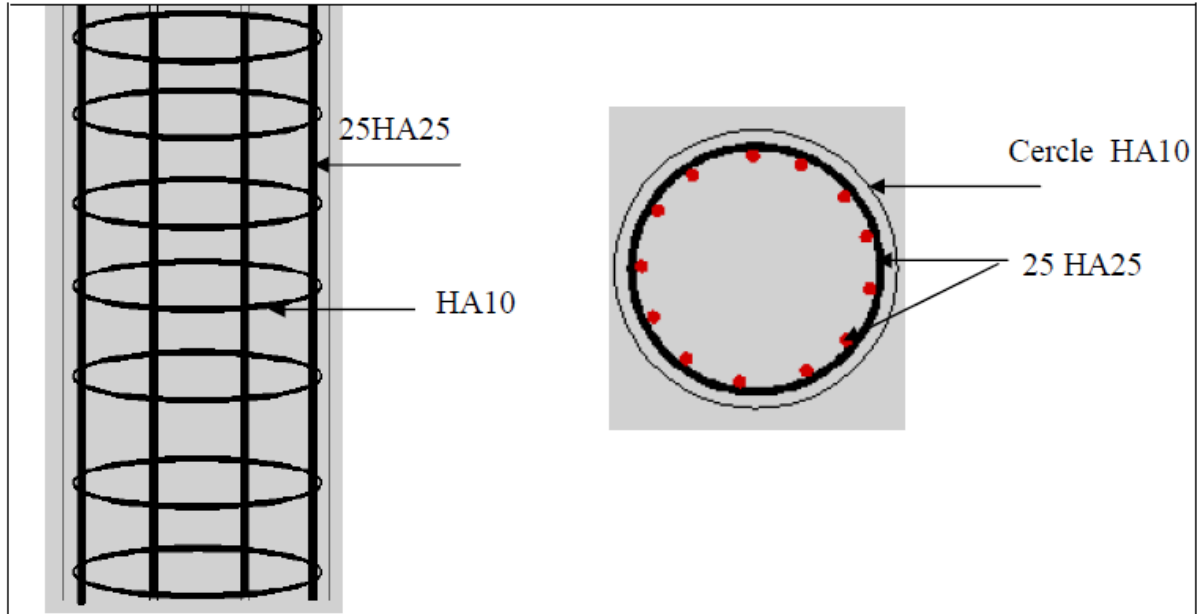


Figure 12.12 : *Schéma de ferrailage.*

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur et c'est la meilleure opportunité pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises au cours de son cursus.

L'étude que nous avons élaborée, n'a touché qu'une partie d'un large domaine de construction d'ouvrage d'art.

Toutefois, l'ensemble des éléments principaux ont été dimensionnés, notamment le caisson (Voussoir coulé sur place) qui représente l'élément constituant le tablier.

Les efforts sollicitant le fléau déterminés par le logiciel Robot nous a permis de déduire les sollicitations maximales à partir desquelles on dimensionne, d'abord, la précontrainte de stabilité (câble de cloutage), ensuite on détermine la précontrainte du fléau (câbles du fléau), bien sur cela est fait en phase de construction où notre ouvrage est une structure isostatique.

Les câbles de fléau utilisés sont au nombre de 32 câbles 19T15 incorporés au niveau du gousset supérieur.

Après avoir procédé au clavage du tablier qui devient hyperstatique, on a mis en place la précontrainte de continuité.

Suite à l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée et toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Pour les fondations, vu la mauvaise capacité portante du sol nous avons opté pour des pieux. Le calcul nous a amené à utiliser 32 pieux de 1,2 m de diamètre et 20 m de profondeur.

Enfin, nous pouvons dire que ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'UMMTO, et peut être un tremplin au monde de travail.