

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

Université Aboubakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme
De Master en génie civil
Option : infrastructure de base et géotechnique

Thème

ETUDE D'UN PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE
PK 0+600 A KHESSIBIA (MASCARA)

Présenté en juillet 2012 par :

AMGHAR Mohamed Hadi

BELBACHIR Ilias

Devant le jury composé de :

M^f HAMZAOUI F.

President

M^f DJEMAOUNE A.

Examineur

M^mc BENDIOUIS A.

Examineur

M^f MAACHOU O.

Encadreur

Remerciements

Au moment de conclure ce travail, il ne me fait aucun doute qu'il a une dimension collective qu'il convient de souligner.

Mes premières pensées se tournent vers mes parents qui m'ont encouragé et soutenu à chaque pas. Ils m'ont fourni le cadre nécessaire à la réussite de mes études, sans ce cadre et même avec la plus grande volonté je doute du succès de l'entreprise. Ce manuscrit leur est dédié.

Une spéciale mention est accordée à M. MAACHOU O. pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils tout au long de la réalisation de ce travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à M. HAMZAOUI F. Pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de soutenance.

Pour m'avoir fait l'honneur d'examiner ce travail, je remercie vivement M. DJEMAOUNE A. et Mme. BENDIOUIS A.

Finalement, pour les enseignements dispensés et pour leurs encouragements, je tiens à remercier l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

Dédicaces

Au nom de Dieu qui nous a éclairé les chemins du savoir et de la sagesse, je dédie ce modeste travail :

- Aux deux personnes précieuses, et envers lesquelles aucun d'entre nous ne pourrait s'acquitter de sa dette, pour leur soutien et leur confort apportés avec amour et attention durant toute notre existence : mes chaleureux parents ;

- A mon frères : Driss ainsi qu'à mes sœurs Samia et Amina ;

- A mes grands parents, ainsi qu'à toute ma famille ;

- A mes très chers amis ;

- A toute la promotion Master2 Génie Civil 2011/2012 ;

- A tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

DEDICACE

Au nom de Dieu qui nous a éclairé les chemins du savoir et de la sagesse, je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents en témoignage de leurs soutient moral.

A mes très chers frères,soeurs et toute la famille AMGHAR.

Et a mes amis, toutes personnes qui me connaissent de loin ou de prés.

A toute la promotion Génie Civil « 2011-2012 »

AMGHAR M.H.

LISTE DES FIGURES

Figure 3.1 Coupe transversale d'une poutre	10
Figure.3.2 : Section médiane à vide	13
Figure.3.3 : Section de La poutre avec hourdis en travée	14
Figure 3.4 : Section de La poutre sans hourdis à l'about	15
Figure 3.5 : section de La poutre avec hourdis à l'about	16
Figure 3.6 : Les dimensions du système Bc	20
Figure 3.7 : Les dimensions du système Bt	22
Figure 3.8 : Disposition du système B _r	22
Figure 3.9 : Les dimensions du système Mc120	23
Figure 3.10 : les dimensions du système D240	24
Figure 4.1 : Bibliothèque des modèles du SAP2000.	26
Figure 4.2 : modélisation de la poutre	28
Figure 4.3 : modélisation du tablier	29
Figure 4.4 : Moment fléchissant dus au poids propre de poutre extérieur gauche	29
Figure 4.5 : Moment fléchissant dans les poutres sous combinaisons en ultime	31
Figure 4.6 : Moment fléchissant dans les poutres sous combinaisons en ultime	32
Figure 4.7 : Effort tranchant dans les poutres sous combinaison en ultime	33
Figure 4.8 : Effort tranchant dans les poutres sous combinaison en service	34
Figure 5.1 Ancrage de précontrainte	37
Figure 5.2 : L'emplacement des câbles dans les sections des poutres.	43
Figure 5.3 : Positions des câbles longitudinaux	44
Figure 5.4 : La courbe de frottement	45
Figure 6.1 : Schéma statique de calcul	55
Figure 6.2 : La transmission de la charge « Br »	60
Figure 6.3 : schéma présente les dimensions de l'entretoise	61
Figure 6.4 : Dessin de prédalle	63
Figure 7.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté	66
Figure 7.2 : schéma montre les frettes de l'appareil d'appuis	66
Figure 7.3 : figure montre le joint de chaussée	74
Figure 8.1 : dimensionnement de la culé	79
Figure 8.2 : Les efforts agissant sur le mur garde grève	83
Figure 8.3 : dalle de transition	86
Figure 8.4: Modélisation du mur en retour	89

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Résultats des essais des pénétrations dynamiques enregistrés	6
Tableau 3.1 : Les longueurs des travées	11
Tableau 3.2 : Caractéristiques de la section médiane à vide	13
Tableau 3.3 : caractéristique de la section médiane composite	14
Tableau 3.4 : Caractéristique de la section d'about à vide	15
Tableau 3.5 : caractéristique de la section composite d'about	16
Tableau 3.6 : La classe du pont	18
Tableau 3.7 : Le coefficient a_1	19
Tableau 3.8 : Valeur V_0	19
Tableau 3.9 : Coefficient de b_C	21
Tableau 4.1 : moment fléchissant dans les poutres	30
Tableau 4.2 : moment fléchissant sous combinaison ultime	31
Tableau 4.3 moment fléchissant sous combinaison service	32
Tableau 4.4 : effort tranchant sous combinaison ultime	33
Tableau 4.5 : effort tranchant sous combinaison service	34
Tableau 5.1 : Récapitulation des résultats de précontrainte	41
Tableau 5.2 : Les coordonnées de tracé des câbles/fibre inférieure	43
Tableau 5.3 : valeurs numériques des coefficients 'f' et 'α'	45
Tableau 5.4 : les pertes dues au frottement	45
Tableau 5.5 : Les pertes dues au glissement	46
Tableau 5.6 : Les caractéristiques géométriques nettes des sections	47
Tableau 5.7 : les valeurs des moments M_G selon la longueur de la poutre	47
Tableau 5.8 : les pertes dues au raccourcissement élastique	47
Tableau 5.9 : les pertes instantanées	48
Tableau 5.10 : Les pertes dues à la relaxation des aciers	49
Tableau 5.11 : les caractéristiques géométriques brutes	49
Tableau 5.12 : Tableau récapitulatif des pertes	50
Tableau 5.13 : Détermination des contraintes	51
Tableau 5.14 : Détermination des contraintes	52
Tableau 6.1 : moment max longitudinale	55
Tableau 6.2 : moment max transversale	56
Tableau 6.3 Les moments fléchissant de l'entretoise	61
Tableau 7.1 : les raideurs des appareils d'appuis	70
Tableau 8.1 : La descente de charge de la culée	80
Tableau 8.2 : Calcul en construction avec remblai	82
Tableau 8.3 : les efforts agissant sur mur garde grève	83
Tableau 8.4 : Récapitulatif des efforts à l'ELU	90
Tableau 8.5 : Récapitulatif des efforts à l'ELS	91
Tableau 8.6 : Récapitulatif des efforts à l'ELU au niveau de la semelle	91
Tableau 8.7 : Sollicitations au niveau de la semelle à l'ELS	93
Tableau 8.8 : Les efforts sollicitant la culée a la combinaison accidentelle	93
Tableau 8.9 : Les sollicitations au niveau de la semelle	94
Tableau 8.10 : pression limite /profondeur	96

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 01: Généralités

1.1 Introduction	1
1.2 Classification des ponts	1
1.2.1 La structure	1
1.2.2 La nature de la voie portée	1
1.2.3 Le matériau principal	1
1.2.4 Le caractère de pont	1
1.3 Mode de construction	1
1.3.1 Les avantages	2
1.3.2 Les inconvénients	2

CHAPITRE 02 : Présentation de l'ouvrage

2.1 Présentation du projet	3
2.1.1 Tracé en plan	3
2.1.2 Profil en long	3
2.1.3 Profil en travers	3
2.2 Les équipements du tablier :	3
2.2.1. Introduction :	3
2.2.2. Etanchéité :	3
2.2.3. La couche de roulement :	4
2.2.4. Les corniches :	4
2.2.5. Les dispositions retenues :	4
2.3 Données géotechniques	5
2.3.1 Résultats des essais	5
2.4 Caractéristiques des matériaux de construction	7
2.4.1 Béton	7
2.4.2 Aciers passifs	8
2.4.3 Aciers de précontrainte	8

CHAPITRE 03 : Pré dimensionnement et descente des charges

3.1. Introduction	10
3.2. Pré dimensionnement du tablier	10
3.2.1. Largeur des voies	10
3.2.2. Longueur des travées	10
3.2.3. Pré dimensionnement des poutres	10
3.2.4. Caractéristiques géométriques des sections	13
3.4 Etude des charges et surcharges	17
3.4.1 Calcul de Charges permanentes	17

3.4.2 Surcharges d'exploitation	18
---------------------------------	----

CHAPITRE 04 : Modélisation du tablier

4.1 Modélisation	26
4.1.1 Introduction	26
4.2 Définition de logiciel	27
4.3 Modélisation	28
4.3.1 Modélisation de la poutre	28
4.3.2 Modélisation du tablier	29
4.3.3 Moment fléchissant	29
4.3.4 Effort tranchant	33
4.3.5 Conclusion	35

Chapitre 05 : Etude de la précontrainte

5.1 Introduction	36
5.2 Définition de la précontrainte	36
5.3 procédés de précontrainte	36
5.3.1 Précontrainte par pré-tension	37
5.3.2 Précontrainte par post-tension	37
5.3.3 Qualités et défaut du béton précontraint	38
5.3.4 Comparaison avec le béton armé	39
5.4 Le calcul de la précontrainte	39
5.4.1 Section sous critique	39
5.4.2 Section sur critique	40
5.4.3 Détermination du nombre de câbles	40
5.5 verification a L'E.L.S	42
5.5.1 La mise en tension	42
5.5.2 En exploitation à long terme	42
5.6 Trace des câbles	43
5.7 Calcul des pertes de précontraintes par post- tension	44
5.7.1 Perte instantanées	44
5.7.2 Pertes différées	48
5.8 Vérification de la flexion a mi travée	50
5.8.1 Calcul aux E.L.S	50
5.9 Ferrailage passif longitudinal	52
5.9.1 Armatures de peau	52
5.9.2 armatures longitudinal dans la zone tendue	52
5.10 vérification de l'efforttranchant	53
5.10.1 Vérification à L'ELS	53
5.10.2 Vérification à l'ELU	54

CHAPITRE 06 : Etude de l'hourdis

6.1 Etude de l'hourdis	55
6.1.1 Introduction	55
6.1.2 Moment fléchissant	55
6.1.3 Effort tranchant	56
6.1.4 Détermination de ferrailage	56
6.1.5 Vérification a l'état limite de service	58
6.1.6 Résistance a l'effort tranchant	59
6.2 Etude de l'entretoise	61
6.2.1 Introduction	61
6.2.2 Dimensionnement	61
6.2.3 Calcul du ferrailage	62
6.3 Etude de prédalle	63
6.3.1 Introduction	63
6.3.2 Dimensionnement	63
6.3.3 Descentes des charges	63
6.3.4 Détermination des moments	63
6.3.5 Détermination de ferrailage	64

Chapitre 07 : Les appareils d'appuis

7.1 Introduction	65
7.2 Les appareils d'appuis en élastomère frette	65
7.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui	67
7.3.1 Dimensions en plan	67
7.3.2 Hauteur nette de l'élastomère	67
7.3.3 Epaisseur des frettes	67
7.4 Répartition des efforts sur les appareils d'appuis	68
7.4.1 Répartition des efforts horizontaux	68
7.4.2 Variation linéaire du tablier	69
7.4.3 Due à des charges statiques	70
7.4.4 Déplacement en tête de l'appareil d'appui	71
7.5 Vérification des contraintes	71
7.5.1 Limitation des contraintes de cisaillement	71
7.5.2 Condition de non glissement	72
7.5.3 Condition de non flambement	73
7.6 Ferrailage d'appui	73
7.7 Joint de chaussée	73
7.7.1 Introduction	73
7.7.2 Calcul des joints	75
7.7.3 Evacuation des eaux	76

Chapitre 08 : Infrastructures

8.1 introduction	77
8.2 pré dimensionnement de la culée	77
8.2.1 tête de la culée	77
8.3 vérification de la stabilité de la culée :	80
8.3.1 sous charges permanentes :	80
8.4 calcul du ferrailage des différents éléments de la culée	83
8.4.1 mur garde grève	83
8.4.2 la dalle de transition	86
8.5 étude du corbeau	87
8.6 étude du mur en retour	88
8.6.1 Introduction	88
8.6.2 détermination du ferrailage	88
8.7 mur de front	90
8.8 étude de la semelle	92
8.8.1 pré dimensionnement	92
8.8.2 sollicitations au niveau de la semelle	92
8.8.3 étude d'un pieu sous charge vertical par la méthode préssiométriques	95

1.1 INTRODUCTION :

Un pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluvial ou maritime, il est constitué essentiellement de trois parties :

- *la super structure
- *les appuis : appuis intermédiaires appelé pile et appuis d'extrémité appelée culée
- *les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

1.2 CLASSIFICATION DES PONTS :

La classification se fait selon quatre critères :

1.2.1 La structure :

- *Pont en arc est un pont dont la ligne de la partie inférieure (intrados), est en forme d'arc
- *Pont à voutes : usuellement appelé pont en maçonnerie ou pont en pierre ou pont voûté
- *pont à poutre est un pont dont l'élément porteur est une ou plusieurs poutres droites
- *pont suspendus : est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à deux fils de câbles flexibles dont les extrémités sont encrées aux culées
- *pont a hauban : sont une variété de ponts où le tablier est suspendu par des câbles issus de pylônes.

1.2.2 La nature de la voie portée :

- *le pont route : permettent la circulation des véhicules, des piétons et des bicyclettes
- *pont rail : pour la voie ferré
- *pont canaux : Soutienne une voie de navigation
- *pont aqueduc : serve au passage des canalisations
- *pont passerelle : servent uniquement aux piétons

1.2.3 Le matériau principal :

- *pont en bois : utilisés actuellement comme ouvrage provisoire
- *pont en maçonnerie
- *pont en béton armé
- *pont en béton précontraint
- *pont métallique
- *pont mixte

1.2.4 Le caractère de pont :

- *pont mobile : utilisée pour franchir une voie navigable lorsque la voie portée ne peut pas être sur élevée pour permette le passage des bateaux.
- *pont fixe : utiliser généralement dans les voies terrestres

1.3 MODE DE CONSTRUCTION :

Les poutres sont préfabriquées en série sur chantier, la précontrainte est assurée par post-tension, elle est réalisée par des armatures mises en tension par appui sur le béton suffisamment durci, et elles sont munies d'ancrages à leurs extrémités.

Le mode de construction s'établit comme suit :

- ✓ Mise en place des fondations
- ✓ Mise en place des piles et des culées ;
- ✓ Mise en tension des câbles sortant à l'about ;
- ✓ Mise en place des appareils d'appuis ;
- ✓ Mise en place des poutres préfabriquées ;
- ✓ Coulage de la dalle ;
- ✓ Mise en place des superstructures

Les avantages et les inconvénients des ponts à poutres préfabriquées par post-tension :

1.3.1 Les avantages :

- ✓ Le béton coulé en atelier ou sur chantier ;
- ✓ Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois ;
- ✓ La préfabrication permis d'éviter l'encombrement des échafaudages ;
- ✓ Une bonne réutilisation des coffrages.
- ✓ Le délai de construction peut être fait rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis ;

1.3.2 Les inconvénients :

Les travées indépendantes présentent des inconvénients de deux ordres :

- ✓ Les talons étant plus comprimés que les membrures supérieurs sous les charges permanentes, le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme.
- ✓ Les joints de chaussées qui séparent les travées sont des organes fragiles qui nécessitent un entretien coûteux.

2.1 PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet consiste à l'étude d'un pont qui permette le franchissement d'un oued au niveau de la double voie reliant la route d'ORAN à KHESSIBIA (MASCARA) au PK 0+600 avec une longueur de 33.4 composé de 2*2 voies.

Notre pont est composé d'une seule travée.

2.1.1 Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite.

2.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados définissant, en élévation, le tracé en plan. Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une seule pente sur le tablier : 1%.

2.1.3 Profil en travers :

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

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- ✓ Largeur roulable $L_r = 7.00\text{m}$.
- ✓ Nombre de voies de circulations = 2*2 voies.
- ✓ La pente: 2.5 %.

2.2 LES EQUIPEMENTS DU TABLIER :

2.2.1. Introduction :

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage .Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

Les différents équipements sont :

- ✓ Etanchéité ;
- ✓ La couche de roulement ;
- ✓ Les trottoirs ;
- ✓ Les corniches;
- ✓ Les dispositions retenues.

2.2.2. Etanchéité :

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armateurs passifs et actifs vis-à-vis d'une corrosion accélérée, et est nécessaire de

disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts. Cette équipement joue un rôle très important a cause de sa fonction.

Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes :

- ✓ L'adhérence au tablier.
- ✓ La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- ✓ La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement
- ✓ La durabilité.

2.2.3. La couche de roulement :

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonne, caractéristique, antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapé d'enrobés tel que l'épaisseur varie entre 5et 10cm.

Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement.

2.2.4. Les corniches :

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche est esthétique et aussi d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- ✓ Les corniches en béton coulé en place ;
- ✓ Les corniches en béton préfabriqué ;
- ✓ Les corniches métalliques.

Dans notre projet on prendra une corniche de 20 cm de largeur et 75 cm de hauteur.

2.2.5. Les dispositions retenues :

➤ Les garde-corps :

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi an point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines, les garde-corps sont renforcé parait difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légers dans des conditions relativement favorables.

Ils sont classés en trois catégories les suivantes :

- ✓ Les garde-corps de type S ;
- ✓ Les garde-corps de type I ;
- ✓ Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$0.95 + 0.005. H \pm 0.05 \text{ m.}$

Avec un maximum de 1.20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eaux franchies par l'ouvrage.

Dans notre projet : $H = 13.85\text{m.}$

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.07m.

On prend la hauteur de garde-corps 1.10m.

➤ **Les glissières de sécurités :**

Le rôle de ces glissières est de diminué les conséquences des accédants de la route, Telle Qu'elles aident les véhicules pour le freinage.

Elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes mais seuls pour les véhicules légers.

Elles sont classées en trois catégories les suivantes :

- ✓ Les glissières rigides ;
- ✓ Les glissières souples ;
- ✓ Les glissières élastiques ;

➤ **Les barrières des sécurités :**

Sont considérées comme dispositifs à retenir les véhicules d'un poids en ordre de marchent supérieur ou égale à 3.5t.

2.3 DONNEES GEOTECHNIQUES :

2.3.1 Résultats des essais :

2.3.1.1 Sondage carottés :

a) Sondage SP1 de 30.0ml de profondeur :

0.00 à 1.40 m : Remblai constitué d'argile plus ou moins sableuse et fragments hétérogène ;

1.40 à 6.0 m : Argile sableuse concrétionnée admettant quelques fragments hétérogène de calcaire grésseux ;

6.0 à 11.0 m : Sable fin marmeux jaunâtre à jaune verdâtre ;

11.0 à 30.0 m : Mame grisâtre plus ou moins sableuse à certain niveaux, verdâtre à grisâtre au sommet ;

B) Sondage SP2de 30.0ml de profondeur

0.0 à 0.50m : Remblai hétérogène ;

0.50 à 10.0 m : Sable fin jaunâtre admettant quelques passages ou blocs de calcaire grésseux beige à gris calcaire ;

10.0 à 25.0 : Mame grisâtre, gris –verdâtre au sommet.

Profil géologique général du terrain passant par les deux culées :

L'examen lithofaciologique du terrain en profondeur, à travers les deux sondages carottés à permis de mettre en évidence, de haut en bas les formations suivantes :

- Un remblai d'épaisseur variant de 0.50 à 1.40 mètre constitué d'argile sableuse et fragments hétérogènes ;
- Passage d'argile sable concrétionnée avec fragments variés de calcaire et grès ;
- Sable fin marneux, jaunâtre avec des blocs de calcaire-gréseux beige à gris ;
- Mame grisâtre, légèrement verdâtre au sommet

2.3.1.2 Essais préssiometriques :

a) Les essais préssiometriques ont été réalisés progressivement en cours des deux forages dans les trous deux sondages effectués et ce, au nombre de 13 essais au niveau de SP1 et de 12 sondages au niveau de SP2 et ce par intervalles de 20 mètre, à partir de la profondeur de 2.0 mètres.

2.3.1.3 ESSAIS DE PENETRATIONS DYNAMIQUES:

a) rappelons que quatre essais de pénétrations dynamiques étaient programmés à raison de deux essais de part et d'autre de chaque sondage. Néanmoins le deuxième essai K2 a fourni un refus assez proche (à 1.55 m de profondeur). Ce qui a conduit à reprendre un autre essai K2 bis à proximité de K2 pour s'assurer du faux refus enregistré.

b) Résultats des essais des pénétrations dynamiques enregistrés :

N° essai	Rp totale enregistrée (bar)	Refus, profondeur (m)	Observations
K1	366.0	5.90	Essai normal
K2	3160.0	1.55	Faux refus
K2 bis	3440.0	0.95	Essai de confirmation
K3	2466.67	2.13	Essai normal
K4	4740.0	1.30	Faux refus

Tableau 2.1 : Résultats des essais des pénétrations dynamiques enregistrés

2.3.1.4 ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE :

Des essais mécaniques (Cisaillement UU et résistance à la compression simple) ont été programmés sur les échantillons intacts et paraffinés prélevés des sondages SP1 (profondeurs 11.40 et 13.5) et SP2 (profondeur 10.20). Néanmoins l'ensemble des échantillons n'ont pu s'apprêter au taillage normalisé pour être soumis aux essais prescrits

2.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION :

Les matériaux utilisés dans notre ouvrage sont :

2.4.1 Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est Notée f_{c28} .

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

a) Resistance à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a : $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$ si $j \geq 28$ jours.

$$f_{c28} = \frac{j}{4.76 + 0.83xj} \times f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

Avec $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPA} & \text{pour le béton d'appuis et fondation.} \end{cases}$

b) Resistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPA} \quad \text{pour tablier.}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(27) = 2.22 \text{ MPA} \quad \text{pour l'infrastructure.}$$

c) Contrainte de calcul pour (E.L.U) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

On $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$

D'où : $f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \\ 15,3 \text{ Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ MPA} \end{cases} \implies \text{en situation durables.}$

$f_{bu} = \begin{cases} 25.86 \text{ Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \\ 19.95 \text{ Mpa} & \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ MPA} \end{cases} \implies \text{en situation accidentelles.}$

d) Contrainte Limite De Service (E.L.S) :

La contrainte à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 \times f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

e) Coefficient De Poisson :

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

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

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{pour un béton Non fissuré} \\ \nu = 0 & \text{pour un béton fissuré} \end{cases}$$

f) Module de déformation longitudinale du béton E :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35981.7 \text{ MPA}$$

Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 12102.9 \text{ MPA.}$$

2.4.2 Aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE500.

On a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Avec } \gamma_s : \text{coefficient de pondération pris égale à 1.15}$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ (Mpa).}$$

2.4.3 Aciers de précontrainte (actifs) :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T15 super car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

a) Caractéristiques des câbles :

Selon FREYSSINET :

- ✓ Unité de précontrainte : 12 torons.
- ✓ Poids de 1T15S = 1.12 (kg/m).
- ✓ Section de 1T15S = 140 (mm²).
- ✓ Force de rupture nominale = 252.1 kN.
- ✓ Force maximale sous ancrage = 241.3 kN.

$$\begin{cases} f_{prg} = 1860 \text{ MPA} \\ f_{peg} = 1553 \text{ MPA} \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} f_{peg} : \text{limite élastique conventionnelle à 0.1\%} \\ f_{prg} : \text{contrainte de rupture garantie.} \end{cases}$$

b) La valeur max de la tension à l'origine σ_0 :

$$\text{Il doit être : } \begin{cases} \sigma_0 \leq \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) \\ \sigma_0 \leq \min(1488 ; 1397.7) = 1397.7 \text{ MPA} \end{cases}$$

c) Gaine :

- ✓ Φ_{int} : 80 mm.
- ✓ Φ_{ext} : 88 mm.

d) Frottements :

- ✓ déviation parasite : 0.003 m-1
- ✓ Coefficient de frottement : 0.2 rad

CHAPITRE 03: PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

3.1. INTRODUCTION :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique (coût et délais...), le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible a toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Avec le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments Principaux Suivants :

- ✓ Les conditions aux sites ;
- ✓ La nature du terrain ;
- ✓ Le profil en long ;
- ✓ La position possible pour les appuis ;
- ✓ Le gabarit à respecter ;
- ✓ Portée de l'ouvrage ;
- ✓ Délais de réalisation ;
- ✓ Durée de l'utilisation ;

3.2. PRE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER :

3.2.1. Largeur des voies :

La largeur roulable d'une voie sur une route nationale est de 3.5m, pour deux voies, on aura une largeur roulable de 7m.

Terre plein centrale (TPC) : on a une largeur de 1.5m (0.75m pour bande d'arrêt droite et 0.75m pour bande d'arrêt gauche et 0.5m pour bande moyen)

Pour les trottoirs, on prendra deux trottoirs de 2 m de largeur, d'où la largeur du tablier totale est de :

$$l_t = (2 \times 2.00) + 4 \times 3.5 + 2 \times 0.75 + 0.5 = 20.00 \text{m.}$$

3.2.2. Longueur des travées : On a 1 seul travée.

3.2.3. Pré dimensionnement des poutres :

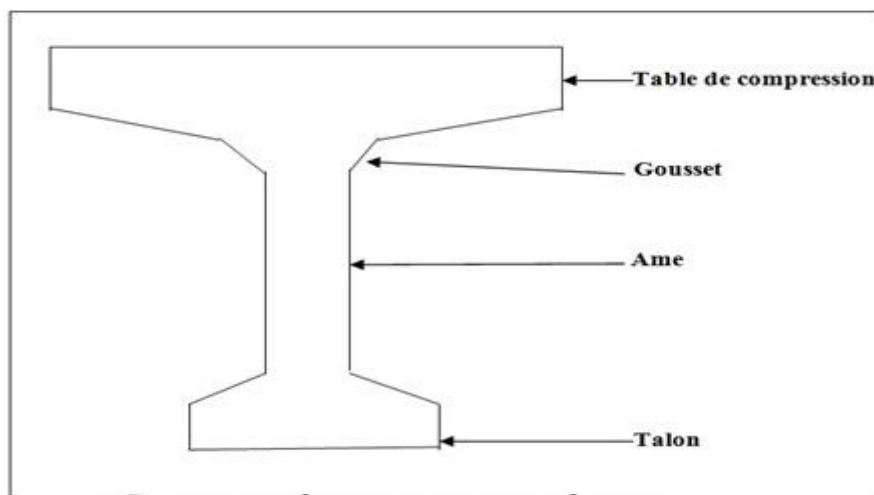


Figure 3.1 : coupe transversale d'une poutre

a) Nombres des poutres et leur écartement :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espace entre les poutres est donné par la formule suivante :

$$E = Lt / (N-1)$$

Avec :

Lt : largeur de tablier

N : nombre des poutres

De plus on doit respecter la relation suivante :

$$1.5 \leq E \leq 2.5$$

Tableau 3.1 : Les longueurs des travées

N ^{bre} poutres	10	11	12	13
espacement	1.80	1.63	1.50	1.38

On adopte 12 poutres avec un espacement de 1.5m.

b) La hauteur de la poutre :

La hauteur des poutres doit être dans l'intervalle :

$$L/22 < ht < L/15$$

$$1.49 < ht < 2.22$$

Avec :

$$L = 33.4\text{m}$$

$$1.49 < ht < 2.22$$

Donc on prend $ht = 1.50\text{m}$

c) Section des poutres :

➤ la largeur du talon b_t :

La largeur des talons dépend de l'élançement des poutres mais elle est pratiquement insensible à leur portée, Le S.E.T.R.A. propose la formule suivante

$$b_t T \geq \frac{1}{k} * \left(\frac{L}{ht}\right)^2$$

Avec : $b_t T$: sommes des épaisseurs de tous les talons (12 poutres)

I : la largeur du tablier $I = LT = 20\text{ m}$

L : longueur de la poutre $L = 33.4\text{ m}$

ht : hauteur de la poutre $h_t = 1.5\text{ m}$

Kt : coefficient sans dimension $1100 \leq K_t \leq 1300$ on prend $K_t = 1200$

$$b_t T \geq \frac{20}{1200} * \left(\frac{33.4}{1.5}\right)^2 = 8.26\text{m}$$

$b_t = b_t T / \text{nombre de poutre}$ Donc la largeur d'un talon $b_t = 0.7\text{ m}$

Le pied de poutre a une hauteur qui varie entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon on adopte 20 cm

Le gousset de jonction doit être suffisamment incliné de façon à faciliter le bétonnage l'inclinaison est entre 45° et $\text{Arc tg}(2/3)=56^\circ$ on prend 45°

$$\text{Donc } H_{\text{gousset}} = \text{tg } 45^\circ * 25 \text{ donc } H_{\text{gousset}} = 25 \text{ cm}$$

➤ La largeur de table de compression :

Selon 'SETRA' l'ordre de grandeur des semelles est environ entre $0.6H$ et $0.8H$,

Avec : H : la hauteur de la poutre + la dalle .avec l'épaisseur de la dalle $e=25 \text{ cm}$

$$H = H_t + H_{\text{ dalle}} = 1.5 + 0.25 = 1.75 \text{ m}$$

$$0.99 \leq b \leq 1.36$$

On prend $b=1 \text{ m}$ et inclinaison de 45°

➤ épaisseur de l'âme

$$e=20 \text{ cm}$$

d) Epaisseur de l'hourdis h_d :

L'hourdis est une dalle en béton armé permet de reporter les charges au droit des poutres.

Selon SETRA l'épaisseur de la dalle qui est de 16 à 20 cm on adopte $h_d=25 \text{ cm}$

e) Entretoise :

Les entretoises assurent la répartition des charges entre les poutres, elles permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis

$$H_{\text{entretoise}} \geq H_t - b_{\text{entretoise}} \text{ avec : } b_{\text{entretoise}}=0.3 \text{ m}$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1.2 \text{ m} \quad \text{on adopte } H_{\text{entretoise}}=1.20 \text{ m}$$

3.2.4. Caractéristiques géométriques des sections :

3.2.4.1 notations :

b : la largeur de la section

h : la hauteur de la section

B : la surface de la section

Z : la distance du centre de gravité de la $i^{\text{ème}}$ section a la base de la poutre ;

S : le moment statique

V_{sup} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre supérieure

V_{inf} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inférieure

I : le moment d'inertie de l' $i^{\text{ème}}$ section par rapport à son centre de gravité

I_0 : le moment d'inertie total par rapport au centre de gravité de la section totale

ρ : Rendement de la section $\rho = I_0 / (B * V_{\text{sup}} * V_{\text{inf}})$

3.2.4.2 Caractérisation géométrique de la section d’about à vide:

a) Caractéristiques géométrique de la section médiane à vide (poutre seul):

Les caractéristiques géométriques de la figure.3.2.sont données dans le tableau. 3.2.

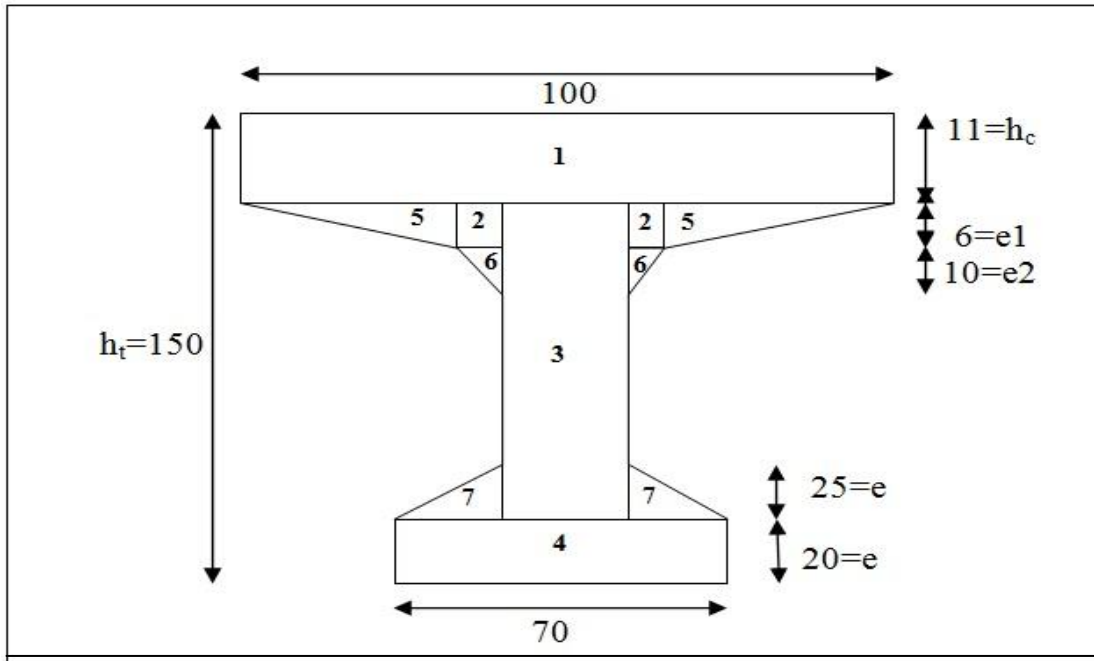


Fig.3.2 : Section médiane à vide

Tableau 3.2 : Caractéristiques de la section médiane à vide

Eléments	B (cm)	H (cm)	B	Z	S=B*z	$I_0=bh^3/12$ $I_0=bh^3/36$ (cm ⁴)	$I/\Delta=I_0+SxZ^2$
			(cm ²)	(cm)	(cm ³)		
(1)	100	11	1100	144.5	158950	11091.66	22979366.7
2*(2)	10	6	120	136	16320	180	2219700
(3)	20	119	2380	82	186960	2469240	17799960
(4)	70	20	1400	10	14000	46666.66	186666.66
2*(5)	30	6	180	137	24660	180	3378600
2*(6)	10	10	100	129.66	12966	277.77	1681449.34
2*(7)	25	25	625	28.33	17706.25	10850.69	512468.75

$$\text{On a: } \begin{cases} v' = \frac{\sum S^2}{\sum S} = \frac{431562.25}{5805} = 74.343 \text{ cm} \\ v = 150 - 74.343 = 75.657 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Et: } I/\Delta = 48758211.4 \text{ cm}^4$$

$$IG = I/\Delta - S \times v_{inf} = 16674494.7 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{IG}{B \cdot v \cdot v'} = 0.5106 \quad \rho = 51.06 \% \implies \text{Donc, notre Section est normale.}$$

b) caractéristique géométrique de la section médiane composite (poutre+dalle) :

Les caractéristiques géométriques de la figure.3.3 sont données dans le tableau.3.3

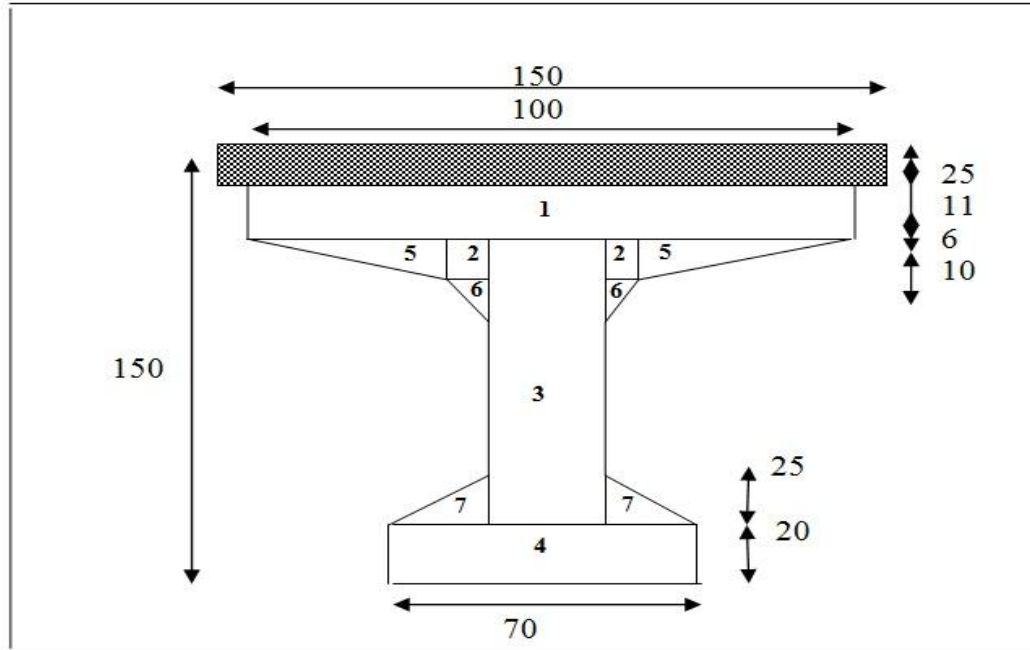


Fig.3.3 : Section de La poutre avec hourdis a mi travée

Tableau 3.3 : caractéristique de la section médiane composite

Eléments	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S=B*z (cm ³)	I ₀ =bh ³ /12 I ₀ =bh ³ /36 (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +S _x Z ²
(1)	100	11	1100	144.5	158950	11091.66	22979366.7
2*(2)	10	6	120	136	16320	180	2219700
(3)	20	119	2380	82	186960	2469240	17799960
(4)	70	20	1400	10	14000	46666.66	186666.66
2*(5)	30	6	180	137	24660	180	3378600
2*(6)	10	10	100	129.66	12966	277.77	1681449.34
2*(7)	25	25	625	28.33	17706.25	10850.69	512468.75
Dalle	150	25	3750	162.5	609375	195312.5	99218750

$$\text{On a: } \begin{cases} v' = \frac{\sum S}{\sum S} = 108.94 \text{ cm} \\ v = 175 - 108.94 = 66.06 \text{ cm} \end{cases}$$

ET: $I/\Delta = 147976961.5 \text{ cm}^4$

$$IG=I/\Delta - S \times V_{inf} = 34575563.4 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{IG}{B \times v \times v'} = 0.5028 \quad \rho = 50.028 \% \implies \text{Donc, notre Section est normale.}$$

c) Caractéristique de la section d'about à vide

Les caractéristiques géométriques de la figure.3.4.sont données dans le tableau 3.4.

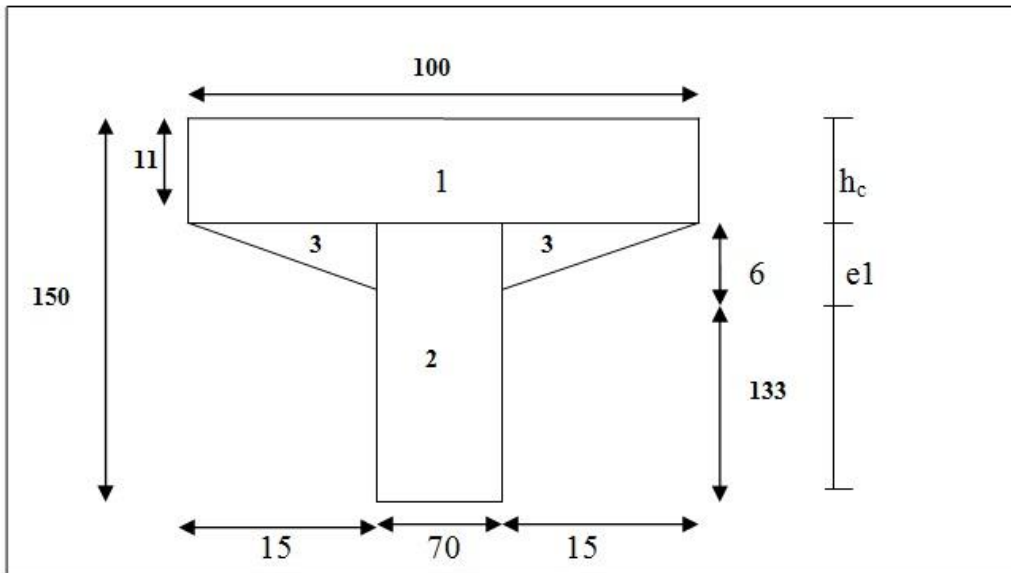


Figure 3.4 : Section de La poutre sans hourdis à l'about

Tableau 3.4 : Caractéristique de la section d'about à vide

Éléments	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S=B*z (cm ³)	I ₀ =bh ³ /12 I ₀ =bh ³ /36 (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +SxZ ²
(1)	100	11	1100	144,5	158950	11091.6667	22979366.7
(2)	70	139	2780	66,5	647045	15666110.8	58694603.3
2*(3)	15	6	90	137	12330	6428382.5	8117592.5

$$\text{On a: } \begin{cases} v' = \frac{\sum S}{\sum S} = 89.71 \text{ cm} \\ v = 150 - 74.93 = 75.07 \text{ cm} \end{cases}$$

$$ET: I/\Delta = 89791562.5 \text{ cm}^4$$

$$IG=I/\Delta - S \times V_{inf} = 28467770.8 \text{ cm}^4$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{IG}{B \times v \times v'} = 0.4634 \quad \rho = 46.34 \%$$

d) caractéristique géométrique de la section composite d’about (poutre +dalle) :

Les caractéristiques géométriques de la figure.3.5.sont données dans le tableau.3.5.

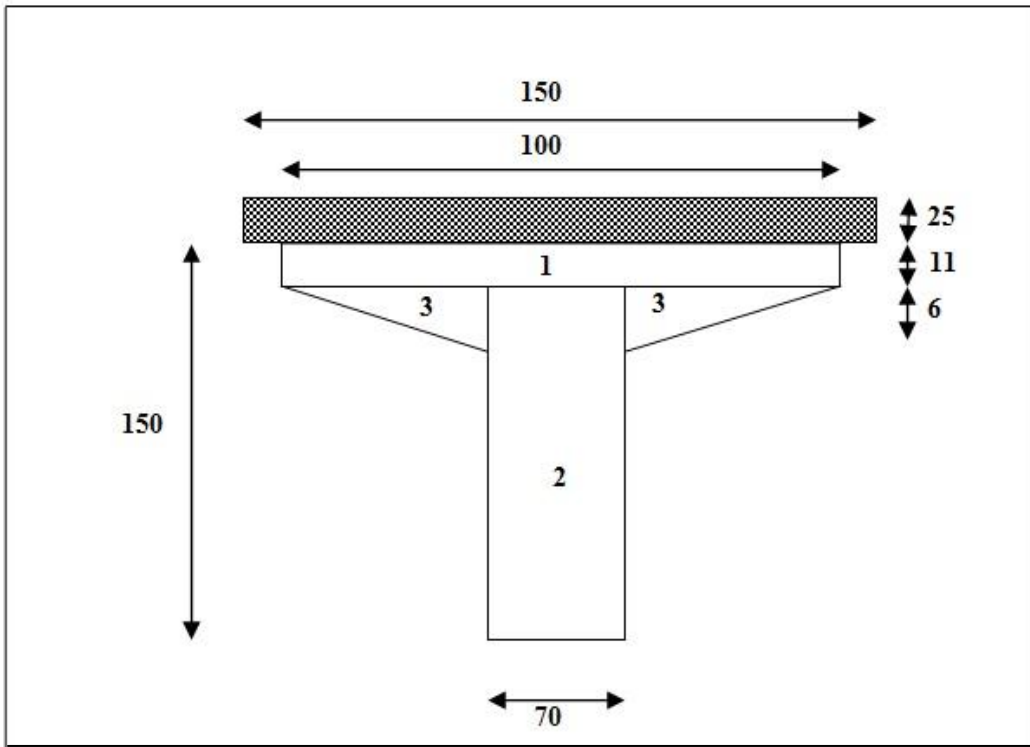


Fig.3.5 : section de La poutre avec hourdis à l’about

Tableau 3.5 : caractéristique de la section composite d’about

Éléments	B (cm)	H (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S=B*z (cm ³)	I ₀ =bh ³ /12 I ₀ =bh ³ /36 (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +SxZ ²
(1)	100	11	1100	144.5	158950	11091.66	22979366.7
(2)	70	139	9730	66.5	647045	15666110.8	58694603.3
2*(3)	15	6	90	137	12330	6428382.5	8117592.5
Dalle	150	25	3750	162.5	609375	195312.5	99218750

On a:
$$\begin{cases} v' = \frac{\sum S}{\sum \Delta} = 97.32\text{cm} \\ v = 150 - 97.32 = 77.68\text{cm} \end{cases}$$

ET: $I/\Delta = 189010313\text{cm}^4$

IG = $I/\Delta - S \times V_{\text{inf}} = 50065030.3 \text{ cm}^4$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{IG}{B \cdot v \cdot v'} = 0,4514339 \quad \Longrightarrow \quad \rho = 45.14 \%$$

3.4 ETUDE DES CHARGES ET SURCHARGES :

Il s'agit d'étudier les charges sur la chaussée et leurs effets annexes, les trottoirs, les charges de vent, les charges sur les gardes corps et sur les dispositifs de sécurité applicables au calcul des ponts routes.

Les actions et les sollicitations correspondantes sont multipliées par divers coefficients fixés par les circulaires particulières. D'autres charges sont prise en compte telle que :

- ✓ charge permanent.
- ✓ charges appliquées en cours d'exécution.
- ✓ Action sismiques
- ✓ Effort de freinage

Deux systèmes de charge 'A' et 'B' peuvent être disposés sur les chaussées des ponts, ils sont distincts et indépendants et la comparaison de leurs effets dépend non seulement de la classe du pont, mais aussi de la largeur et de la nature de la structure porteuse.

Ces facteurs se traduisent par des coefficients de majorations dynamiques (coefficient de sécurité) et surtout des coefficients d'excentrement différent sous charges non concentrées sur l'axe mécaniques de la structure.

On distingue aussi la circulation des matériels militaires lourds ou des convois exceptionnels.

3.4.1. Calcul de Charges permanentes :

a) Le poids propre des poutres :

Section médiane S1=0.5805

Section d'about S2=1.0920

$G1 = (S1.L1 + S2.L2)(mv/Lp) \cdot \text{nbr des poutres}$

$G1 = (0.5805 \times 28.2 + 1.0920 \times 5.2) \times (2.5/33.4) \times 12$

$G1 = 19.80 \text{ t/ml}$

b) La Dalle :

Le poids de la dalle est : $g_2 = e_d \times L_d \times \rho_d$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} e_d : \text{épaisseur de la dalle.} \\ L_d : \text{largeur de la dalle.} \\ \rho_d : \text{masse volumique du béton.} \end{array} \right.$

Donc $g_2 = 0.25 \times 20 \times 2.5 = 12.5 \text{ t/ml.}$

c) Revêtement De La Chaussées :

Le poids du revêtement est : $g_3 = e_r \times L_r \times \rho_r$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} e_r : \text{épaisseur du revêtement.} \\ L_r : \text{largeur de la chaussée.} \\ \rho_r : \text{masse volumiques du revêtement} = 2.2 \text{ t/ml.} \end{array} \right.$

Donc $g_3 = 0.08 \times 14 \times 2.2 = 2.464 \text{ t/ml.}$

d) Corniches et trottoirs :

D'après le guide S.E.T.R.A, on a :

$$g_4 = 2 \times 1.12 = 2.24 \text{ t/ml.}$$

e) Le poids propre de l'entretoise :

$$g_4 = b \times h \times L \times \gamma_b$$

$$G_4 = 18 \text{ t}$$

f) Garde-corps :

D'après le guide S.E.T.R.A, on a :

$$g_5 = 2 \times 0.1 = 0.2 \text{ t/ml.}$$

g) Poids de la glissière de sécurité :

$$g_6 = 0.06 \text{ t/ml} \times 2 = 0.12 \text{ t/ml.}$$

h) La charge permanente totale :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_5 + G_6) \times L + G_4$$

$$G = 1264.62 \text{ t}$$

3.4.2 Surcharges d'exploitation:

La largeur roulable : $L_r = 7.5 \text{ m}$

Nombre de voies : $n = 2$

Les différentes charges appliquées sur notre pont sont :

- La surcharge de type A (L).
- Système B (Bc, Br, Bt)
- La surcharge militaire Mc 120.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Convoi D240

Tableau 3.6 : La classe du pont

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5.50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5.50 \text{ m}$

D'après le tableau ci-dessus notre pont est de classe 1

3.4.2.1 Système de charge A(l) :

Employé pour la justification de la stabilité d'ensemble d'une structure

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

Avec :

L : portée de la travée (L= 33.4m)

$$A(L) = 1.0229 \text{ t/m}^2$$

Tableau 3.7 : Le coefficient a_1

		Nombre de voies chargées			
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

D'après le tableau (2.7) : $a_1 = 1$

$$A_1 = a_1 \times A(L) = 1,0229 \text{ t/m}^2$$

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

Tableau 3.8 : Valeur V_0

Classe du pont	V_0 (m)
1 ^{er} classe	3.5
2 ^{em} classe	3
3 ^{em} classe	2.75

Avec :

$V_0 = 3.5 \text{ m}$ (pont de 1^{ère} classe)

V : largeur de la voie ($v = 3.5\text{m}$)

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$Q A (l) = A_1 \times a_2 \times Lr$$

$$Q A (l) = 1.0229 \times 1 \times 7 = 7.1603 \text{ t/ml}$$

3.4.2.2 Système des charges B :

Elles se composent de 3 systèmes distincts

- Le sous-système Bc qui se compose de camions types (30t)

- Le sous-système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le sous-système Br se compose d'une roue isolée (10t)

a) Système B_C :

Il se compose de camion types. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limite a deux .dans le sens transversal, il convient naturellement de disposer moins de files que de voies de circulation si cela est plus défavorable, mais on ne doit disposer plus de files que de voies même si cela est géométriquement possible. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_C sont multipliées par des coefficients 'b_c' montrée dans le tableau.3.9, les charges du système B sont multipliés par le facteur de majoration dynamique.

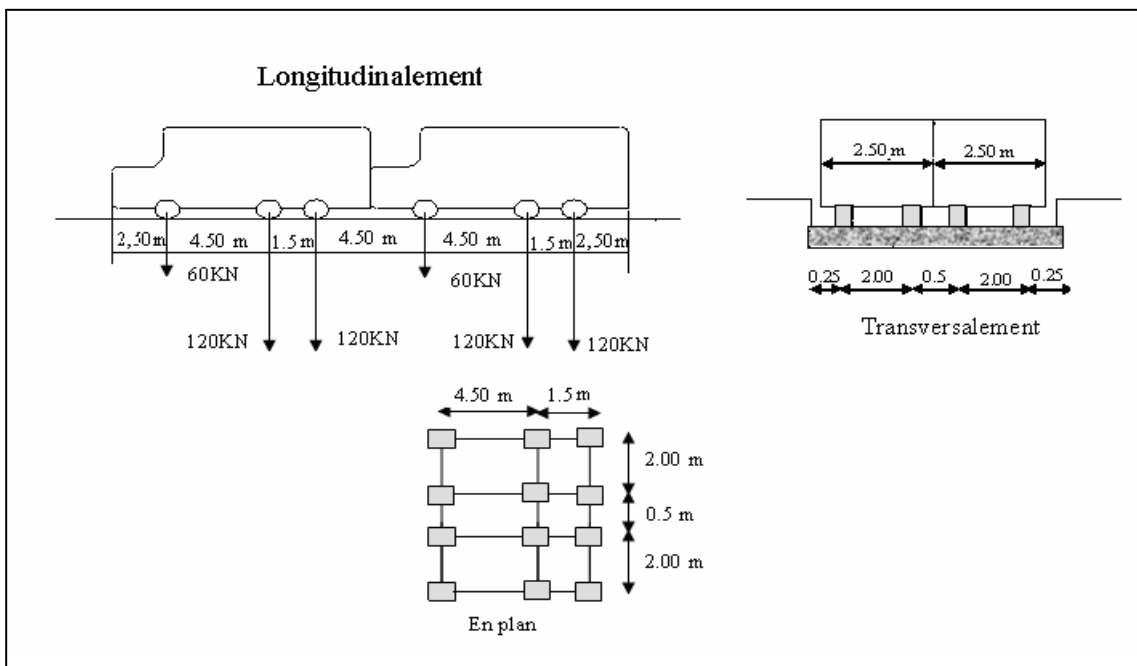


Figure.3.6 : Les dimensions du système Bc

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

Avec :

- L : longueur de la travée
- G : poids total des charges permanentes
- S : poids maximum des surcharges que peut supporter l'hourdis

Tableau 3.9 : Coefficient de b_c

			Nombre de fil considère		
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.00	-	-	-
3	1.00	0.80	-	-	-

D'après le tableau.3.9 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le nombre de files} = 2 \\ \text{Classe du pont I} \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.P.C } b_c = 1,1$

$$S_1 = 2 \times (2 \times 30) = 120t$$

$$S = S_1 \times b_c$$

$$S = 120 \times 1.1 = 132t$$

$$B_c = S \times \delta$$

$$\delta = 1.114$$

$$B_c = 147,048t$$

b) Système B_t :

C'est un groupe de deux essieux appelés 'essieux tandems' (voir figure.3.7), la valeur de la surcharge ' B_t ' est à multiplier par un facteur ' b_t ' dépendant de la classe du pont ($b_t=1$ pour un pont de classe I).

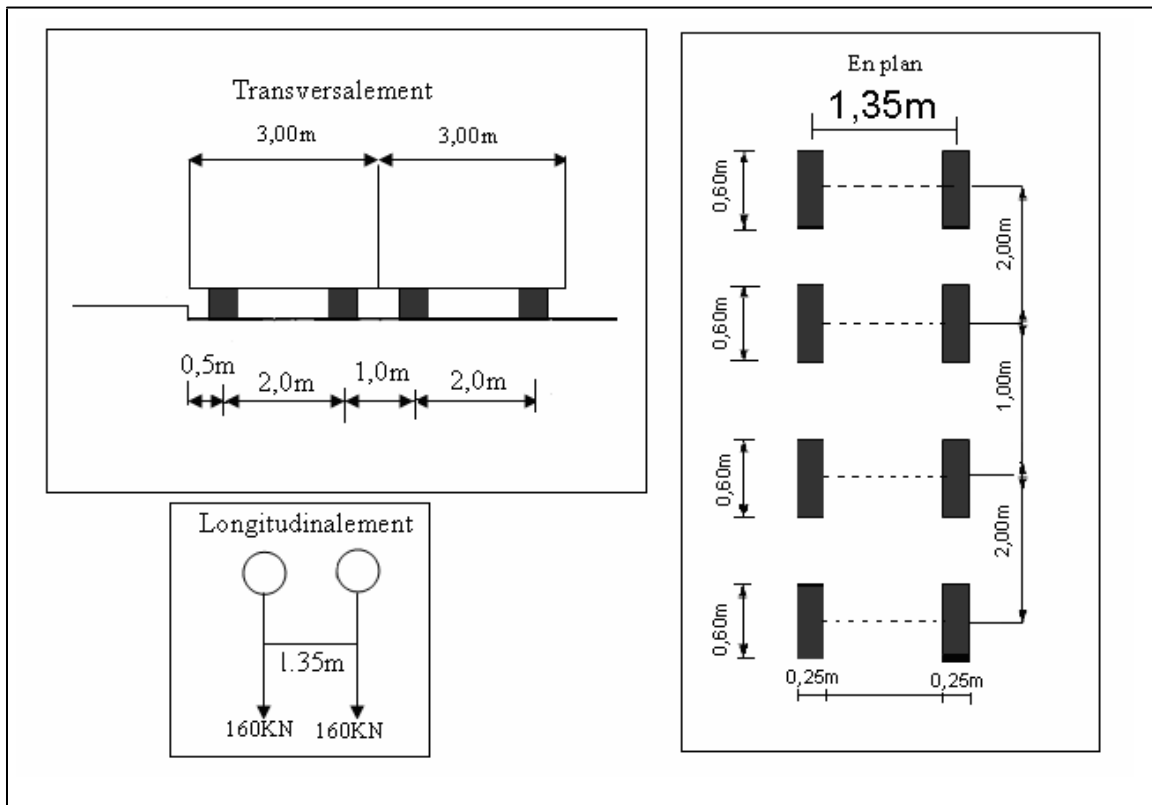


Figure.3.7 : Les dimensions du système Bt

Le poids d'un essieu tandem =32 t alors $B_t = 2 \times 32 = 64$ t.

$$S = B_t \times b_t = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal a :

$$\delta_{bt} = 1.059 \text{ avec } \begin{cases} L = 33,4 \\ G = 646.7 \text{ t} \\ S = 64 \text{ t} \end{cases}$$

D'où : $S_{bt} = 1.059 \times 64 = 67.77 \text{ t}$

c) Sous Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br pèse 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60m et le coté longitudinal 0.30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

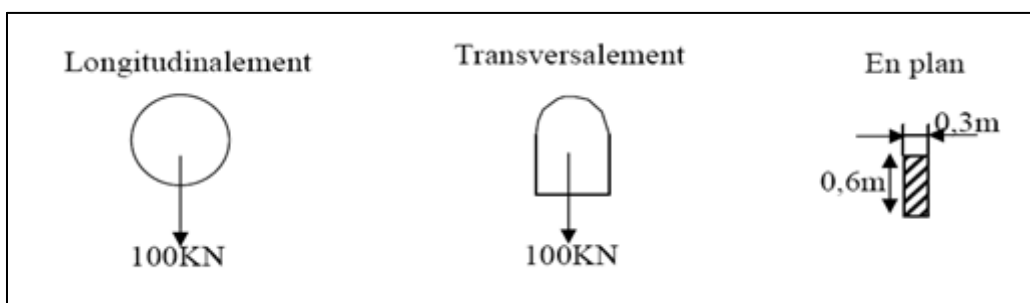


Figure 3.8 : Disposition du système Br

$$\delta = 1.054$$

$$S = 10 \text{ t}$$

$$B_r = 10 \times 1.053 = 10.53$$

d) Surcharge militaire :

d.1) Surcharge militaire M_{C120} :

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B, on distingue particulièrement le convoi M_{C120} qui comporte deux chenilles, et le rectangle d'impact de chaque chenille est suppose uniformément charge (voir figure.3.9), sa masse total est de 110 t Dans le sens transversal un seul longitudinal, le nombre des véhicules du convoi est limite a un seul engin M_{C120} par travée

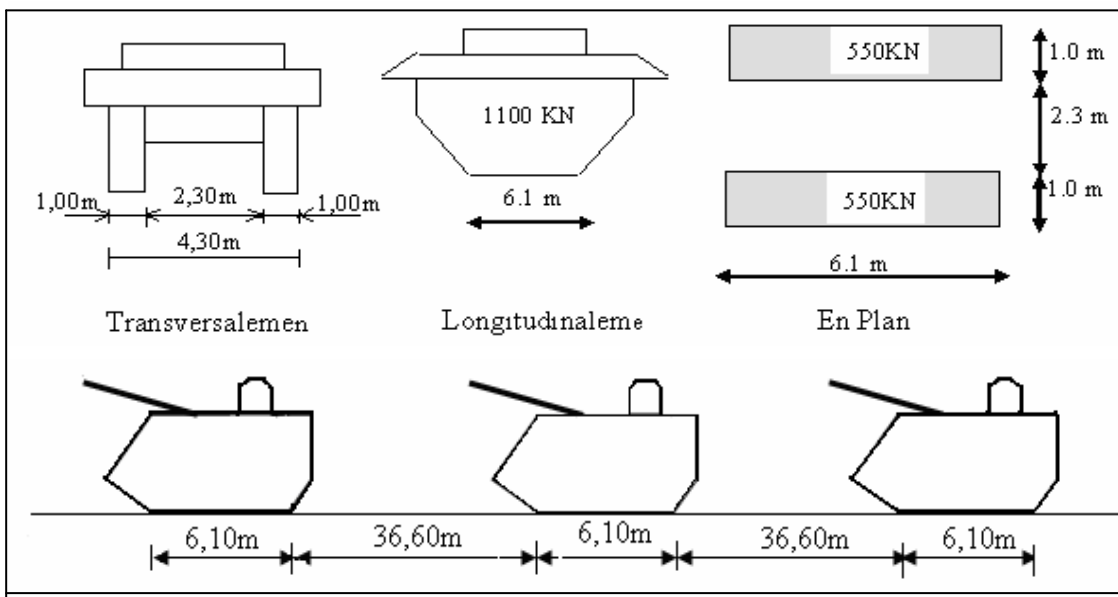


Figure.3.9 : Les dimensions du système Mc120

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

Avec : $S = 110t$;

$$G = 1264.62$$

$$\delta = 1.064$$

$$M_{C120} = \delta * S = 1.064 * 110 = 117.04t$$

d.2) Charge exceptionnelles (convoi type D_{240}) :

Les rectangles d'impact des essieux sont disposés normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, et peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable, sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0.50 m réservées le long des dispositifs de retenue.

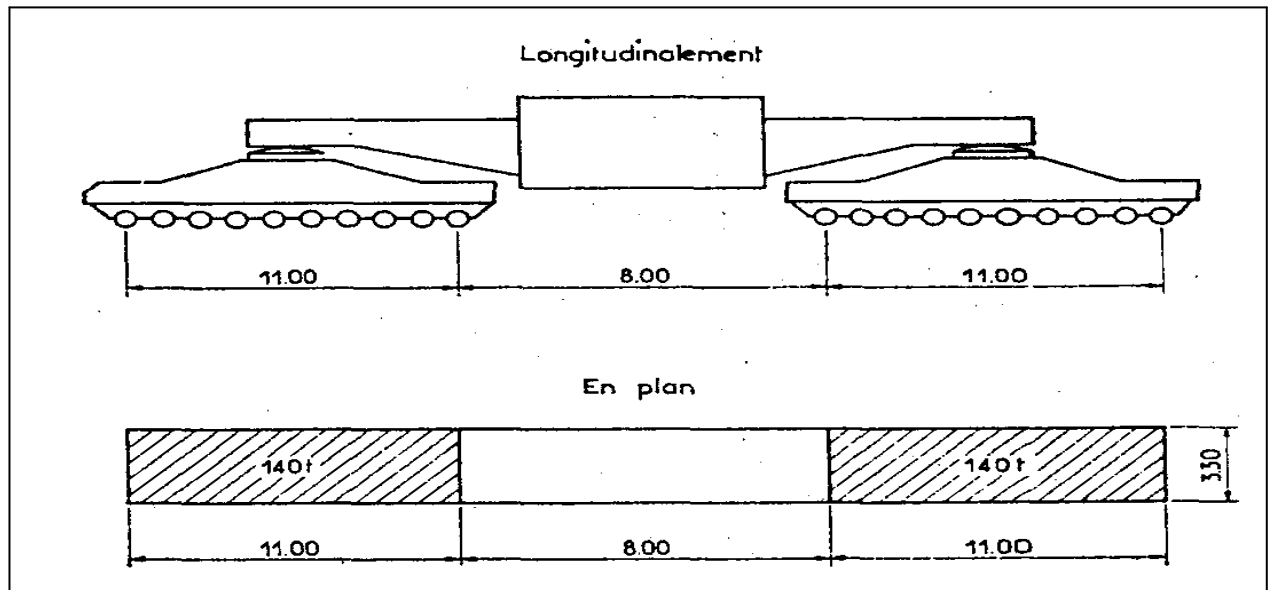


Figure 3.10 : les dimensions du système D240

$$\text{Avec } \begin{cases} L = 33.4 \text{ m} \\ G = 1264.62 \text{ t} \\ S = 280 \text{ t} \end{cases}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.4} + \frac{0.6}{1 + 4(1264.62/280)} = 1.1045$$

$$S_{D240} = \delta * S = 1.1045 * 280 = 309.26$$

e) Surcharge De Trottoirs :

C'est une charge uniformément répartie de 150 kg/m^2 produisant l'effet maximal envisagé, pour chaque trottoir :

$$S_t = 0.15 \text{ t/m}^2$$

f) Efforts De Freinage :

Dans les cas courants, la résultante de ces efforts horizontaux peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

f.1) Efforts de freinage dus a A(I) :

$$HF(A(I)) = \frac{QA(L)}{20 + 0.0035 * S}$$

Avec : S : surface chargée

$$S = 33.4 * 14 = 467.6 \text{ m}^2$$

$$QA(L) = q A(L) * L$$

Avec $q A(L)$: la charge par mètre linéaire ;

$$QA(L) = 7.16 * 33.4 = 239.144 \text{ t} ;$$

$$HF(A(I)) = \frac{239.144 \text{ t}}{20 + 0,0035 * 467.6}$$

$$HF(A(I)) = 11.05 \text{ t}$$

f.2) Efforts de freinage dus à B_C :

Chaque essieu d'un camion B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_C que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner donc :

$$H_{FBc}=30 \text{ t.}$$

CHAPITRE 04: MODELISATION DU TABLIER

4.1 INTRODUCTION :

La modélisation est la parties essentielle dans l'étude d'une structure quelque soit la complexité du modèle, 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 :

- ✓ définition de la structure
- ✓ définition de différent section de l'ouvrage
- ✓ définition de matériaux utilisés
- ✓ définition des conditions d'appuis
- ✓ le choix de la méthodologie de calcul
- ✓ la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul

Dans notre projet, la modélisation à été effectuer par le logiciel SAP2000 V12

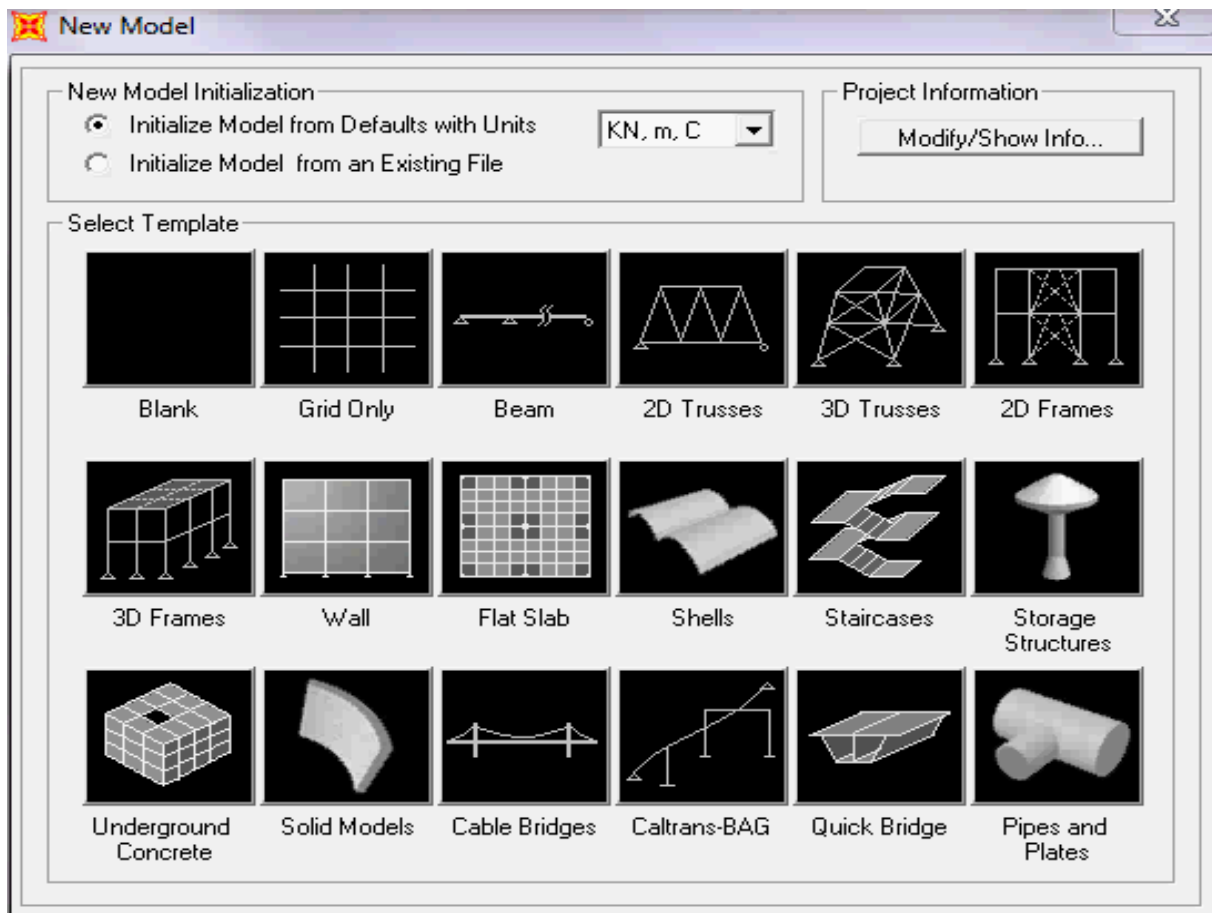


Figure 4.1 : Bibliothèque des modèles.

4.2 DEFINITION DE LOGICIEL :

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiment et ouvrage de génie civil , il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique, Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

- les chargements considérés sont :

-G : charge permanente définie comme une charge statique

-Q : surcharge de trottoir

-A(l) : surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable, définie comme charge statique

-Bc : surcharge des camions types, définie comme une charge mobile

-Mc : surcharge militaire, définie comme une charge mobile

-D280 : surcharge exceptionnelle, définie comme charge mobile

- Les combinaisons utilisées sont :

- ELU1 : $1,35G+1,5Q+1,6A(l)$
- ELU2 : $1,35G+1,5Q+1,6Bc$
- ELU3 : $1,35G+1,5Q+1,35MC120$
- ELU4 : $1,35G+1,5Q+1,35D240$

- ELS1: $G+Q+1,2A (l)$
- ELS2: $G+Q+1,2Bc$
- ELS3: $G+Q+Mc120$
- ELS4: $G+Q+D240$

4.3 Modélisation :

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supportée par des appuis, les poutres sont modélisées par des éléments FRAME (barre) et la dalle est modélisée en élément SHELL

4.3.1 Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante

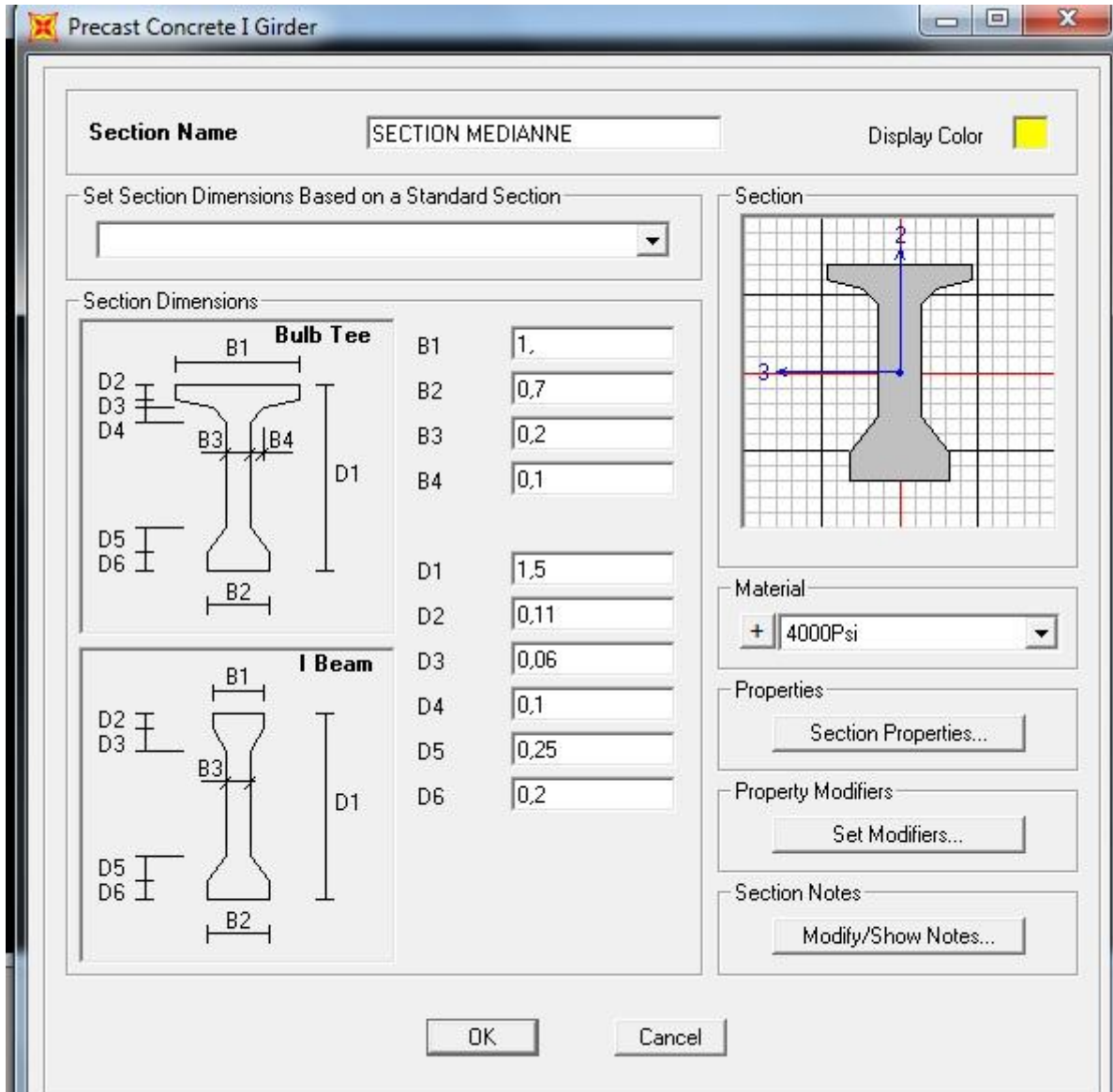


Figure 4.2 : modélisation de la poutre

4.3.2 Modélisation du tablier :

La dalle est modélisée en élément SHELL

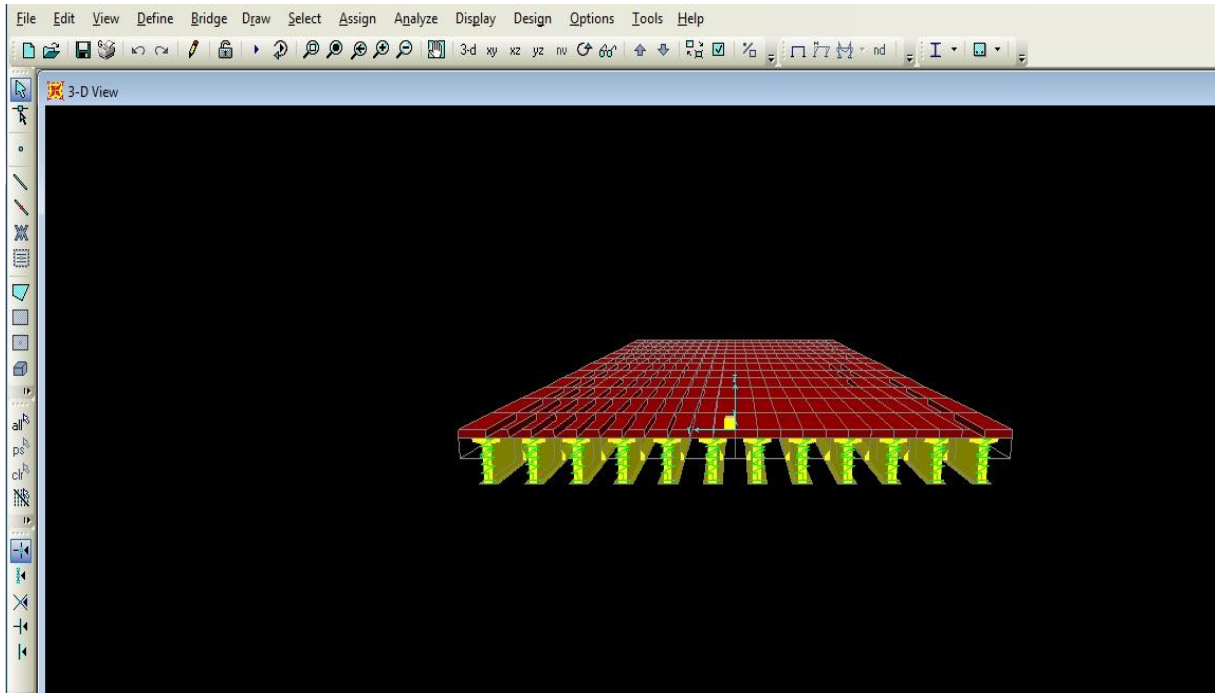


Figure 4.3 : modélisation du tablier

4.3.3 Moment fléchissant :

4.3.3.1 Moment fléchissant dans les poutres :

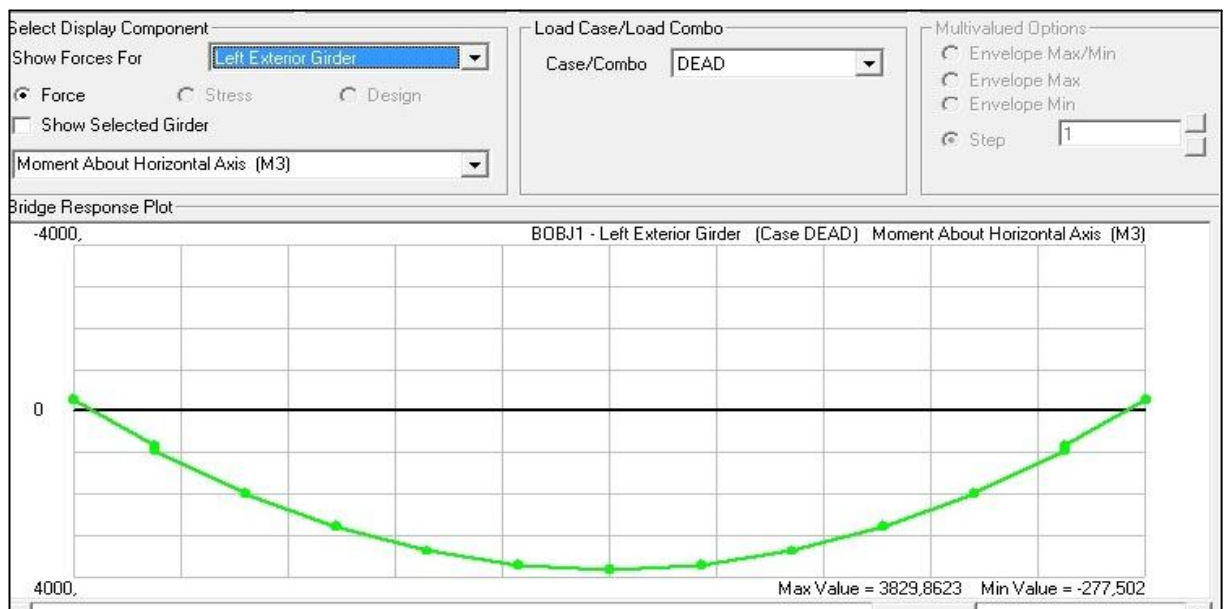


Figure 4.4 : Moment fléchissant dus au poids propre de poutre extérieur gauche (kn.m)

Tableau 4.1 : moment fléchissant dans les poutres

	Poids propre G	Surcharge Bc	A(l)	Surcharge Mc 120	Convoi D 280
Poutre gauche	3.829	0.135	1.823	0.046	0.565
Poutre intérieur1	3.593	0.948	1.800	0.067	0.748
Poutre intérieur2	3.589	0.289	1.881	0.101	1.049
Poutre intérieur3	3.595	0.428	1.943	0.144	1.407
Poutre intérieur4	3.603	0.594	1.984	0.207	1.860
Poutre intérieur5	3.609	0.785	2.007	0.301	2.38
Poutre intérieur6	3.611	1.003	2.014	0.374	2.784
Poutre intérieur7	3.609	1.066	2.007	0.377	2.901
Poutre intérieur8	3.603	1.028	1.984	0.378	2.653
Poutre intérieur9	3.595	0.837	1.943	0.295	2.213
Poutre intérieur10	3.589	0.675	1.881	0.216	1.773
Poutre droite	3.829	0.460	1.823	0.139	1.263

4.3.3.2 Moment fléchissant dans les poutres sous combinaisons en ultime :

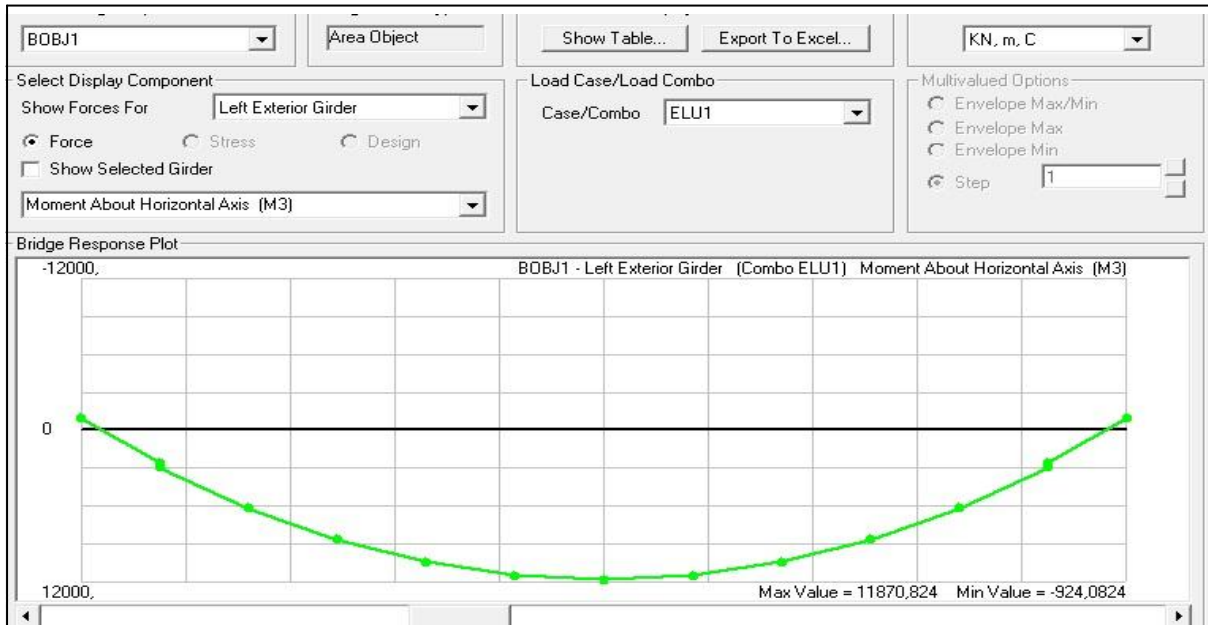


Figure 4.5 : Moment fléchissant dans les poutres sous combinaisons en ultime

Tableau 4.2 : moment fléchissant sous combinaison ultime (MN.m)

	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
Poutre gauche	11.870	9.171	9.017	9.523
Poutre intérieur1	11.059	8.498	8.270	8.926
Poutre intérieur2	10.981	8.437	8.105	9.012
Poutre intérieur3	10.957	8.532	8.042	9.255
Poutre intérieur4	10.961	8.736	8.066	9.626
Poutre intérieur5	10.970	9.014	8.163	10.088
Poutre intérieur6	10.974	9.355	8.256	10.475
Poutre intérieur7	10.970	9.450	8.267	10.60
Poutre intérieur8	10.961	9.431	8.296	10.382
Poutre intérieur9	10.957	9.188	8.246	10.038
Poutre intérieur10	10.981	9.051	8.263	9.744
Poutre droite	11.870	9.691	9.141	10.217

4.3.3.3 Moment fléchissant dans les poutres sous combinaison en service :

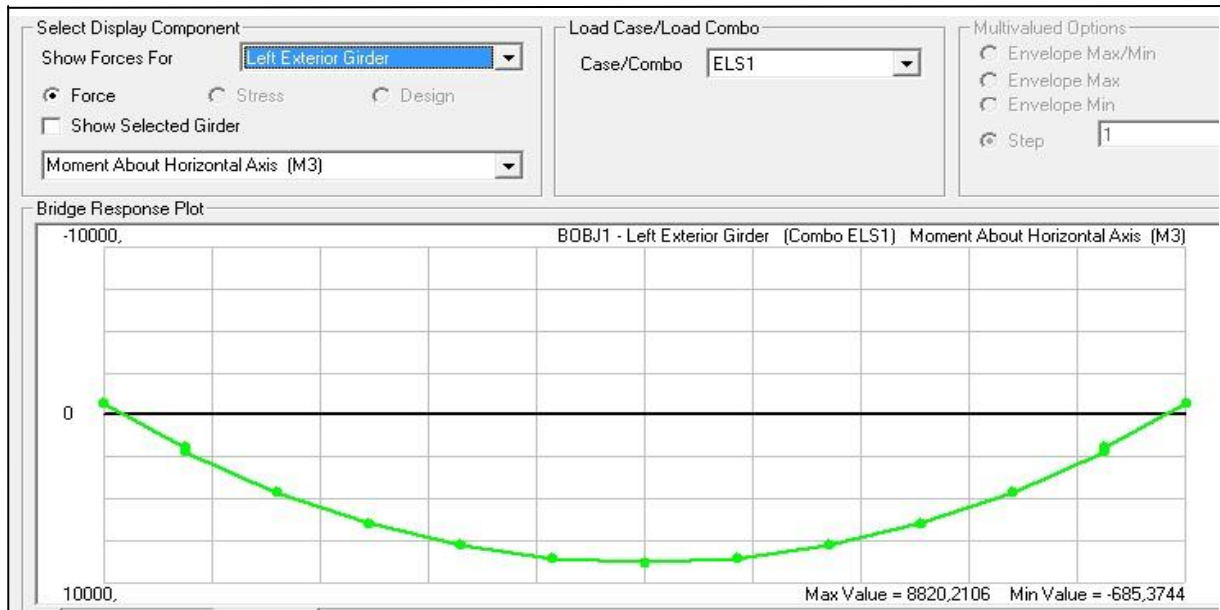


Figure 4.6 : Moment fléchissant dans les poutres sous combinaisons en ultime

Tableau 4.3: moment fléchissant sous combinaison service (MN.m)

	ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Poutre gauche	8.820	6.795	6.679	7.202
Poutre intérieur1	8.218	6.298	6.126	6.806
Poutre intérieur2	8.162	6.261	6.004	6.945
Poutre intérieur3	8.145	6.326	5.957	7.221
Poutre intérieur4	8.149	6.480	5.974	7.608
Poutre intérieur5	8.155	6.688	6.047	8.077
Poutre intérieur6	8.158	6.944	6.115	8.466
Poutre intérieur7	8.155	7.015	6.124	8.591
Poutre intérieur8	8.149	7.001	6.145	8.364
Poutre intérieur9	8.145	6.818	6.108	8.003
Poutre intérieur10	8.162	6.714	6.120	7.677
Poutre intérieur11	8.218	6.699	6.223	7.500
Poutre droite	8.820	7.185	6.771	7.885

4.3.4 Effort tranchant :

4.3.4.1 Effort tranchant dans les poutres sous combinaison en ultime :



Figure4.7 : Effort tranchant dans les poutres sous combinaison en ultime

Tableau4.4 : effort tranchant sous combinaison ultime (MN)

	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
Poutre gauche	1.545	1.274	1.274	1.274
Poutre intérieur1	1.342	0.987	0.981	1.002
Poutre intérieur2	1.325	0.952	0.940	0.982
Poutre intérieur3	1.324	0.960	0.933	1.024
Poutre intérieur4	1.326	1.002	0.944	1.142
Poutre intérieur5	1.328	1.111	0.989	1.326
Poutre intérieur6	1.329	1.311	1.036	1.594
Poutre intérieur7	1.328	1.332	1.004	1.637
Poutre intérieur8	1.326	1.313	1.039	1.475
Poutre intérieur9	1.324	1.119	0.978	1.244
Poutre intérieur10	1.325	1.028	0.960	1.089
Poutre droite	1.545	1.274	1.274	1.275

4.3.4.2 Effort tranchant dans les poutres sous combinaison en service :

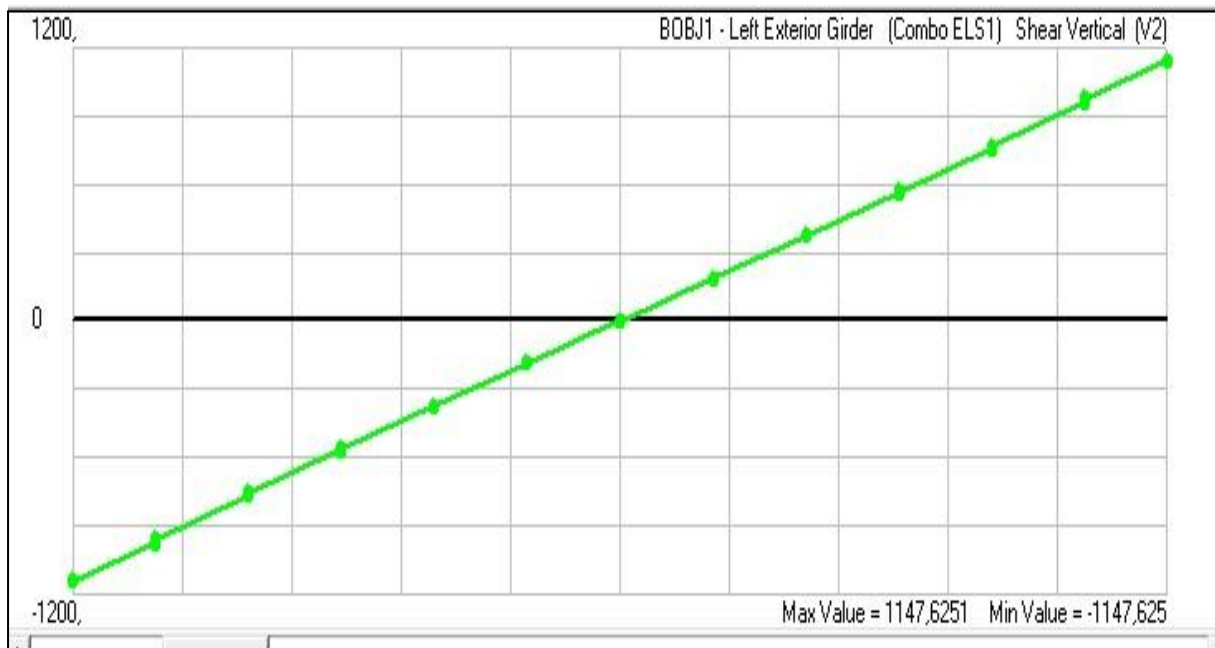


Figure4.8 : Effort tranchant dans les poutres sous combinaison en service

Tableau 4.5 : Effort tranchant sous combinaison service (MN)

	ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Poutre gauche	1.147	0.944	0.943	0.943
Poutre intérieur1	0.988	0.731	0.727	0.748
Poutre intérieur2	0.985	0.705	0.696	0.740
Poutre intérieur3	0.984	0.712	0.691	0.785
Poutre intérieur4	0.986	0.743	0.699	0.904
Poutre intérieur5	0.985	0.825	0.732	1.125
Poutre intérieur6	0.988	0.975	0.767	1.357
Poutre intérieur7	0.988	0.990	0.744	1.400
Poutre intérieur8	0.981	0.976	0.769	1.237
Poutre intérieur9	0.984	0.831	0.724	1.005
Poutre intérieur10	0.985	0.762	0.711	0.846
Poutre droite	1.147	0.944	0.944	0.945

4.3.5 Conclusion :

➤ **ELU :**

$M_{max} = 11.870 \text{ MN.m}$

$T_{max} = 1.637 \text{ MN}$

➤ **ELS :**

$M_{max} = 8,820 \text{ MN.m}$

$T_{max} = 1.400 \text{ MN}$

5.1 INTRODUCTION :

Jusqu'à ces dernières années, le dimensionnement et la sécurité des ouvrages étaient basés sur les méthodes de calcul dites « aux contraintes admissibles ».

Au cours des dernières années, des recherches approfondies ont abouti à la mise au point d'une nouvelle méthode de calcul prenant en compte le comportement des matériaux au delà de leur limite élastique et jusqu'à leurs déformations et contraintes ultimes avant rupture.

5.2 DEFINITION DE LA PRECONTRAINTÉ :

Précontraint une construction c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles provenant des charges données en tous points, des résultats inférieurs aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.

Autrement dit, en béton précontraint on applique en général ce principe de manière que le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées alors admissibles.

Dans les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

En résumé :

- La précontrainte transforme le béton en un matériau homogène et élastique.
- La compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontrainte forment un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produit par les charges appliquées.
- L'effet de la précontrainte est équivalent à un chargement agissant dans le sens contraire de celui des charges appliquées puisque la précontrainte compense une partie de ces charges.

On applique ces trois principes à bon terme, les matériaux seront utilisés d'une manière efficace et il en résulte un ouvrage économique.

5.3 PROCÉDES DE PRECONTRAINTÉ :

- Utilisation des câbles d'acier à très haute résistance que l'on place sous gaine dans le coffrage avant bétonnage.
- Lorsque le béton a suffisamment durci, on exerce sur ces câbles restés libres à l'intérieur de leur gaine une très forte traction sur chaque extrémité à l'aide de vérins spéciaux prenant appui sur le béton.
- Quand leur mise en tension est ainsi réalisée, des dispositifs d'ancrage placés aux extrémités permettent de bloquer ces câbles et de les maintenir ainsi en tension ou par réaction toute la zone de béton comprise entre les ancrages se trouve ainsi comprimée.

5.3.1 Précontrainte par pré-tension :

C'est la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre ces aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

5.3.2 Précontrainte par post-tension :

A l'opposé, la précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton, avant la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

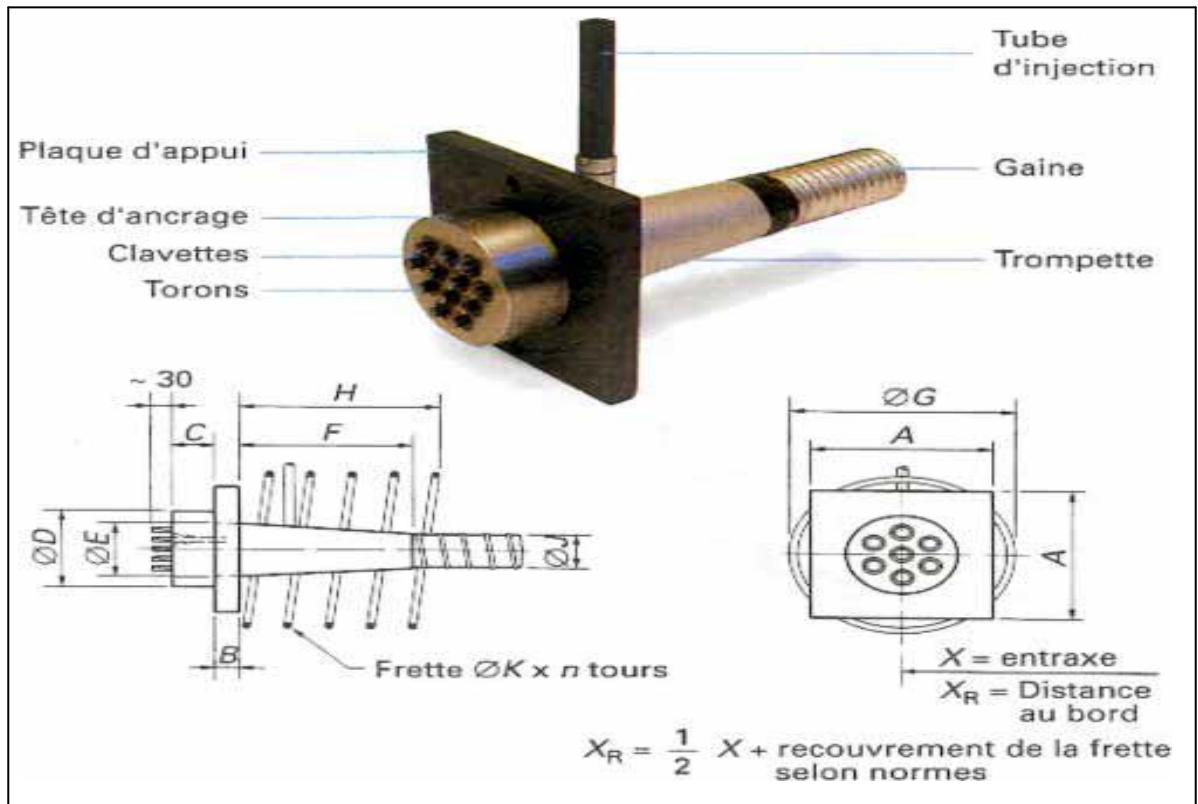


Figure 5.1 Ancrage de précontrainte

- **Phases d'exécution :**

Nous ne décrivons ici que le cas le plus courant de post-tension par câble et gaines avec câbles réalisés sur chantier :

- Mise en place du coffrage ;
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines) ;
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton ;
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux ;
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancres ;
- Coulage du béton ;

- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension ;
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.

Fil par fil ou toron par toron pour les câbles réalisés sur le chantier, on procède alors par poussage à l'intérieur de la gaine. Un accrochage avec la gaine, n'a pas une grande importance car le béton extérieur servira à défaut de la gaine, de coffrage ou coulis d'injection.

Le câble en entier, par traction au moyen d'un fil pré enfilé dans la gaine est attaché à une chaussette en tête de câble pour faufler le glissement.

- Mise en place des plaques d'ancrages et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en place d'un seul coté pour les câbles courts (ancrage actif à une seule extrémité et ancrage mort à l'autre) ou des deux cotés pour les câbles longs. (un ancrage actif à chaque coté) on mesure la longueur de câble sortant derrière le vérin et chaque étape de la mise en tension du câble tout au long de son tracé est correcte pour s'assurer d'un bon début de mise en tension des câbles.

On ne mesure pas l'allongement obtenu de 0 à 10 MPA car il correspond à une remise en ordre des torons ou fils et à une régularisation de tensions pour chaque fil par rapport à la moyenne. On corrigera cet oubli en comptant deux fois l'allongement de 10 à 20 MPA.

Lorsque l'allongement du câble est supérieur à la course du vérin on est obligé de bloquer les clavettes de la plaque d'appui, de bloquer les clavettes du vérin en position fermée, remettre les clavettes du vérin, remettre en tension le vérin pour une deuxième course.

A la fin de l'opération, on procède de même pour bloquer les clavettes, remettre le vérin en position fermée et enlever le vérin pour procéder à la mise en tension d'un nouveau câble.

5.3.3 Qualités Et Défaut Du Béton Précontraint :

Comme principaux avantages du béton précontraint, on peut citer :

- Une meilleure utilisation du matériau puisque contrairement au béton armé, il n'y a pas de béton tendu inutile (tout au moins en classe I et II).
- Le béton situé autour des armatures précontraintes est toujours comprimé, il limite sérieusement les risques de corrosion des aciers.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères, à forces égales que les aciers de béton armé.
- L'effet de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformées. On obtient ainsi une diminution des charges flèches de poutres et donc une diminution de leur hauteur.
- Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage, ni bétonnage de deuxième phase.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées, qu'avec des ouvrages en béton armé.

Comme inconvénients, on retiendra :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant, principalement avant 28 jours ;
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer ;
- Des calculs en général plus complexes que pour les ouvrages en béton armé.

5.3.4 Comparaison Avec Le Béton Armé :

Du point de vue économie, il est évident qu'une pièce précontrainte exige moins de béton et d'acier qu'une pièce en béton armé pour résister aux mêmes charges, puisque toute la section de la pièce précontrainte est efficace pour résister aux charges appliquées et que les matériaux sont de meilleure qualité. Les pièces sont donc plus petites, et plus élancées et par conséquent plus légères, cette légèreté est favorable à la préfabrication.

L'économie de matériaux par rapport au béton armé augmente avec la longueur des portées.

5.4 Le calcul de la précontrainte :

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est le maximum « P sous » et « P sur ».

La classe de précontrainte est la classe II.

5.4.1 Section sous critique :

$$P \text{ sous} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{S}{h} (\bar{\sigma}_{ti} \cdot v + \bar{\sigma}_{ts} \cdot v')$$

Avec :

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = (MG + MQ) - MG = MQ$$

M max : moment dû à la charge permanente plus la surcharge.

M min : MG : moment dû à la charge permanente.

MQ : moment dû à la surcharge.

h : hauteur de la poutre.

ρ : Rendement géométrique.

S : section de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

• Les Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = (0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}) = -2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ Mpa}$$

Avec :

f_{c28} : résistance caractéristique du béton a 28 jours ($f_{c28}= 35\text{Mpa}$).

La section la plus sollicitée est la section médiane (poutre +dalle).

La poutre la plus sollicitée sous l'effet du A (l) est les poutres 1 et 6.

Les valeurs des moments sous la combinaison E .L. S sont :

$$M_{\max}=8,82 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{\min}= 3,84 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$P_{\text{sous}} = \frac{4,98}{0,51(1,5)} + \frac{0,59}{1,5} [-2,7(0,743) + (-4,05)(0,756)]$$

$$P_{\text{sous}} = 4,51 \text{ MN}$$

5.4.2 Section sur critique :

$$P_{\text{sur}} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot s \cdot v \cdot \sigma_i}{\rho \cdot v + (v' - d')}$$

Avec :

d' : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.

$$d' = ht - 0,9 ht = 1,5 - 0,9 (1,5) = 0,15 \text{ m}$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{8,82 + ((0,51)(0,59)(0,756)(-2,7))}{(0,51)(0,756) + (0,743 - 0,15)}$$

$$P_{\text{sur}} = 6,08 \text{ MN}$$

$$P = \max (P_{\text{sous}} ; P_{\text{sur}})$$

$$P = 6,08 \text{ MN} \quad (\text{sur critique})$$

- **L'excentricité « e » :**

$$e = -(v' - d') = -(0,756 - 0,15) = -0,606 \text{ m}$$

5.4.3 Détermination du nombre de câbles :

Fixons a priori l'intensité des pertes ΔP à 25% de la tension initiale P_0 . en tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P}{0,98 - 1,2 \cdot \left(\frac{\Delta P}{P_0}\right)}$$

$$P_0 = \frac{6,08}{0,98 - 1,2(0,25 \times \frac{P_0}{P_0})}$$

$$P_0 = 8,94 \text{ MN}$$

- **Nombre de câbles :**

$$n = \frac{P_0}{P}$$

Avec :

P : précontrainte développée pour un câble.

$$P = \sigma_{p0} \times A_P$$

Avec :

σ_{p0} : contrainte à l'origine.

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 \cdot f_{prg} ; 0.9 \cdot f_{peg})$$

Avec:

f_{prg} : contrainte garantie à la ruine.

f_{peg} : contrainte garantie élastique.

Dans notre cas, nous avons choisi le type d'acier suivant 12T15 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance II, dont ses caractéristiques sont :

$$f_{prg} : 1860 \text{ Mpa} ; \quad f_{peg} : 1553 \text{ Mpa} ; \quad A_P : 1668 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \min(1488; 1397.7) = 1397.7 \text{ Mpa}$$

$$P = 1397.7 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.33$$

$$n = \frac{8.94}{2.33} = 3.83 \quad \text{On prend 4 câbles.}$$

- **La valeur de la précontrainte réelle :**

$$P_0 = n \times P = 4 \times 2.33 = 9.32 \text{ M}$$

Tableau 5.1 : Récapitulation des résultats de précontrainte

Précontrainte P max = P sur (MN)	Excentricité	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P ₀ (MN)
6.08	-0.606	4 câbles 12T15	8.94

5.5 VERIFICATION A L'E.L.S:

5.5.1 La mise en tension:

On calcul les contraintes caractéristiques :

- $P1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P = 1.02 (8.94) - 0.8 (0.25 \times 8.94) = 7.33 \text{ MN}$
- $P2 = 0.98 p_0 - 1.2 \Delta P = 0.98 (8.94) - 1.2 (0.25 \times 8.94) = 6.07 \text{ MN}$

$$\begin{cases} P1 = 7.33 \text{ MN} \\ P2 = 6.07 \text{ MN} \end{cases}$$

Donc il faut vérifier que : $\begin{cases} \text{Fibre Supérieure : } \sigma_s \geq \sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa.} \\ \text{Fibre Inférieure : } \sigma_i \leq \sigma_{ci} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa.} \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{M_{\min} V}{I} + P1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right) \geq \sigma_m$$

$$\sigma_s = \frac{3.84 \times 0.743}{0.1667} + 7.33 \left(\frac{1}{0.59} + \frac{-0.606 \times 0.743}{0.1667} \right) = 9.74 > \sigma_{ts} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{\min} V'}{I} + P1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V'}{I} \right) \leq \sigma_{ci}$$

$$\sigma_i = \frac{3.84 \times 0.756}{0.1667} + 7.33 \left(\frac{1}{0.59} + \frac{-0.606 \times 0.756}{0.1667} \right) = 9.69 < \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

5.5.2 En exploitation à long terme :

La vérification est faite à 28 jours, en considérant la section composite

$$\text{On a: } P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P_0 \implies P_2 = 6.07 \text{ MN}$$

$$\text{On a: } M_{\max} = 8.82 \text{ MN}$$

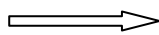
Donc il faut vérifier que : $\begin{cases} \text{Fibre Supérieure : } \sigma_i \leq \sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.} \\ \text{Fibre Inferieur : } \sigma_s \geq \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\sigma_i = \frac{M_{\max} V'}{I} + P2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{8.82 \times 1.089}{0.3457} + 6.07 \left(\frac{1}{0.9655} + \frac{-0.606 \times 1.089}{0.3457} \right) = 19.48 \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max} V}{I} + P2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right) \geq \sigma_m$$

$$\sigma_s = \frac{8.82 \times 0.66}{0.3457} + 6.07 \left(\frac{1}{0.9655} + \frac{-0.606 \times 0.66}{0.3457} \right) = 16.12 \geq \sigma_{ti} = -2.7 \text{ MPa}$$



La section est correctement dimensionnée

5.6 TRACE DES CABLES :

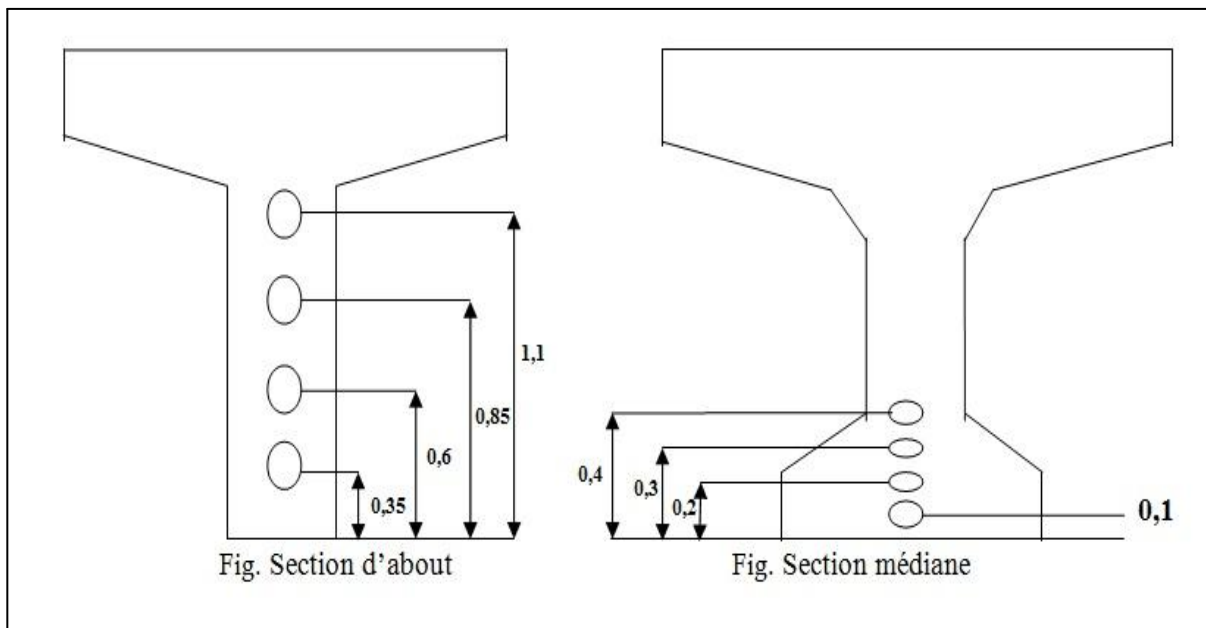


Figure 5.2 : L'emplacement des câbles dans les sections des poutres.

En utilisant le document FREYSSINET INTERNATIONAL, le tracé s'effectue de la manière suivante :

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passant par le milieu de la poutre.

L'équation du câble moyen : $y = Ax^2 + B$.

Equation des câbles :

Câble 01 : $x=0 \rightarrow y=0.1 \rightarrow b=0.1$
 $x=16.7 \rightarrow y=0.35 \rightarrow a=y-b/x^2=0.00089$ } $y=0.00089x^2+0.1$ [m]

Câble 02 : $x=0 \rightarrow y=0.2 \rightarrow b=0.2$
 $x=16.7 \rightarrow y=0.6 \rightarrow a=y-b/x^2=0.00143$ } $y=0.00143x^2+0.2$ [m]

Câble 03 : $x=0 \rightarrow y=0.3 \rightarrow b=0.3$
 $x=16.7 \rightarrow y=0.85 \rightarrow a=y-b/x^2=0.00197$ } $y=0.00197x^2+0.3$ [m]

Câble 04 : $x=0 \rightarrow y=0.4 \rightarrow b=0.4$
 $x=16.7 \rightarrow y=1.1 \rightarrow a=y-b/x^2=0.0025$ } $y=0.0025x^2+0.4$ [m]

Tableau 5.2 : Les coordonnées de tracé des câbles/fibre inférieure.

	0	1/8=4.175m	1/4=8.35m	3x1/8=12.525m	1/2=16.7m
Câble 01	0.1	0.1155	0.1620	0.2396	0.2482
Câble 02	0.2	0.2249	0.2997	0.4243	0.5988
Câble 03	0.3	0.3343	0.4373	0.6090	0.8494
Câble 04	0.4	0.4435	0.5743	0.7921	1.0972

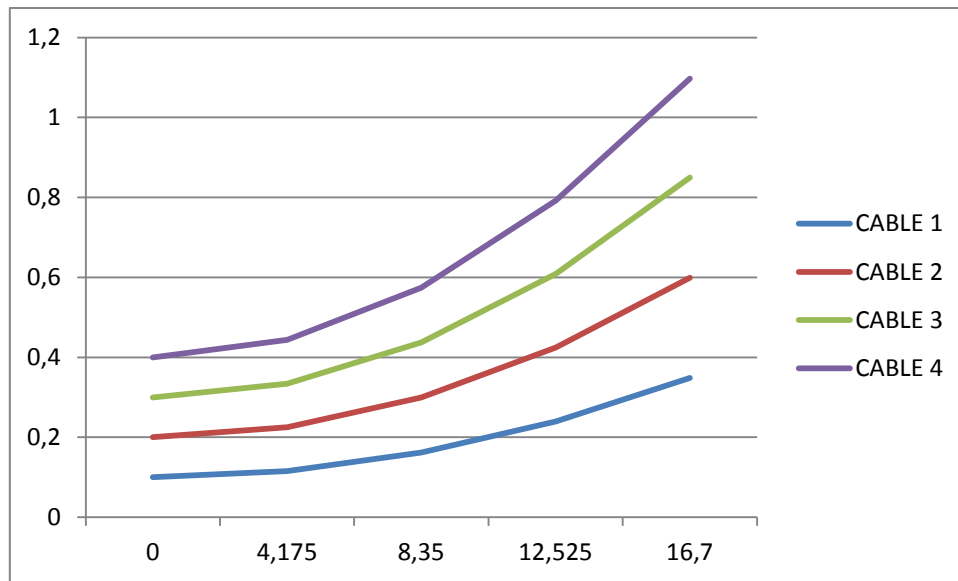


Figure 5.3 : Positions des câbles longitudinaux.

5.7 CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTES PAR POST- TENSION :

5.7.1 Perte instantanées :

5.7.1.1 Frottement des câbles « $\Delta\sigma_{fr}$ » :

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension.

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

Avec :

$\sigma_p(x)$: la tension en un point.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \rho x)}$$

Avec:

f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport a la gaine.

ρ : Coefficient d'imperfection de la section des câbles.

α : angle de déviation du câble.

x : le point de calcul de la tension.

Remarque :

Le calcul des pertes se feront pour le câble moyen : câble 2

$$y = 0.00143x^2 + 0.2$$

$$\alpha = y' = 0.00286 \cdot x$$

$$\text{D'après le B.P.E.L} \quad ; \quad f = 0.18 \quad ; \quad \rho = 0.002$$

Tableau 5.3 : valeurs numériques des coefficients ‘f’ et ‘α’

x(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
y(m)	0.2	0.299	0.598	1.097	1.795
α (rd)	0	0.023	0.047	0.071	0.095

$$\sigma_p(x) = 1397.7. e^{-(0.18 \alpha + 0.002. x)}$$

Tableau 5.4 : les pertes dues au frottement

x(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\sigma_p(x)$ (Mpa)	1397.7	1368.80	1340.39	1292.51	1265.39
$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$	0	28.9	57.31	105.19	132.31

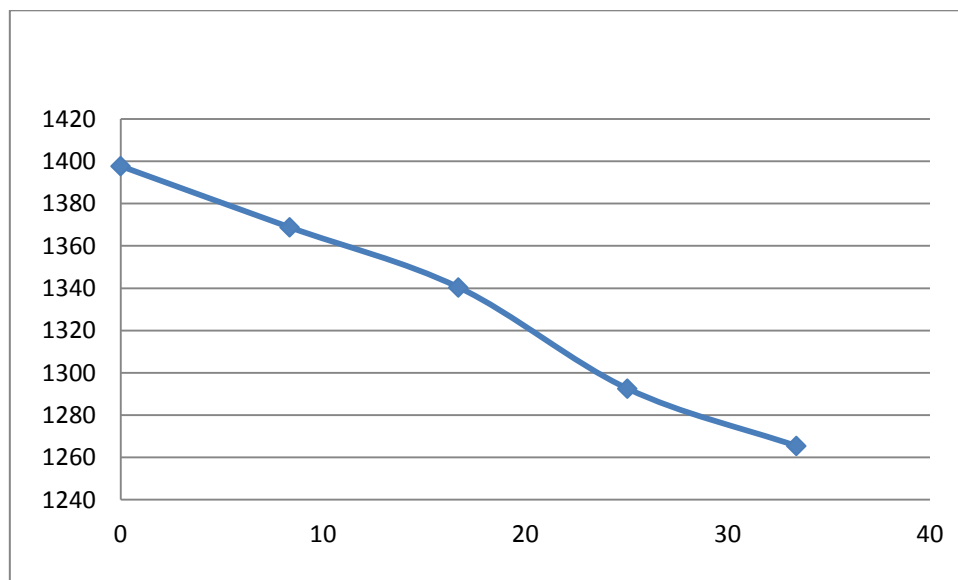


Figure 5.4 : Tension dans les câbles après perte due au frottement

5.7.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

La distance de glissement « d » :

$$g \times E_p = 0.006 \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MN / m}$$

Avec :

g : le glissement du câble à l'intérieur de la gaine ou le recule d'ancrage (g = 6 mm).

✓ Pour x = L /4 =8.35 m

$$\text{Aire 1} = \frac{(1397.7-1368.80)*8.35*2}{2} = 241.31 < 1140 \text{ MN.m}$$

✓ Pour x = 16.7 m

$$\text{Aire 2} = \frac{(1397.7-1340.39)*16.7*2}{2} = 957.07 < 1140 \text{ MN.m}$$

✓ Pour x = 25.05 m

$$\text{Aire 3} = \frac{(1397.7-1312.51)*25.05*2}{2} = 2134 > 1140 \text{ MN.m}$$

Donc 16.7 < d < 25.05

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot LAB}{\sigma_{p0} - \sigma_{pAB}}} = 18.30 > L/2 \text{ m} \longrightarrow \text{il faut tirer le câble par une seule extrémité.}$$

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_p(d)}{\sigma_{p0} - \sigma_p(16.7)} = \frac{d}{16.7}$$

$$(\sigma_{p0} - \sigma_p(d)) \times 16.7 = d \times (\sigma_{p0} - \sigma_p(16.7))$$

$$\sigma_p(d) = \frac{-[d \times (\sigma_{p0} - \sigma_p(16.7))]}{16.7} + \sigma_{p0}$$

$$\sigma_p(d) = \frac{-[16.7 \times (1397.7 - 1340.39)]}{16.7} + 1397.7$$

$$\sigma_p(d) = 1340.59 \text{ Mpa}$$

Tableau 5.5 : Les pertes dues au glissement.

X (m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_{fr} - \sigma_g$	136.527	78.727	21.907	0	0

5.7.1.3 Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ » :

Ces pertes dues au non simultanété de mise en tension des câbles.

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b(x)$$

Avec :

$\sigma_b(x)$: contrainte normal du béton.

N : nombre de câbles.

E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.

σ_b : contrainte moyen du béton au niveau du câble a la mise en tension.

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_c 28} = 11000. \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{4-1}{2.4} \cdot \frac{1.9 \cdot 105}{3.598 \cdot 10^4} \cdot \sigma_b(x) = 1.98 \cdot \sigma_b(x)$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16.7 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_{fr} = 57.31 \text{ MPA} \\ \Delta\sigma_g = 21.907 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g)$$

$$P = 4 \cdot 1668 \cdot 10^{-6} \cdot (1397.7 - 57.31 - 21.907)$$

$$P = 8.795 \text{ MPA}$$

- La détermination de l'excentricité " e_p " :

Tableau 5.6 : Les caractéristiques géométriques nettes des sections.

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1.0920	0.897	0.750	0.2846	0.1446
L/4 = 8.35	0.5805	0.743	0.756	0.3457	0.4437
L/2 = 16.7	0.5805	0.743	0.756	0.3457	0.5443
3L/4 = 25.05	0.5805	0.743	0.756	0.3457	0.4437
L = 33.4	1.0920	0.897	0.756	0.2846	0.1446

$$M_g = \frac{g \cdot L^2}{8}$$

$$M_g = 2,023 \text{ MN.m}$$

Tableau 5.7 : les valeurs des moments M_G selon la longueur de la poutre.

X (m)	0	L/4 = 8.35	L/2 = 16.7	3L/4 = 25.05	L = 33.4
M_G	0	2.472	3.829	2.472	0

Tableau 5.8 : les pertes dues au raccourcissement élastique.

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_{el}$	17.22	33.64	25.27	25.70	12.25

Tableau 5.9 : les pertes instantanées.

X (m)	0	8,35	16,70	25,05	33,40
$\Delta\sigma_{fr}$	0	28.9	57.31	105.19	132.31
$\Delta\sigma_g$	136.52	78.72	21.90	0	0
$\Delta\sigma_{el}$	16.47	32.47	32.98	32.84	16.79
$\Delta\sigma_i$	152.99	140.09	112.19	138.03	149.1

5.7.2 Pertes Différées :

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et se produisent simultanément. Le B.P.E.L à retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité par une valeur forfaitaire.

5.7.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

La perte totale par retrait s'exprime :

$$\Delta \sigma_{ret} = E_p \epsilon_r (1 - r(t_0)) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \\ r_m = \frac{\text{Air de la section nette}}{\text{périmètre de la section}} [cm] \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} t_0 : \text{jour de la mise en tension.} \\ \epsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ étant le retrait total du béton.} \\ E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa.} \\ r_m : \text{rayon moyen exprimé en(cm).} \end{cases}$$

On a $r_m = \frac{B}{u} = 8.08 \text{ cm}$

B : l'aire de la section = 3970 cm²

U : périmètre de la section 491,1c m

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \cdot 8.08} = 0.277$$

$$\Delta \sigma_{ret} = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot 1.9 \cdot 10^5 \cdot (1 - 0.277) = 34.34 \text{ MPA}$$

5.7.2.2 Pertes dues à la relaxation des aciers :

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

Avec :

ρ_{1000} : Coefficient de Relaxation à 1000 h ($\rho_{1000} = 2.5$)

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture ($f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$)

μ_0 : Coefficient pris 0.43 pour les armatures à TBR (très basse relaxation).

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

Pour $x = L/2 = 16.7 \text{ m}$

$$\sigma_{pi}(16,7) = 1397.7 - 112.19 = 1284.8 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \frac{2.5}{100} \left(\frac{1284.8}{1860} - 0.43 \right) 1284.8 = 5.18 \text{ MPA}$$

$$M = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} ;$$

Tableau 5.10 : Les pertes dues à la relaxation des aciers.

X (m)	0	8.35	16.70	25.05	33.40
σ_{pi} (x)	1244.71	1256.8	1285.51	1259.67	1248.6
M	0.669	0.675	0.691	0.677	0.671
$\Delta\sigma_{rel}$	44.65	46.31	50.35	46.71	45.19

5.7.2.3 perte due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »:

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques brutes ; après injection du coulis c- à- d poutre + dalle

Tableau 5.11 : les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle).

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1.467	0.9732	0.776	0.5006	0.4812
8.35	0.9655	1.089	0.660	0.3457	0.7803
16.70	0.9655	1.089	0.660	0.3457	0.889
25.05	0.9655	1.089	0.660	0.3457	0.7803
33.40	1.467	0.9732	0.7768	0.5006	0.4812

$$\Delta\sigma_{Fl} = 2.5\sigma_b E_p / E_{ij} = 13.201 \Delta\sigma_b$$

$$\Delta\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \cdot e_p^2}{I} + \frac{M_g \cdot e_p}{I}$$

Pour $x = L/2 = 16,7$

P = 8.65 MN

$\Delta\sigma_b = 12.18$

$\Delta\sigma_{fl} = 160.77 \text{ MPA}$

Tableau5.12 : Tableau récapitulatif des pertes.

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_{fr}$	0	28.9	57.31	105.19	132.31
$\Delta\sigma_g$	136.527	78.727	21.907	0	0
$\Delta\sigma_{el}$	16.47	32.47	32.98	32.84	16.79
$\Delta\sigma_i$	152.99	140.09	112.19	138.03	149.1
$\Delta\sigma_{rel}$	45.19	46.71	50.35	46.31	44.65
$\Delta\sigma_{fl}$	160.77	376.69	412.64	381.34	176.78
$\Delta\sigma$	316.57	397.64	450.75	366.68	303.46
$\Delta\sigma\%$	22.64	24.45	26.24	25.23	21.71

On remarque que le pourcentage des pertes est environ 25% → Donc la condition est vérifiée.

5.8 VERIFICATION DE LA FLEXION A MI TRAVEE :

5.8.1 Calcul aux ELS :

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne $P_{max}=1.02p_0-0.8\Delta p_i$

- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et différées

- **a la mise en tension**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 e_0 V}{I} + \frac{M_{min} V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4.05 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 e_0 V'}{I} + \frac{M_{min} V'}{I} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Avec : $P_1=0.5 (1.02P_0-0.8\Delta p_i)$ a la mise en tension, on considère 50% de précontrainte.

$p_0=8,94 \text{ MN}$

$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} * P_0$

Tableau 5.13 : Détermination des contraintes.

	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma$	152,99	140,09	112,19	152,99	140,09
ΔP_i (MPa)	0,978	0,89	0,717	0,978	0,901

P ₁ (MN)	4,168	4,203	4,27	4,168	4,199
M _{min} (MN.m)	0	2,79	3,82	2,79	0
σ _s (MPa)	2,22	9,26	10,62	9,23	2,24
σ _i (MPa)	1,93	9,20	10,57	9,22	1,91

Toutes les conditions sont vérifiées

• **en service**

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

le B.P.E.L donne P_{min}=0.98p₀-1.2Δp et les pertes instantanées et différées

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 e_0 V}{I} + \frac{M_{min} V}{I} < \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 e_0 V'}{I} + \frac{M_{min} V'}{I} > \sigma_{ti} = -2.7 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Avec : P₂=0.98 P₀-1.2Δ_p=9 MN

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \sigma_{p0}} * P_0$$

Tableau5.14 : Détermination des contraintes.

	0	8.35	16.7	25.05	33.4
Δσ (MPa)	316.57	397.64	450.75	366.68	303.46
ΔP _i (MPa)	2.02	2.54	2.88	2.34	1.94
P ₂ (MN)	6.37	5.74	5.34	5.98	6.47
M _{MAX} (MN.m)	0	3.79	5.65	3.79	0
σ _s (MPa)	2.22	4.62	7.25	4.51	2.24
σ _i (MPa)	2.91	8.13	2.70	8.95	2.93

• **Conclusion :**

Les contraintes en E.L.S sont inférieure aux contraintes admissibles, dont les sollicitations agissant restent dans le domaine de sécurité.

5.9 FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées d'acier dur de nuance F_cE500.

$$F_c = 500 \text{ MPa}$$

5.9.1 Armatures de peau :

Le but de ces armatures est de répartir les effets de retrait différentiels et des variations de température.

Selon le B.P.E.L on doit disposer 3 cm² / ml d'armatures dans le sens longitudinales et 2 cm² dans le sens transversales.

$$\text{Soit : } 0.1\% \times 1.092 = 10.92$$

Prenons : 3 HA 12 (3,39 cm²) sens longitudinale

3 HA 10 (2,36 cm²) sens transversale

Ses armatures sont suffisantes pour reprendre les tractions du béton en zone centrale.

5.9.2 Armatures longitudinal dans la zone tendue :

$$A_t = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{Bt}}$$

avec: N_{Bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.

B_t : Air de la partie de béton tendue.

f_e : limite élastique des armatures utilisées f_e = 500 Mpa.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction dans la section tendue.

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton a j jour.

Dans notre cas :

$$4,65 / y = 26,16 / (1,5 - y) \Rightarrow y = 21 \text{ cm}$$

Donc B_t = base x hauteur / 2

$$B_t = 4,65 \times 0,21 \times 0,5 = 0,4882$$

$$N_{Bt} = B_t \times \sigma_{bt} \quad N_{Bt} = 2,27 \text{ MPa}$$

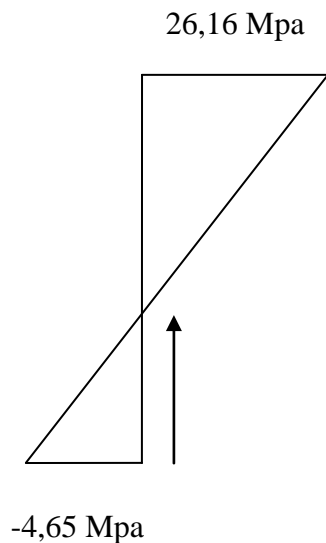
$$A_t = (0,4882 / 1000) + (2,27 \times 2,7) / (500 \times 4,65)$$

$$A_t = 31,24 \text{ cm}^2$$

On choisit 10T20 de section 31,42 cm²

5.10 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**5.10.1 Vérification à L'ELS :**

$$\tau < \text{Min}(\tau_1, \tau_2)$$



$$\tau = \frac{V_{red} \cdot}{bn \cdot z}$$

V_{red} : L'effort tranchant réduit

Z: bras de levier;

$$Z = 1,23$$

S: moment statique par rapport au centre de gravité;

$$S = 0.301\text{m}^3$$

$$I = 0.345\text{m}^4$$

$$bn = b_0 - \varnothing = 0.625 \text{ m}$$

$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

$$V = 1.147 \text{ MN}$$

$$P = 4.168 \text{ MN}$$

$$\alpha = 3.80^\circ$$

$$V_{red} = 1.147 - 4.168 \cdot 0.06 = 0.8719 \text{ MN}$$

$$\tau = 0.8719 / 0.625 \cdot 1.23 = 1.134 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + 2/3 \sigma_x)}$$

$$\tau_2 = \sqrt{4 f_{tj} \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x)}$$

$$\sigma_x = \frac{Pm}{B} = \frac{4.168}{0.9655} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 * 2.7 (2.7 + \frac{2}{3} * 4.31)} = 2.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = \sqrt{4 \frac{2.7}{35} (0.6 * 35 - 4.31)} = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.134 < \min(\tau_1, \tau_2) \quad \text{CV}$$

Vérification à la contrainte de compression:

$$\sigma_x < 0.4 f_{cj}$$

$$\sigma_x = 4.31 \text{ MPa} < 0.4 f_{cj} = 14 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5.10.2 Vérification à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_{red}}{bn \cdot z} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$V_{red} = V_u - P \sin \alpha$$

$$V_u = 1.4 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 1.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.14}{0.625 \cdot 1.23} = 1.48 \text{ MPa} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} = 5.83 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ Ferrailage transversales

$$\tau_u \leq \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \frac{f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{\gamma_s \sin \beta_u}$$

Armatures transversale : comme il ya reprise de bétonnage nous prendrons $\beta_u = 45^\circ$

Dans notre cas on a des armatures passives perpendiculaires $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq (\tau_u - f_{tj}) \cdot \text{tg} \beta_u \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_x} = \frac{2(1.48)}{4.31}$$

$\beta_u = 18.95^\circ$, selon le BPEL on limite β_u à 30°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq (\tau_u) \cdot \text{tg} \beta_u \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1.48 \cdot \text{tg} 30^\circ \cdot 1.15 \cdot 0.625 / 500 \geq 12.28 \text{ cm}^2$$

On prend 6T16

- **L'écartement maximum des cadres :**

$$\min(0.8h ; 3 h_0 ; 1) = \min(1.2 ; 0.6 ; 1) = 0.6 \text{ m}$$

6.1 ETUDE DE L'HOURLDIS

6.1.1 INTRODUCTION :

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

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

6.1.2 MOMENT FLECHISSANT :

Les valeurs des moments présentées dans la sont obtenues d'après notre modèle, et on a pris la valeur maximum.

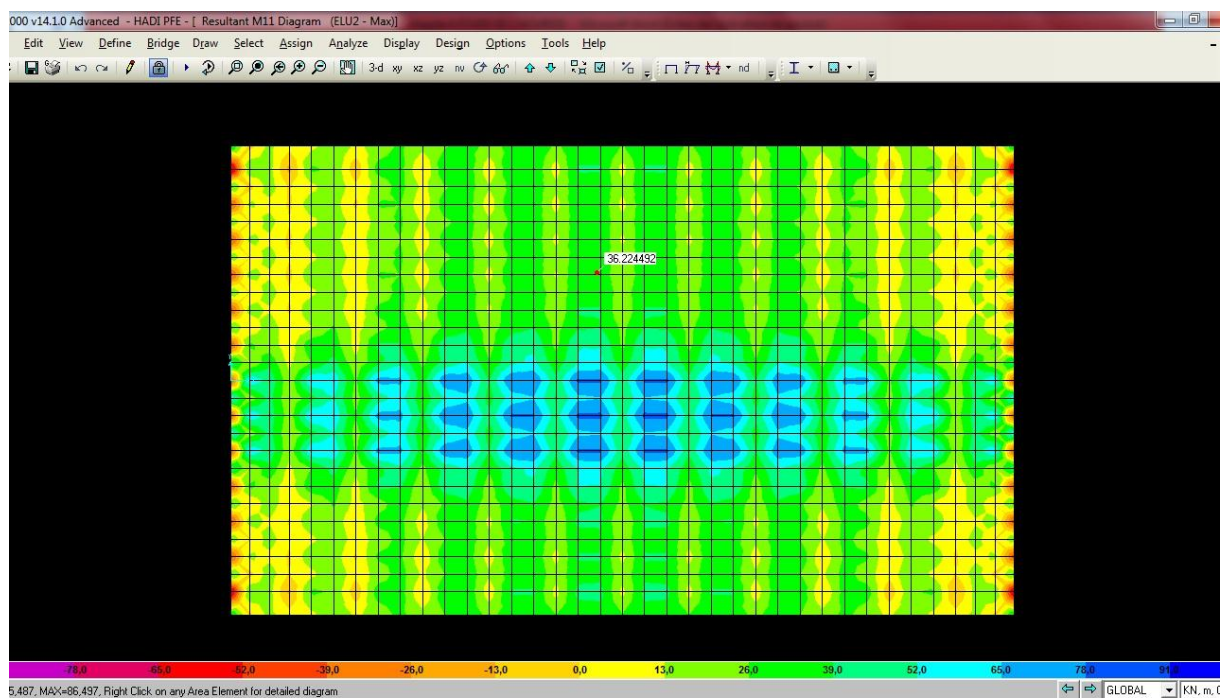


Figure 6.1 : Schéma statique de calcul

Tableau 6.1 : moment max longitudinale (KN.m)

Moment longitudinale	ELU	ELS
Moment longitudinale en travée	86.49	68.92
Moment longitudinale en appuis	66.79	55.136

Tableau 6.2 : moment max transversale (KN.m)

Moment transversale	ELU	ELS
Moment transversale en travée	94.25	81.22
Moment transversale en appuis	75.4	62.13

6.1.3 EFFORT TRANCHANT :

- Transversalement : $T_u = 219,526$ KN.
- Longitudinalement : $T_u = 162.271$ KN.

6.1.4 DETERMINATION DE FERRAILLAGE :**6.1.4.1 Sens transversale :**

- **Etat limite ultime**
 - **en travée**

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

Le moment en travée est : $M_{travées} = 94.25$ KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_{bc} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \\ F_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{0.09425}{1 \cdot (0.225)^2 \cdot 19,83}$$

$\mu = 0.0993 < \mu_r = 0,392$section à simple armature

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0993}) = 0.104$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = d \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.104) = 0.215 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.09425}{0.215 \cdot 434.78} = 10.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc le ferrailage sera: 8T16 $A_s = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **en appuis**

Le moment en appuis est : $M_{appuis} = 75.4$ KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_{bc} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \\ F_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{0,0754}{1 \cdot (0.225)^2 \cdot 19,83}$$

$\mu=0,075 < \mu_r=0,392$section à simple armature

$$\alpha=1.25*(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.0977$$

$$Z=d \times (1-0.4\alpha) = d \times (1-0.4 \times 0.0977) = 0.216m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z.\sigma_s} = \frac{0.160}{0.216 \times 434.78} = 8.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le ferrailage sera: 8T14 $A=12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

6.1.4.2 Sens longitudinale :

➤ Etat limite ultime

• en travée

Le moment en travée est : $M_{\text{travées}} = 86.49 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_{bc} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \\ F_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{0,0864}{1 \cdot (0.225)^2 \cdot 19,83}$$

$\mu=0,086 < \mu_r=0,392$section à simple armature

$$\alpha=1.25*(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0.112$$

$$Z=d \times (1-0.4\alpha) = d \times (1-0.4 \times 0.112) = 0.214m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z.\sigma_s} = \frac{0.0864}{0.214 \times 434.78} = 9.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le ferrailage sera : 8T16 $A=16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• en appuis

Le moment en appuis est : $M_{\text{appuis}} = 66.79 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bc}} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_{bc} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \\ F_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{0,0667}{1 \cdot (0.225)^2 \cdot 19,83}$$

$\mu = 0,066 < \mu_r = 0,392$section à simple armature

$$\alpha=1.25*(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$Z=d \times (1-0.4\alpha) =d \times (1-0.4 \times 0.085) =0.217m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.0667}{0.217 \times 434.78} = 7.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc le ferrailage sera : 8T14 A =12.32 cm²/ ml

6.1.5 VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

6.1.5.1 Sens transversale :

➤ en travée :

$$M_s = 81.22 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifiée ces deux conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) . \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa} . \end{cases}$$

On détermine la valeur de x :

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

On a : A_{sc} = 0.....simple armature

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : x=0.1 m

La valeur de l'inertie I est donnée par :

$$\begin{aligned} I &= I_{bc} + n \cdot I_{sc} + n \cdot I_{st} \\ &= \frac{b \cdot x^3}{3} + n A_{sc} \cdot (x - d')^2 + n A_{st} \cdot (d - x)^2 \end{aligned}$$

$$\text{Donc: } I = 8.48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0.081 \cdot 0.08}{8.48 \cdot 10^{-4}} = 9.55 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 0.08 \cdot (0.225 - 0.1)}{8.48 \cdot 10^{-4}} = 179.09 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPA} .$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

➤ en appuis

$$M_s = 62.13 \text{ m}$$

$$X = 0.08 \text{ m}$$

$$I = 7.66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.62 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 207.2 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPA.}$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

6.1.5.2 Sens longitudinale :

➤ en travée :

$$M_s = 68.92 \text{ KN.m}$$

$$X = 0.08 \text{ m}$$

$$I = 7.2 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.55 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 205.41 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPA.}$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

➤ en appuis :

$$M_s = 55.136 \text{ KN.m}$$

$$X = 0.07 \text{ m}$$

$$I = 6.2 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.2 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 192.94 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPA.}$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

6.1.6 RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT :

6.1.6.1 Justification du béton :

➤ Transversalement :

$$T_u = 219,526 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0,219}{1 \cdot 0,225}$$

$$\tau_u = 0.973 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.973 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Longitudinalement :**

$T_u = 162.271\text{KN}$

$\tau_u = 0.72\text{Mpa} < \tau_{adm}=3,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$

6.1.6.2 Condition de non poinçonnements :

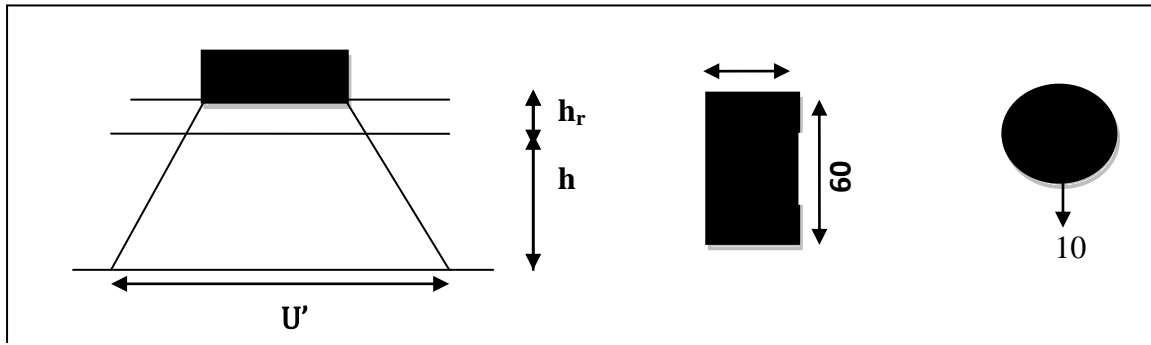


Figure 6.2 : La transmission de la charge « Br »

Le cas le plus défavorable est celui de la roue Br de 10 t

$Q_u \leq (0.045 \times U_c \times h \times f_{cj}) / \gamma_b$

Avec :

- Q_u : la charge totale a l'état limite ultime.
- U_c : périmètre de contour au niveau au feuillet moyen.
- h : épaisseur totale de la dalle.
- f_{cj} : résistance caractéristique du béton a 28 jours.

- **La surface d'impact (u' . v').**

$v' = u' = u + h + 2xhr$

Avec :

hr : la hauteur de revêtement.

$v' = u' = 20 + 30 + 2x8 = 66 \text{ cm.}$

$Q_u = 1.5 \times \delta_{br} \times Q$

$Q_u = 15.81 \text{ t}$

$u_c = 2. (v' + U')$

$u_c = 264 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$

$15.81 < 0.045 \times 2.64 \times 0.2 (3500/1.5)$

$15.81 < 55.4 \implies$ condition vérifié, il n'y a pas de risque de poinçonnement

6.2 ETUDE DE L'ENTRETOISE

6.2.1 INTRODUCTION :

Les entretoises assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis.

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about, essentiellement pour les deux raisons suivantes :

Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis.

Leurs exécutions sont moins contraignantes que celles des entretoises intermédiaires puisqu'on se trouve au droit des piles et des culées.

Pour leur calcul, elles seront calculées comme des poutres reposant sur appuis chargées par les réactions des poutres.

6.2.2 DIMENSIONNEMENT :

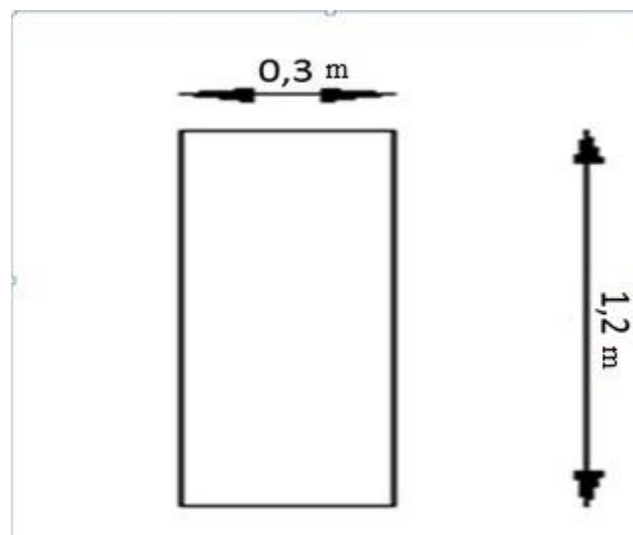


Figure 6.3 : schéma présente les dimensions de l'entretoise

	ELU	ELS
Moment maximum en travée	$M_t = 120.75 \text{KN.m}$	$M_t = 83.56 \text{KN.m}$
Moment maximum en appuis	$M_{\text{app}} = 123.22 \text{KN.m}$	$M_{\text{app}} = 86.49 \text{KN.m}$

Tableau 6.3 : Les moments fléchissant de l'entretoise.

6.2.3 CALCUL DU FERRAILLAGE :**➤ ELU**

$$M_u = 0,120 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0,119$$

$$\alpha = 0,159$$

$$Z = 0,210$$

$$A_s = 13,14 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage sera: **5T20 A=15.71cm**

➤ ELS

$$M_s = 0,083 \text{ MN.m}$$

$$X = 0,07 \text{ m}$$

$$I = 6,10 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9,52 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 27 = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 266,80 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPA.}$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

Espacement d'après R.P.A :

$$\text{Zone nodale (2h) : } \text{esp} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi L ; 30 \text{ cm} \right) \implies \text{esp} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } \text{esp} \leq \frac{h}{2} \implies \text{esp} = 20 \text{ cm.}$$

6.3 ETUDE DE PREDALLE

6.3.1 INTRODUCTION :

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage pour la dalle (l'hourdis).

6.3.2 DIMENSIONNEMENT :

On prend une section de : $(a \times b) = (0.75 \times 1.5)$, (voir figure.4.4).

On prend comme épaisseur de la dalle : $e_p = 0.08$ m.

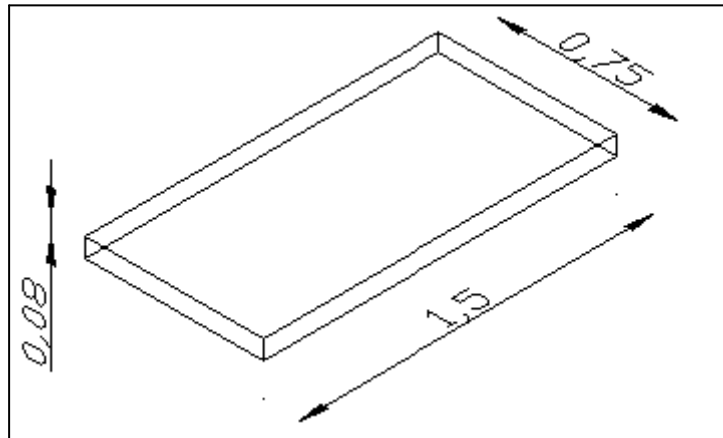


Figure 6.4 : dessin de prédalle

6.3.3 DESCENTES DES CHARGES :

6.3.3.1 Charges permanents :

$$\text{On a } \begin{cases} \text{Poids propre : } G_1 = 0.08 * 2.5 * 1 = 0.2 \text{ t/ml.} \\ \text{Poids de l'hourdis : } G_2 = 0.25 * 2.5 * 1 = 0.625 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Donc : $G = 0.825$ t/ml.

6.3.3.2 Surcharge :

D'après le règlement BAEL : $Q = 0.1$ t/ml

6.3.4 DETERMINATION DES MOMENTS :

On suppose que la dalle est une poutre de 1m de largeur appuyée dans les deux cotés.

Donc le moment est donnée par :

$$M_u = 1.35M_g + 1.5M_q$$

$$\text{Avec } \begin{cases} M_g = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{0.825 \cdot (0.75)^2}{8} = 0.058 \text{ t.m} \\ M_q = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{0.1 \cdot (0.75)^2}{8} = 0.00703 \text{ t.m} \end{cases}$$

Donc : $M_u = 0.088$ t.m

6.3.5 DETERMINATION DE FERRAILLAGE :

$$\text{On a } \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0.00088}{1 \cdot (0.072)^2 \cdot 19.83} = 0.0085 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F_{bc} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} \\ F_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25x (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 1.25x (1 - \sqrt{1 - 2x0.0085}) = 0.0106$$

$$Z = d x (1 - 0.4x\alpha) = d x (1 - 0.4x0.0106) = 0.071 \text{ m}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.00088}{0.072x434.78} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La valeur de ferrailage est faible, donc on ferraille avec Amin

$$A_{\min} = \frac{0.23x b x d x f_{tj}}{f_e} = 0.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera un quadrillage de $\phi 12$ avec esp=25 cm

CHAPITRE 07: LES APPAREILS D'APPUIS

7.1 INTRODUCTION :

Les tabliers des ponts reposent, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc.

Les déplacements du tablier sont dus aux:

- Variation de température.
- Des rotations dues aux surcharges.
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...

Il existe quatre types d'appareils d'appui:

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

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du Néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de fretter, la liaison entre les tôles et le Néoprène étant obtenue par cette adhérisation au moment de la vulcanisation.

7.2 LES APPAREILS D'APPUIS EN ELASTOMERE FRETTE :

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 7.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

La désignation d'un appareil d'appui est :

A.b.n. (t+e) avec $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de feuillets élémentaires d'élastomère} \\ t : \text{épaisseur d'un feuillet élémentaire} \\ e : \text{épaisseur d'une frette intermédiaire} \end{array} \right.$

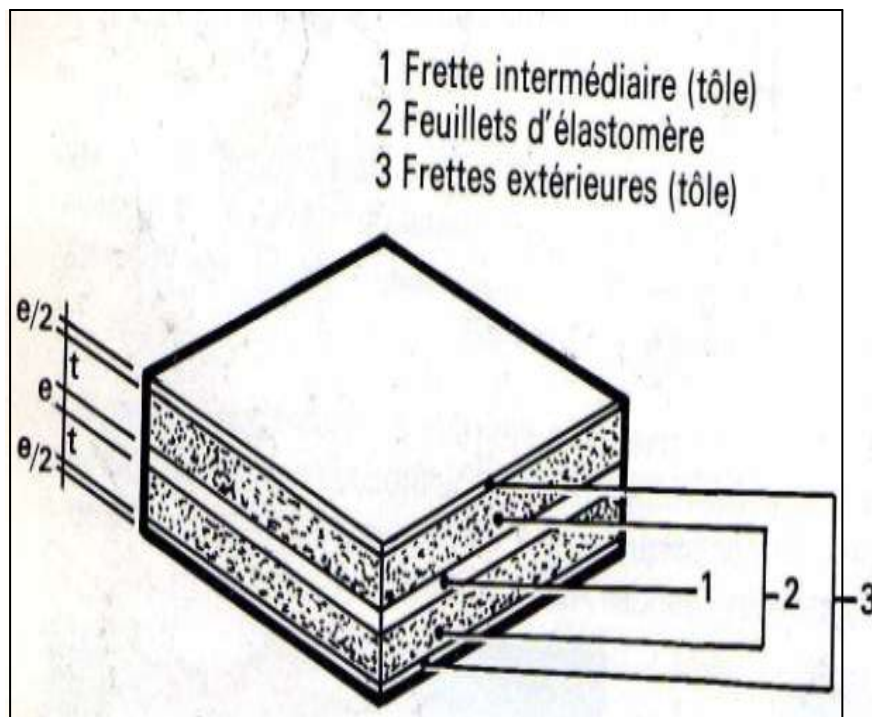


Figure 7.2 : schéma montre les frettes de l'appareil d'appuis

7.3 DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI :

Le dimensionnement de l'appareil d'appui se fait selon le bulletin technique n° 4 du SETRA

7.3.1 Dimensions en plan :

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}}$$

Avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui = 1637 KN

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b > \frac{1637}{1500}$$

$$a \times b = 1091.33 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{D'après le Tableau de FREYSSINET } a = 400 \text{ mm} \\ \text{ } \end{array} \right\} \begin{array}{l} t = 12 \text{ mm} \\ b = 400 \text{ mm} \end{array}$$

$$a \times b = 1600 \text{ cm}^2 > 1091.33 \text{ cm}^2$$

7.3.2 Hauteur nette de l'élastomère :

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$40 < T < 80$$

On prend T = 80 mm

$$T = n \cdot t \quad \text{et } t = 12 \text{ mm}$$

$$n = \frac{T}{t} = 7 \text{ nombre de feuilletts}$$

7.3.3 Epaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy}} \cdot a}{\sigma_e \cdot \beta}$$

Avec :

$$\sigma_e: \text{limite elastique des frettes} = 2150 \text{ Kg /cm}^2$$

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+B) \times 2t} = 8.33$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b} = 102.31 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{102.31 \times 40}{2150 \times 8.33} \geq 2.28 \text{ mm}$$

On prend e = 3 mm, donc la désignation de l'appareil d'appui est : 400 x 400x7 (12+3)

7.4 REPARTITION DES EFFORTS SUR LES APPAREILS D'APPUIS :

7.4.1 Répartition des efforts horizontaux :

7.4.1.1 Dues aux charges dynamiques :

Les efforts agissent sur le tablier et se transmettent aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait suivant les rigidités des différents appuis.

Soit :

H : l'effort horizontal

K_i la rigidité de l'appui

- **Freinage:**

Le freinage la plus défavorable est celui de B_c : $H_F = 30t$

- **vent:**

$$H_V = f \cdot g \cdot h \cdot L$$

Avec :

$$F = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier.}$$

$$F = \frac{2}{3} \text{ pour Le reste.}$$

g : pression de vent = 0.2 t/m².

h : la hauteur de tablier = 1.75m.

L : la longueur de tablier = 33.4 m.

$$H_V = 5.845t \text{ en phase de chantier}$$

$$H_V = 7.79 t \text{ pour le reste}$$

- **séisme :**

L'effort sismique est par la formule suivantes : $H_S = 10\%G$

$$\text{Avec } \begin{cases} G : \text{ poids du tablier} = 1264.62 t \\ H_S = 126.4 t \end{cases}$$

7.4.1.2 Dus à des charges statiques: (retrait, fluage, température) :

Ils provoquent des déplacements en têtes des appuis, et par conséquent des efforts horizontaux .leur répartition dépend de la position du point fixe.

$$H_i = \delta_i \cdot K \quad \text{avec } \begin{cases} \delta_i = \varepsilon t (x_i - x) \\ \delta_i : \text{déformation de l'appui } i \end{cases}$$

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{n i^3}{3 E I_i} + \frac{4 \cdot n i^2}{n \cdot R_i \cdot 3 E_s}$$

Soit K_i : la rigidité du 1^{ème} appui $\iff K_i = \frac{1}{\delta_i}$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \text{TI : épaisseur de l'élastomère} \\ \text{Ai : surface d'élastomère} \\ \text{G : module de cisaillement} \\ \text{I : moment d'inertie de l'appui} \\ \text{H : hauteur de l'appui} \\ \text{N : nombre de poutre sur l'appui} \\ \text{ES : module d'élastomère} \end{array} \right.$$

- **Remarque :**

Les efforts horizontaux à prendre en compte sont :

- ✓ Effort de freinage
- ✓ Effort de séisme.
- ✓ Les variations linéaires du tablier.

7.4.2 Variation linéaire du tablier :

Elle est due essentiellement au retrait, fluage et la température.

a) retraits :

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée.

$$\Delta L_R = \frac{-40}{100} \cdot L \cdot \epsilon_r$$

$$\Delta L_R = -3.34 \text{ mm}$$

b. Fluage:

On suppose que 40% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres.

On admet que fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_F = \frac{-60}{100} \times L \times \frac{\sigma_n}{E} \times 2.5$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_n = 65 \text{ Kg/m}^2: \text{ contrainte moyenne dans le béton.} \\ E = 3.598 \times 10^5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

$$\Delta L_F = -9.05 \text{ mm}$$

c. températures :

Le coefficient de dilatation thermique dans RPOA est de 0.4

$$\text{Longue durée : } \Delta L_F = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0.4 = \pm 8.35 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée : } \Delta L_F = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0.4 = \pm 11.69 \text{ mm}$$

d. Effort dus à la déformation lentes (retrait, fluage, température) :

Le déplacement maximum est donné par la formule suivante :

Avec :

$$\mu = \frac{H T}{G a b} \Rightarrow H = \frac{\mu G a b}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale

- G = 0.8 MPa pour un effet lent
- G = 1.6 MPa pour un effort instantané

H=2.83 t

e . Totale des variations linéaires :

$$\begin{array}{l} \text{Longue durée} \\ \text{Courte durée} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \Delta L_{\min} = -20.74 \text{ mm} \\ \Delta L_{\max} = -4.04 \text{ mm} \\ \Delta L_{\min} = -24.08 \text{ mm} \\ \Delta L_{\max} = +0.7 \text{ mm} \end{array} \right.$$

7.4.3 Due à des charges statiques :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant.

Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Tableau 7.1 : les raideurs des appareils d'appuis

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiées
Kx et Ky	$A Gb/Te$	$A Gb /Te$
Kz	$[\sum \frac{t_i}{A'} (\frac{1}{5 Gb S_{2i}} + \frac{1}{Eb})]^{-1}$	∞
K θ rectangulaire	$Gb \frac{a^5 b'}{521 n t_{3i}}$	0
K θ circulaire	$Gb \frac{\pi D^6}{521 n t_{3i}}$	0
K θ z	-	0

Pour notre cas on prend les formules simplifiées

$$K_x = K_y = \frac{A G b}{T e}$$

Epaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2e$$

$$K_x = K_y = 284.44 \text{ KN/m}$$

7.4.4 Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T H}{n G a b}$$

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui = (400,400)

T = 60 mm (hauteur nette de l'élastomère).

n: Nombre d'appareils d'appuis

H=1 (charge unitaire)

G : module de déformation transversale

- ✓ G = 0,8 statique
- ✓ G = 1,6 dynamique

Culée n = 12

$$U_s = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 0,8 \times 0,16} \Rightarrow U_s = 0,039 \text{ m}$$

$$U_d = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 1,6 \times 0,16} \Rightarrow U_d = 0,019 \text{ m}$$

7.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

7.5.1 Limitation des contraintes de cisaillement :

a. Sollicitation sous charge verticale :

σ_m : contrainte de compression sous N max

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = 1.637 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{1.637}{0.4 \times 0.4} = 10.23 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CONDITION VERIFIER}$$

τ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage

$$\tau = \frac{1,5\sigma_m}{B} < 2,8 \text{ MPa}$$

$$B = \frac{a b}{2 t(a+b)}$$

$$B = 8,33$$

$$\tau = 1,842 < 2,8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CONDITION VERIFIER}$$

b. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou un effort horizontal Sous un déplacement lent (déformation lente) :

$$\tau_H = \frac{G\mu}{T} < 0,5 \text{ G} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0,15 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CONDITION VERIFIER}$$

7.5.2 Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a b}$$

$$\sigma_{\min} = 4,35 \text{ MPa}$$

$$H < f N$$

Ou :

H est l'effort horizontal (effort de freinage)

$$H_{Bc} = 0,3 \text{ MN}$$

N est l'effort de compression vertical

$$N_{\min} = 0,669 \text{ MN}$$

f : est le coefficient de frottement

f à pour expression

$$f = 0,12 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$F = 1,01$$

$H=0,3 \text{ MN} < f N=0,17 \text{ MN} \dots \dots \dots$ **CONDITION VERIFIER**

7.5.3 Condition de non flambement :

On doit vérifier cette condition

$T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{a}{5} = 80 \text{ mm} = T \dots \dots \dots$ **CONDITION VERIFIER**

7.6 FERRAILLAGE D'APPUI :

Les armatures d'éclatement sont constituées par des nappes de frettage disposé au droit des appareils d'appuis des vérins.

La section totale de frettage doit reprendre un effort de :

$$0,04 N_{\max} = 0,04 * 1637 \text{ KN} = 65.48 \text{ KN}$$

L'aire de la nappe est donc :

$$S = \frac{0,04 N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t 28}\right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{65.48 \cdot 10^{-3}}{266.66} = 2.41 \text{ cm}^2$$

On adopte $5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

7.7 JOINT DE CHAUSSEE :

7.7.1 Introduction :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules ;
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

a. Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.

Absence de bruits de vibrations.

b. Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

c. Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

d. Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

Le joint utilise dans notre cas est un joint lourd de type H 25, il comprend :

Une succession de couples d'éléments métalliques comportant chacun une platine et une remontée matérialisant l'arête de la zone a équipe, suivant un trace en plan en forme de w.les deux éléments sont disposes face a face avec un décalage d'une demi-dent afin de constituer un joint « a peigne ».leur longueur maximale est de 1m.

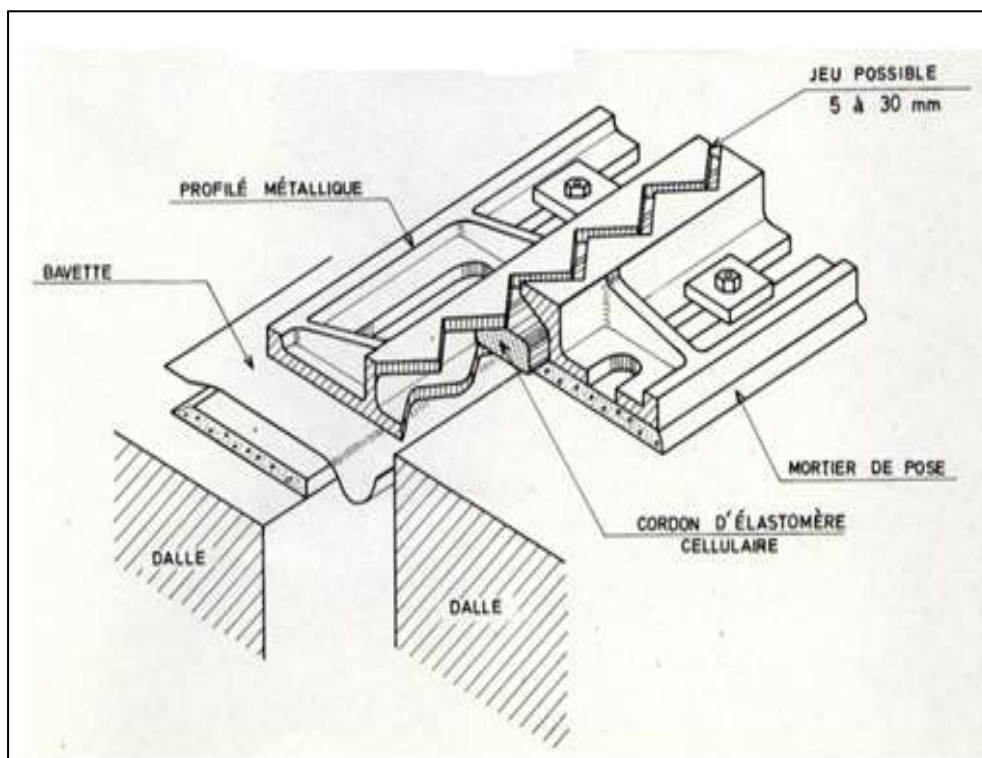


Figure 7.3 : figure montre le joint de chaussée.

7.7.2 CALCUL DES JOINTS :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

*Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement dû au freinage.

*Déplacement dû aux variations linéaires plus déplacement dû au séisme, déplacement horizontaux dus à la variation du tablier.

On doit vérifier que $\implies \left\{ \begin{array}{l} \Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} < W \\ \Delta L_T + \Delta_{\text{séisme}} < 1,3W \end{array} \right.$

Avec W: Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\Delta L_T = \Delta L_{\text{retrait}} + \Delta L_{\text{fluage}} + \Delta L_{\text{température}}$$

$$\Delta L_T = 3.34 + 9.05 + 8.35 = 20.74 \text{ mm} \implies 2.074 \text{ cm.}$$

a. Déplacement dû au freinage :

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T.H}{G.A} \quad \text{Avec : } H=0.3/10=0.03$$

G : module de déformation transversale (G = 0.8 MPa).

A : Aire de l'appareil d'appui (A = 0.16 m²).

T : Hauteur nette de l'élastomère (T = 0.060m).

Donc :

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0.06 \cdot 0.03}{0.8 \cdot 0.16} = 0.01406 \text{ m} \implies \Delta_{\text{freinage}} = 1.406 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} = 2.074 + 1.406 = 3.48 \text{ cm} < w=10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Déplacement dû au séisme :

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{T.H_s}{G.A} \implies \Delta_{\text{séisme}} = 5.92 \text{ cm}$$

$$\Delta L_T = \Delta L_r + \Delta L_f + \Delta L_t = 2.074 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{séisme}} = 2.074 + 5.92 = 7.99 \text{ cm} < 1,3W = 13 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées donc le choix est bien vérifié.

Puisque on a un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique on va disposés les joints de chaussée sur les extrémités du pont.

7.7.3 EVACUATION DES EAUX :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée. La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante Dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée Courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

CHAPITRE 08: INFRASTRUCTURES

8.1 INTRODUCTION :

La culée assure à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui du tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les 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.

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage

8.2 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

8.2.1 Tête de la culée :

8.2.1.1 Mur de garde grève :

- La hauteur du mur garde grève h :

h = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de d'appui+ épaisseur de la dalle + épaisseur de prédalle

$h = 2.1\text{m}$

- L'épaisseur :

$e = \max(0,30 ; h/8) = \max(0,30 ; 0,26)$

On prend $e = 0,30\text{m}$

- La longueur : est celle du tablier + le joint = 20m

8.2.1.2 dalles de transition :

- La longueur :

$L = \min(6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0,6H))$

$L = \min(6\text{m} ; 6,2\text{m})$

$L = 6\text{m}$

- La largeur :

l = largeur de la chaussée + 1m de chaque cotée.

$l = (4 \times 3.75) + 2 = 17\text{m}$

- L'épaisseur :

On prend $e = 0.30$

8.2.1.3 Corbeau :

La partie sur laquelle prend appui la dalle de transition, il a une épaisseur de 40 cm et 40cm de largeur

8.2.1.4 Le mur frontal :

$e = 1.2 \text{ m}$

La hauteur de mur frontal = 8,22 m

8.2.1.5 La Semelle :

La longueur = 20m

La largeur = 7m

L'épaisseur = 1.5m

8.2.1.6 Mur en retour (M.R) :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelles des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont.

Les dimensions de mur en retour sont limitées comme suit :

- La pente :

$$p = 2/3$$

- La largeur :

$$M_1 = [(H-H_0)/P] + R$$

$$\text{Si : } H < 5\text{m} \quad \rightarrow \quad R \geq 5 \text{ m}$$

$$H > 5\text{m} \quad \rightarrow \quad R \geq H/10\text{m}$$

Avec :

H : hauteur du mur en retour.

H_0 : hauteur de la semelle.

Dans notre cas $H = 10.38 \text{ m}$

$$H > 5\text{m} \quad \rightarrow \quad R \geq 1.038 \text{ on prend : } R = 1.1\text{m}$$

$$M_1 = 14.42\text{m}$$

$$M_2 = (H-H_0)/2 = 4.44 \text{ m}$$

On prend : $M_2 = 4.5\text{m}$

- L'épaisseur :

$$e = 50 \text{ cm}$$

- les dimensions de $(T_1 : T_2)$:

$$h/8 < T_1 < h/5 \rightarrow 1.29 < T_1 < 2.076$$

$$T_1 = 1.6 \text{ m}$$

$$T_2 = M_2 + 0,3$$

$$T_2 = 4.8 \text{ m}$$

On prend $T_2 = 5 \text{ m}$

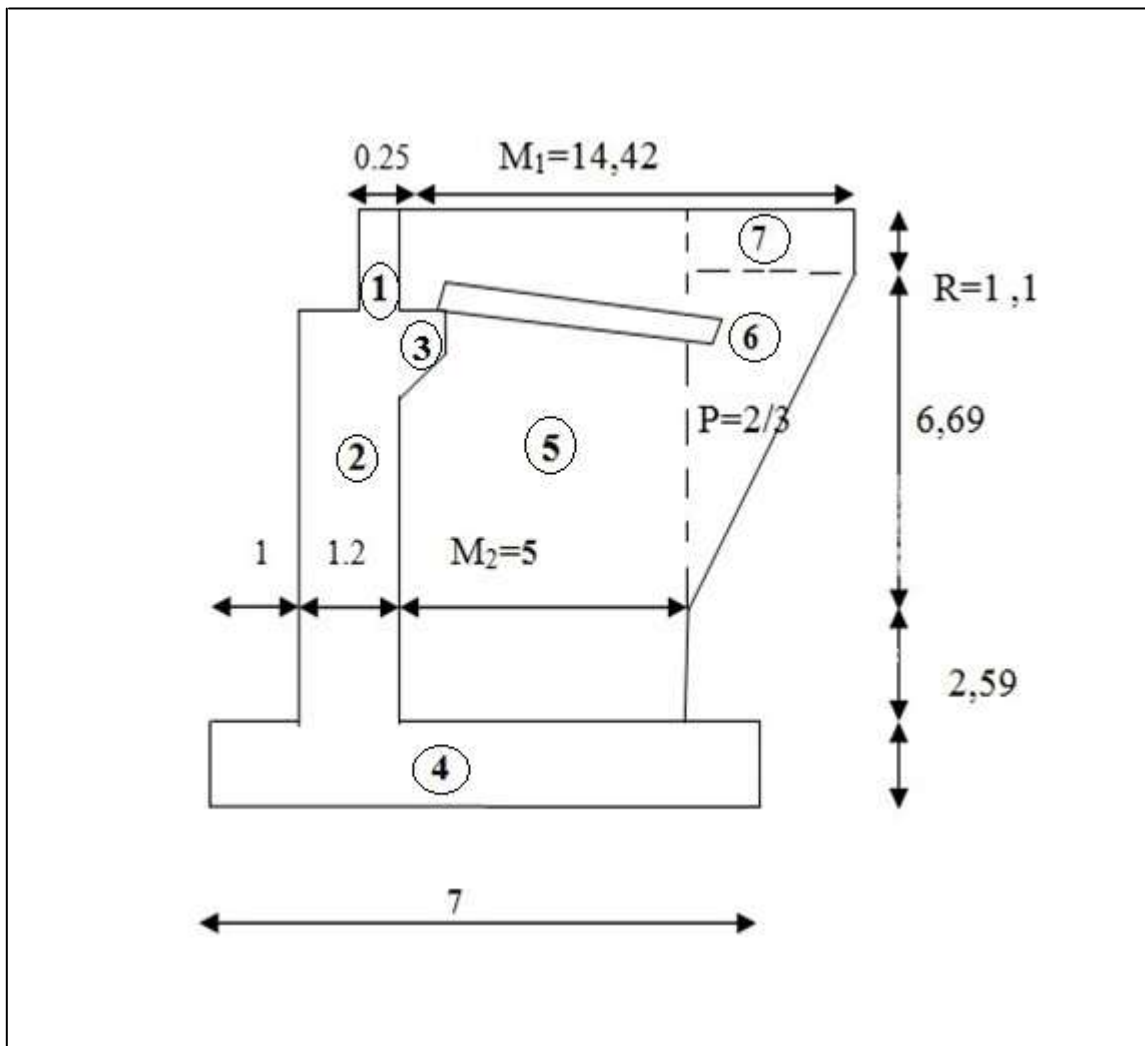


Figure 8.1 dimensionnement de la culée

8.3 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

8.3.1 Sous charges permanentes :

	Eléments		V _i (t)		d _o	M _o
culée	Mur garde grève	(1)	0.25x2.1x20x2.5	17.25	2.075	35.8
	Mur de front	(2)	1.2x8.22x20x2.5	127.76	1.6	204.4
	Corbeau	(3)	(0.4+0.5)x0.4/2x20x2.5	9	2.37	21.33
	Semelle	(4)	7x1.5x20x2.5	525	3.5	1837.5
	Mur en retour	(5)	5x10.38x0.5x2.5	64.87	4.7	304.9
		(6)	6.69x7.42x0.25x2.5	31.024	10.34	320.8
		(7)	1.1x7.42x0.5x2.5	10.20	11.91	121.5
	Dalle de transition	(8)	0.3x17x6x2.5	76.5	5.2	392.6
				∑861.604		∑3238.83

Tableau 8.1 : La descente de charge de la culée

- Calcul de l'excentricité V_i/0 :

$$e = \frac{M}{V} = \frac{3238.83}{861.604} = 3.75m$$

- Calcul de l'excentricité V_i/a l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 0.25m$$

$$e_0 = 0.25 < \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1.18m \quad \text{la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.}$$

- Contraintes sous la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{864.104}{140} \left(1 + \frac{6(0.25)}{7} \right) = 7.49 \text{ t/m}^2 = 0.749 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{864.104}{140} \left(1 - \frac{6(0,25)}{7}\right) = 4,84 \text{ t/m}^2 = 0,484 \text{ bars}$$

- Calcul en construction avec remblai :

- ✓ Poussées des terres :

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec :

k_a : Coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, on prend $1,8 \text{ t/m}^3$

h : hauteur de la culée

L : longueur du mur de front – deux fois l'épaisseur de mur en retour ($L=19\text{m}$)

$$\Phi = 30^\circ$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} = 0,333$$

$$P_h = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (0.333) \cdot (1.8) \cdot (10.38)^2 \cdot (19)$$

$$P_h = 613.52 \text{ t}$$

- ✓ Poids des terres :

$$P_t = 3.5 \times 19 \times 10.38 \times 1.8$$

$$P_t = 1242.48 \text{ t}$$

- ✓ Surcharge de remblai :

$$\delta_H = k_a \cdot q \cdot s$$

Avec :

S : surface chargée

q ; surcharge du remblai = 1.2 t/m^2

$$\delta_H = (1.2) \cdot (0.333) \cdot (19) \cdot (10.38)$$

$$\delta_H = 78.80 \text{ t}$$

$$\delta_v = q \cdot s$$

$$\delta_v = 79.8 \text{ t}$$

Tableau 8.2 : Calcul en construction avec remblai

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	d/o(m)	M _S /O (t.m)	M _R /O (t.m)
Culée	861.604		3.75	3238.83	
Poussée des terres		613.52	3.96		2429.53
Poids des terres Arrière	1242.48		4.7	5839.65	
Surcharge remblai horizontal		78.80	4.96		390.84
Surcharge remblai vertical	79.8		5.66	451.66	
Réaction du tablier	632.12		1.6	1011.39	
	Σ2816.004	Σ692.32		Σ 10540.88	Σ 2820.3

- Vérification au renversement :

$$F_R = \frac{\sum \text{momentstabilisatrices}}{\sum \text{momentmotrices}}$$

$$F_R = \frac{10540.88}{2820.3} = 3.73 > 1,5 \quad \Longrightarrow \quad \text{pas de risque de renversement}$$

- Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\sum \text{forcesstabilisatrices}}{\sum \text{forcesmotrices}}$$

$$F_G = \frac{2816.004}{692.32} = 4.06 > 2 \quad \Longrightarrow \quad \text{pas de risque de glissement}$$

8.4 CALCUL DU FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE :

8.4.1 Mur garde grève (M.G.G) :

Il se calcule comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

a- Cas fondamentale :

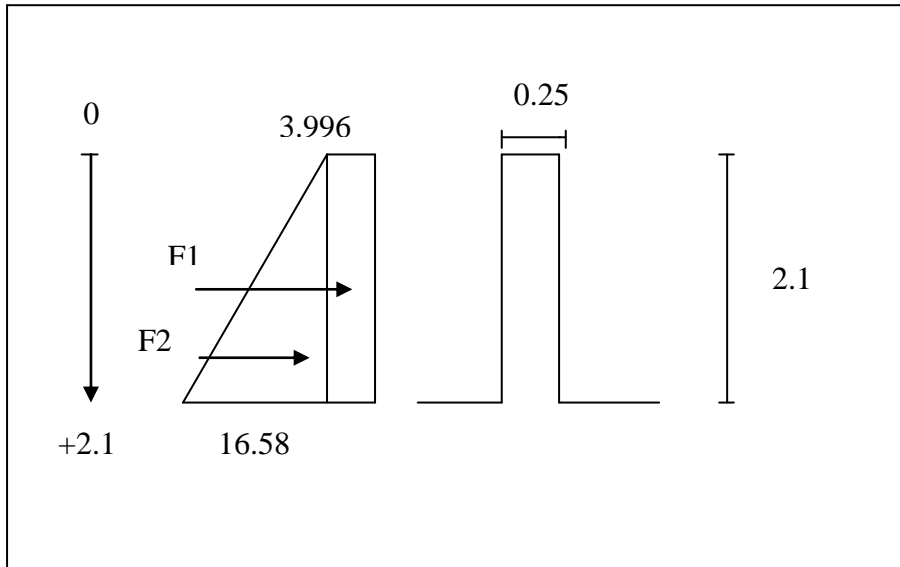


Figure 8.2 : Les efforts agissant sur le mur garde grève

La surcharge du remblai $q=1,2t/m^2$

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec : $k_p = k_q = k_a = 0.333$

H=0 $\sigma_H = 3.996 KN/m^2$

H= 2.10 $\sigma_H = 16.583kn/m^2$

Tableau 8.3 : les efforts agissant sur mur garde grève

Z(m)	$\sigma_H (kN/m^2)$	Force(KN)	D/o(m)
0	3,996	$f_1=(3.996).(2.10)=8.39$	d1= 1.05
2.58	16.583	$f_2=(16.583-3.996)/2.(2.10)=13.22$	d2= 0.7

- Moment d'encastrement :

$$M=f_1.d_1+f_2.d_2$$

$$M = 18.06 \text{ KN.m /ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530 \text{ t/m}^2 \quad (f_{c28}=27\text{MPa.})$$

$$\mu_u = \frac{0,018}{1 \times 15,30 \times 0,27^2} = 0,016$$

$$\mu_u = 0,016 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,26 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,018}{0,26 \times 347,83} = 1,99 \text{ cm}^2.$$

b- Cas accidentelle :

- La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \mp K_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad}$$

$$K_h = A = 0,2$$

$$K_v = 0,3 \cdot K_h = 0,06$$

Avec :

$$: K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} = \frac{\cos^2(17,99)}{\cos^2(12,01) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(17,99)}{\cos(12,01) \cos(0)}} \right]^2} = 0,71$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = 12,01$$

Avec:

H: la du mur (2,1 m).

γ : Poids volumiques des terres ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 30^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0^\circ$).

$$F_{ad} = \frac{1}{2} (18) (1 + 0,06) (2,1)^2 (0,71).$$

$$F_{ad} = 29.87 \text{ KN}$$

- La poussée due à la surcharge :

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} (1 \mp K_v) \cdot K_{ad} = \frac{12(2,1)}{1} \cdot (1 \mp 0,06) \cdot 0,71$$

$$F_{ad}(q) = 18.96 \text{ KN}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \cdot \frac{H}{2} = (29.87 + 18.86) \cdot \frac{2,1}{2}$$

$$M_u = 51.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530 \text{ t/m}^2 \quad (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

$$\mu_u = \frac{0,051}{1 \times 1530 \times 0,27^2} = 0,00045$$

$$\mu_u = 0,00045 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00056$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,26 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,051}{0,26 \times 347,83} = 5,63 \text{ cm}^2.$$

- Ferrailage Min R.P.O.A :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot B = 15,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{\min} \quad \text{on ferraille avec Min R.P.O.A}$$

On adoptera alors :

9T16 /ml (18.10 cm²) : partie tendue ; avec un espacement 10cm

9T16 /ml (18.10 cm²) : partie comprimée ; avec un espacement 10cm

- Armature de répartition :

$$A = 25\% A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors **4T12/ml** avec un espacement de 20cm.

8.4.2 La dalle de transition :

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un cote sur le corbeau et de l'autre cote sur le remblai compacté.

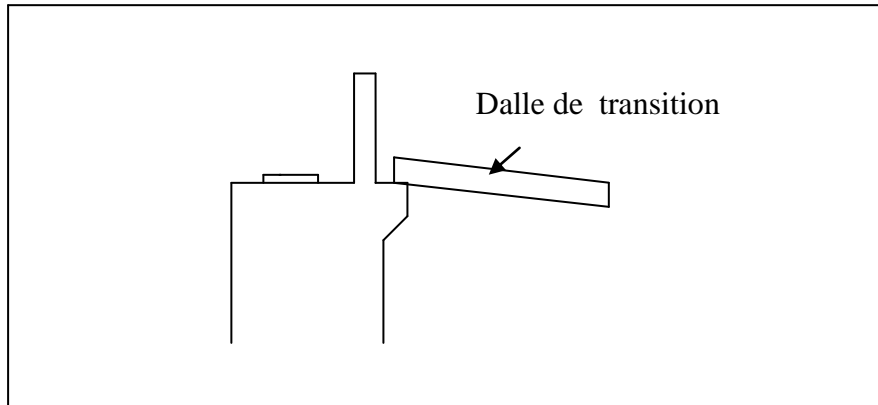


Figure 8.3: dalle de transition

8.4.2.1 Evaluation des charges :

Poids propre de la dalle : $(0.30).(1).(2.5)=0.75\text{t/ml}$.

Poids des terres : $(1). (2.1-0.3). (1.8) = 3.42 \text{ t/ml}$.

Surcharges des remblais : $(1). (1.2) = 1.2\text{t/ml}$.

Revêtement de chaussée : $(0.08).(1).(2.2)=0,176\text{t/ml}$.

$$\sum q = 5.36 \text{ t/ml}$$

8.4.2.2 Ferrailage de la dalle :

- E.L.U :

$$q_u = 1,35(0.75+3.42+0.176) + 1,5(1,2) = 7.67\text{t/ml} ; \quad M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.67.(6)^2}{8} = 34.51 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.3451}{1 \cdot 15.3 \cdot 0.27^2}$$

$$\mu_u = 0.30 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

c-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.47 \Rightarrow Z = 0.21 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 37.86 \text{ cm}^2$$

On prend **8 T 25 = 39.27 cm²** avec esp = 12.5 cm.

- E.L.S :

$$q_s = 5.36 \text{ t/ml} ; \quad M_s = \frac{q_l^2}{8} = \frac{5.36 \cdot (6)^2}{8} = 24.12 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 11.81 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 206.37 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% A_s = 9.81 \text{ cm}^2$$

On prend 6T16/ml (12.06 cm²) avec un espacement de 15 cm

- Vérification de condition non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq \frac{0.23 f_t 28}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{(0.23)(0.27)(2.2)}{500} = 2.73 \text{ cm}$$

$$A_{min} < A_{st} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u}{2} \cdot L = \frac{(7.67)(6)}{2} = 23.01 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.85 \text{ MPa} < 1.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

8.5 Etude du corbeau :

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

- Condition d'une console courte :

$$L = 40 \text{ cm} ; a = 20 \text{ cm}$$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a ; L).$$

$$d \geq \max(20 ; 40).$$

$$d \geq 50 \text{ cm.}$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$R_u = \frac{(7.67)(6)}{2} = 23.01 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{R_u \cdot l}{2} = \frac{(23.01)(0.4)}{2} = 4.90 \text{ t.m}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L}{2}$$

$$R_s = \frac{(5.36)(6)}{2} = 16.08 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{R_s \cdot l}{2} = \frac{(16.08)(0.4)}{2} = 3.21 \text{ t.m}$$

- Cisaillement :

$$\tau_u = \frac{R_u}{b \cdot d} = 0.51 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min\{4; [0,03f_c 28 \cdot (2 + \varphi)]. \min(f_c 28, 30)\}$$

$$\varphi = \min\left(\frac{d}{a}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{adm} = 4 \text{ MPa}$

$\tau_{adm} > \tau_u$condition vérifiée.

- Armatures tendue :

$$Z = \min\left[0,75d \left(1 + \frac{\varphi}{10}\right); 1,2a \left(0,8 + \frac{\varphi}{5}\right)\right] = \min[0,42; 0,31] = 0,31.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Ferrailage min R.P.O.A :

$$A_{min} = 0.6\% \cdot B.$$

$$A_{min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.5) = 30 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferrailage Min RPOA.

Soit : **7T25 /ml (34.36 cm²)** : avec un espacement de 15 cm.

- Armature de répartition :

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(34.36) = 8.6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **6T14/ml (9.24 cm²)** ; avec un espacement de 15 cm.

8.6 ETUDE DU MUR EN RETOUR :

8.6.1 Introduction :

Du point de vue comportement mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puisqu'il s'agit d'une plaque encadrée sur une partie de son contour (semelle et avec le mur de front) et soumise à un système de surcharge.

8.6.2 Détermination du ferrailage :

On a modélisé le mur en élément Shell, les résultats des moments sont obtenus par le logiciel SAP2000.

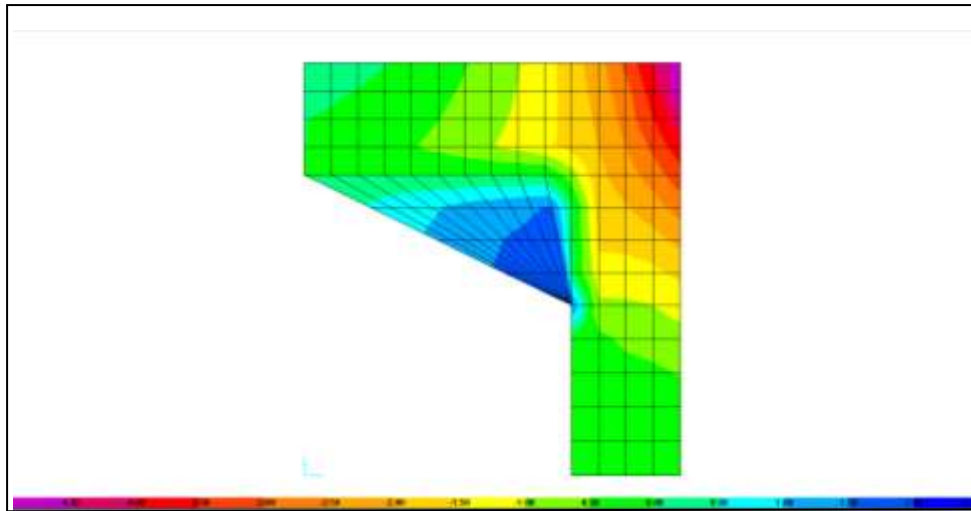


Fig 8.4: Modélisation du mur en retour

- Sens horizontal :

E.L.U : $M_u \text{ max} = 123.15 \text{ KN.m.}$

E.L.S : $M_s \text{ max} = 84.37 \text{ KN.m.}$

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2}$$

$\mu_u = 0.039 < \mu_r = 0.392 \implies$ La section est à simple armature (pivot A).

c-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$\alpha = 0.049 \implies Z = 0.44\text{m.}$

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 8.02 \text{ cm}^2$

On choisit comme ferrailage : **5T 16 = 10.05 cm².**

- ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 193.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Sens vertical :

$M_u = 151.19 \text{ KN.m.}$

$M_s = 108.32 \text{ kn.m}$

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2}$$

$\mu_u = 0.048 < \mu_r = 0.392 \implies$ section à simple armature (pivot A).

c-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$\alpha = 0.062$

$Z = 0.38\text{m.}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = 11.43 \text{ cm}^2$$

On choisit comme ferrailage : **7T 16 = 14.07 cm².ep=14cm**

- ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 6.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 202.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.36 * \frac{2.4}{500} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ min}} = 14.07 > 4.55 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

8.7 MUR DE FRONT :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d’exploitation.

	Coeff	N (t)	H (t)	d(m)/ o	Moment N(t.m)	Moment H(t.m)
Mur garde grève	1.35	1.76	-	1.075	1.892	-
Corbeau	1.35	0.6	-	1.377	0.826	-
Mur de front	1.35	35.99		0.6	21.59	
Poussée des terres	1.35	-	43.59	2.17		94.59
Réaction du tablier	1.35	42.66	-	0.35	14.93	-
Surcharge du remblai H	1.5	-	6.61	3.28	-	21.80
Surcharge du remblai v	1.5	7.2	-	3.2	23.04	-
Surcharge A(L)	1.6	27.32	-	0.35	9.56	-
Effort de freinage B _c	1.6	-	12	3.98		47.76
Total		115.53	62.2		71.52	164.15

Tableau 8.4 : Récapitulatif des efforts à l’ELU

a- Ferrailage du mur de front à l’ELU:

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$h = 1.2 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d' = 0.05\text{m}.$

$d = h - d' = 1.15 \text{ m}.$

$N_u = 115.53\text{t}.$

$M_u = 164.15 - 71.52 = 92.63.$

$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.80$

$e > \frac{h}{6} = 0.2 \text{ m} \implies$ la section est partiellement comprimée.

$$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) .$$

$$M_a = 92.63 + 115.53 (1.15 - 0.6).$$

$$M_a = 156.17 \text{ t.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2}$$

$\mu_u = 0.077 < \mu_r = 0.392 \implies$ la section à simple armature.

$$A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$\alpha = 0.1$$

$$Z = 1.1 \text{ m.}$$

$$A_1 = 1/434.78 \cdot (1.561/1.1 + 1.155) = 59.20 \text{ cm}^2.$$

On choisit comme ferrailage : **8 T 32 = 64.34 cm².**

b. Vérification à l'ELS:

	Coeff	N (t)	H (t)	d(m)/ o	Moment N(t.m)	Moment H(t.m)
Mur garde grève	1	1.31		1.075	1.40	-
Corbeau	1	0.45		1.377	0.61	-
Mur de front	1	24.66		0.6	14.79	-
Réaction du tablier	1	33.08		0.35	11.57	
Surcharge du remblai H	1		4.41	3.28		14.46
Surcharge du remblai v	1	4.8		3.2	15.36	-
Poussée des terres	1		32.29	2.17		70.06
Surcharge A(L)	1.2	20.49		0.35	7.17	
Effort de freinage B _c	1.2		9	3.98		35.82
Total		84.79	45.7		66.47	120.34

Tableau 8.5 : Récapitulatif des efforts à l'ELS

$$N_s = 84.79 \text{ t}$$

$$M_s = 53.87 \text{ t.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 92.48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

8.8 Etude de la semelle :

8.8.1 Pré dimensionnement :

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L = 3.\phi_p \implies L = 3.(1,20) \implies L = 3,60$$

$$A \geq L + \phi_p + 30\text{cm}$$

$$A \geq 3,30 + 1,20 + 0,3 \implies A \geq 5.1\text{m}$$

On prend : $A=7\text{m}$.

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \phi_p] + 30\text{cm} \implies B \geq \max[7 ; 1,2] + 30\text{cm} \implies B \geq 7.30 \text{ m.}$$

On prend : $B = 20 \text{ m}$.

La hauteur de la semelle : $H=1.5\text{m}$.

8.8.2 Sollicitations au niveau de la semelle :

Combinaison fondamentale : ELU : $1.35G+1.6A(L)+1.6Q_F+0.8Q_{VL}$

Désignation	coefficient	$V_i(t)$	$H_i(t)$	d/o(m)	$M_{r/o}(t.m)$	$M_{s/o}(t.m)$
Culée	1.35	1163.16	-	3.76	-	4374.34
Poussée des terres	1.35	-	828.25	3.96	3279.87	-
S.R.H	1.5	-	118.2	4.96	-	586.27
S.R.v	1.5	119.7	-	5.66	-	677.50
Freinage	1.6	-	2.4	5.42	13.08	-
Surcharge A(L)	1.6	546.63	-	1.6	-	1230.03
Réaction du tablier	1.35	853.61	-	1.6	-	874.60
Poids des terres	1.35	1677.34	-	4.7	-	7883.49
Total	-	4360.44	948.85	-	3292.95	15626.23

Tableau 8.6 : Récapitulatif des efforts à l'ELU au niveau de la semelle

ELS: $G+Q+1.2A(L) +0.6Q_{VL}+1.2Q_F$

Désignation	Coefficient	$V_i(t)$	$H_i(t)$	d/o(m)	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$
Culée	1	861.6	–	3.76	3239.61	–
Poussée des terres	1	–	613.5	3.96	–	2429.46
S.R.H	1	–	78.8	4.96	–	390.84
S.R.V	1	79.8	–	5.66	451.66	–
Réaction du tablier	1	632.30	–	1.6	1011.68	–
Freinage	1.2	–	1.8	5.42	–	9.75
Surcharge A(L)	1.2	409.63	–	1.6	655.40	–
Poids des terres	1	1242.47	–	4.7	5839.60	–
Total		3225.8	694.1	–	11197.95	2830.05

Tableau 8.7 : Sollicitations au niveau de la semelle à l' ELS

Combinaison accidentel : $G+Q+0.6 A(L) +0.5Q_{VL}+0.6Q_F$

Désignation	Coefficient	$V_i(t)$	$H_i(t)$	d/o	M_s/o	M_r/o
Culée	1	861.6	–	3.76	3239.6	–
Poussée des terres	1	–	613.5	3.96	–	2429.46
S.R.H	1	–	78.8	4.96	–	390.84
S.R.V	1	79.8	–	5.66	451.66	–
Réaction du tablier	1	632.30	–	1.6	1011.68	–
Freinage	0.6	–	0.9	5.42	–	4.878
Surcharge A (L)	0.6	204.97	–	1.6	327.95	–
Poids des terres	1	1242.47	–	4.7	5839.60	–
Total		3021.14	693.2	–	10870.49	2825.17

Tableau 8.8 : Les efforts sollicitant la culée a la combinaison accidentelle

D'abord il faut trouver le moment et l'effort normal maximums.

Les combinaisons	N (t)	M = Ms – Mr (t.m)
E.L.U	4360.44	12333.28
E.L.S	3225.8	8369.9
accidentelle	3021.14	8045.32

Tableau 8.9 : Les sollicitations au niveau de la semelle

Donc on trouve :

$M_{max} = 12333.28 \text{ t.m}$; $N_{max} = 4360.44 \text{ t}$ (Combinaison E.L.U)

$$\sigma = \frac{Nu}{B} \mp \frac{Mu.v}{I}$$

Avec :

B : section des pieux.

V = 1,75m.

Soit S : la section d'un pieu.

On a deux fils de 8 pieux \Longrightarrow donc : B = 8.S

La réaction sur chaque pieu est : $R = \sigma \cdot S$

I: l'inertie des pieux = $2 \times 8 \times S \times (1.75)^2 = 49.S$

$$R = s \cdot \left(\frac{Nu}{8s} \mp \frac{Mu.v}{49s} \right) = \frac{Nu}{8} \mp \frac{Mu.v}{49}$$

D'ou :

$R_1 = 9.85 \text{ MN}$; $R_2 = 1.045 \text{ MN}$

$$F_s = \frac{R_{max}}{\tan \theta} = \frac{9.85}{1.09} = 9.03 \text{ MN}$$

$$D'onc : A_{su} = \frac{1,1 \times F_s}{\sigma_{su}} = \frac{1,1 \times 9.03}{434,78} = 228.62 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales sont placées dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour largeur telle que :

$$L = h_s + \phi_p = 1.50 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$$

On adoptera comme ferrailage : **26 HA 32 (209.10 cm²)**.

Entre les différentes bandes, on placera les armatures de répartition telle que :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{238.8}{3} = 79.6 \text{ cm}^2$$

On adopte: **16 HA 25 (78.54cm²)**.

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{bxd} \geq \frac{0.23 \times ft28}{500}$$

$$\frac{20910 \times 10^{-4}}{1.45 \times 7} \geq \frac{0.23 \times (2.22)}{500}$$

$$2.35 \times 10^{-3} \geq 1.02 \times 10^{-3} \implies \text{Condition vérifié.}$$

Dans l'espace entre les bandes axées des pieux, on met des barres de **HA20** avec espace de 30cm.

- **Armatures longitudinales inférieures dans les semelles :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs et les pieux de fondation.

$$A_L = \frac{A}{3} = \frac{238.8}{3} = 79.6 \text{ cm}^2$$

On prendra comme ferrailage : **17 HA 25 (83.45cm²)**.

- **Armature de construction :**

a. Armatures transversales supérieures :

$$A_t = \frac{A_s}{10} = \frac{238.8}{10} = 23.88 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 HA 20 (25,136 cm²)**

b. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_L = \frac{A_s}{3} = 79.6 \text{ cm}^2$$

Soit : **17 HA25 (83.45 cm²)**

A la base des cadres verticaux on placera des armatures transversales sous forme de chaise (**HA 14**), une chaise par m².

8.8.3 Etude d'un pieu sous charge vertical par la méthode préssiométrique :

8.8.3.1 Calcul de la force portante ultime :

$$Q_{adm} = 0.5 \times Q_{pu} + 0.7 \times Q_{su}$$

a. La force limite de pointe « Q_{pu} »:

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot S_p$$

Avec :

q_{pu} : contrainte limite de pointe

S_p : section de pieu

$$Q_{pu} = K_p \cdot pl_e^*$$

pl_e^* : pression limite nette équivalente

K_p : facteur de portance

$$pl_e^* = \sqrt[n]{p_1 \cdot p_2 \cdot p_3 \dots p_n} = \sqrt[3]{23 \times 6.80 \times 19.30} = 14.45 \text{ bars}$$

Profondeur (m)	Pression limite (bars)
4	23
8	6.80
10	19.30

Tableau 8.10 : pression limite /profondeur

$$K_p = 1.2 \text{ (selon le fascicule 62. p : 92)}$$

$$q_{pu} = 1.2 \times 14.45 = 17.34 \text{ bars}$$

$$Q_{pu} = 173.4 \times (3.14 \times (0.6)^2) = 196.01 \text{ t}$$

b. Frottement latéral de pointe :

$$Q_{su} = \int_0^z q_{su} dz \cdot p_p$$

q_{su} : contrainte due au frottement latéral de pointe

P_p : périmètre de pieu

$$q_{su} = f(pl) \text{ (article 3 – fascicule 62. p : 93)}$$

$$q_{su} = 0.4 \text{ bars}$$

$$Q_{su} = (8 \times 4) \times (2 \times 3.14 \times 0.6) = 120.57 \text{ t}$$

Donc la force portante admissible égale :

$$Q_{adm} = 0.5 (196.01) + 0.7 (120.57)$$

$$Q_{adm} = 177.904 \text{ t}$$

Alors un pieu peut reprendre une charge de : 177.904 t

La charge verticale vient de culée : $V_{culée} = 861.604 \text{ t}$

On a 8 pieux dans la culée, si on faire une répartition de chargé sur les pieux :

$V_{culée} + \text{poids propre des pieux} / 8 = 129.93 \text{ t}$

Chaque pieu subit une charge de $129.93 \text{ t} < 177.904 \text{ t}$

Pour cette raison on va ferrailer avec le minimum R.P.O.A

8.8.3.2 Ferrailage de pieu :

a. Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,6 \% . S = 0.006 \times (3.14 \times (0.6)^2) = 67.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **14 HA25 (68.72 cm²)**

b. Armature transversale :

On adopte $\phi_t = 14 \text{ mm}$

Espacement des cerces $12 \phi_l = 24 \text{ cm}$

Puisqu'on a des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur : $2d = 2.2 \text{ m}$ à partir de la tête du pieu avec un espacement de 10 cm .

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de bien visualiser le travail de conception et le calcul des différents éléments de l'ouvrage d'art et habituer le travail et l'application des règlements (BPEL et BAEL) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SAP2000, Auto CAD, Excel) d'autre part.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante la plus satisfaisante qui est pont à poutres en béton précontrainte.

L'ensemble des éléments principaux a été dimensionné notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation.

La modélisation nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée.

A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte. Les câbles sont mis en tension suivant les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Finalement le travail a été achevé avec l'étude de l'infrastructure à savoir la culée.

En fin, l'élaboration de ce travail a été bénéfique pour nous et elle nous a ouvert les portes du monde professionnel.

RESUME

Grâce aux grands projets exécutés et les autres en cours d'exécution au domaine de travaux publics .le nombres des ponts a été augmenté d'une façon énorme. Chose qui nous a encouragés a proposé l'étude d'un pont en béton précontrainte comme thème de notre projet de fin d'étude.

Ce pont qui permettre le franchissement d'un oued au niveau de la double voie reliant la route d'ORAN à KHESSIBIA (MASCARA) au PK 0+600 avec une longueur de 33.4 composé de 2*2 voies et composé d'une seule travée.

Ce travail est composé de trois axes principaux : La conception, le dimensionnement et le calcul de la différente sollicitation appliquée aux éléments du pont.

Les résultats sont traduits par un ferrailage des différents éléments composant de la structure.

ABSTRACT

Our project in this memory consists in study of bridge in prestressed concrete beam, in the main road link between ORAN and KHESSIBIA PK O+600.

This work is to study a technical design and calculation of reinforcement of the various elements of the bridge, the superstructure (the slab, device support, the spacer, the predellas and floor joints) and infrastructure (the abutments, footings).

The work studies consists of one spans for 33.4 m; of twelve (12) beams with 1.5m and a hallow floor concrete unit of 25cm.

ملخص

بفضل انجاز مشاريع وأخرى في طور الإنجاز في قطاع الأشغال العمومية، ارتفع عدد الجسور في الجزائر بشكل مذهل الأمر الذي شجعنا على دراسة جسر و عوارض من الاسمنت المسبق الاجهاد في مذكرة تخرجنا .

هذا الجسر الذي يقع في الطريق المزدوج الرابط بين وهران و الخصبية (معسكر) بطول 33.4 م و يتكون من امتداد واحد.

هاته المذكرة مكونة من ثلاث محاور و أساسية: الهيكلية، قياس الأبعاد وحساب مختلف الالتزمات المطبقة على الجسر.

في النهاية ، النتائج المحصل عليها يتم ترجمتها الى القضبان الحديدية المكونة للبنية لمختلف العناصر المكونة للجسر

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

R .NACOULMA (2010)

« Etude d'un Echangeur : pont a poutre en béton précontrainte »

Projet de fin d'études, institut de génie civil, université de Tlemcen.

K. RETRI et F. GHEZOUANI (2010)

« Etude d'un pont à poutre en béton précontrainte sur autoroute est ouest w8 »

Projet de fin d'études, institut de génie civil, université de Tlemcen.

N.HASSI (2010)

« Etude d'un pont à poutre en béton précontrainte sur autoroute est ouest PK 89 »

Projet de fin d'études, institut de génie civil, université de Tlemcen.

A.DJEMAOUN (2011), Cours ponts

Mme MEDDANE (2010), Cours de béton précontrainte 4^{eme} Année Génie Civil

A.YAZID (2005), Cours et exercices de béton précontraint

SETRA, RPOA, BAEL, BPEL, Fascicule 62.

CHAPITRE 1

Généralités

CHAPITRE 2

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE 3

PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

CHAPITRE 4

MODELISATION DU TABLIER

CHAPITRE 5

Etude et calcul de Précontrainte

CHAPITRE 6

ETUDE DE L'HOURLDIS

CHAPITRE 7

LES APPAREILS D'APPUI

CHAPITRE 8

INFRASTRUCTURES

CONCLUSION

ANNEKE

CARECTERES SPECIAUX

Chapitre 02

γ	la masse volumique du béton armé
f_{c28}	Resistance à la compression
f_{tj}	Resistance caractéristique à la traction
ν	Coefficient De Poisson
E	Module de déformation longitudinale du béton
γ_s	coefficient de pondération
f_{prg}	contrainte garantie a la ruine.
f_{peg}	contrainte garantie élastique

Chapitre 03

L_t	largeur de tablier
N	nombre des de poutres
L	longueur de la poutre $L=33.4$ m
H_t	Hauteur de la poutre $H_t=1.5$ m
K_t	coefficient sans dimension
b	la largeur de la section
h	la hauteur de la section
B	la surface de la section
Z	la distance du centre de gravité de la $i^{\text{ème}}$ section a la base de la poutre ;
S	le moment statique
V_{sup}	distance du centre de gravité de la section totale à la fibre supérieure
V_{inf}	distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inférieure
I	le moment d'inertie de la $i^{\text{ème}}$ section par rapport à son centre de gravité
I_0	le moment d'inertie total par rapport au centre de gravité de la section totale
ρ	Rendement de la section
g_1	Le poids propre des poutres
g_2	Le poids de la dalle
g_3	Le poids du revêtement
g_4	Le poids des Corniches et trottoirs
g_5	Poids de Garde-corps
g_6	Poids de la glissière de sécurité
G	La charge permanente totale
ed	Epaisseur de la dalle
L_d	Largeur de la dalle
ρ_d	Masse volumique du béton
e_r	Epaisseur du revêtement
L_r	Largeur du revêtement
ρ_r	Masse volumique du revêtement
$A(l)$	surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable, définie comme charge statique
B_c	surcharge des camions types, définie comme une charge mobile
M_c	surcharge militaire, définie comme une charge mobile
$D280$	surcharge exceptionnelle, définie comme charge mobile

Chapitre 05

M_{max}	moment du a la charge permanente plus la surcharge.
M_{min}	moment du a la charge permanente.
M_Q	moment du a la surcharge.
h	hauteur de la poutre.
ρ	Rendement géométrique.
S	section de la poutre.
σ_{ti}	Contrainte admissible en traction sur a fibre inférieure.
σ_{ts}	Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.
d'	la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieur
P	précontrainte développée pour un câble
σ_{p0}	contrainte à l' origine
$\sigma_p(x)$	la tension en un point
F	coefficient de frottement de la section des câbles par rapport a la gaine.
ρ	Coefficient d'imperfection de la section des câbles.
A	angle de déviation du câble.
X	le point de calcul de la tension
G	le glissement du câble à l'intérieur de la gaine ou le recule d'ancrage
$\sigma_b(x)$	contrainte normal du béton.
E_{ij}	module d'élasticité instantanée du béton.
σ_b	contrainte moyen du béton au niveau du câble a la mise en tension
t_0	Jour de la mise en tension
r_m	Rayon moyen exprimé
U	périmètre de la section
ρ_{1000}	Coefficient de Relaxation à 1000 h
N_{Bt}	Intensité de la résultante des efforts de traction
B_t	Air de la partie de béton tendue
f_e	Limite élastique des armatures utilisées
σ_{bt}	Contrainte maximale de traction dans la section tendue
f_{tj}	Contrainte maximale de traction du béton a j jours
V_{red}	L'effort tranchant réduit
Z	bras de levier
S	moment statique par rapport au centre de gravité
τ_u	Contrainte de cisaillement τ_u

Chapitre 06

Q_u	la charge totale a l'état limite ultime.
U_c	périmètre de contour au niveau au feuillet moyen.
h	épaisseur totale de la dalle.
f_{cj}	résistance caractéristique du béton a 28 jours.
h_r	la hauteur de revêtement

Chapitre 07

n	Nombre de feuillets élémentaire
t	Epaisseur de feuillets élémentaires d'élastomère
e	Epaisseur d'une frette intermédiaire
N	réaction verticale maximale sur l'appui
σ_{moy}	Contrainte moyenne de compression
σ_e	Limite élastique des frettes
β	Coefficient de forme
Ki	la rigidité de l'appui
g	pression de vent
TI	Epaisseur de l'élastomère
Ai	Surface de l'élastomère
G	Module de cisaillement
I	Module d'inertie de l'appui
ES	Module d'élastomère
σ_m	contrainte de compression sous N max
τ	contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage
N	l'effort de compression vertical
W	Caractérise le type de joint de chaussée choisi
G	module de déformation transversale
A	Aire de l'appareil d'appui
T	Hauteur nette de l'élastomère

Chapitre 08

P_h	Poussées des terres
k_a	Coefficient actif
γ	Poids volumique du remblai
δ_H	Surcharge de remblai
φ	Angle de frottement interne du remblai sans cohésion
β	Angle de la surface du remblai sur l'horizontal
q_{pu}	: contrainte limite de pointe
S_p	section de pieu
pl_e^*	pression limite nette équivalente
K_p	facteur de portance
q_{su}	contrainte due au frottement latéral de pointe
P_p	périmètre de pieu