

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**Étude et conception d'un ouvrage
d'art sur le CW122 à Reghaia**

Proposé par :

*HEBICHE Lazhar
SAETI*

Présenté par :

*KESSAB Hamza
MILOUDI Badr Eddine*

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciements

Notre étude a enfin abouti. Il faut avouer que cela ne fut point une sinécure :

Que d'ouvrages et documents techniques lus et exploités, de nuits blanches devant le PC à saisir les données et les soumettre à vérifications, de visites de site, etc...

Mais aussi, que d'humbles gens maintes fois dérangés pour solliciter leurs contributions.

Ceci dit, ce travail n'aurait certainement pas vu le jour dans ses dimensions techniques et esthétiques sans le concours hautement appréciable et parfois déterminant de Mrs :

NOUIOUA, chef Dpt OA / SAETI.

HEBICHE Lazhar, ing. Chef projet / SAETI encadreur.

FOUNAS Abderrahmane, chef dpt technique / KEGT Spa.

Nous ne saurons, à leur égard suffisamment exprimés toutes nos reconnaissances pour leurs soutien et conseils avisés.

Qu'ils en soient, ici, chaleureusement remerciés.

Nous remercions également à nos amies ainsi que nos familles qui ont apporté leur aide psychologique - ô combien précieuse - à la réussite de l'étude.

Enfin, notre profonde gratitude revient à nos professeurs sans qui nous ne serions, à présent, que de parfait profanes du domaine Travaux Publics.

Mr MILOUDI Badr Eddine
Mr KESSAB Hamza

Sommaire

Chapitre 01 : Généralités

1. Introduction générale	01
2. Présentation de l'ouvrage	02

Chapitre 02 : Conception générale

1. Choix de variantes.....	05
2. Analyse multicritères	12

Chapitre 03 : caractéristiques de matériaux

1. Béton	14
2. Armatures de béton.....	16
3. Acier des poutres métalliques	16

Chapitre 04 : Évaluation des charges et surcharges

1. Évaluation des actions hors trafic	17
2. Évaluation des actions dues au trafic	19
3. Évaluation des actions accidentelles	24
4. Combinaisons des charges	24
5. Résultats	25

Chapitre 05 : Étude de la section mixte

1. Détermination des caractéristiques géométriques des sections	28
2. Évaluation des contraintes internes	31
3. Cumul de contraintes	34

Chapitre 06 : Étude de la stabilité des poutres

1. Voilement	37
2. Déversement	38

Chapitre 07 : Étude des entretoises

1. Entretoise à mi- travée : (IPE400)	41
2. Entretoise sur-appui : (HEB600)	43

Chapitre 08 : Assemblage par soudage

1. Principe de soudure	45
------------------------------	----

2. Différents joint de soudure	45
3. Contrôle de soudure	46
Chapitre 09 : Flèche et contre flèche	
1. Calcule de la contre flèche	47
2. Vérification de la flèche due aux surcharges	48
Chapitre 10 : corrosion métallique	
1. Processus de corrosion	49
2. Procédé de protection	49
Chapitre 11 : Ferrailage de la dalle	
1. Longitudinalement	50
2. Transversalement	51
Chapitre 12 : Connexion	
1. Principe de calcule	52
2. Application numérique	54
Chapitre 13 : Étude d'équipements	
1. Appareil d'appui	56
2. Dé d'appui	63
3. Plot parasismique	65
4. Joint de chaussée.....	66
Chapitre 14 : Étude de la pile	
1. Choix de la morphologie	68
2. Ferrailage des éléments de la pile	70
Chapitre 15 : Étude de la culée	
1. Choix de la morphologie	80
2. Détermination du coefficient de poussée	82
3. Ferrailage des éléments de la culée	83
Conclusion générale	97
Bibliographie	98
Annexes	99

GENERALITES

❖ Introduction générale :

Nous, étudiants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger avons eu, le long des cinq ans d'étude, la chance et le plaisir de découvrir le fabuleux potentiel scientifique et technique que recèle le domaine appelé sous le terme générique de : Travaux Publics.

Ce plaisir se ressent à l'occasion d'une conception d'ouvrage qui, une fois réalisé apporte confort et sécurité aux usagers de la route.

Le plaisir devient sublime quand l'ouvrage prend l'allure d'un joyau architectural et constitue par la synergie des techniques mises en œuvre, une prouesse technologique à l'instar du viaduc de Millau, pont de Golden Gate, pont du détroit d'Akashi, etc...

C'est dans cet esprit qu'au terme des connaissances acquises au sein de l'ENSTP, nous avons volontairement opté pour la conception d'un pont devant servir de mémoire de fin d'études.

C'est ainsi que nous adressâmes, moi et mon binôme à la Société Algérienne des Études Techniques d'Infrastructures (SAETI) qui d'abord, a bien voulu nous recevoir et accéder notre vœux, en suite, de nous confier un projet d'étude situé au nord de Reghaia à quelques 20Km à l'est d'Alger.

Le projet de pont en question se trouve au carrefour constitué par l'intersection de la RN24 et du CW122 à l'amont du célèbre Lac de Reghaia classé mondialement Zone Humide.

Aussi, la SAETI nous remit pour les besoins de l'étude :

- Plan de site
- Étude géotechnique
- Données spécifiques à l'ouvrage

Après la visite du site accompagné des techniciens de la SAETI et le recensement de l'ensemble des contraintes à prendre en charge lors de la conception nous avons entamé notre étude.

❖ Présentation de l'ouvrage :

Le présent ouvrage s'intègre dans un vaste plan d'amélioration du réseau routier dans la région est d'Alger qui connaît souvent des embouteillages, en particulier pendant la saison estivale.



- Plan de site pris par GOOGLE EARTH -

A. **Données fonctionnelles :**

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement :

L'ouvrage à étudier consiste en un raccordement du CW122 à la RN24 sur une longueur de 119m du PK 0+85.50 au PK 0+204.50. Ses caractéristiques sont les suivantes :

a) Tracé en plan :

L'ouvrage en plan est **droit** de longueur totale de 119 m

b) Profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la voie routière unidirectionnelle présente une pente de 2,11%, en partant du niveau 12,39 m au niveau 9,88 m. Le pont franchit un oued non navigable. Son gabarit n'est, par conséquent, pas conditionné par des contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

c) Profil en travers :

L'ouvrage est constitué en réalité de deux éléments jumelés qui présentent tous les deux les mêmes caractéristiques transversales : Deux voies de 4m conçus avec dévers de 2.5% chacune et deux trottoirs ; le premier de 1.5m de largeur situé à l'extérieur et le second à l'intérieur de 1m de large. Et qui présentent un dévers unique de 2.5 %.

B. Données naturelles et géotechniques :

Le site d'implantation de l'ouvrage est délimité par des terrains agricoles.

Les coordonnées approximatives du centre du site prises par GPS Garmin sont :

$$X= 540\ 888.555\ \text{m} ; Y= 407\ 773.167\ \text{m}$$

Le laboratoire chargé de la reconnaissance géotechnique de ce site a réalisé trois sondages carottés, dont deux de 30ml de profondeur, situés aux deux rives d'oued nommés SC2, SC3 et un troisième à proximité du lit d'oued de 20ml de profondeur appelé SC1, avec des essais au laboratoire.

Après la réalisation des essais et interprétation des résultats, le laboratoire a conclu ce qui suit :

La reconnaissance par sondage carotté a permis de mettre en évidence un substratum marneux, grisâtre, parfois très sableux et riche en débris de coquilles, surmonté au niveau des sondages SC2 et SC3, par des sables moyens, parfois graveleux, peu caillouteux et avec quelques passages consolidés et grésifiés, reposant sur des marne et marne très sableuse, par endroits très riche en débris de coquille. Par contre le sondage SC1 a révélé des dépôts hétérogènes, essentiellement sableux mélangés, par endroits de vase, et qui se terminent par une couche de remblais d'environ 1.50m d'épaisseur.

Toutes les formations rencontrées ont fait l'objet d'analyse et d'essais de laboratoire. Les échantillons analysés montrent un sol fin, faiblement dense à dense, peu plastique à plastique, sous-consolidé à sur-consolidé, moyennement compressible à très compressible, gonflant, non agressif et avec la présence de la matière organique par endroits. Pour cela, nous attirons l'attention du bureau d'étude sur le caractère compressible et gonflant des formations rencontrées ainsi que la présence de la matière organique en faible proportion par endroits.

Une présence d'eau a été détectée à 2,15m de profondeur au niveau du sondage SC1 et à 10,6m de profondeur au niveau du sondage SC2 par rapport au niveau de terrain naturel.

Compte tenu des résultats obtenus et l'importance du projet projeté, le mode de fondation préconisé sera de type **fondations profondes** ancrées dans la couche de marne, dont la profondeur dépendra essentiellement de la descente de charge à mobiliser (voir annexe pour les résultats de trois sondages).

a) Actions dues au séisme :

Selon RPOA notre ouvrage est du groupe 2 (pont important), implanté dans la région d'Alger qui est située dans une zone à sismicité très élevée 'ZONE III'. Donc les actions sismiques sont à prendre en considération dans les calculs dynamiques de l'ouvrage.

b) Actions dues au vent :

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

c) Actions dues à la variation de Température :

Les effets de la variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures. Ils sont intégrés dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis et les piles.

d) Actions atmosphériques :

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion d'acier devient sensible au-delà d'un seuil de taux d'humidité de l'ordre de 50 à 70 %. La présence de poussières et autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La pollution atmosphérique, par des gaz sulfureux acides, contribue à l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation

e) Actions dues à la neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelques cas particuliers (ouvrage en phase de construction). Notre ouvrage n'en est concerné.

CONCEPTION GENERALE

Après avoir recensé l'ensemble des données relatives au projet, il convient de définir les solutions de franchissement de la brèche qui satisfassent l'ensemble de ces données et contraintes.

La définition de la solution résulte de critères techniques intégrant les possibilités d'implantation des appuis, l'adaptation des structures du tablier à la brèche, le mode de construction, l'aspect architecturale ou des dispositions facilitant la gestion et la maintenance de l'ouvrage.

L'estimation du coût et délai des ouvrages est nécessaire pour permettre, en plus d'autres critères, d'arrêter un choix de solution qui respecte au mieux les différentes contraintes du projet.

1. Choix de variantes :

Pour ce faire, nous avons proposé trois variantes qui diffèrent de section transversale et de système statique longitudinal. Ces variantes sont :

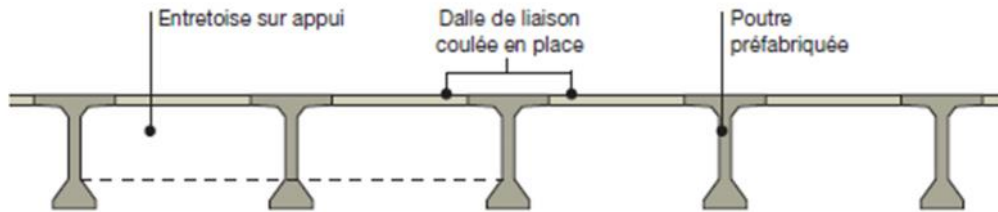
- Pont à poutres en béton précontraint par post tension.
- Pont dalle nervurée
- Pont bipoutre mixte

➤ **variante I** : Pont à poutres précontraintes par post-tension

Les tabliers des ponts à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension de hauteur constante, solidarités entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé ou précontrainte transversalement. Les poutres ont un espacement de l'ordre de 3 à 4 mètres. Le hourdis peut être coulé entre les tables de compression des poutres (hourdis intermédiaire), ou par-dessus les tables (hourdis général). Les poutres sont généralement mises en œuvre à l'aide d'une "poutre de lancement".

Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

Si on projette ces caractéristiques sur notre projet on obtient **quatre travées indépendantes** dont la longueur est de 29.75m chacune.



- coupe transversale d'un tablier à poutres précontrainte -

A. Pré-dimensionnement:

Le pré-dimensionnement est fait selon les documents SETRA

a) Élancement de la poutre :

$$L/22 \leq h_t \leq L/18 \quad \text{Soit : } h_t = 1,5\text{m}$$

b) Largeur de la table de compression :

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{Soit : } b = 1,03\text{m}$$

c) Épaisseur de la table de compression :

$$10 \leq e \leq 15\text{cm} \quad \text{Soit : } e = 11\text{cm}$$

d) Largeur du talon :

$$40 \leq L_t \leq 55\text{cm} \quad \text{Soit : } L_t = 47\text{cm}$$

e) Épaisseur du talon :

$$\text{Soit : } e_t = 15\text{cm}$$

f) Épaisseur de l'âme :

En travée : $18 \leq b_0 \leq 25\text{cm} \quad \text{Soit : } b_0 = 21\text{cm}$

Sur-appui : $\text{Soit : } b_0 = 47\text{cm}$

g) Gousset du talon :

En travée : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \quad \alpha = 57^\circ \quad e_3 = 20\text{cm}$

Sur-appui : pas de gousset

h) Gousset de la table de compression :

En travée: $\alpha_1 = 12^\circ \quad e_1 = 6\text{cm} \quad \alpha_2 = 45^\circ \quad e_2 = 10\text{cm}$

Sur-appui : $\alpha_1 = 12^\circ \quad e_1 = 6\text{cm}$

i) Épaisseur de l'hourdis :

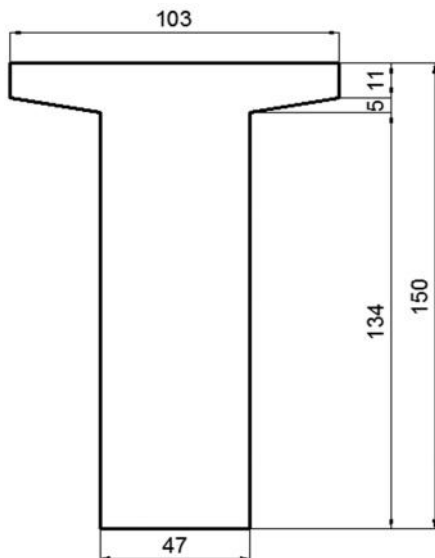
$$18 \leq h_0 \leq 25 \quad \text{Soit : } h_0 = 20\text{cm}$$

j) Entraxe des poutres :

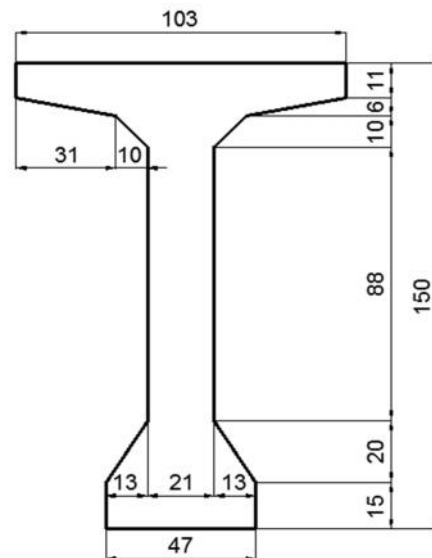
1,5 2,5m Soit : = 1,9m

k) Nombre de poutres :

$N = (La /) + 1$ Soit : N = 6 poutres



- Poutre sur-appui -



- Poutre en travée -

B. Avantages :

- La facilité de réalisation
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Le béton est toujours comprimé.
- Bon protection des armatures de béton

C. Inconvénients :

- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Les désagréments que provoque la présence de joints de chaussée sur chaque appui, et leurs coûts d'entretien relativement élevé.
- Sensibilité au tassement différentiel des appuis.
- Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements en biais ou courbes.

➤ **Variante II : Pont dalle nervurée**

Les Passages Supérieurs ou Inférieurs en Dalle Précontrainte (PSI-DP) sont constitués d'une dalle précontrainte longitudinalement et armée transversalement, de hauteur constante. La section transversale comprend généralement des encorbellements. Les ouvrages sont coulés sur cintre. Dans certains cas particuliers, ils peuvent être mis en place par poussage. Ils peuvent être constitués de 2, 3 ou 4 travées, selon les caractéristiques de la voie à franchir et le biais de franchissement.

Les **dalles nervurées**, de type PSIDN - Passage Inférieur ou Supérieur en Dalle Nervurée, constituent une extension des dalles précontraintes pour les grandes portées et peuvent être de hauteur variable. Une autre structure, moins employée, car nécessite un très bon sol de fondation. C'est n'est pas le cas de notre projet, car le bon sol est situé à une profondeur très importante.

Dans le cas de l'option pour cette variante, on aura **quatre travées continues** de de 29.75m de longueur chacune.



- Coupe transversale d'une dalle à une nervure -

A. Pré-dimensionnement :

Selon les documents SETRA les dimensions auront les valeurs suivantes :

a) Largeur de la nervure :

$$L_i \quad 0,5 L_t \qquad \text{Soit : } L_i = 5.37\text{m}$$

b) Élancement total :

$$h = f(L_{\text{travée}}) \qquad \text{Soit : } h = 1,00\text{m}$$

c) Largeur de l'encorbellement :

$$E + a = \frac{L_t - L_i}{2} \leq \frac{L_t}{5} \qquad \text{Soit : } E+a = 2.5\text{m}$$

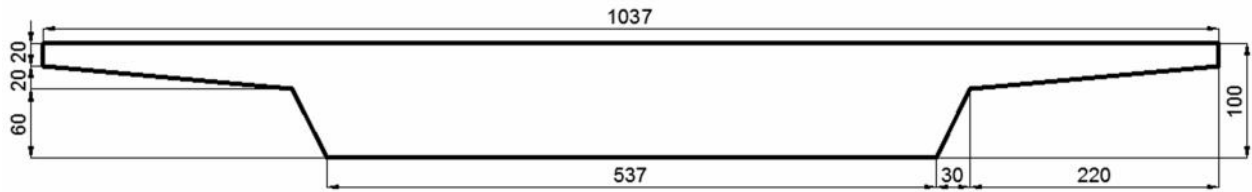
Avec : $E = 2.2\text{m} \qquad \text{Et : } a = 0,3\text{m}$

d) Épaisseurs des raccourcissements :

$$e_1 \quad 15\text{cm} \qquad \text{Soit : } e_1 = 20\text{cm}$$

$$e_2 = 2 \times a \qquad \text{Soit : } e_2 = 60\text{cm}$$

$$e_3 = h - (e_1 + e_2) \qquad \text{Soit : } e_3 = 20\text{cm}$$



- Dimensions de la dalle nervurée -

B. Avantages :

- Minceur du tablier
- La bonne intégration au zones courbes ou biais
- Structure robuste et relativement souple.
- Liberté dans la conception des formes.

C. Inconvénients :

- La nécessité du bon sol de fondation
- Le coffrage important et son cout élevé
- Le délai d'exécution relativement long
- Type et nombre de piles importantes.
- Sensibilité modérée aux tassements d'appui

➤ Variante III : pont bipoutre mixte

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle (de couverture) en béton, connectée à 2 poutres métalliques (poutres sous chaussée), de manière à former un ensemble monobloc. Il peut être à travées indépendantes ou continues.

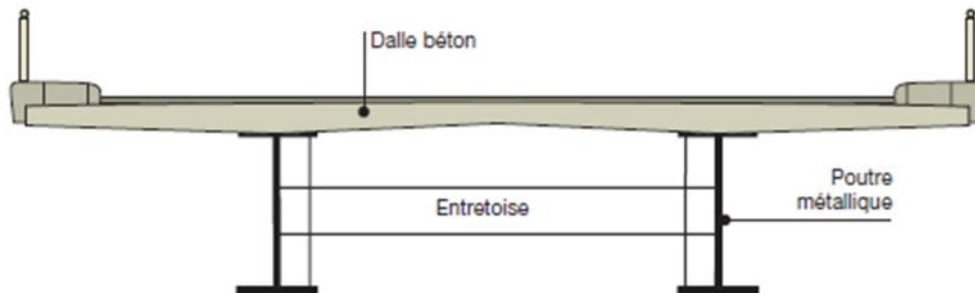
La dalle est en général en béton armé et parfois en béton précontraint (précontrainte transversale). Elle est coulée sur place à l'aide d'un outil de coffrage mobile (elle est parfois constituée de dalles préfabriquées).

La dalle participe à la résistance de l'ouvrage en flexion longitudinale et locale, grâce à sa connexion aux poutres métalliques par des goujons ou des cornières. Elle a une épaisseur de 20 à 30 cm (l'épaisseur peut être réduite dans le cas d'utilisation de dalles préfabriquées précontraintes en BHP).

Les poutres métalliques sont en général de hauteur constante (parfois de hauteur variable), à âme pleine (PRS en forme de I), le plus souvent continues sur appui. Elles sont reliées tous les 6 à 8 m par des entretoises ou des pièces de pont.

Les poutres sont préfabriquées en usine et transportées sur le site par tronçons de 22m de longueur au maximum. Elles sont raboutées par soudage sur le site, assemblées aux entretoises et mises en place à l'aide d'une grue (ou lancées ou ripées).

Ayant opté pour cette proposition, il en résulte **quatre travées continues** dont la longueur est de 35m chacune pour les deux travées centrales et de 24.5m pour chacune des travées de rive.



- Coupe transversale d'un tablier bipoutre mixte -

A. Pré-dimensionnement :

a) Épaisseur de la dalle :

La dalle est constituée par des dalles préfabriquées de 2m de longueur dont l'épaisseur est :

$$22\text{cm} \quad e \quad 30\text{cm} \quad \text{Soit : } e = 25\text{cm}$$

b) Élancement de la poutre :

$$h_w = L/28 \quad \text{Soit : } h_w = 1300\text{mm}$$

c) Écartement des poutres :

$$0,5 \times B \quad a \quad 0,55 \times B \quad \text{Soit : } a = 5.5\text{m}$$

d) Variation de la section d'acier :

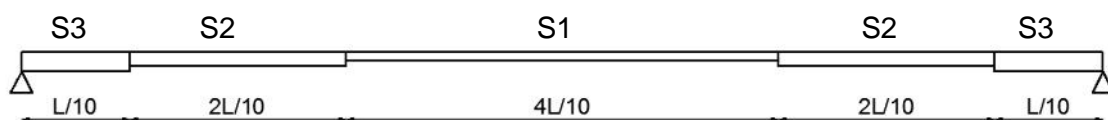
Nous avons choisi d'utiliser trois types de sections :

Section I : section de poutre en zone mi- travée

Section II : section de poutre en zone médiane

Section III : section de poutre en zone sur-appui

Comme leurs dimensions dépendent des charges appliquées, leur répartition est comme suit :



- Distribution des sections le long d'une travée -

Ayant appliqué cette répartition, il en résulte les longueurs de poutres suivantes :

Longueur poutre dans la zone sur-appui : 19m

Longueur poutre dans la zone médiane : 38m

Longueur poutre dans la zone à mi- travée : 62m

e) Épaisseur de l'âme :

$t_w = 12\text{mm}$

Soit : $t_w = 16\text{mm}$

f) Largeurs des semelles :

Section I : $b_s = 500\text{mm}$

$b_i = 600\text{mm}$

Section II : $b_s = 500\text{mm}$

$b_i = 600\text{mm}$

Section III : $b_s = 500\text{mm}$

$b_i = 650\text{mm}$

g) Épaisseurs des semelles :

Section I : $t_s = 25\text{mm}$

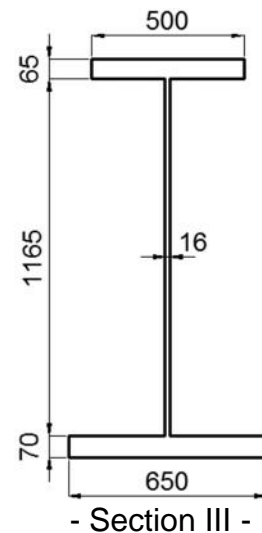
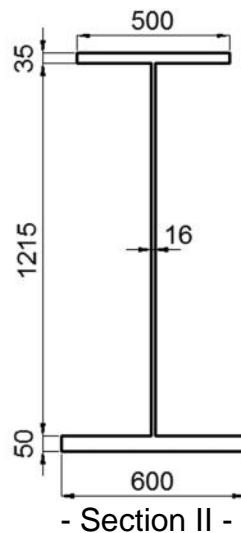
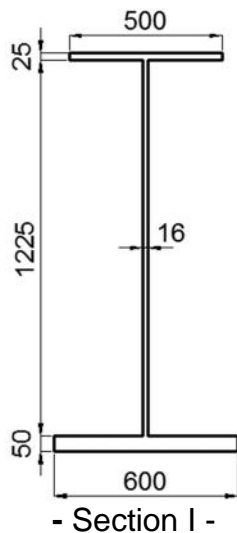
$t_i = 50\text{mm}$

Section II : $t_s = 35\text{mm}$

$t_i = 50\text{mm}$

Section III : $t_s = 65\text{mm}$

$t_i = 70\text{mm}$



h) Profilés des entretoises :

Vu la faible largeur de la dalle ($b < 14\text{m}$), nous avons choisi de mettre des entretoises encastrés à mi-hauteur de l'âme des poutres principales par l'intermédiaire des montants verticaux.

Pour assurer le bon entretoisement, nous avons opté pour les profilés suivants :

À mi- travée :

IPE400

Sur-appui :

HEB600

i) Écartement des entretoises :

À mi- travée :

$D = 6.50\text{m}$

Sur-appui :

$D = 5.00\text{m}$

B. Avantages :

- Légèreté par rapport aux tabliers d'autres types de ponts qui rend le transport aisé en raison de son poids réduit.
- Rapidité d'exécution globale (diminution des coûts).
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Echafaudage nécessaire réduit.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Qualité architectural lié à la netteté.
- Possibilités d'extension et de réparation.

C. Inconvénients :

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- La nécessité d'entretien périodique contre la corrosion.
- Le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influencent grandement sur la répartition des efforts intérieurs.

2. Analyse multicritères :

Critère	Pont poutre précontrainte	Pont dalle nervurée	Pont bipoutre mixte
Cout d'exécution	+	-	+
Durée d'exécution	-	-	+
Entretien	+	+	-
Esthétique	-	+	+

- Tableau comparative entre les trois variantes -

(+) : Favorable

(-) : Peu favorable

✓ **Commentaires :**

➤ Pont à poutre précontrainte :

Les avantages que procure cette solution notamment ceux liés au cout d'exécution et facilité d'entretien font de celle-ci celle à laquelle on y recourt le plus souvent en Algérie. Par contre la durée d'exécution relativement importante constitue un handicap militant en sa défaveur.

➤ Pont dalle nervuré :

Malgré ces avantages liés à l'esthétique et la facilité d'entretien, cette variante présente des inconvénients notamment ceux liés au délai et le coût de réalisation et la nécessité de bon sol de fondation, ce qui nous amène à l'éviter.

➤ Pont bipoutre mixte :

L'amélioration qu'a connue ce type de tablier l'a rendu très compétitif économiquement et simplifié quant à son entretien. La facilité et rapidité d'exécution du tablier mixte bipoutre constitue des motifs supplémentaires qui nous confortent dans son choix pour notre projet.

❖ Conclusion :

Compte tenu de ce qui a précédé, il nous semble que la solution la plus adéquate pour notre ouvrage serait : **pont à tablier bipoutre mixte**

CARACTERISTIQUES DE MATERIAUX

1. Le 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} .

A. Le dosage :

Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

B. La densité :

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

C. La résistance caractéristique à la compression :

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le B₂₀, B₂₇, et le B₃₀, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours est :

B ₂₀ :	$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$	pour le béton de propreté.
B ₂₇ :	$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$	pour l'infrastructure
B ₃₀ :	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$	pour la superstructure

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

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$$

D. Résistance caractéristique à la traction :

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

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

E. Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R:

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

Tels que :

$$= \begin{cases} 1 & \text{Si : } t \geq 24\text{h} \\ 0.9 & \text{Si : } 1\text{h} \leq t < 24\text{h} \\ 0.85 & \text{Si : } t < 1\text{h} \end{cases}$$

en situations normales.

$$b = \begin{cases} 1,5 & \\ 1,15 & \end{cases}$$

en situations accidentelles.

F. Contrainte limite de service :

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

G. Coefficient de poisson :

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

Le coefficient 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. Quant au cas d'un béton fissuré, devient nul.

Donc :

$$= 0,2 \quad \text{pour un béton non fissuré.}$$

$$= 0 \quad \text{pour un béton fissuré.}$$

H. Module de déformation longitudinale du béton E :

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

$$E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

Module de déformation différée (longue durée)

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

I. Module de cisaillement :

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

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

J. Enrobage des aciers :

C'est une protection des armatures, leurs valeurs varient selon leur domaine d'application, ils dépendent essentiellement des actions auxquelles est exposée la section de béton :

- C = 5cm : pour les ouvrages à la mer, ou exposées aux embruns ou aux brouillards salins ou à des atmosphères agressives.
- C = 3cm : parois non coffrées soumises à des actions agressives et les parois exposées aux intempéries, aux condensations ou au contact d'un liquide.
- C = 1cm : parois situées dans des locaux clos et couvert et non exposées aux condensations.

2. Armature du béton :

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE40 Type 2, avec une limite d'élasticité de 400MPa.

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

$\gamma_s = 1$	Situation accidentelle.
$\gamma_s = 1.15$	Situation durable ou transitoire

A. Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible :	$\sigma_s \leq f_{eL} / \gamma_s$.
En fissuration préjudiciable :	$\sigma_s = \min (2/3 f_{eL} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
En fissuration très préjudiciable :	$\sigma_s = \min (1/2 f_{eL} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence

B. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité de l'acier est de : $E = 210000 \text{MPa}$

3. Aciers des poutres métalliques :

En construction, on définit un acier par :

- Sa contrainte limite d'élasticité σ_e
- Sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classés en trois catégories :

Aciers normaux :	$\sigma_e \leq 300 \text{MPa}$
Aciers à haute limite élastique :	$300 \text{MPa} < \sigma_e \leq 400 \text{MPa}$.
Aciers à très haute limite élastique :	$\sigma_e > 400 \text{MPa}$.

L'acier utilisé pour les PRS est le S355, dont la limite élastique est $\sigma_e = 355 \text{MPa}$

On obtient donc :

Traction simple :	$\sigma_a = \frac{3}{4} \sigma_e = 266.25 \text{MPa}$
Compression simple :	$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 236.67 \text{MPa}$
Cisaillement :	$\tau_a = 0,6 \sigma_e = 213.00 \text{MPa}$

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

L'ouvrage est soumis à plusieurs types d'actions. Le règlement des charges à appliquer sur les ponts routiers les regroupe en trois grandes catégories :

- Actions hors trafic
- Actions dues au trafic
- Actions accidentelles

1. Evaluation des actions hors trafic :

A. Charges permanentes :

a) Poids propre des poutres :

D'après la règle de distribution des sections prise dans le pré-dimensionnement, les longueurs et les positions des sections sont comme suit :

N° de la poutre	x(début)	x(fin)	Longueur (m)	Section adopté
1	0	17	17	Section I
2	17	22	5	Section II
3	22	28	6	Section III
4	28	35	7	Section II
5	35	49	14	Section I
6	49	56	7	Section II
7	56	63	7	Section III
8	63	70	7	Section II
9	70	84	14	Section I
10	84	91	7	Section II
11	91	97	6	Section III
12	97	102	5	Section II
13	102	119	17	Section I

- Tableau définissant les positions des sections -

Sachant que le poids volumique de l'acier est de $7.8t/m^3$, le poids propre de chaque section est :

Section I : $P_{(S1)} = 9.70KN/ml$

Section II : $P_{(S2)} = 10.50KN/ml$

Section III : $P_{(S3)} = 15.18KN/ml$

b) Poids propre des entretoises :

$$\text{IPE 400 : } P_{\text{IPE400}} = 3.63\text{KN}$$

$$\text{HEB600 : } P_{\text{HEB600}} = 11.60\text{KN}$$

c) Le poids propre de la dalle :

La largeur de la dalle est de 10.37m, son épaisseur est de 0,25m :

$$P_{\text{dalle}} = 65.43\text{KN/ml}$$

B. Charges complémentaires permanentes :

Les charges complémentaires sont celles qui viennent d'augmenter le poids propre de la superstructure. Elles sont composées de :

a) Revêtement :

On a une couche de béton bitumineux de 8cm d'épaisseur :

$$= 22 \text{ KN/m}^3 \quad \Rightarrow \quad P_{\text{rev}} = 14.11\text{KN/ml}$$

b) Trottoir :

Deux trottoirs de 22cm d'épaisseur le premier 1m de largeur situé à l'intérieur et le deuxième de 1.37m situé à l'extérieur :

$$\text{Trottoir I : } P_{(\text{T1})} = 5.50\text{KN/ml}$$

$$\text{Trottoir II : } P_{(\text{T2})} = 7.50\text{KN/ml}$$

c) Garde-corps :

Nous avons un seul garde-corps sur le trottoir de 1.5m :

$$P_{\text{gc}} = 1\text{KN/ml}$$

d) glissière de sécurité :

Le poids propre d'une glissière est 0.06t/ml, on a deux glissières donc :

$$P_{\text{gl}} = 1.2\text{KN/ml}$$

e) Corniche d'esthétique :

Nous avons une seule corniche dans la coté du trottoir de 1.5m :

$$P_{\text{cor}} = 5\text{KN/ml}$$

C. Effet du Vent :

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

En général, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est :

$$P = 2,00 \text{ KN/m}^2 \quad \text{pour les ouvrages en service}$$

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

D. Effet de la variation linéaire du tablier :

Les actions dues aux variations linéaires engendrées par le retrait, fluage et relaxation des matériaux constitutifs des éléments structurels sont prises en compte comme actions permanentes.

$$f_{lu} = 2.10^{-4} \qquad r = 2,5.10^{-4}$$

E. Effet de la variation uniforme de la température (T):

Il y a lieu de considérer des déformations linéaires à long terme entre la température initial (10°C à Alger) et les températures extrêmes (-15°C et 35°C au nord d'Algérie).

Ainsi qu'une variation journalière prise égale $\pm 10^\circ\text{C}$ à court terme.

F. Gradient thermique ():

Le gradient thermique vertical doit être pris en compte sur toute la longueur de l'ouvrage. Il est exprimé par une différence de température entre l'acier des poutres métalliques et le béton de la dalle de couverture. Son valeur pour les tabliers mixtes est de $\pm 15^\circ\text{C}$ en phase de construction et de $\pm 8^\circ\text{C}$ en service.

2. Evaluation des actions dues au trafic :

D'après le RCPR, les surcharges à considérer pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charges A(L)
- Système de charges B
- Convoi militaire Mc120.
- Convoi exceptionnel D240.
- Surcharges de trottoirs
- Force de freinage de (Bc, A(L))

Avant d'aborder ce calcul on doit définir quelques paramètres utiles :

a) Largeur rouable (Lr) :

La largeur rouable est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur rouable **Lr = 8m**

b) Largeur chargeable (Lc) :

Se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet la largeur chargeable est : **Lc = 8m**

c) Nombre de voies :

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable ($N = Lc/3$)

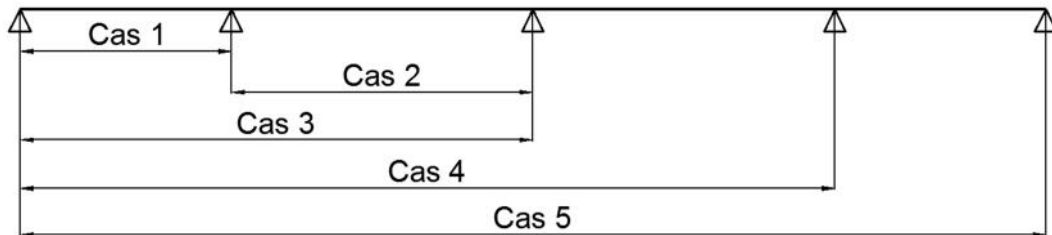
Donc on a : 2 voies de circulation de 4m de largeur.

d) Classe du pont :

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable, tous les ponts supportant des chaussées roulable $L_r \geq 7m$ sont rangés dans la catégorie de première classe d'après le RCPR.

Donc : le pont est classé en 1ère classe

e) Cas de chargement :



- Les cas de chargement -

f) Coefficient de majoration dynamique :

Le calcul des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique. Mais l'effet d'une charge statique est inférieur à celui d'une charge dynamique. Donc les surcharges du système B et M_C sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : longueur de l'élément exprimée en mètres

G : sa charge permanente

S : sa charge maximale multiplié par le coefficient de majoration (b_c, b_t)

A. Système A(L) :

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12)) \quad \text{en Kg/m}^2$$

L : la longueur de l'élément

a) Détermination de a_1, a_2 :

a_1 se détermine en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Nombre de voies chargées		1	2	3
Classe du pont	1ère	1	1	0.9
	2ème	1	0.9	-
	3ème	0.9	0.8	-

- Les valeurs de a_1 -

$$a_2 = V_0 / V \qquad V = L_c / N = 8.00 / 2 = 4m$$

$$\text{Pont 1ère classe} \qquad \Rightarrow \qquad V_0 = 3,5m$$

$$a_2 = 3.5 / 4 \qquad \Rightarrow \qquad a_2 = 0.86$$

b) Valeurs de la charge A(L) 1 voie :

cas de chargement	L (m)	A(L) KN/m ²	a ₁	a ₂	largeur chargé 1v	A(L) KN/ml
1 ^{er} cas	24,50	12.2	1,00	0,86	4,00	41.7
2 ^{ème} cas	35,00	10.0	1,00	0,86	4,00	39.8
3 ^{ème} cas	59,50	7.3	1,00	0,86	4,00	29.3
4 ^{ème} cas	94,50	5.7	1,00	0,86	4,00	22.7
5 ^{ème} cas	119,00	5.0	1,00	0,86	4,00	20.2

c) Valeurs de la charge A(L) 2 voies :

cas de chargement	L (m)	A(L) KN/m ²	a ₁	a ₂	largeur chargé 2v	A(L) KN/ml
1 ^{er} cas	24,50	12.2	1,00	0,86	8,00	83.4
2 ^{ème} cas	35,00	10.0	1,00	0,86	8,00	68.3
3 ^{ème} cas	59,50	7.3	1,00	0,86	8,00	50.3
4 ^{ème} cas	94,50	5.7	1,00	0,86	8,00	38.9
5 ^{ème} cas	119,00	5.0	1,00	0,86	8,00	34.6

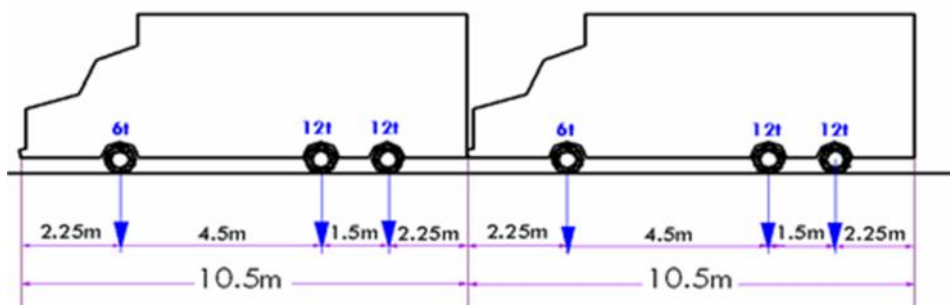
B. Système B:

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de ponts :

- Le système Bc : se compose de camions types.
- Le système Br : se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

a) Système Bc :

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



- Une file de Bc longitudinalement -

– Coefficient b_c :

Nombre de files considérés		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ère}	1.20	1.10	0.95
	2 ^{ème}	1.00	1.00	-
	3 ^{ème}	1.00	0.8	-

- Tableau de coefficients b_c -

D'après le tableau de b_c :

Une file chargée $\Rightarrow b_c = 1.20$

Deux files chargées $\Rightarrow b_c = 1.10$

– Coefficient de majoration dynamique :

Une file chargée

$b_c = 1.20 \Rightarrow S = 720\text{KN}$

$L = 24.5\text{m} \Rightarrow \gamma_1 = 1.075$

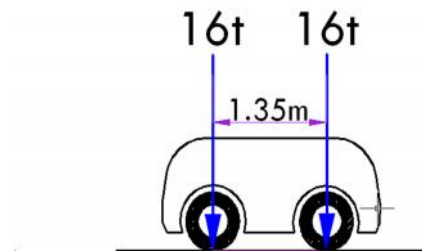
Deux files chargées

$b_c = 1.10 \Rightarrow S = 1320\text{KN}$

$L = 24.5\text{m} \Rightarrow \gamma_1 = 1.082$

b) Système Bt:

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



- Système Bt longitudinalement -

– Coefficient b_t :

Pont de 1^{ère} classe : $\Rightarrow b_t = 1.00$

– Coefficient de majoration dynamique :

Un tandem de Bt :

$S = 320\text{KN} ; L = 24.5\text{m} \Rightarrow \gamma_1 = 1,070$

Deux tandems de Bt :

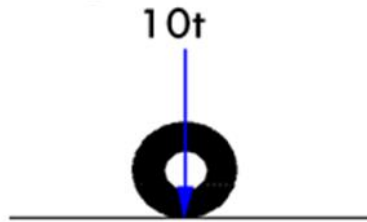
$S = 640\text{KN} ; L = 24.5\text{m} \Rightarrow \gamma_1 = 1,071$

c) Système Br:

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

Une roue isolée, porte une masse de 10t

Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangles de 0.60mx0.30m



- Système Br longitudinalement -

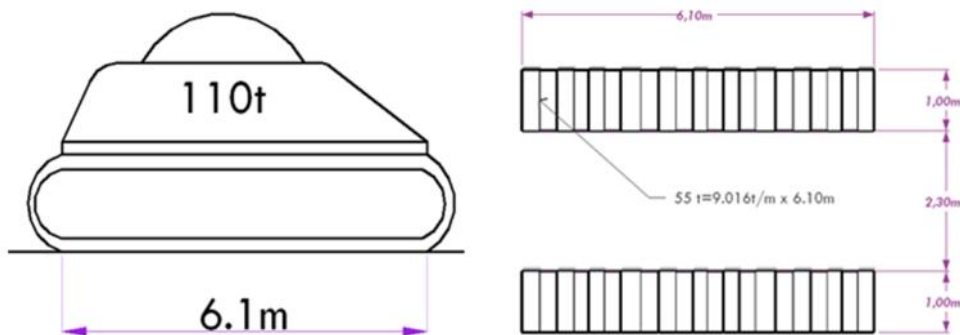
- coefficient de majoration dynamique:

$$S = 100\text{KN} ; L = 24.5\text{m} \quad \Rightarrow \quad \gamma_1 = 1.069$$

C. Convoi militaire Mc120:

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale :	1100KN
Longueur d'une chenille :	6.10m
Largeur d'une chenille :	1.00m
Distance d'axe en axe des deux chenilles :	3.30m



- convois Mc₁₂₀ longitudinalement et transversalement -

- Coefficient de majoration dynamique :

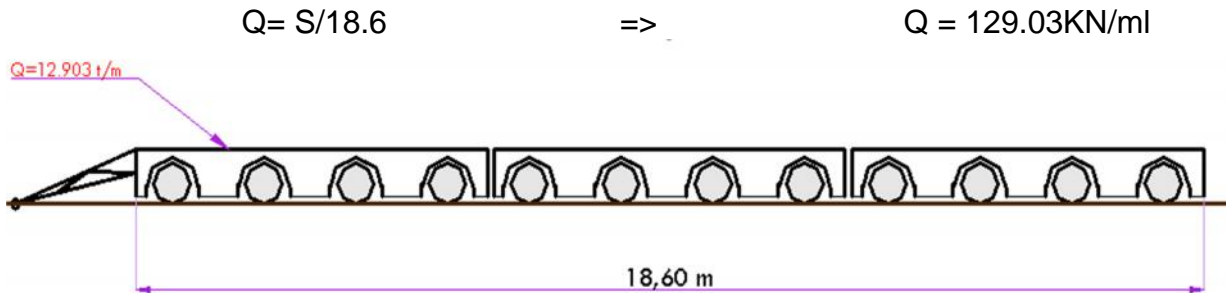
$$S = 1100\text{KN} ; L = 24.5\text{m} \quad \Rightarrow \quad \gamma_1 = 1.079$$

$$Q = \gamma_1 S / 6.1 \quad \Rightarrow \quad Q = 194.6 \text{ KN/ml}$$

D. Convoi exceptionnel D240 :

Le convoi type D240, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de poids totale de 2400KN

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long :



- Le convoi D240 longitudinalement -

E. Surcharges de trottoirs :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, on peut donc les assimiler à une charge répartie de l'ordre de 150 Kg/m² par trottoir et sur toute la longueur.

1 trottoir chargé : $Q = 1.5 \times 1.5 \quad \Rightarrow \quad Q = 2.25\text{KN/ml}$

2 trottoirs chargés : $Q = 1.5 \times (1.5 + 1) \quad \Rightarrow \quad Q = 3.75\text{KN/ml}$

F. Forces de freinage :

a) Effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F_A = \frac{S}{20 + 0.0035S} A(L)_{max}$$

$A(L)_{max} = 12.20\text{KN/m}^2 ; S = 196\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad F_A = 115.6\text{KN}$

b) Effort de freinage correspondant à Bc :

Il correspond au freinage d'un camion Bc. Il est assimilé à une force horizontale concentrée appliquée sur la chaussée : $F_{Bc} = 300\text{KN}$

3. Évaluation des actions accidentelles :

Étant donné que l'ouvrage est situé au-dessus d'un oued non-navigable, on ne prend en considération que l'action du séisme

A. Action du séisme :

D'après le RPOA notre ouvrage relève du groupe 2 (pont important) est situé en zone de sismicité très élevée, 'Zone III', donc les efforts sismiques sont :

$E_H = 0,30G \quad ; \quad E_V = 0,09G$

G : le poids propre de l'élément

4. Combinaisons des charges:

A. À l'état limite ultime :

$$\text{ELU 1: } 1.35 G + 1.60 (A(L) + S_t) + 1.5 \times 0.60 T + 1.5 \times 0.50$$

$$\text{ELU 2: } 1.35 G + 1.60 (B + S_t) + 1.5 \times 0.60 T + 1.5 \times 0.50$$

$$\text{ELU 3: } 1.35 G + 1.35 \text{ Mc120} + 1.5 \times 0.60 T + 1.5 \times 0.50$$

$$\text{ELU 4: } 1.35 G + 1.35 \text{ D240} + 1.5 \times 0.60 T + 1.5 \times 0.50$$

B. À l'état limite de service :

$$\text{ELS 1: } 1.00 G + 1.20 (A(L) + S_t) + 0.60 T + 0.50$$

$$\text{ELS 2: } 1.00 G + 1.20 (B + S_t) + 0.60 T + 0.50$$

$$\text{ELS 3: } 1.00 G + 1.00 \text{ Mc120} + 0.60 T + 0.50$$

$$\text{ELS 4: } 1.00 G + 1.00 \text{ D240} + 0.60 T + 0.50$$

C. À l'état limite accidentelle :

$$\text{ELA: } 1.00 G + 1.00 E + 0.20 Q$$

$$\text{Tels que : } E = \text{Max} \{E_1 ; E_2 ; E_3\}$$

$$E_1 = E_x \pm 0.30 E_y \pm 0.30 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.30 E_z \pm 0.30 E_x$$

$$E_3 = E_z \pm 0.30 E_x \pm 0.30 E_y$$

$$Q = \text{Max} \{1.2 B ; 1.2 A(L) ; \text{Mc120} ; \text{D240}\}$$

5. Résultats :

Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010

A. Définition du Logiciel de calcul :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure et qui utilise le principe des éléments finis.

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

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

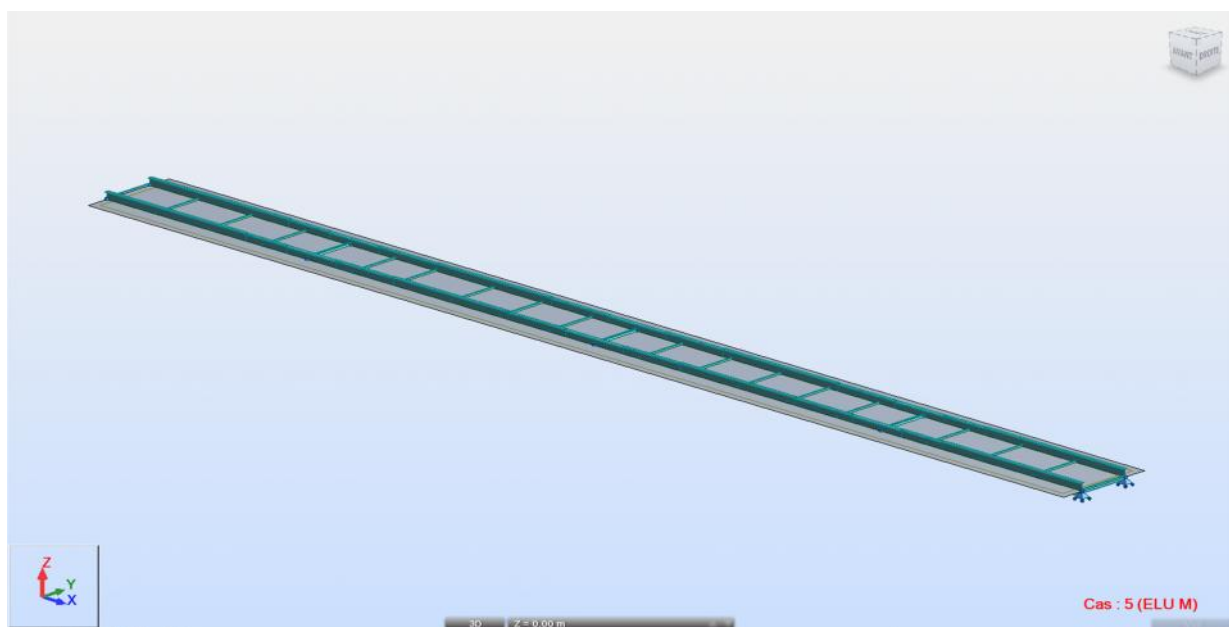
B. Modélisation de la structure :

Elle a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

L'ouvrage, une fois réalisé, nous permet d'avoir une appréciation réelle du comportement de la structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

Notre ouvrage est modélisé en éléments barres (structure métallique) et en éléments coques (dalle en béton).

Cette modélisation permet d'avoir une première approche des résultats.



- Modélisation du tablier en 3D -

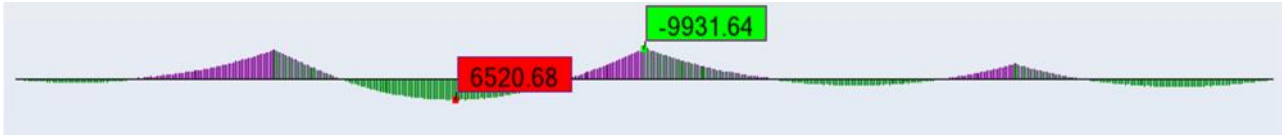
C. Efforts internes extrêmes :

Combinaison	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	T _{max} (KN)
ELS 1	5556.92	- 9618.43	1762.05
ELS 2	3033.89	- 7331.00	1247.71
ELS 3	5290.01	- 8721.35	1443.52
ELS 4	6520.68	- 9931.64	1744.44
ELU 1	7453.58	- 12941.64	2368.84
ELU 2	4168.15	- 9953.23	1715.94
ELU 3	7141.51	- 11773.82	1948.75
ELU 4	8802.92	- 13407.71	2355.00
ELA	3673.44	8237.47	1367.86

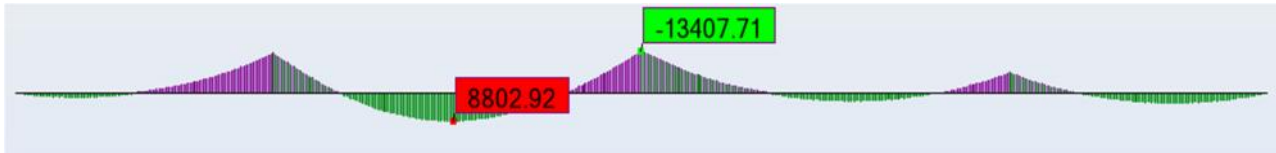
- Valeurs des efforts internes extrêmes -

Effort	M_{max}	M_{min}	T_{max}
Position (m)	40	59.5	59.5

- Positions des efforts internes extrêmes -



- diagramme des moments sous ELS 4 -



- diagramme des moments sous ELU 4 -



- Diagramme des efforts tranchants sous ELS 1 -



- Diagramme des efforts tranchants sous ELU 1 -

ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Une section mixte est une section composée de deux ou plusieurs matériaux de caractéristiques mécaniques différentes. Cette composition permet d'améliorer sa résistance devant les contraintes auxquelles elle est soumise.

L'étude d'une section consiste à déterminer ses caractéristiques géométriques et mécaniques et, vérifier sa résistance sous le cumul des contraintes appliquées sur elle.

1. Détermination des caractéristiques géométriques des sections :

A. Hypothèse de calcul :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement son comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués. Pour cela nous supposons que les hypothèses ci-dessous sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide. Tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence d'organes de liaison entre la dalle et la PRS appelés « *Connecteurs* ».
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques. Ils obéissent donc à la loi de Hooke : la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier:} \quad (\epsilon / \epsilon)_a = \sigma_a / E_a$$

$$\text{Pour le béton:} \quad (\epsilon / \epsilon)_b = \sigma_b / E_b$$

B. Paramètres de calcul :

a) Nombre d'équivalence :

Ce paramètre est défini à partir de la première hypothèse :

$$(\epsilon / \epsilon)_a = (\epsilon / \epsilon)_b \quad \Rightarrow \quad \sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$$

Ainsi, afin de tenir compte des variations d' E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitations :

Type de sollicitations	CP	CCP	Retrait		D240
Nombre d'équivalence		18	15	6	6

b) Section homogénéisée :

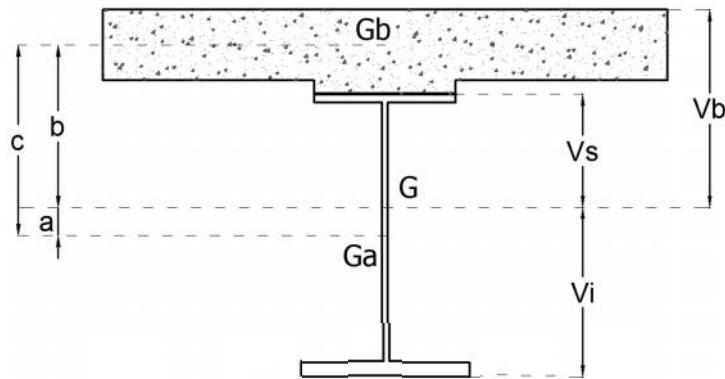
$$S = S_a + S_b/n.$$

S_a : section d'acier

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence

c) Position du centre de gravité de section mixte :



$$\int_S y. dS = \int_{S_b} y. (dS_b/n) + \int_{S_a} y. dS_a = 0$$

$$\left. \begin{aligned} b. (S_b/n) + a \times S_a &= 0 \\ a + b &= c \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} a &= S_b \times c / n \cdot S \\ b &= S_a \times c / S \end{aligned}$$

d) Inertie d'une section mixte :

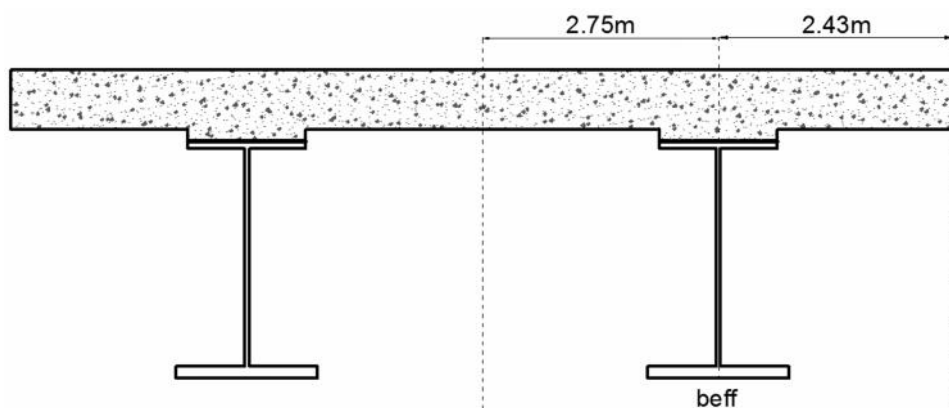
$$I = I_a + (I_b/n) + (S_a \cdot S_b / n \cdot S) \cdot c^2$$

I_a : inertie propre de l'acier par rapport à G_a .

I_b : inertie propre du béton par rapport à G_b .

e) Largeur de la dalle participante :

$$b_{eff} = (5.5/2) + 2.43 = 5.25m \quad \Rightarrow \quad b_{eff} = 5.18m$$



- Largeur efficace de la dalle -

f) Caractéristiques des éléments constituant des sections :

Elément	Surface	Y_g	I_g
PRS I	621	48,03	1747217,06
PRS II	669,4	53,74	2027208,16
PRS III	966,4	56,86	3109961,26
Dalle	13400	17,19	744159,64

PRS I : poutre à mi- travée

PRS II : poutre médiane

PRS III : poutre sur appui

() : l'axe qui passe sur les fibres inférieures de l'élément

I_g : le moment d'inertie par rapport au CDG de l'élément

C. **Caractéristiques géométriques des sections mixtes :**

a) Section I (mi- travée) :

n	6	15	18	
S_n (cm ²)	2854,33	1514,33	1365,44	621,00
a_n (cm)	77,58	58,49	54,06	0,00
b_n (cm)	21,57	40,66	45,10	99,16
I_n (cm ⁴)	6648555,50	5398687,38	5117399,79	1747217,06
V_s (cm)	4,38	23,47	27,91	81,97
W_s (cm ³)	1516931,60	230002,72	183379,15	21316,21
V_i (cm)	125,61	106,52	102,09	48,03
W_i (cm ³)	52928,59	50680,33	50126,13	36377,62
V_b (cm)	34,38	53,47	57,91	111,97
W_b (cm ³)	193368,10	100962,36	88374,08	15604,81

b) Section II (médiane) :

n	6	15	18	
S_n (cm ²)	2902,73	1506,90	1413,84	669,40
a_n (cm)	71,90	51,94	49,20	0,00
b_n (cm)	21,55	41,51	44,24	93,45
I_n (cm ⁴)	6648650,56	5322473,54	5146399,27	2027208,16
V_s (cm)	34,36	54,32	57,05	76,26
W_s (cm ³)	193500,63	97981,27	90203,03	26583,89
V_i (cm)	4,36	24,32	27,05	53,74
W_i (cm ³)	1524976,16	218839,66	190230,40	37722,52
V_b (cm)	125,64	105,68	102,94	106,26
W_b (cm ³)	52919,45	50366,11	49992,46	19078,35

c) Section III (sur-appui) :

n	6	15	18	
S_n (cm ²)	3199,73	1859,73	1710,84	966,40
a_n (cm)	63,05	43,39	39,31	0,00
b_n (cm)	27,28	46,94	51,02	90,33
I_n (cm ⁴)	8737845,75	6947400,45	6582528,63	3109961,26
V_s (cm)	10,09	29,75	33,83	73,14
W_s (cm ³)	865807,21	233527,40	194548,83	42520,27
V_i (cm)	119,91	100,25	96,17	56,86
W_i (cm ³)	72870,92	69300,17	68449,76	54695,06
V_b (cm)	40,09	59,75	63,83	103,14
W_b (cm ³)	217944,12	116274,82	103118,12	30152,62

2. Évaluation des contraintes internes :

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

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

A. Effet de retrait :

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

a) Hypothèse de calcul :

Nous supposons que la poutre est d'inertie constante et le nombre d'équivalence entre les deux matériaux $n = 15$ du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δx du au retrait peut se faire librement. Mais en réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact

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

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon = E_a \cdot \epsilon / n$$

ϵ : représente l'allongement relatif unitaire égal à : $2,5 \times 10^{-4}$.

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

Un effort normal de compression : $R = -N_r$.

Un moment de flexion (positif) : $M = R \cdot b_n$

→ Les contraintes dans l'acier sont:

Contrainte due à l'effort : $R = -N_r$ $a_1 = -E_a \cdot r \cdot (S_{bn}/S_n)$

Contrainte due à l'effort : $M = R \cdot b_n$ $a_2 = -E_a \cdot r \cdot (S_{bn} \cdot b_n / I_n) \cdot V_a$

La contrainte résultante est :

$$s = - E_a \cdot r \cdot (S_{bn}/S_n) - E_a \cdot r \cdot (S_{bn} \cdot b_n / I_n) \cdot V_s$$

$$i = - E_a \cdot r \cdot (S_{bn}/S_n) + E_a \cdot r \cdot (S_{bn} \cdot b_n / I_n) \cdot V_i$$

→ Les contraintes dans le béton sont:

Contrainte normale fictif : $b_0 = E_a \cdot r / n$

Contrainte due à l'effort : $R = -N_r$ $b_1 = -E_a \cdot r \cdot S_{bn} / (n \cdot S_n)$

Contrainte due à l'effort : $M = R \cdot b_n$ $b_2 = -E_a \cdot r \cdot S_{bn} \cdot b_n / (n \cdot I_n) \cdot V_b$

La contrainte résultante est :

$$b = E_a \cdot r / n - E_a \cdot r \cdot S_{bn} / (n \cdot S_n) - E_a \cdot r \cdot S_{bn} \cdot b_n / (n \cdot I_n) \cdot V_b$$

$n = 15$ (coefficient d'équivalence).

S_{bn} : section du béton rendu acier pour $n = 15$

b_n : la distance entre le CDG du béton et CDG de la section mixte

I_n : Moment d'inertie de la section mixte

E_a : module d'élasticité de l'acier

V : la distance entre le centre de gravité et la fibre la plus sollicitée

b) Application numérique :

Section		Contrainte résultante (MPa)	Contrainte pondéré 1.35x (MPa)
Section I (mi- travée)	b	0,18	0,24
	s	-39,26	-53,00
	i	6,65	8,98
Section II (médiane)	b	0,28	0,38
	s	-37,92	-51,19
	i	7,19	9,71
Section III (sur-appui)	b	0,56	0,76
	s	-34,64	-46,76
	i	6,54	8,83

- Tableau récapitulatif des contraintes engendrées par le retrait -

B. Effet du gradient thermique:

a) Hypothèses de calcul :

Le gradient thermique exprime une différence de température T entre l'acier et le béton. Il engendre des efforts de même nature que ceux du retrait :

1. Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait. Un saut de 15°C (prescrit dans les normes) correspond à un retrait spécifique de :

$$\epsilon_t \cdot T = 10^{-5} \cdot 15 = 1.5 \times 10^{-4} \quad \text{En phase de construction}$$

$$\epsilon_t \cdot T = 10^{-5} \cdot 8 = 0.8 \times 10^{-4} \quad \text{En service}$$

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

2. Dans le cas où la dalle est plus chaude ($T < 0^\circ\text{C}$), les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée). La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée. Ainsi on prend $n = 6$.

→ Les contraintes dans l'acier sont:

$$\text{Contrainte due à l'effort : } R = -N_r \quad a_1 = -E_a \cdot \epsilon_t \cdot (S_{bn}/S_n)$$

$$\text{Contrainte due à l'effort : } M = R \cdot b_n \quad a_2 = -E_a \cdot \epsilon_t \cdot (S_{bn} \cdot b_n / I_n) \cdot V_a$$

La contrainte résultante est :

$$a = -E_a \cdot \epsilon_t \cdot (S_{bn}/S_n) - E_a \cdot \epsilon_t \cdot (S_{bn} \cdot b_n / I_n) \cdot V_a$$

→ Les contraintes dans le béton sont:

$$\text{Contrainte normale fictif :} \quad b_0 = E_a \cdot \epsilon_t / n$$

$$\text{Contrainte due à l'effort : } R = -N_r \quad b_1 = -E_a \cdot \epsilon_t \cdot S_{bn} / (n \cdot S_n)$$

$$\text{Contrainte due à l'effort : } M = R \cdot b_n \quad b_2 = -E_a \cdot \epsilon_t \cdot S_{bn} \cdot b_n / (n \cdot I_n) \cdot V_b$$

La contrainte résultante est :

$$b = E_a \cdot \epsilon_t / n - E_a \cdot \epsilon_t \cdot S_{bn} / (n \cdot S_n) - E_a \cdot \epsilon_t \cdot S_{bn} \cdot b_n / (n \cdot I_n) \cdot V_b$$

b) Application numérique :

Section		En construction (15°C) (MPa)	En service (8°C) (MPa)
Section I (mi- travée)	b	-0,10	-0,05
	s	-17,09	-9,11
	i	2,68	1,43
Section II (médiane)	b	-0,07	-0,04
	s	-16,83	-8,98
	i	2,93	1,56
Section III (sur-appui)	b	-0,09	-0,05
	s	-16,12	-8,60
	i	2,90	1,55

- Tableau récapitulatif des contraintes engendrées par le gradient thermique -

3. Cumul des contraintes :

A. Phasage de construction :

a) Coulage de la dalle :

Cette phase est caractérisée par la pose de l'ossature métallique et coulage des dalles préfabriquées. Donc la charge appliquée est : 1.0 CP

b) Pose d'équipements :

Cette phase intervient par la pose des équipements du pont et la réalisation des trottoirs et la couche de revêtement avec la prise du béton et la variation de température entre les deux matériaux. Alors les charges appliquées deviennent :

$$1.0 \text{ CP} + 1.0 \text{ CCP} + 1.0 \text{ Retrait} \pm 0.5 \quad (15^\circ\text{C})$$

c) Application des surcharges :

Cette phase intervient lors la mise en service du pont. C.-à-d. après l'application de la surcharge D240. Les charges appliquées deviennent :

$$1.0 \text{ CP} + 1.0 \text{ CCP} + 1.0 \text{ Retrait} \pm 0.5 \quad (8^\circ\text{C}) + 1.0 \text{ D240}$$

B. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

La vérification se fait en deux étapes successives sans prendre en compte de la géométrie déformé de l'ouvrage :

– 1^{ère} étape (béton non fissuré) :

On considère que le béton est non fissuré et on vérifie les contraintes à chaque phase de construction. Pour toute contrainte inférieure à -2,4MPa dans la fibre supérieure du béton, on considère que le béton de cette section est fissuré.

– 2^{ème} étape (béton fissuré) :

Après avoir localisé et limité les zones de fissuration surtout au voisinage des appuis intermédiaires, on suppose qu'à chaque zone fissurée le béton ne participe pas à la résistance des efforts induites par les surcharges routières. C.-à-d pour D240 on prend ($n =$)

Contrainte limite de l'acier à la traction :	$a_t = 3/4 \quad e = 266.25 \text{ MPa}$
Contrainte limite de l'acier à la compression :	$a_c = 2/3 \quad e = 236.67 \text{ MPa}$
Contrainte limite du béton à la traction :	$b_t = f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
Contrainte limite du béton à la compression :	$b_c = 0.5 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

a) Section I (mi- travée) :

charge	n	M (KN.m)	s (MPa)	i (MPa)	b (MPa)
CP		1668,15	78,26	-45,86	/
CCP	18	548,12	3,04	-10,94	0,35
D 240	6	3697,89	2,58	-69,89	3,22
Retrait	15	/	-37,92	7,19	0,18
+ T	6	/	-4,555	0,72	-0,025
- T	6	/	4,555	-0,72	0,025
Contrainte Max	/	/	50,51	-120,21	3,72
Etat de contrainte	/	/	< 236.66	< 266.25	< 15

b) Section II (médiane) :

charge	n	M (KN.m)	s (MPa)	i (MPa)	b (MPa)
CP		-2183,85	-82,15	57,89	/
CCP	18	-698,44	-3,73	13,98	-0,43
D 240	6	-1251,15	-0,87	23,65	-1,09
Retrait	15	/	-37,92	7,19	0,28
+ T	6	/	-4,49	0,78	-0,02
- T	6	/	4,49	-0,78	0,02
Contrainte Max	/	/	-120,18	101,93	-1,26
Etat de contrainte	/	/	< 266.25	< 236.67	> -2,4

c) Section III (sur-appui) :

charge	n	M (KN.m)	s (MPa)	i (MPa)	b (MPa)
CP		-4345,30	-102,19	79,45	/
CCP	18	-1311,30	-6,83	19,17	-0,71
D 240	6	-3019,43	-3,59	41,45	-2,33
Retrait	15	/	-34,64	6,54	0,56
+ T	6	/	-4,3	0,78	-0,025
- T	6	/	4,3	-0,78	0,025
Contrainte Max	/	/	-142,95	145,84	-2,46
Etat de contrainte	/	/	< 266.25	< 236.67	< -2,4

On remarque que le béton de la zone situé sur la pile 2 est fissuré, donc on doit le soumettre à la deuxième étape de vérification.

d) Section III avec béton fissuré :

charge	n	M (KN.m)	s (MPa)	i (MPa)	b (MPa)
CP		-4345,30	-102,19	79,45	/
CCP	18	-1311,30	-6,83	19,17	-0,71
D 240	6	-3019,43	-71,01	55,20	/
Retrait	15	/	-34,64	6,54	0,56
+ T	6	/	-4,3	0,78	-0,025
- T	6	/	4,3	-0,78	0,025
Contrainte Max	/	/	-210,37	159,59	-0,13
Etat de contrainte	/	/	< 266.25	< 236.67	> -2,4

Donc la résistance aux contraintes normales est vérifiée sur toute la longueur de l'ouvrage.

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier que :

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

$$\tau_{max} = T_{max} / (e \cdot h)$$

$$\tau_{adm} = 0,60 \cdot \sigma_a$$

e : épaisseur de l'âme égal à 16mm

h : hauteur de l'âme

σ_a : contrainte caractéristique de l'acier égale à 355MPa

τ_{adm} : contrainte de cisaillement admissible égale à 230.75MPa

a) Pour Section I (mi- travée) :

$$T_{max} = 2.27MN$$

$$h = 1225mm$$

$$\tau_{max} = 115.82MPa$$

vérifié

b) Pour Section II (médiane) :

$$T_{max} = -2.00MN$$

$$h = 1215mm$$

$$\tau_{max} = -111.46 MPa$$

vérifié

c) Pour Section III (sur-appui) :

$$T_{max} = -2.54MN$$

$$h = 1165mm$$

$$\tau_{max} = -136.26 MPa$$

vérifié

Donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée dans les trois sections

ETUDE DE LA STABILITE DES POUTRE

Une poutre en flexion simple relativement élancée peut périr par instabilité. Celle-ci peut être due au :

- Cloquage de l'âme suivant les lignes horizontales (flexion) et suivant les lignes de déformation oblique (efforts tranchants)
- Déformation et basculement latéral de la semelle comprimé par déversement

1. Voilement :

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions $a \times b$ ($a = b$) et d'épaisseur t . Elle est délimitée par les semelles et les raidisseurs verticaux s'ils existent. La flexion et le cisaillement introduisent dans la tôle des contraintes normales de compression dans la partie supérieure par exemple et de traction en partie inférieure ainsi que des contraintes de cisaillement. Ces contraintes causent le cloquage de l'âme suivant les lignes horizontales (compression) et suivant les lignes de déformation oblique (cisaillement).

A. Contrainte critique :

L'effort de panneau à vérifier est délimité par les semelles et les entretoises.

Les contraintes critiques sont:

$$\kappa = K \times e ; \kappa = K \times e$$

Avec :

$$c = 18.9 \times 10^4 (t/b)^2$$

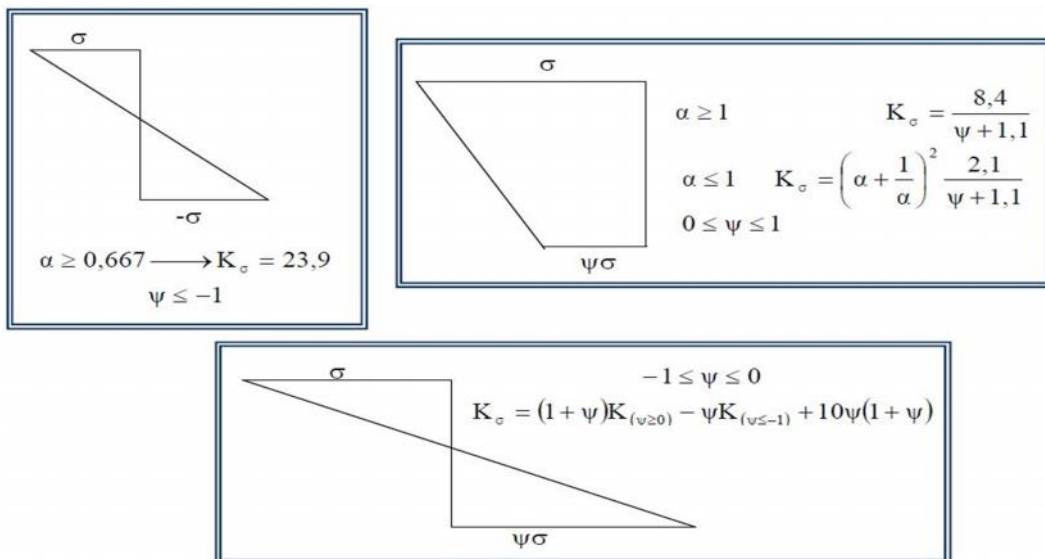
E : module d'élasticité de l'acier : 210000 MPa

: coefficient de poisson

K, K_c : coefficients fonction des dimensions de l'âme et la distribution de

t : épaisseur de l'âme

b : hauteur de l'âme



- Valeurs de K en fonction de α et ψ -

B. Principe de vérification :

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau soit supposée rigide et indéformable et cela même si les raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Les lignes définissant le panneau sont généralement constituées par les semelles de poutres et les montants d'entretoises. On dit que c'est un panneau d'ensemble. Dans le cas contraire (raidisseurs), c'est un panneau élémentaire.

La justification est la même, on vérifiera : $S_{\sigma}^2 \times \frac{\sigma^2}{\sigma_k^2} + \frac{\tau^2}{\tau^{*2}} < 1,8$

- : Contrainte de compression
- : Contrainte de cisaillement.
- κ : Contrainte normale critique de voilement.
- i : Contrainte de traction dans la semelle inférieure.
- s : Contrainte de traction dans la semelle supérieure.
- κ : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

C. Application numérique :

Section	Section I	Section II	Section III
a (cm)	650	650	550
b (cm)	122.5	121.5	116.5
t (cm)	1.6	1.6	1.6
$\alpha = a/b$	5.31	5.35	4.72
$K = 5.35 + (4/\alpha^2)$	5.50	5.48	5.52
σ_e (MPa)	32.34	32.78	35.76
$\sigma^* = K \cdot \sigma_e$ (MPa)	178.42	179.63	197.41
σ (MPa)	129.59	111.46	136.26
$(\sigma / \sigma^*)^2$	0.52	0.39	0.48
σ_s (MPa)	50.51	-120.18	-210.37
σ_i (MPa)	-120.21	101.93	159.59
$\psi = \sigma_i / \sigma_s$	-2.37	-0.84	-0.76
S	1	1	1
K	23.9	19.42	17.42
$\sigma^* = K \times \sigma_e$ (MPa)	772.92	636.59	854.66
$S^2 \cdot (\sigma_s / \sigma^*)^2$	0.06	0.09	0.08
$S^2 \cdot (\sigma_s / \sigma^*)^2 + (\sigma / \sigma^*)^2$	0.58	0.48	0.56
Valeur admissible	1.8	1.8	1.8
État de contrainte	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

2. Déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumises à la flexion. Il se manifeste par la tendance naturelle des fibres comprimées de la section fléchie d'un élément à se dérober sous la contrainte en s'échappant dans un plan perpendiculaire au plan de cette contrainte. Il est caractérisé par une déformation latérale de la semelle comprimée une rotation de la section par rapport à l'axe longitudinal de la pièce.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le Titre V du fascicule 61 du C.P.C, article 19.

A. Contrainte critique de déversement :

Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M^* de déversement.

On admet que : $f < f_f^*$

$$f_f^* = f_e \left(1 - 0.375 \frac{f_e}{f_f^*} \right) \quad \text{pour : } f_f^* > 0.75 f_e$$

f_f^* : Contrainte critique de déversement : $f_f^* = M^* \cdot V / I$

f : Contrainte normale due au poids propre de la structure.

B. Moment critique de déversement :

Le moment critique de déversement : $M^* = \frac{m_1 \cdot m_2}{1} \times \sqrt{E \cdot G \cdot K \cdot I}$

m_1 : Dépend des conditions d'appuis et de la disposition des charges.

Pour une charge uniformément répartie :

$$m_1 = 3.54 \left(\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a} \right) \quad \text{Si la fibre inférieure est tendu}$$

$$m_1 = 3.54 \left(\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} + \frac{1.45}{a} \right) \quad \text{Si la fibre supérieure est tendu}$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} ; \quad a^2 = \frac{4GK}{EI} \times \left(\frac{l}{b} \right)^2 ; \quad K = \frac{1}{3} \sum b_i \cdot h_i^3$$

L : Portée de la pièce fléchie

I : moment d'inertie de la poutre

b : Hauteur de la pièce

K : Le moment d'inertie de torsion de la pièce considérée.

E : module d'élasticité de l'acier $E = 210000 \text{ MPa}$

G : module de cisaillement de l'acier $G = 80770 \text{ MPa}$

C. Application numérique :

Section	Section I	Section II	Section III
I (cm)	650	650	500
b (cm)	130	130	130
I (cm ⁴)	1747217.06	2027208.163	3109961.26
K (cm ⁴)	983168.75	959808.38	855297.88
E (MPa)	210000	210000	210000
G (MPa)	80770	80770	80770
V (cm)	81.97	76.26	73.14
a ²	18.44	18.21	7.57
a	4.29	4.26	2.57
m ₁	2.53	4.94	5.86
m ₂	1.24	1.24	1.51
M* (MN.m)	883.37	1816.76	1614.30
f*	41443.22	68343.31	29514.56
e	355	355	355
0.75 e	266.75	266.75	266.75
f(f*)	353.86	2.86	5.75
M _G	2.32	107.5	105.13
f	110.21	354.31	353.40
État de contrainte	vérifié	vérifié	vérifié

ETUDE DES ENTRETOISES

L'entretoise est un profilé disposé transversalement entre les deux poutres lié avec elles par des montants. Il joue plusieurs rôles dans la structure, parmi ces rôles on mentionne :

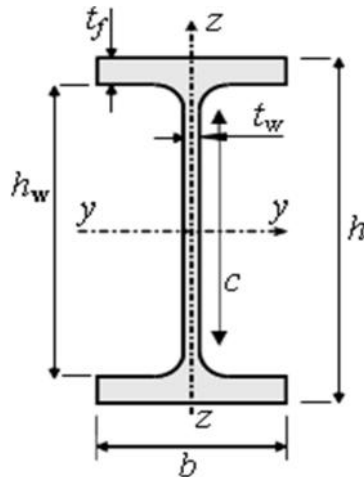
- Solidarisation de la structure en reliant les deux poutres.
- Répartition transversale des charges.
- Contreventement vis-à-vis les efforts transversaux.
- Protection des poutres contre les instabilités de forme (voilement, déversement).
- Il supporte le poids de la structure lors du remplacement des appareilles d'appui.

Pour notre ouvrage nous avons adopté deux types d'entretoises :

- 1) Pour la zone à mi-travée nous avons choisi un profilé de type **IPE400**
- 2) Pour la zone sur-appui nous avons choisi un profilé de type **HEB600**

La résistance des entretoises doit être vérifiée devant les contraintes normales et celles de cisaillement. D'autre part, ils doivent représenter une stabilité de forme devant le phénomène de voilement.

1. Entretoise à mi- travée: (IPE400)



$$h = 40 \text{ cm} ; t_w = 1.2 \text{ cm} ; b = 22 \text{ cm} ; t_f = 1.9 \text{ cm} ; I_y = 3387 \text{ cm}^4 ; w = 308 \text{ cm}^3$$

D'après les résultats calculés par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS on a trouvé :

$$M_{\max} = 67.77 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 300.36 \text{ KN}$$

A. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{e \cdot h}$$

$$\tau_{adm} = 0,65 \cdot f_c$$

$$\tau_{max} = 69.14 \text{ MPa} \quad \tau_{adm} = 230.75 \text{ MPa}$$

Donc la résistance contre la contrainte de cisaillement est vérifiée.

B. Vérification aux contraintes normales :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\sigma_{adm} = 0.67 \cdot f_c$$

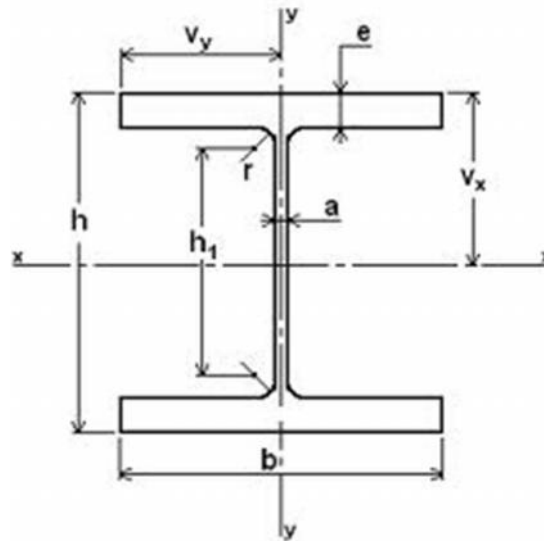
$$\sigma_{max} = 214.54 \text{ MPa} \quad \sigma_{adm} = 236.67 \text{ MPa}$$

Donc la résistance vis-à-vis les contraintes normales est vérifiée.

C. Vérification au voilement :

a (cm)	550
b (cm)	36.2
t (cm)	1.2
$\alpha = a/b$	15.19
$K = 5.35 + (4/\alpha^2)$	5.36
σ_e (MPa)	207.68
$\sigma_e^* = K \cdot \sigma_e$ (MPa)	1113.19
σ_s (MPa)	12.26
$(\sigma_s / \sigma_e^*)^2$	0.02
σ_i (MPa)	214.54
$\psi = \sigma_i / \sigma_s$	-1
S	1
K	23.9
$\sigma_e^* = K \times \sigma_e$ (MPa)	26605
$S^2 \cdot (\sigma_s / \sigma_e^*)^2$	0.01
$S^2 \cdot (\sigma_s / \sigma_e^*)^2 + (\psi / \sigma_e^*)^2$	0.03
Valeur admissible	1.8
État	Vérifié

2. Entretoise sur-appui : (HEB600)



$$h = 60 \text{ cm} ; t_w = 1.55 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; t_f = 3 \text{ cm} ; I_y = 13530 \text{ cm}^4 ; w = 902 \text{ cm}^3$$

D'après les résultats calculés par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS on a trouvé :

$$M_{\max} = 164.32 \text{ KN.m} \quad T_{\max} = 434.84 \text{ KN}$$

A. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\begin{aligned} \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{adm}}} &= 0,65 & \tau_{\max} &= T_{\max} / (e \cdot h) \\ \tau_{\max} &= 49.82 \text{ MPa} & \tau_{\text{adm}} &= 230.75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Donc la résistance vis-à-vis la contrainte de cisaillement est vérifiée.

B. Vérification des contraintes normales :

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}} &= 0.67 & \sigma_{\max} &= M_{\max} / w \\ \sigma_{\max} &= 182.17 \text{ MPa} & \sigma_{\text{adm}} &= 236.67 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Donc la résistance vis-à-vis les contraintes normales est vérifiée.

C. Vérification au voilement :

a (cm)	550
b (cm)	54
t (cm)	1.55
$\alpha = a/b$	9.25
$K = 5.35 + (4/\alpha^2)$	5.39
σ_e (MPa)	155.71
$\sigma^* = K \cdot \sigma_e$ (MPa)	839.31
σ_c (MPa)	49.82
$(\sigma_c / \sigma^*)^2$	0.04
σ_s (MPa)	-182.17
σ_i (MPa)	182.17
$\psi = \sigma_i / \sigma_s$	-1
S	1
K	23.9
$\sigma^* = K \times \sigma_e$ (MPa)	20059.51
$S^2 \cdot (\sigma_s / \sigma^*)^2$	0.02
$S^2 \cdot (\sigma_s / \sigma^*)^2 + (\sigma_c / \sigma^*)^2$	0.05
Valeur admissible	1.8
Etat	Vérifié

ASSEMBLAGES PAR SOUDAGE

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas le 22m. Cela, pour faciliter l'opération de transport au chantier et pour constituer des pièces de différentes sections sur atelier.

L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles pour assurer la continuité et la stabilité du pont vis-à-vis de toutes les actions à court, moyen et long terme. Pour cela, il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et aux points de moment max.

1. Principe de soudure :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. Cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

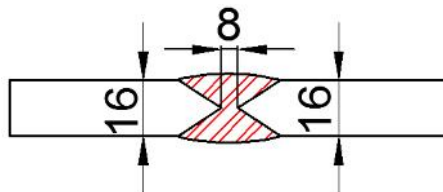
La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créée.

2. Différents joints de soudure :

A. Joint de l'âme :

Le joint d'âme est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates d'épaisseur de 16mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfreiné en X sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfreiner de $60^\circ \pm 5^\circ$
- Un espacement de 8mm.



- Assemblage des âmes -

B. Joint de la semelle :

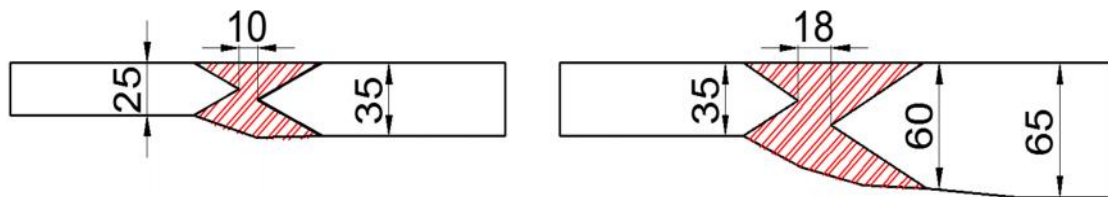
C'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles des épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement. Pour qu'il respecte la règle de $p < 0,25$ on prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfreiné en X sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfreiner de $60^\circ \pm 5^\circ$
- Un espacement variable dépend de l'épaisseur des deux pièces à assembler

a) Semelle supérieure :

On a deux cas :

- Joint entre deux pièces de 25 et 35mm d'épaisseur. On prend : $e = 10\text{mm}$
- Joint entre deux pièces de 35 et 65mm d'épaisseur. On prend : $e = 18\text{mm}$

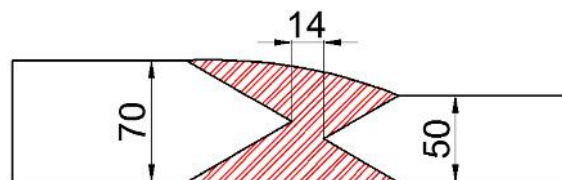


- Assemblage des semelles supérieures -

b) Semelle inférieure :

On a deux cas :

- joint entre deux pièces de 50 et 70mm d'épaisseur. On prend : $e = 14\text{mm}$
- Joint entre deux pièces de 50mm d'épaisseur. On prend : $e = 12\text{mm}$



- Assemblages semelles inférieurs -

3. Contrôle de soudure :

Le contrôle des soudures se fait par :

- Radiographie (rayons).
- Ultrason : le contrôle non destructif à ultrasons est une méthode largement reconnue pour assurer l'intégrité des soudures structurales de l'acier. Il peut détecter les fissures, la porosité, le manque de pénétration, les inclusions, le défaut de fusion des parois et des imperfections similaires qui peuvent affecter la solidité de la soudure. Le contrôle par ultrasons avec un appareil portatif est la manière la plus répandue d'inspecter les soudures, elle est devenue obligatoire selon certains codes et procédures qui traitent de soudure.

FLECHE ET CONTRE FLECHE

L'étape de l'étude des déformations dans un ouvrage est très importante, car elle influe sur l'esthétique de l'ouvrage et le confort des usagers. Ainsi, elle peut endommager certains éléments de l'ouvrage. Les déformations doivent donc être limitées.

De plus, les calculs que nous avons déjà effectués peuvent se trouver modifiés puisque ils ont été faits d'après le schéma de l'ouvrage non déformé.

Donc, à l'usine et au cours de fabrication des poutres on doit donner aux poutres des contres flèches prises sous les charges permanentes (poutre et dalle) et les compléments des charges permanentes (couche de roulement et l'équipement).

1. Calcul de la contre flèche :

Le calcul de ces flèches se fait avec des moments fléchissants mais sans pondération, et on distingue deux types de charges permanentes.

Pour les calculs on prend deux valeurs du nombre d'équivalence :

$n =$: pour la charge permanente (CP)

$n = 18$: pour le complément de la charge permanente (CCP)

Après introduction des données dans le logiciel ROBOT nous avons obtenu les résultats suivants :

1^{er} travée : $L = 24,5\text{m}$

Sous la charge CP : $y_{\max} = 1,3\text{cm}$

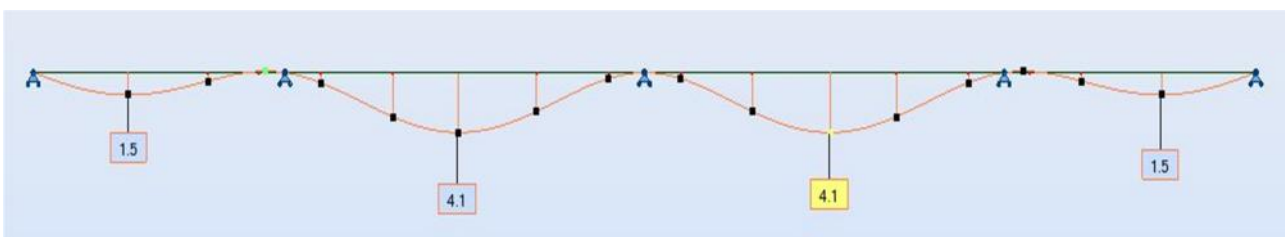
Sous la charge CCP : $y_{\max} = 0,2\text{cm}$

2^{ème} travée : $L = 35\text{m}$

Sous la charge CP : $y_{\max} = 3,5\text{cm}$

Sous la charge CCP : $y_{\max} = 0,6\text{cm}$

Donc les poutres doivent admettre les contres flèches suivantes :



- La déformée sous les charges permanentes -

2. Vérification de la flèche due aux surcharges :

Après la mise en service de l'ouvrage. Celui sera soumis à des charges d'exploitation dont les sollicitations maximales ont été déjà obtenues sous la charge D240 qui nous a donné les flèches suivantes :

1^{er} travée : L = 24,5m

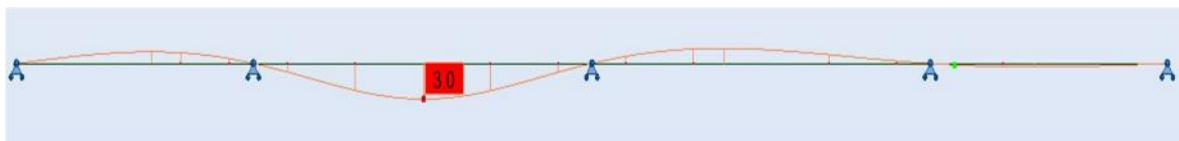
$$y_{\max} = 1,6\text{cm} < y_{\text{adm}} = L/500 = 4,9\text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$



- La déformée sous la charge D240 (travée) -

2^{ème} travée : L = 35m

$$y_{\max} = 3\text{cm} < y_{\text{adm}} = L/500 = 7\text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$



- La déformée sous la charge D240 (travée) -

CORROSION METALLIQUE

❖ Processus de corrosion :

Les processus de corrosion sont des réactions chimiques survenant à la surface du métal. La rouille prend naissance sous l'influence de réaction d'ordre chimique et électrochimique. Il n'y a corrosion que si deux facteurs sont présents : l'eau et l'oxygène.

Les produits anticorrosion peuvent agir comme une barrière entre le métal et son environnement retardant effectivement la progression de la corrosion. Il ne peut ce présenter lorsque les produits de corrosion solubles et que la corrosion se forme dans milieu aqueux : on a alors affaire à la « corrosion humide ».

L'emploi des peintures est le procédé le plus couramment utilisé pour protéger l'acier contre la corrosion. Comme beaucoup d'autre, la technique des peintures a fait de grand progrès. En conséquence, on obtient une durée de vie beaucoup plus longue avant la première période de l'entretien.

❖ Procédé de protection :

La protection de la PRS contre la corrosion se fera par préparation de la surface de ce dernier par :

Levage à haute pression.

Brossage manuel.

Projection d'abrasif.

Pour la protection anticorrosion on a utilisé le système ACQPA qu'est constitué de :

Couche primaire ACQPA21251 époxyde zinc silicaté complexe.

Couche intermédiaire ACQPA32281 époxyde vinylique.

Couche définitive ACQPA33511 acrylique polyuréthane.

Il est nécessaire que l'épaisseur utilisé de la peinture soit suffisante pour boucher tous les irrégularités de surface et couvrir les pièces constituant la rugosité. L'épaisseur contractuelle du système est de 200 microns.

FERRAILLAGE DE LA DALLE

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité ...etc.) et les surcharges des véhicules (civiles, militaires, exceptionnels) et transmettre leurs effort aux poutres.

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010, la structure est modélisée comme suit :

- Poutre : élément BARRE.
- Dalle : élément PANEAU.

Les surcharges sont disposées suivant le RCPR, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

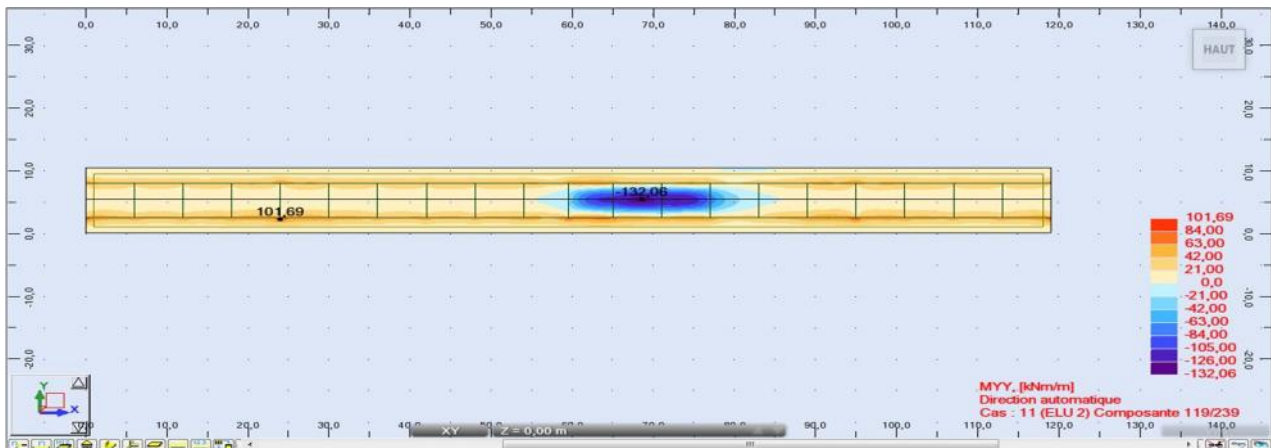
Le ferrailage sera calculé par le logiciel EXPERT 2010.

1. Longitudinalement : (à la flexion longitudinale)

On a une dalle de 25cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm d'épaisseur.

On va étudier une section rectangulaire en flexion simple, on aura le moment longitudinal le plus défavorable sous combinaisons.

$$M_{\max} = 101.69 \text{ KN.m} \quad M_{\min} = -132.06 \text{ KN.m}$$



$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} ; l'_{\text{enrobage}} : c = 3 \text{ cm}$$

- Nappe supérieure :

$$A_s = 18.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20**

espacées de : 12.5 cm

- Nappe inférieure :

$$A_s = 14.26 \text{ cm}^2$$

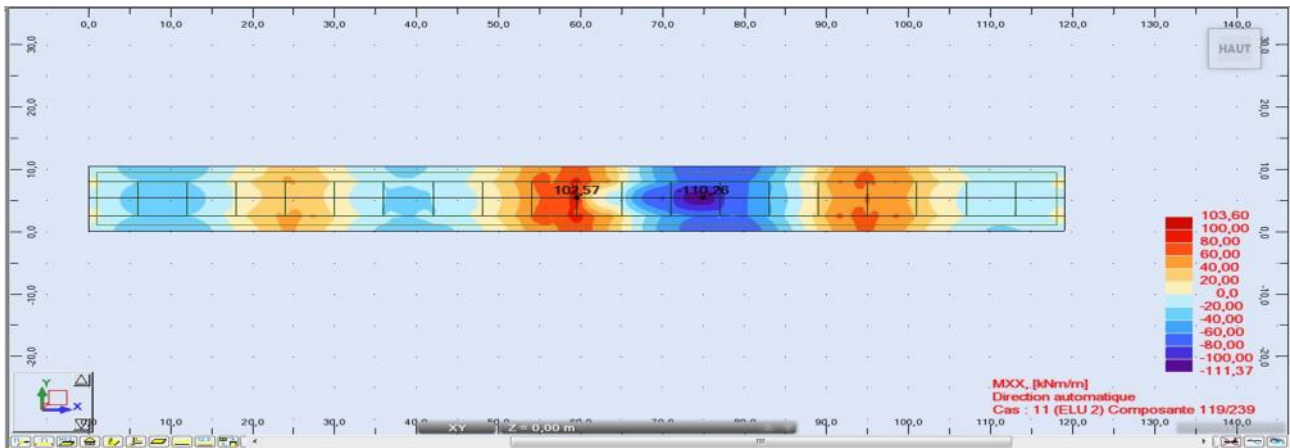
Soit : **8HA16**

espacées de : 12.5 cm

2. Transversalement : (à la flexion transversale)

$$M_{\max} = 102.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = -110.26 \text{ KN.m}$$



$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

Fissuration préjudiciable ; l'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

– Nappe supérieure :

$$A_s = 15.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16**

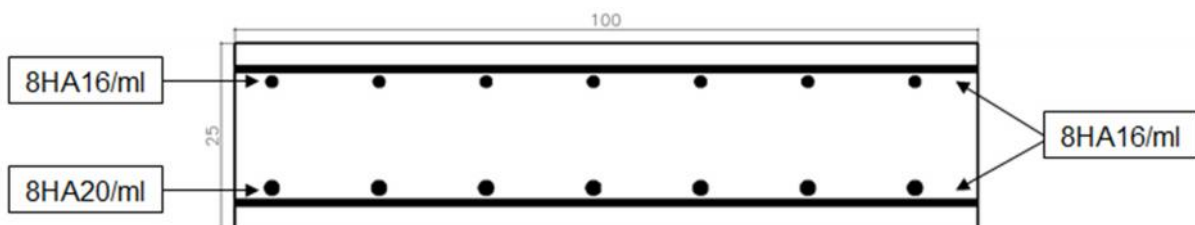
espacées de : 12.5 cm

– Nappe inférieure :

$$A_s = 14.37 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16**

espacées de : 12.5 cm



- Ferrailage de la dalle -

CONNEXION

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

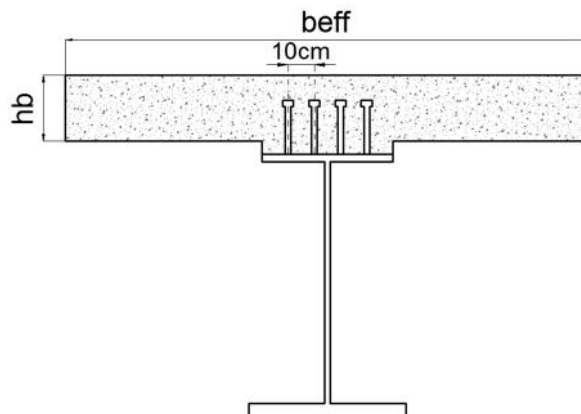
Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre.

Pour notre cas, nous avons choisi des goujons de types Nelson ST37 3K, de diamètre $d = 22\text{mm}$, de hauteur 180mm . La limite élastique de l'acier utilisé $f_e = 345\text{MPa}$, ayant une plus grande facilité de mise en œuvre en usine.

1. Principe de calcul :

Nous avons choisi de mettre des rangées de quatre (04) goujons espacés de 10cm .



- connexion de la dalle avec la PRS -

A. Résistance d'un goujon à tête :

On distingue deux modes de ruines pour ce type de connecteurs :

- La ruine par cisaillement d'acier en pied vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$R_a = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$R_b = 0.29 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{c28} \cdot E_b}$$

d : diamètre du goujon

h : hauteur du goujon

f_u : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon

E_b : module d'élasticité du béton

$$= 0.2 \times (1 + h/d) \text{ si } 3 \leq h/d \leq 4, \text{ sinon : } = 1$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$R_g = \min \{R_a ; R_b\}$$

B. Flux de cisaillement :

Lorsque le comportement de la structure demeure élastique dans une section donnée, chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal (q) à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique (appelé aussi « glissement »). Pour une poutre d'inertie constante soumise à un moment continu, ce flux se déduit aisément des caractéristiques de la section et des efforts généraux auxquelles elle est soumise :

$$q = q_{ccp} + q_{D240}$$

$$\text{Tels que : } q_{ccp} = \frac{S_b \cdot b_n \cdot V_{ccp}}{n \cdot I_n}$$

$$q_{D240} = \frac{S_b \cdot b_n \cdot V_{D240}}{n \cdot I_n}$$

n : nombre d'équivalence (ccp : $n = 18$; D240 : $n = 6$)

b_n : la distance entre le CDG de la dalle et le CDG de la section mixte

S_b : section de la dalle

I_n : moment d'inertie de la section mixte.

V : l'effort tranchant max dans le tronçon sous le cas de charge considéré

C. Dimensionnement à l'ELU :

La résistance à la tête du goujon est : $R_u = 0,8 \cdot R_g$

Le flux de cisaillement est : $q_u = 1,35 \cdot q$

L'écartement de rangées de goujons est : $e_u = \min \left\{ 1, 1, \frac{4 \cdot R_u}{q_u} ; \frac{4 \cdot R_u \cdot L_j}{\int_{x_0}^{x_1} q_u dx} \right\}$

L_j : longueur du tronçon

x_0 : l'abscisse du point de départ du tronçon

x_1 : l'abscisse du point de fin de la section

D. Dimensionnement à l'ELS :

La résistance à la tête du goujon est : $R_s = 0,6.R_u$

Le flux de cisaillement est : $q_s = q$

L'écartement de rangées de goujons est : $e_s = \frac{4.R_s}{q_s}$

2. Application numérique :**A. Choix de tronçons :**

Les tronçons sont choisis à partir la distribution de sections (voir §4.1.A.a), leurs longueurs et positions sont regroupées dans le tableau suivant :

Tronçon	x (début)	x (fin)	Longueur (m)	Section adopté
1	0	17	17	Section I
2	17	22	5	Section II
3	22	28	6	Section III
4	28	35	7	Section II
5	35	49	14	Section I
6	49	56	7	Section II
7	56	63	7	Section III

- Positions et longueurs de tronçons -

B. Calcul de la résistance d'un goujon à tête :

$$R_a = 0,8 \times (345/1,15) \times 0,011^2 = 91,23 \text{KN}$$

$$R_b = 0,29 \times 1 \times 0,022^2 \times \sqrt{30 \times 60249,48} = 142,13 \text{KN}$$

$$\text{D'où : } R_g = 91,23 \text{KN}$$

C. Calcul du flux de cisaillement :

Les valeurs de flux de cisaillement sont regroupées dans le tableau suivant :

Tronçon	V_{ccp} (KN)	q_{ccp} (KN/ml)	V_{D240} (KN)	q_{D240} (KN/ml)	q (KN/ml)
1	230,73	153,16	-151,39	-111,17	41,99
2	-344,78	-223,18	-172,14	-126,24	-349,42
3	-351,21	-204,77	600,24	423,80	219,03
4	328,08	212,37	597,87	438,46	650,83
5	-162,96	-108,17	402,90	295,85	187,68
6	-336,94	-218,10	-151,39	-424,49	-642,59
7	367,72	214,40	-172,14	-408,64	-194,25

- Valeurs de flux de cisaillement -

D. Calcul d'écartement des rangées de goujons :

Les écartements max entre les rangées de goujons à l'ELU et l'ELS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tronçon	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	e_u (cm)	e_s (cm)
1	56,69	41,99	666,66	539,99
2	-471,72	-349,42	80,12	64,89
3	295,70	219,03	127,81	103,52
4	878,62	650,83	43,01	34,84
5	253,37	187,68	149,16	120,82
6	-867,50	-642,59	43,56	35,29
7	-262,24	-194,25	144,11	116,73

- écartement de rangées de goujons -

E. Dispositions constructives :

Il est conseillé que l'écartement de rangées de goujons dans un tronçon soit :

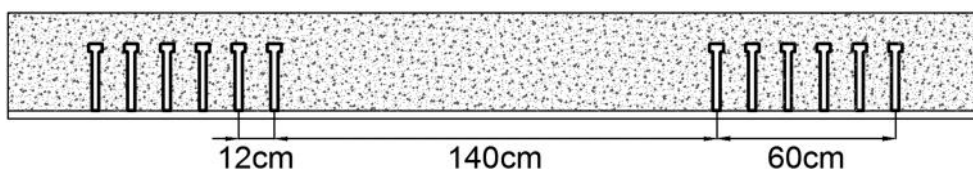
$$5d \leq \min \{ e_s ; e_u ; 22 \cdot t_s \cdot \sqrt{235/f} \}$$

t_f : l'épaisseur de la semelle supérieure de la PRS égale à 25mm

f_e : limite d'élasticité de l'acier de la PRS égale à 355MPa

Dans notre cas, la dalle de couverture est constituée par des dalles préfabriquées de 2m de longueur. Les rangées de goujons doivent donc être regroupées pour faciliter la mise en place de dalles.

Pour cela, nous avons choisi une disposition unique sur toute la longueur des poutres consiste à mettre les goujons en groupes espacés de 140cm, de sorte que chaque groupe contienne 6 rangées de goujons écartées de 12cm.



- Disposition longitudinale de groupes de goujons -

ETUDE D'EQUIPEMENTS

1. Appareil d'appui :

A. Fonction et disposition :

Les appareils d'appuis assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux (poutres métallique) et les appuis (piles et culées). Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant de charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassement d'appuis :

Il existe plusieurs types d'appareil d'appui tels que :

- Articulation en béton
- Appareil d'appui en élastomère fretté
- Appareil d'appuis spéciaux
- Appareil d'appui métallique

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté il est constitué d'un empilage de feuilles en élastomère (néoprène) et de tôles d'acier ayant le rôle de frettes. La liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par "adhérisation". Au moment de la vulcanisation, il présente une meilleure déformabilité. En effet, il reprend élastiquement les efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations.

Son coût faible à moyennement faible associé à la relative facilité de manipulation incite les projeteurs à l'utiliser.

Nous utilisons les appareils d'appuis en élastomère fretté de type STUP, avec les caractéristiques suivantes:

$$f_m = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de cisaillement } G = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\text{Allongement à rupture } 380\%$$

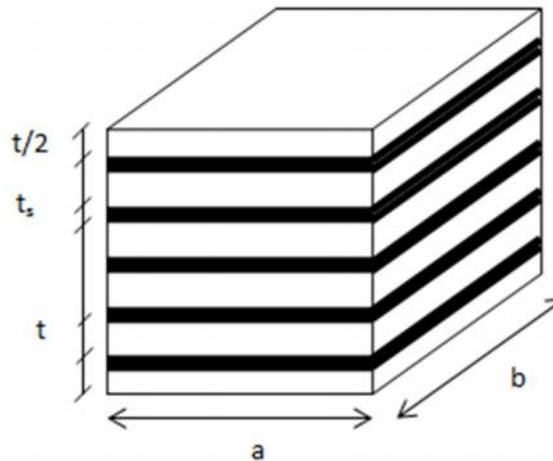
$$\text{Epaisseur d'une couche élastomère } T = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Résistance } R \text{ à rupture } 15 \text{ MPa}$$

Les réactions sur pile et culée sont comme suit :

Appui	N_{\max} (KN)	N_{\min} (KN)
Pile	4662.24	3107.95
Culée	1601.26	709.65

B. Dimensionnement :



- Les dimensions à définir pour un appareil d'appui -

a) Aire :

$$\frac{N_{max}}{a \times b} \leq m \quad \Rightarrow \quad a \times b \geq N_{max} / m$$

Sur pile :

$$a \times b \geq 0.31m^2 \quad \text{Soit : } a \times b = 550 \times 600mm^2 = 0.33m^2$$

Sur culée :

$$a \times b \geq 0.106m^2 \quad \text{Soit : } a \times b = 400 \times 450mm^2 = 0.18m^2$$

b) Hauteur nette de l'élastomère :

$$a / 10 \leq T \leq a / 5 \quad \Rightarrow \quad 40mm \leq T \leq 80mm$$

$$\text{Soit : } T = 60mm \text{ (5 feuilles de 12mm)}$$

c) Épaisseur de la frette :

t_s doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad t_s \geq 2mm$$

$$\beta : \text{coefficient de forme} \quad = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)} = 8.82$$

σ_e : la contrainte limite de l'inox égale à 245MPa

$$t_s \geq 2.58 \text{ mm} \quad \text{Soit : } t_s = 3mm$$

C. Évaluation et répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

a) Calcul des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée par :

$$R_i = \frac{1}{U_1 + U_2 + U_3}$$

U : déplacement d'un élément sous une charge unitaire de 1t.

$$U_1 = \frac{T}{G \times a \times b \times n} \quad \text{le déplacement dû à la distorsion.}$$

$$U_2 = \frac{h^3}{3 \times m \times E \times I} \quad \text{le déplacement dû à la flexion du fût}$$

$$U_3 = \frac{2l^2 \times L}{n \times d^2 \times E \times A} \quad \text{le déplacement de fondation (négligeable)}$$

Avec : (n=2) : nombre d'appareil d'appui par appui

T : hauteur nette de l'élastomère = 0.06 m

I : inertie du fût ; I = 0.1018 m⁴

m : nombre de fût, m = 3

h : hauteur du fût + chevêtre + dé d'appuis

A : surface d'un pieu

d : entre-axe des deux files de pieux

l : épaisseur de la semelle

k : nombre de pieux d'une file

E : module d'élasticité $E_s = 33000 \text{ MPa}$ $E_d = 11000 \text{ MPa}$

G : module de cisaillement $G_s = 0.9 \text{ MPa}$ $G_d = 1.8 \text{ MPa}$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Appui	état	U ₁ (mm)	U ₂ (mm)	U _i (mm)	R _i (MN/m)
Culée 1	statique	1,85	/	1,85	5,41
	dynamique	0,92	/	0,92	10,87
Culée 2	statique	1,85	/	1,85	5,41
	dynamique	0,92	/	0,92	10,87
Pile 1	statique	1,01	0,032	1,042	9,60
	dynamique	0,5	0,097	0,597	16,75
Pile 2	statique	1,01	0,085	1,095	9,13
	dynamique	0,5	0,254	0,754	13,26
Pile 3	statique	1,01	0,059	1,069	9,35
	dynamique	0,5	0,178	0,678	14,75

- Tableau récapitulatif de rigidités -

b) Détermination du centre de rigidité :

$$X_R = \frac{\sum x_j \times R_j}{\sum R_{i,sta}} = 58,45m$$

c) Evaluation des efforts horizontaux dynamiques et leurs répartitions :

L'effort dynamique appliqué chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{dyn} = H_i \cdot \frac{R_{i,dyn}}{\sum R_{i,dyn}}$$

H_i : effort horizontal développé sur le tablier.

Effet de freinage :

Les effets de freinage sont développés seulement par A et B_C.

Freinage de B_C $H_{Bc} = 0.3MN$

Freinage de A(L) : $F_A = 0.11MN$

Effet de séisme :

D'après le « RPOA » la composante horizontale de l'effet sismique est :

$$E_H = 0.3G$$

G : poids total du tablier = 1296.27 t

$$H_S = 3,88 MN$$

Effet du vent :

$$H_V = P_v \cdot S = P_v \cdot L_T \cdot H_t$$

$$P_v = 2.10^{-3} MN/m^2$$

$L_T = 119 m$ (la longueur totale du tablier).

$H_t : 2.03m$ (hauteur du tablier).

$$H_V = 0.38 MN$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Appui	R _i	R _i / R _i	H _A (MN)	H _{Bc} (MN)	H _v (MN)	H _s (MN)
Culée 1	10,87	0,16	0,02	0,05	0,06	0,63
Culée 2	10,87	0,16	0,02	0,05	0,06	0,63
Pile 1	16,75	0,25	0,03	0,08	0,10	0,98
Pile 2	13,26	0,20	0,02	0,06	0,08	0,77
Pile 3	14,75	0,22	0,03	0,07	0,08	0,86

- Tableau récapitulatif de répartition des efforts dynamiques –

d) Evaluation des efforts horizontaux statiques et leurs répartitions :

L'effort revenant à chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H = .x_i.R_i$$

Effet de la température :

$$H_t = .x_i.R_i$$

$$t = 10^{-4} \quad \text{« longue durée »}$$

$$t = 3.10^{-4} \quad \text{« courte durée »}$$

Effet du fluage :

$$H_{flu} = .x_i.R_i$$

$$flu = K_{flu} . 10^{-4} = 2.10^{-4}$$

Effet du retrait :

$$H_r = .x_i.R_i$$

$$r = 2,5.10^{-4}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Appui	x_i	R_i (MN/m)	H_t C-D	H_t L-D	H_{flu} (KN)	H_r (KN)
Culée 1	58,45	5,41	31,59	157,97	63,19	78,99
Culée 2	60,55	5,41	32,73	163,65	65,46	81,82
Pile 1	33,95	9,60	32,58	162,91	65,16	81,45
Pile 2	1,05	9,13	0,96	4,79	1,92	2,40
Pile 3	36,05	9,35	33,72	168,62	67,45	84,31

- Tableau récapitulatif de répartition des efforts statiques -

D. Vérifications :

a) Contraintes normales :

$$N < adm$$

$$N = 1.5 \times m/$$

$$adm = 3G_{sta} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$m = N_{max}/a.b$$

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

Sur pile :

$$m = 14.12 \text{ MPa}$$

$$= 11.95$$

$$N = 1.47 < 2.7 \text{ MPa}$$

vérifié

Sur culée :

$$m = 12.77 \text{ MPa}$$

$$= 8.82$$

$$N = 2.02 < 2.7 \text{ MPa}$$

vérifié

b) Contraintes de cisaillement :

$$\sigma_{H1+H2/2} = 1.3G \quad (H_{max} \text{ est dû au séisme})$$

$$H1 = \frac{G \times U_1}{T} : \text{contrainte limite due aux déformations de l'appui}$$

$$H2 = \frac{H_2}{a \times b} : \text{contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique max.}$$

$$U_1 = \dot{h}_{max}$$

$$H_2 = \max \{H_S ; H_{Bc} ; H_A ; H_V\}$$

Sur pile :

$$U_1 = 1,01 \text{ mm}$$

$$H_2 = 0,98 \text{ MN}$$

$$\sigma_{H1+H2/2} = 1,09 \text{ MPa} > 1,17 \text{ MPa}$$

vérifié

Sur culée :

$$U_1 = 1,85 \text{ mm}$$

$$H_2 = 0,63 \text{ MN}$$

$$\sigma_{H1+H2/2} = 0,98 \text{ MPa} > 1,17 \text{ MPa}$$

vérifié

c) Déformation lente due à la rotation d'appui :

$$< 0,7G_{st}$$

$$= 0,5.G_S.(a/T)^2 \cdot i$$

$$i = \frac{r + r_0}{n}$$

r_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose « $r_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$ »

r : rotation due au poids propre

T : hauteur de l'élastomère (T = 60mm)

n : nombre de feuillets d'élastomère (n = 5)

Sur pile :

$$= 2,34 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$i = 1,07 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$= 0.59 \text{ MPa} < 0.63 \text{ MPa}$$

vérifié

Sur culée :

$$= 1,22 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$i = 0,84 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$= 0.27 \text{ MPa} < 0.63 \text{ MPa}$$

vérifié

d) Cumul de contraintes :

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_H + \sigma_{H2} < 5G$$

Sur pile :

$$= 3.69 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa}$$

vérifié

Sur culée :

$$= 4.31 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa}$$

vérifié

e) Condition de non cheminement :

$$N_{min} / a \times b \leq 2 \text{MPa}$$

Sur pile :

$$N_{min} = 1.60 \text{MN}$$

$$a \times b = 0.33 \text{m}^2.$$

$$N_{min} / a \times b = 3.94 \text{MPa} > 2 \text{MPa}$$

vérifié

Sur culée :

$$N_{min} = 0.71 \text{MN}$$

$$a \times b = 0.18 \text{m}^2$$

$$N_{min} / a \times b = 4.84 \text{MPa} > 2 \text{MPa}$$

vérifié

f) Condition de non soulèvement :

$$t < \frac{3 \times t^2 \times \sigma_m}{\beta \times a^2 \times G}$$

Sur pile :

$$t = 2,34 \times 10^{-3} \text{rd} < 2.51 \times 10^{-3} \text{rd}$$

vérifié

Sur culée :

$$t = 1.22 \times 10^{-3} \text{rd} < 3.17 \times 10^{-3} \text{rd}$$

vérifié

g) Condition de non glissement :

$$H_{max} \leq f \times N_{min}$$

$$f = 0.10 + 0.6 / m = 0.24$$

$$H_{max} = H_{séisme} / n$$

Sur pile :

$$H_{max} = 0.49 \text{MN}$$

$$N_{min} = 0.71 \text{MN}$$

$$0.24 \times 0.71 = 0.17 \text{MN} < 0.49 \text{MN}$$

non vérifié

Sur culée :

$$H_{max} = 0.31 \text{MN}$$

$$N_{min} = 1.6 \text{MN}$$

$$0.24 \times 1.6 = 0.38 \text{MN} < 0.31 \text{MN}$$

non vérifié

❖ Conclusion :

On préconise des appareils d'appui de type :

$$550 \times 600 \times 5(12+3)$$

sur pile

$$400 \times 450 \times 5(12+3)$$

sur culée

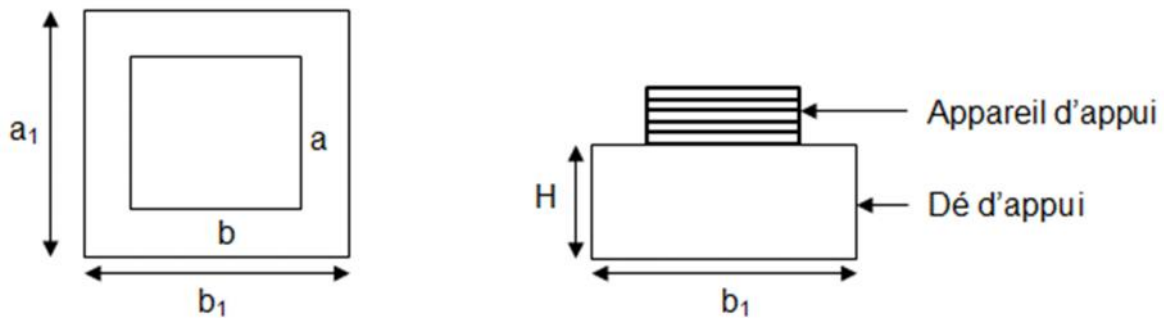
Après vérifications nous avons remarqué que la condition de non-glissement n'est pas obtenue. Dans ce cas, on prévoit de mettre deux plots parasismiques pour éviter le glissement des poutres lors d'un séisme.

2. Dé d'appui :

A. Fonction et disposition :

Le dé d'appui est un dispositif en béton placé sous l'appareil d'appui. Il sert à diffuser les charges localisées provenant directement du tablier et les transmettre aux appuis sur lesquels il est appuyé.

B. Dimensionnement :



$$H = (2 \cdot a \cdot b / P_0) = a \cdot b / (a + b)$$

Sur pile :

$$H = 28.69 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } H = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a_1 = 80 \text{ cm ; } b_1 = 80 \text{ cm}$$

Sur culée :

$$H = 19.68 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } H = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a_1 = 80 \text{ cm ; } b_1 = 80 \text{ cm}$$

C. Ferrailage :

D. Enrobage = 3cm ; Section (0.30x0.80m²) ; Béton = 27Mpa ; Acier : f_e = 400Mpa

$$R_u = 4.66 \text{ MN}$$

$$R_{ser} = 3.45 \text{ MN}$$

$$s = 348 \text{ MPa}$$

$$s = 207.31 \text{ MPa}$$

a) Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 25\%R_{max}$

$$A_c = \max \{ 0.25R_u / s ; 0.25R_{ser} / s \}$$

$$A_c = 41.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{9HA25} (44.16 \text{ cm}^2)$$

b) Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures :

$$A_p = \max \{ 0.125R_u / s ; 0.125R_{ser} / s \}$$

$$A_p = 20.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{5HA25} (24.54 \text{ cm}^2)$$

c) Armatures de diffusion :

→ Ferrailage de surface « frettes supérieures » :

Ce sont des armatures capables de reprendre $4\%R_{max}$

$$A_s = \max \{0.04R_{u/s} ; 0.04R_{ser/s}\}$$

$$A_s = 6.65\text{cm}^2$$

Soit : **6HA12** (6.78cm²)

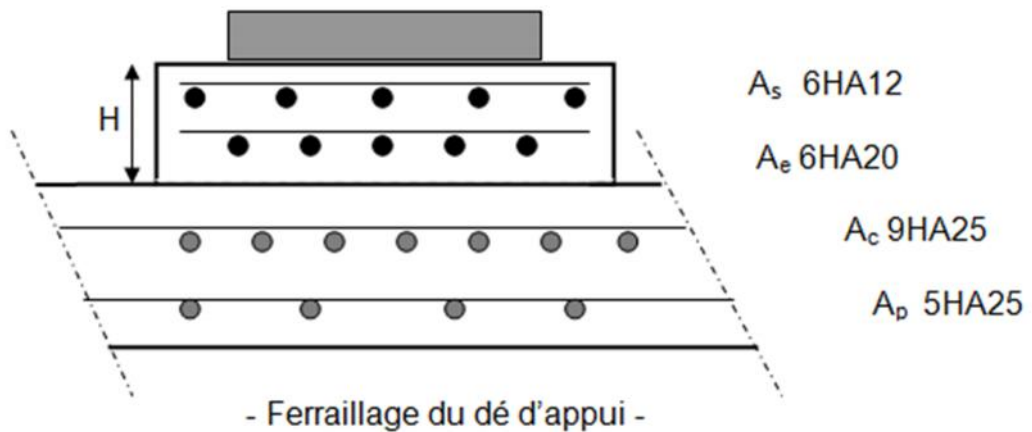
→ Ferrailage inferieur ou d'éclatement « frettes inferieures » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur de Z telles que: $H/3 < Z < H$

$$A_i = \max \{0.1R_{u/s} ; 0.1R_{ser/s}\}$$

$$A_i = 16.64\text{cm}^2$$

Soit : **6HA20** (18.84cm²)



3. Plot parasismique :

A. Fonction et disposition :

Les plots parasismiques sont en béton armé. Ils sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées.

Ils servent à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

B. Dimensionnement :

La conception des plots parasismique doit satisfaire aux exigences ci-dessous :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversaux.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieure.
- Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismiques.

Pour cela, nous avons choisie deux plots parasismiques sur chaque appui dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Une hauteur de 50cm.
- Une section de 80×80cm.
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

C. Evaluation des charges :

La charge appliquée sur le plot sismique est la composante horizontale du séisme : H_s

$$M = H_s \times e = 0.98 \times 0.375 = 367.5 \text{KN.m}$$

D. Ferrailage :

Enrobage = 3cm ; Section (0.80×0.80m²) ; Béton = 27MPa ; Acier : $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures longitudinales

$$A_s = 18.00\text{cm}^2 \qquad \text{Soit : } \mathbf{6HA20} \text{ (18.85cm}^2\text{)} \quad e = 9\text{cm}$$

- Disposition constructive :

$$A_s' = A_s/2 = 9.43\text{cm}^2 \qquad \text{Soit : } \mathbf{6HA16} \text{ (12.1cm}^2\text{)} \quad e = 10\text{cm}$$

4. Joint de chaussée :

A. Fonction et disposition :

Cet équipement assure la continuité de roulement à la jonction entre tablier, et culées. Il est caractérisé par son « **souffle** » qui exprime la capacité de déplacement total entre les positions fermées et ouvertes résultant des déformations thermiques du tablier et des déplacements dus aux rotations sur appuis sous l'action des surcharges. Les autres exigences du joint ont trait à la résistance aux sollicitations de fatigue, à l'étanchéité entre joint et chape, à la facilité d'entretien et de remplacement, au silence et au confort.

Les diverses conceptions de joints se différencient par leur capacité de souffle et leur aptitude à supporter des trafics légers, semi- lourds ou lourds.

B. Dimensionnement des joints de chaussée :

Nous avons un tablier à fort déplacement sous séisme ($l > 2 \text{ cm}$)

Dans ce cas, on dimensionne les joints de chaussée avec la combinaison :

$$\text{Souffle total} = \text{souffle de service} + \text{souffle sismique} / 3$$

a) Souffle de service :

Le souffle de service est le cumul de déplacements dû au retrait, différence de température et fluage.

$$= \frac{\Delta l}{l_{\text{tot}}} \quad \Rightarrow \quad l_1 = (r + \tau + \text{flu}) \times l_{\text{tot}}$$

r : déformation du au retrait égale à $2,5 \times 10^{-4}$.

τ : déformation du au différence de température égale à 5×10^{-4} .

flu : déformation du au fluage égale à 2×10^{-4} .

$$l_1 = (2,5+5+4).10^{-4} \times 119 \quad \Rightarrow \quad l_1 = 11.31 \text{ cm}$$

b) Souffle sismique :

Le supplément du souffle nécessaire vis-à-vis du séisme n'est que la valeur du déplacement sismique du tablier dans une direction

Dans notre cas le déplacement sismique est : $l_2 = 5,83 \text{ cm}$

c) Souffle total :

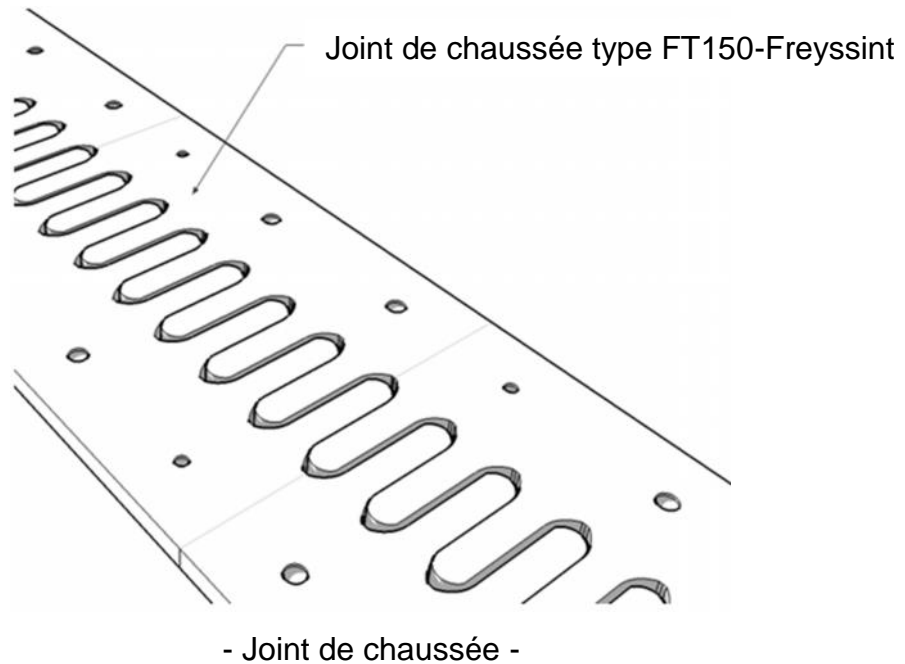
$$\text{Souffle total} = \text{souffle de service} + \text{souffle sismique} / 3$$

$$l_{\text{tot}} = l_1 + l_2 / 3 \quad \Rightarrow \quad l_{\text{tot}} = 13,25 \text{ cm}$$

❖ Conclusion :

Compte tenu du déplacement obtenu nous avons prévu d'utiliser deux joints de chaussée de type FT150-Freyssinet, ayant les caractéristiques suivantes :

- Déplacement transversal en service $\pm 10\text{mm}$.
- Déplacement longitudinal de 20 à 170 mm.
- Rotation admissible de 0,03 rad.



ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.....

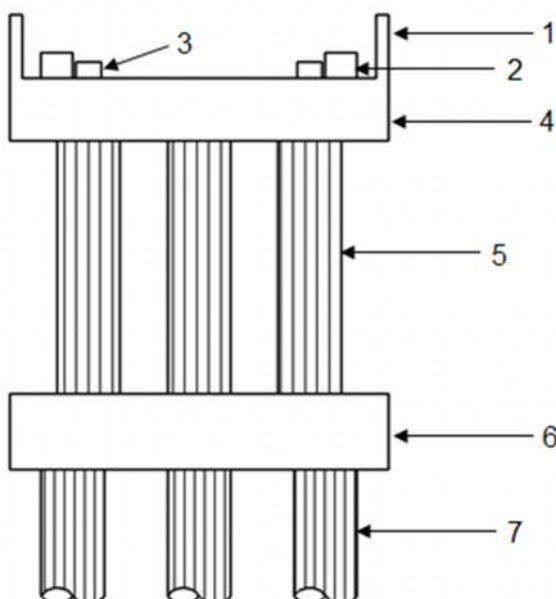
Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement à totalement encastré.

1. Choix de la morphologie :

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant un oued, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, nous proposons une pile composée de fûts à section circulaire.

A. Composantes d'une pile à fûts :

La figure ci-dessous illustre les différentes composantes d'une pile à fûts :



- (1) : muret cache
- (2) : plot parasismique
- (3) : dé d'appui
- (4) : chevêtre
- (5) : fût
- (6) : semelle
- (7) : pieu

- Pile à fûts -

B. Implantation :

La hauteur de la pile est évaluée selon la formule suivante:

$$H \text{ pile} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - H \text{ tablier (1.78m)}$$

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3
Point kilométrique	0+110.00	0+145.00	0+180.00
cote projet	11.87	11.14	10.40
cote TN	5.80	2.32	2.97
cote fondation	5.01	1.85	2.51
hauteur de la pile	5.08	7.51	6.11

- Tableau définissant l'implantation et la hauteur des piles -

C. Pré-dimensionnement :

a) Chevêtre :

Hauteur : $h_c = 1.4\text{m}$

Largeur : $b = 1.5\text{m}$

Longueur : $L = 9.3\text{m}$

b) Fûts :

Ils sont de forme cylindrique, de diamètre fixe ($\phi = 1.20\text{m}$)

La hauteur d'un fût se calcule par la formule suivante :

$$H \text{ fût} = H \text{ pile} - H (\text{chevêtre} + \text{dé d'appui})$$

Désignation	Pile°1	Pile°2	Pile°3
H pile (m)	5.08	7.51	6.11
H (chevêtre + dé d'appui)	1.70	1.70	1.70
H fût (m)	3.38	5.81	4.41

-Tableau définissant les hauteurs des fûts -

c) Semelle :

Épaisseur : $e = 1,6\text{m}$.

Largeur : $b = 5.6\text{m}$.

Longueur: $L = 9 \text{ m}$.

d) Pieux :

On utilise des pieux de diamètre $\phi = 1,2 \text{ m}$ à 27m (Fondations profonds).

2. Ferrailage des éléments de la pile

Le ferrailage des éléments de la pile sera effectué à l'aide du logiciel EXPERT BA

A. Chevêtre :

a) Évaluation des charges :

- Réaction due au poids propre : $R_T = 230.21\text{t/poutre}$
- Poids propre du chevêtre : $G = 5.25\text{t/ml}$
- Réaction due à la surcharge D_{240} : $R_{D240} = 115.13\text{t/poutre}$

b) Combinaisons des charges :

- À l'ELS : $R_T + R_{D240} + G$
 $M_{\max} = 1.19\text{t.m}$ $M_{\min} = -9.48\text{t.m}$ $T_{\max} = 355.98\text{t}$
- À l'ELU : $1.35 \times (R_T + R_{D240} + G)$
 $M_{\max} = 1.6\text{t.m}$ $M_{\min} = -12.79\text{t.m}$ $T_{\max} = 480.49\text{t}$

c) Vérification de la section au cisaillement:

$$u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{f} \qquad \bar{f} = \min [0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}]$$

$u = 2.53 < 2.7 \text{ MPa.}$ Vérifié

d) Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple avec :

Enrobage = 5cm ; Section (1.5x1.4m²) ; Béton = 27Mpa ; Acier : $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures longitudinales :

$A_s = 52.5\text{cm}^2$ Soit : **7HA32** (56.30cm²) e = 18.5cm

- Disposition constructive :

$A'_s = A_s / 2 = 28.15\text{cm}^2$ Soit : **7HA25** (34.36cm²) e = 23.5cm

- Armatures de répartition :

$t = L/3$ Soit : **HA12**

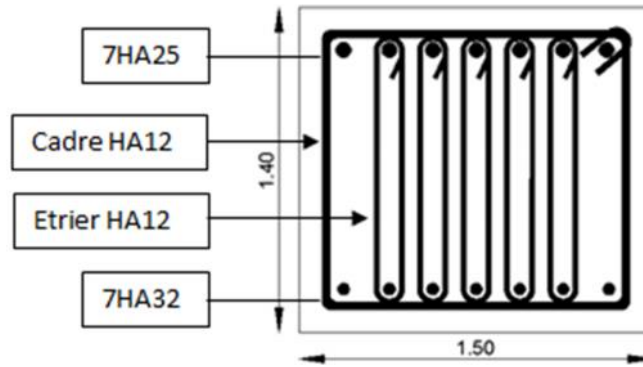
On a choisi d'utiliser : 1 cadre et 5 étriers HA12

$S_{t0} = 0.9f_e \cdot A_t \cdot d / (s \cdot V_u)$ $S_{t0} = 8\text{cm}$

$S_{t\max} = \min\{0.9d; 40\text{cm}; A_t \cdot f_e / 0.4b\}$ $S_{t\max} = 40\text{cm}$

En zone d'appui : $S_t = S_{t0} = 8\text{cm}$

En zone courante : $S_t = S_{t\max} = 40\text{cm}$



-Ferrailage de chevêtre -

B. Fûts :

Chaque pile contient 3 fûts de diamètre 1.2m encastés dans la semelle et le chevêtre soumis aux charges transmises par le chevêtre. Pour le ferrailage on prend le plus haut fût (h = 5.81m)

a) Vérification du fût au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda = L_c / i < 50$

$$L_c = 0.7 \times h \quad \Rightarrow \quad L_c = 4.06 \text{ m}$$

$$i = h / 4 \quad \Rightarrow \quad i = 0.3 \text{ m}$$

$$\lambda = 14.06 < 50 \quad \Rightarrow \quad \text{vérifié}$$

b) Evaluation des efforts :

Le fût est soumis aux charges suivantes :

→ Selon le sens z :

- Poids propre du fût : $G_{\text{fût}} = 17.54 \text{ t}$
- Réaction due au poids propre : $R_c = 250.76 \text{ t}$
- Réaction due à la surcharge D240: $R_{D240} = 115.13 \text{ t}$
- Composante verticale de la charge sismique :

$$V_s = G \times v \quad v = 0.09$$

$$\text{Superstructure :} \quad V_{sS} = R_c \times v = 22.18 \text{ t}$$

$$\text{Infrastructure :} \quad V_{sI} = G_i \times v = 1.57 \text{ t}$$

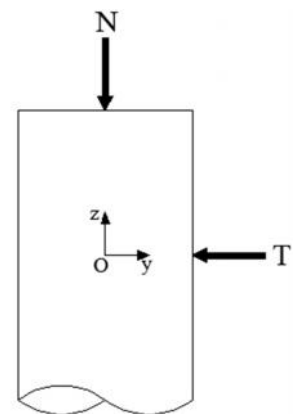
$$V_s = V_{sS} + V_{sI} \quad V_s = 23.75 \text{ t}$$

→ Selon le sens y :

- Freinage de B_C:

$$H_{BC} = 6 \text{ t}$$

$$H_{BC} / \text{fût} = 2 \text{ t}$$



- Effet dû au vent :

$$H_v = S \times q \qquad q = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

Superstructure : $H_{vs} = 8t$

Infrastructure : $H_{vi} = 4.88t$

$$H_v / f_{\text{ût}} = 4.28t$$

- Variation linéaire de la température :

$$H_t = 16.86t$$

$$H_t / f_{\text{ût}} = 5.62 \text{ t}$$

- Composante horizontale de la charge sismique :

$$H_s = G \times h \qquad h = 0.3$$

Superstructure : $H_{ss} = R_c \times h = 77.16t$

Infrastructure : $H_{si} = G_i \times h = 30.42t$

$$H_s = H_{ss} + H_{si} \qquad H_s = 107.58t$$

c) Combinaisons des charges :

- À l'ELU : $1.35 \times (R_T + R_{D240} + G) + 1.6 \times H_{Bc} + H_t + H_v$

$$M_U = 84.19t.m \qquad N_U = 517.61t$$

- À l'ELS : $R_C + R_{D240} + G + 1.2 \times H_{Bc} + H_t + H_v$

$$M_S = 62.59t.m \qquad N_S = 383.41t$$

- À l'ELA : $R_C + 0.3R_G + 0.3 \times 0.09R_G + 0.2R_{D240} + 0.2H_{Bc} + H_s$

$$M_A = 296.6t.m \qquad N_A = 279.91t$$

d) Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion composée :

$c = 5\text{cm}$; section circulaire : $\phi = 1.2\text{m}$; Béton 27Mpa ; Acier : $f_e = 400\text{Mpa}$

- Les armatures longitudinales :

$$A_s = 113.097\text{cm}^2 \qquad \text{Soit : } \mathbf{24HA25} \text{ (117.8cm}^2\text{)}$$

$$S_t = \frac{\phi - 2c}{n - 1} \times \pi \qquad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

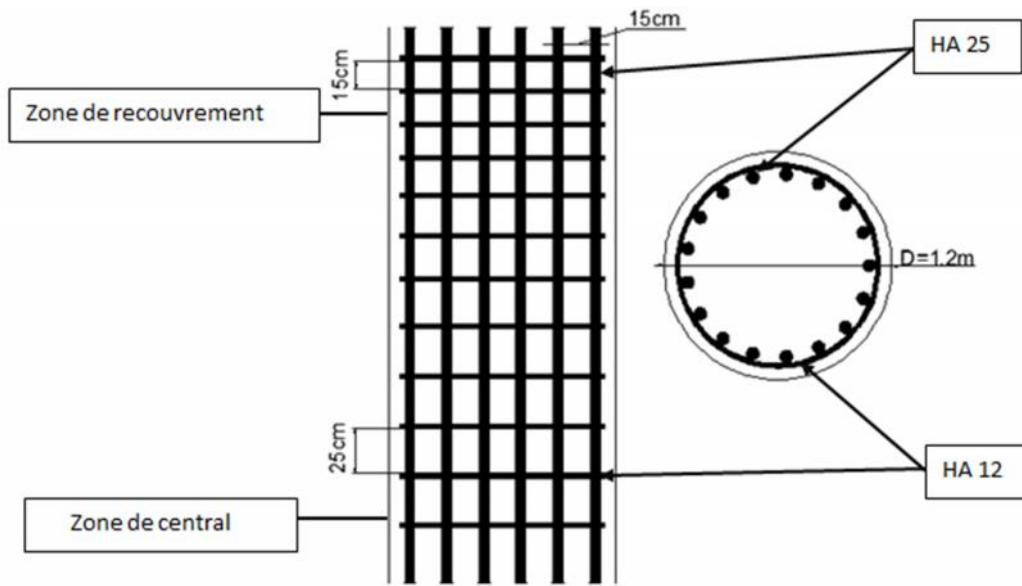
- Les armatures de répartition :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 8.33\text{mm} \qquad \text{Soit : } \mathbf{HA12}$$

$$S_t \leq 15\phi_l = 15 \times 37.5\text{cm}$$

En zone de recouvrement : $S_t = 15\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 25\text{cm}$



- Ferrailage des fûts -

C. Semelle :

a) Evaluation des efforts :

La semelle est soumise aux charges suivantes :

→ Selon le sens z :

- Poids propre de la semelle : $G_s = 201.6t/ml$
- Poids des remblais sur la semelle : $P_r = 42.63t$
- Réaction due au poids propre : $R_f = 570.41t$
- Réaction due à la surcharge D240: $R_{D240} = 230.26t$
- Composante verticale de la charge sismique :

$$V_s = G \times v \quad v = 0.09$$

Superstructure : $V_{s_s} = R_t \times v = 41.43t$

Infrastructure : $V_{s_i} = G_i \times v = 31.88t$

$$V_s = V_{s_s} + V_{s_i} \quad V_s = 73.31t$$

→ Selon le sens y :

- Freinage de B_C: $H_{Bc} = 6t$
- Effet dû au vent : $H_v = 12.88t$
- Variation linéaire de la température : $H_t = 16.86t$
- Composante horizontale de la charge sismique :

$$H_s = G \times h \quad h = 0.3$$

Superstructure : $H_{s_s} = R_c \times h = 77.16t$

Infrastructure : $H_{s_i} = G_i \times h = 103.69t$

$$H_s = H_{s_s} + H_{s_i} \quad H_s = 180.82t$$

b) Combinaisons des charges :

- À l'ELU : $1.35 \times (R_f + R_{D240} + G_s + P_r) + 1.6 \times H_{Bc} + H_t + H_v$
 $M_U = 307.62 \text{ t.m}$ $N_U = 1410.61 \text{ t}$
- À l'ELS : $R_f + R_{D240} + G_s + P_r + 1.2 \times H_{Bc} + H_t + H_v$
 $M_S = 228.7 \text{ t.m}$ $N_S = 1044.9 \text{ t}$
- À l'ELA : $0.3 \times 0.09 \times G + G + 0.2 R_{D240} + 0.2 H_{Bc} + H_s$
 $M_A = 1003.61 \text{ t.m}$ $N_A = 882.63 \text{ t}$

c) Effort revenant à chaque pieu:

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.
- Capacité portante d'un pieu = 368.32t

Pour le nombre des pieux, on a choisi de mettre six pieux sous la semelle telle que la charge revenant à chacun est :

- À l'ELU :
 $N_1 = \frac{1410.61}{6} + \frac{307.62 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 263.58 \text{ t}$
 $N_2 = \frac{1410.61}{6} - \frac{307.62 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 206.62 \text{ t}$
- À l'ELS :
 $N_1 = \frac{1044.9}{6} + \frac{228.7 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 195.32 \text{ t}$
 $N_2 = \frac{1044.9}{6} - \frac{228.7 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 152.98 \text{ t}$
- À l'ELA :
 $N_1 = \frac{882.63}{6} + \frac{1003.61 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 240.02 \text{ t}$
 $N_2 = \frac{882.63}{6} - \frac{1003.61 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 54.18 \text{ t}$

✓ Vérification :

Au poinçonnement : $R_{\max} = 263.58 \text{ t}$ 368.32 t vérifié
 Au soulèvement : $R_{\min} = 54.18 \text{ t}$ 0 vérifié

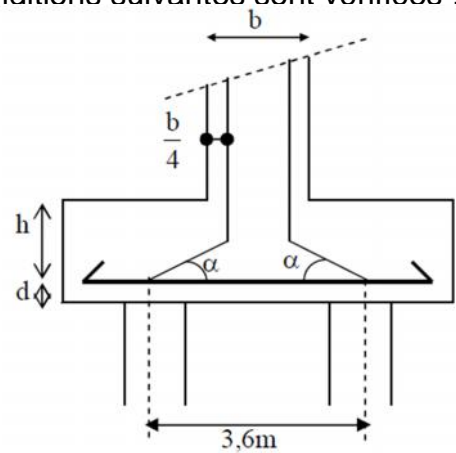
d) Ferrailage (par la méthode des bielles) :

Cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha \geq 45^\circ \text{ et } h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h'}{L/2 - b/4} = 1 \quad \alpha = 45 \geq 45^\circ \quad \text{Vérifié}$$

$$L/2 - b/4 = 1.6 \quad L/2 - b/4 = 1.5 \quad \text{Vérifié}$$



- Coupe transversale de la semelle -

> Armatures transversales inférieures :

Condition normale : $\sigma_a = \sigma_e \times 2/3 = 2666.67 \text{ kg/cm}^2$

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{(L/2 - b/4)}{h} \Rightarrow A_1 = 92.66 \text{ cm}^2$$

Condition sismique : $\sigma_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$A_2 = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{(L/2 - b/4)}{h} \Rightarrow A_2 = 56.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 92.66 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{12HA32} \text{ (96.51 cm}^2\text{)}$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 24.5 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{li} = A/3 = 32.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{11HA20} \text{ (34.55 cm}^2\text{)}$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 27 \text{ cm}$$

- Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = A/10 = 9.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{12HA12} \text{ (13.56 cm}^2\text{)}$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 33.5 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = A/3 = 32.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{11HA20} \text{ (34.55 cm}^2\text{)}$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 27 \text{ cm}$$

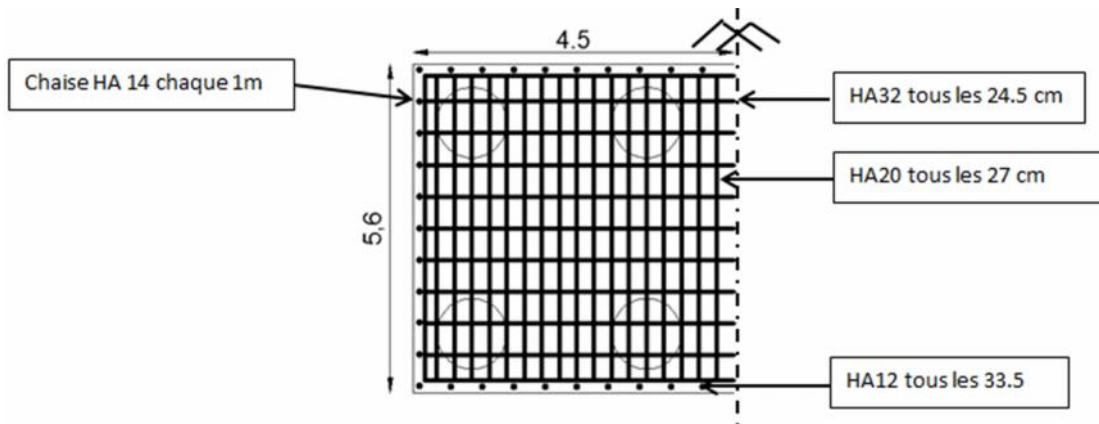
- Armatures latérales :

$$A_l = A/10 = 9.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{9HA12} \text{ (10.18 cm}^2\text{)}$$

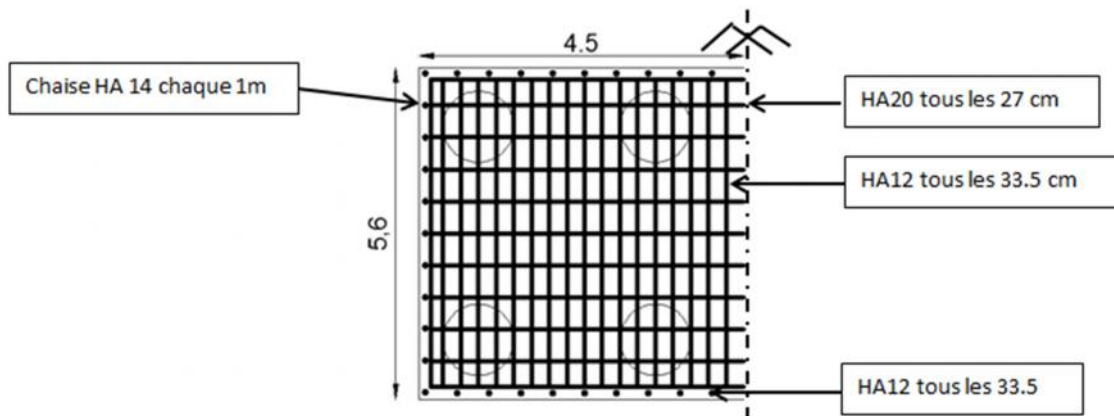
$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 33.5 \text{ cm}$$

✓ Remarque :

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.



- Ferrailage de la nappe inférieure -



- Ferrailage de la nappe supérieure -

D. Pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, et qu'il faille descendre jusqu'au bon sol (substratum) sur une grande profondeur. La disposition des pieux dépend des impératifs suivants :

- Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels.
- Centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

✓ Remarque : On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux, car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

a) Les efforts appliqués sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

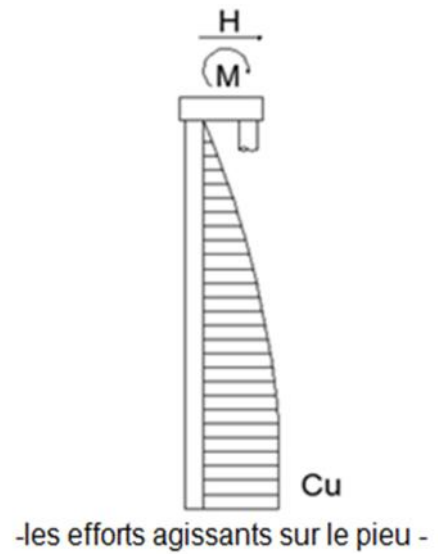
$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

- b : Diamètre du pieu.
- C_U : cohésion non drainé du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$= \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

- α : Longueur élastique du pieu.



- Calcul de λ :

} : Coefficient d'amortissement du module de WERNER

$$\lambda = 1/ \quad b = 1.2m \quad C_U = 1.21kg/cm^2 \quad L = 27m$$

E : module d'élasticité du béton = 21000 √270 = 3.45 × 10⁵ kg / cm².

$$I : \text{moment d'inertie du pieu} = \frac{fD^4}{64} = \frac{f(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$= \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}} = 0.179m^{-1} \quad \text{D'où : } I = 4.83$$

- Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

$$F_{Bc} = 6t$$

$$H_t = 16.86t$$

$$P = P_i / n \quad \Rightarrow \quad P = 3.81t/\text{pieu}$$

Condition sismique :

$$H_s = 0.3 \times G = 180.85t$$

$$H_t = 16.86t$$

$$P = P_i / n \quad \Rightarrow \quad P = 32.95t/\text{pieu}$$

- Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI_{,0} = t_{,M} \times \frac{\bar{M}}{\} + \frac{\bar{P}}{\}^2 t_{,P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = t_{,M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} t_{,P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = 0.179m⁻¹

$$L = 27m \quad \Rightarrow \quad L = 4.83$$

X_P, X_M : Données par les abaques de WERNER en fonction de λL .

$$\lambda L = 4,83 \quad \Rightarrow \quad X_P = 1.34 \quad X_M = 1.6$$

$$M(z) = EI_{r0} = t_{,M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} t_{,P} = 0 \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = - \frac{t_{,P}}{t_{,M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Condition normale :

$$\bar{P} = 3.81t/\text{pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -17.82t.m$$

Condition sismique :

$$\bar{P} = 32.95t/\text{pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -154.16t.m$$

- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = t_{,M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} t_{,P}$$

Condition normale :

$$M(z) = X_{\theta M} \times (-17.82) + \frac{3.81}{0.179} \times X_{\theta P}$$

Condition sismique :

$$M(z) = X_{\theta M} \times (-154.16) + \frac{32.95}{0.179} \times X_{\theta P}$$

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2.7	5.4	8.1	10.8	13.5	16.2	18.9	21.6
$\chi_{\theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,10	0,04	0,01
$\chi_{\theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04
Condition normale	-9.19	-2.27	2.46	4.07	4.30	3.53	2.26	0,67
Condition sismique	-79.58	-19.69	21.28	35.24	37.22	30.6	19.6	5.82

- Valeurs des coefficients X_P, X_M et les moments en fonction de Z -

b) Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion composée :

$C = 5\text{cm}$; section circulaire ($\phi = 1.2\text{m}$) ; Béton = 27MPa ; Acier : $f_e = 400\text{MPa}$

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique :

$$M_A = -154.16\text{t.m} \qquad N_A = 54.18\text{t}$$

- Armatures longitudinales :

$$A_s = 113.095\text{cm}^2 \qquad \text{Soit : } \mathbf{24HA25} \text{ (117.8cm}^2\text{)}$$

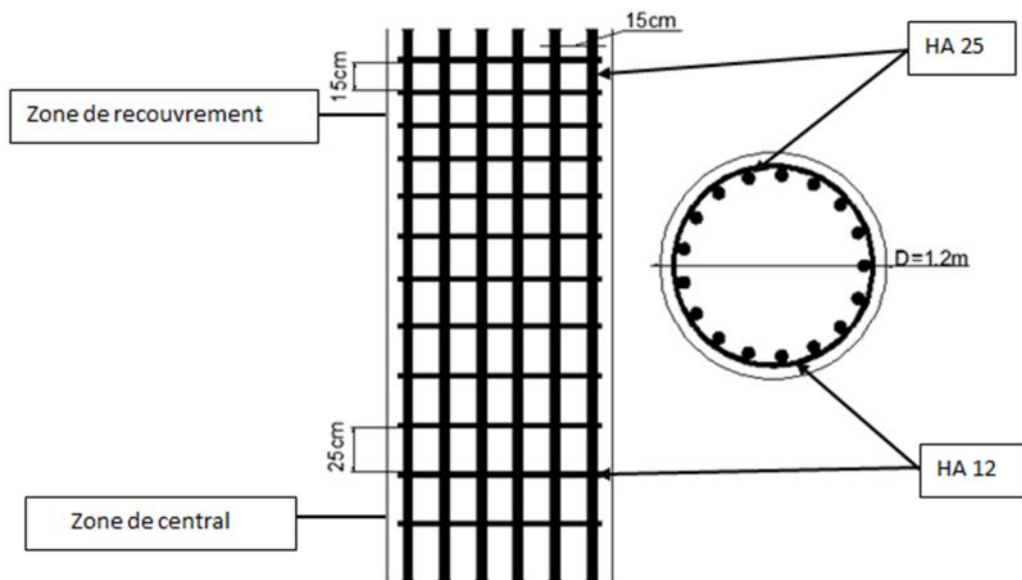
$$S_t = \frac{\phi - 2c}{n-1} \times \pi \qquad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

- Armatures de répartition :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 10.66\text{mm} \qquad \text{Soit : } \mathbf{HA12}$$

$$S_t \leq 15\phi_l = 37.5\text{cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm (recouvrement)}$$

$$S_t = 25\text{cm (zone courante)}$$



- Ferraillage des pieux -

✓ Remarque :

Pour éviter le risque d'affouillement local des piles, le laboratoire chargé de l'étude géotechnique a recommandé de protéger la pile 1 (situé sur le lit d'oued) par des rideaux de palplanches. Pour ce faire, il est prévu d'exécuter 84 palplanches type PU16 de 6m de longueur.

ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble structure du pont. C'est sur laquelle repose les deux extrémités du tablier. Son rôle principal est d'assurer :

- Le raccordement de l'ouvrage au sol.
- La continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

1. Choix de la morphologie :

Il existe plusieurs types de culées :

- Culée remblayée
- Culée enterrée
- Culée par contre poids

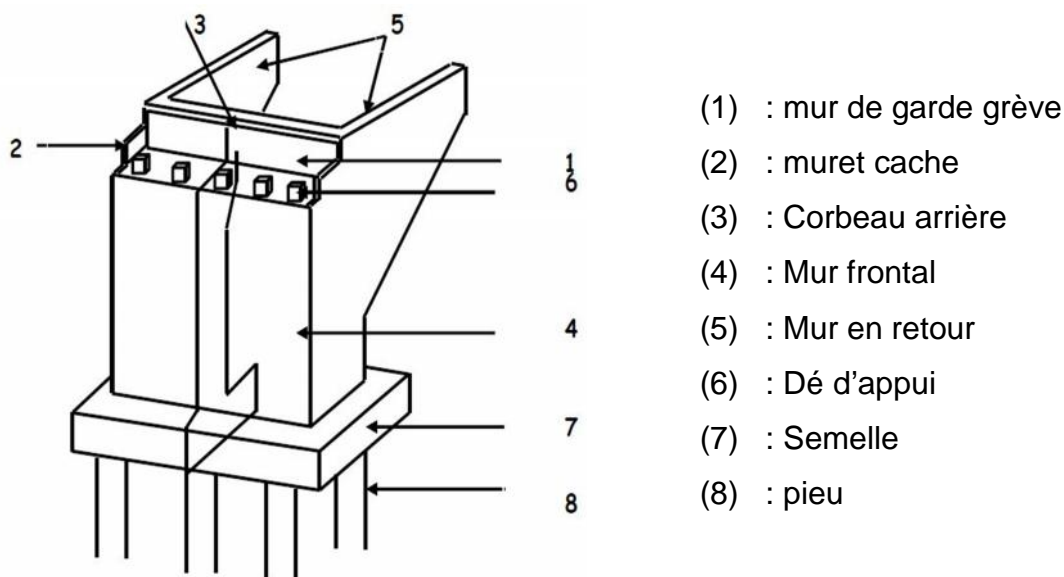
Le choix de la culée résulte d'une analyse relative à :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Dans le présent projet, la culée est implantée dans une zone de remblai. Ce qui implique l'option d'une **culée remblayée**. Celle-ci joue le rôle de soutènement des terres en plus des rôles principaux précédemment cités.

A. Composantes d'une culée remblayée :

La figure ci-dessous illustre les différentes composantes d'une culée remblayée :



- Vue panoramique d'une culée remblayée -

B. Implantation de la culée :

La hauteur de la culée est évaluée selon la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

Désignation	culée 1	culée 2
Point kilométrique	0+85.50	0+204.50
cote projet	9.88	12.39
cote TN	5.51	9.39
cote fondation	4.11	8.64
hauteur de culées	5.77	3.75

- Tableau définissant l'implantation et la hauteur des culées -

C. Pré-dimensionnement :

On s'intéresse au dimensionnement de la culée la plus haute qui présente le cas le plus défavorable :

a) Mur garde grève :

Hauteur :	$H = 2\text{m.}$
Épaisseur :	$E = 0,30\text{m}$
Longueur :	$L = 10.37\text{m.}$

b) Corbeau :

Hauteur :	$H_1 = 0.20\text{m}$
Hauteur :	$H_2 = 0.30\text{m}$
Épaisseur :	$E = 0.30\text{m}$
Largeur :	$L = 9.77\text{m}$

c) Dalle de transition :

Largeur :	$B = 9.77\text{m}$
Longueur :	$L = 5\text{m}$
Épaisseur :	$E = 0.30\text{m}$

d) Mur en retour :

Longueur :	$L = 7.00\text{m}$
Hauteur :	$H = 5.77\text{m}$
Épaisseur :	$E = 0.30\text{m}$

e) Mur frontal :

Hauteur :	$H = 3.77\text{m}$
Épaisseur :	$E = 1.50\text{m.}$
Longueur :	$L = 10.37\text{m}$

f) Semelle :

Épaisseur : E = 1.6m
 Largeur : B = 5.6m
 Longueur : L = 11.5m

g) Pieu :

On utilise des pieux de forme cylindrique de dimensions :

Diamètre : = 1,2m
 Longueur : L = 27m

2. Détermination du coefficient de poussée k_a :

- En condition normale: $K_\alpha = \text{tg}^2 \left(\frac{f}{4} - \frac{\beta}{2} \right)$
- En condition sismique: $K_\alpha = \frac{\text{COS}^2(\varphi + \alpha - \theta) \times \text{cos}(\delta - \alpha) \times k}{\text{cos}^2 \alpha \times \text{cos}(\delta - \alpha + \varphi) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\text{cos}(\delta + \varphi) \times \text{cos}(\delta - \alpha + \theta)} \right]^2}$

= 30° : angle de frottement interne du remblai

= 0° : fruit de mur de soutènement

= 0° : angle du talus à l'horizontale

= 0° : angle de frottement remblai-culée.

$$k = \sqrt{k_h^2 + (1 \pm k_v)^2}$$

$$\text{tg} = \frac{k_h}{1+k_v} \Rightarrow = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1+k_v} \right)$$

Selon 'RPOA' l'action sismique est définie par :

$k_h = 0.3$: Coefficient sismique horizontal

$k_v = 0.09$: Coefficient sismique vertical

Action de séisme	k_h	k_v	k		k
Condition normale	0.00	0.00	1.00	0.00	0,33
Condition sismique	0,30	0,09	1.13	15.38	0,48
	0,30	-0,09	0,95	18.24	0,43

- Tableau des valeurs de k -

3. Ferrailage des éléments de la culée:

Le ferrailage des éléments de la culée sera effectué à l'aide du logiciel EXPERT BA

A. Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé .Elle est placée sous la chaussée aux extrémités du pont. Son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai avec un pente de 10%.

a) Evaluation des efforts :

- Poids propre : $G = 0.75t/ ml$
- Poids de remblais : $P_r = 1.26 t/ml$
- revêtement: $P_{rev} = 0.176 t/ml$

b) Combinaisons des charges :

- À l'ELS: $G + P_r + 1.2 \times P_{rev}$
 $M_S = 11.31t.m$ $V_S = 9.05t$
- À l'ELU : $1.35 \times (G + P_r) + 1.6 \times P_{rev}$
 $M_U = 15.194 t.m$ $V_U = 12.15t$

c) Ferrailage :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple :

Enrobage = 3cm ; Section (0.30x1m²) ; Béton : 27MPa ; Acier : $f_e = 400MPa$

- Armatures longitudinales :

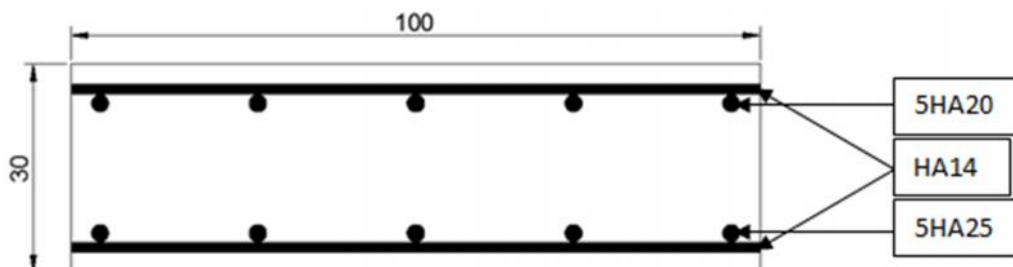
$$A_s = 23.3cm^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA25} \text{ (24.54cm}^2\text{) } e = 18.5cm$$

- Disposition constructive :

$$A'_s = A_s / 2 = 12.27cm^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA20} \text{ (15.70cm}^2\text{) } e = 19cm$$

- Armatures de répartition :

$$A_y = A_s / 4 = 7.56 cm^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA14} \text{ (7.70cm}^2\text{) } e = 20cm$$



-Ferrailage de la dalle de transition-

B. Corbeau :a) Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = 1,88 \text{ t/ml.}$
- Réaction des poids des terres : $R_2 = 3.15 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au revêtement : $R_3 = 0,44 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = 0.26 \text{ t/ml.}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = 3.00 \text{ t/ml}$

b) Combinaisons des charges :

- À l'ELS: $R_{1,4} + 1.2 \times R_5$
 $M_S = 1.40 \text{ t.m}$ $V_S = 9.33 \text{ t}$
- À l'ELU : $1.35 \times R_{1,4} + 1.6 \times R_5$
 $M_U = 1.88 \text{ t.m}$ $V_U = 12.53 \text{ t}$

c) Ferraillage :

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple :

Enrobage = 3cm ; Section (0.35x1m²) ; Béton : 27MPa ; Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

- Armatures longitudinales :

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA16} \text{ (10.05 cm}^2\text{)} \quad e = 19.5 \text{ cm}$$

- Disposition constructive :

$$A'_s = A_s / 2 = 5.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA12} \text{ (5.65 cm}^2\text{)} \quad e = 20.5 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

$$A_y = A_s / 4 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{2HA10} \text{ (3.08 cm}^2\text{)} \quad e = 10 \text{ cm}$$

C. Mur de garde grève :

Le mur de garde grève est assimilé à une dalle encastrée sur le mur de front. Il est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales à la face arrière en contact avec la terre (poussée de terre -remblais d'accès-, poussée de charges locales en arrière du mur garde-grève, freinage).

a) Evaluation des efforts :

- Moment dû à la poussée des terres :

$$M_{pt} = P \times (h / 3) \times K_a$$

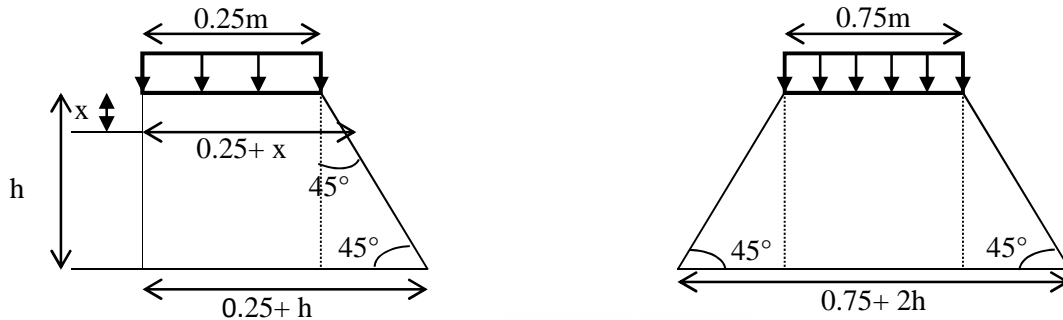
$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{f}{4} - \frac{w}{2} \right) = 0.33 \quad \gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$P = (\gamma_r / 2) \times h^2 \times K \times l \quad \Rightarrow \quad P = 11.71 \text{ t}$$

$$M_{pt} = 7.8 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad M_{pt} = 0.75 \text{ t.m/ml}$$

- Moment dû aux charges locales en arrière du mur garde-grève :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t de deux camions accolés, placé de telle manière que le rectangle d'impact soit en contact de la face arrière de mur garde grève. Les rectangles sont de dimensions 0.25x0.75m²



- Poussée de la charge locale située en arrière du mur -

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2H} \int \frac{H-x}{0.25+x} dx$$

$$K = K_a \times x \times b_c \quad \Rightarrow \quad K = 0.36$$

Selon SETRA : H = 2m $\Rightarrow M / K = 7.45$

$$M_p = 2.68t.m/ml$$

- Moment dû à la force du freinage :

$$M_f = \frac{2 \times P \times h}{0.25+2h} \quad \Rightarrow \quad M_f = 6.78t.m/ml$$

b) Combinaisons des charges :

- À l'ELS: $M_{pt} + 1.2 \times M_p + 1.2 \times M_f$
 $M_S = 10.8t.m/ml$

- À l'ELU : $1.35 \times M_{pt} + 1.6 \times M_p + 1.6 \times M_f$
 $M_U = 14.5t.m/ml$

c) Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire :

Enrobage =3cm ; Dimension (0.30x1m²) ; Béton =27Mpa ; Acier : fe=400Mpa

- Armatures longitudinales :

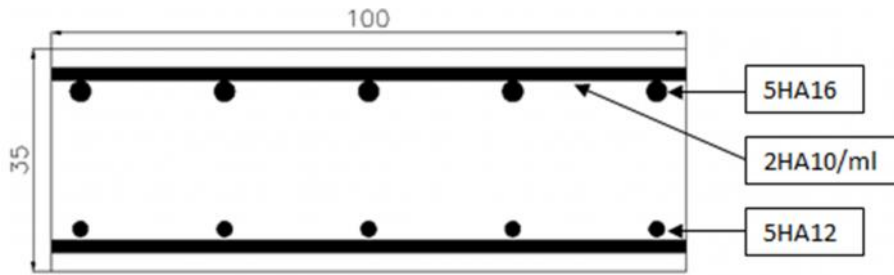
$$A_s = 22.2cm^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA25} \text{ (24.54cm}^2\text{)} \quad e = 18.5cm$$

- Disposition constructive :

$$A'_s = A_s / 2 = 12.27cm^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA20} \text{ (15.71cm}^2\text{)} \quad e = 19cm$$

- Armatures de répartition :

$$A_y = A_s / 4 = 6.13 cm^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA14} \text{ (7.70cm}^2\text{)} \quad e = 20cm$$



-Ferrailage du mur de garde grève-

D. Mur en retour :

a) Evaluation des efforts :

$$P = K_a (q + \gamma h)$$

$$K_a = 0.33 ; \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 ; q = 1.20 \text{ t/m}^2$$

– Pression au-dessus de la dalle de transition:

$$h=0.00\text{m} \quad \Rightarrow \quad p(0) = 0.396 \text{ t/m}^2$$

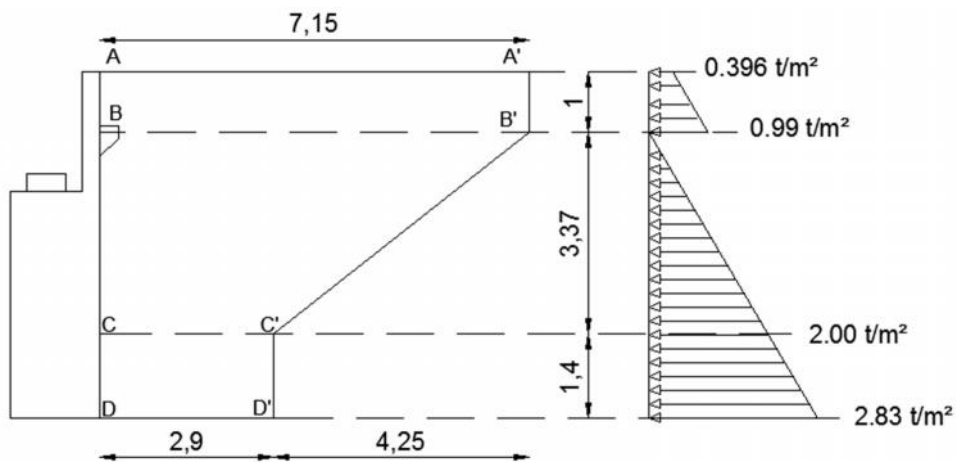
$$h = 1.00\text{m} \quad \Rightarrow \quad p(1) = 0.99 \text{ t/m}^2$$

– Pression au-dessous de la dalle de transition:

$$h = 0.00\text{m} \quad \Rightarrow \quad p(0.00) = 0 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3.37\text{m} \quad \Rightarrow \quad p(3.37) = 2 \text{ t/m}^2$$

$$h = 4.77\text{m} \quad \Rightarrow \quad p(4.77) = 2.831 \text{ t/m}^2$$



-Diagramme des pressions-

b) Calcul des moments fléchissant :

– Encastrement le long de BB' : $M = 0.29\text{t.m/ml}$

– Encastrement le long de AB : $M = 17.71\text{t.m/ml}$

– Encastrement le long de BC : $M = 12.65\text{t.m/ml}$

– Encastrement le long de CC' : $M = 3.78\text{t.m/ml}$

- Encastrement le long de CD : $M = 10.15t.m/ml$
- Encastrement le long de DD' : $M_1 = 1.96t.m/ml$ $M_2 = 0.27t.m/ml$
 $M = M_1 + M_2$ $M = 2.23t.m/ml$

c) Ferraillage:

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire :

Enrobage = 3cm ; Section (0.30x1m²) ; Béton : 27MPa ; Acier : $f_e = 400MPa$

→ *La tranche AA' BB' :*

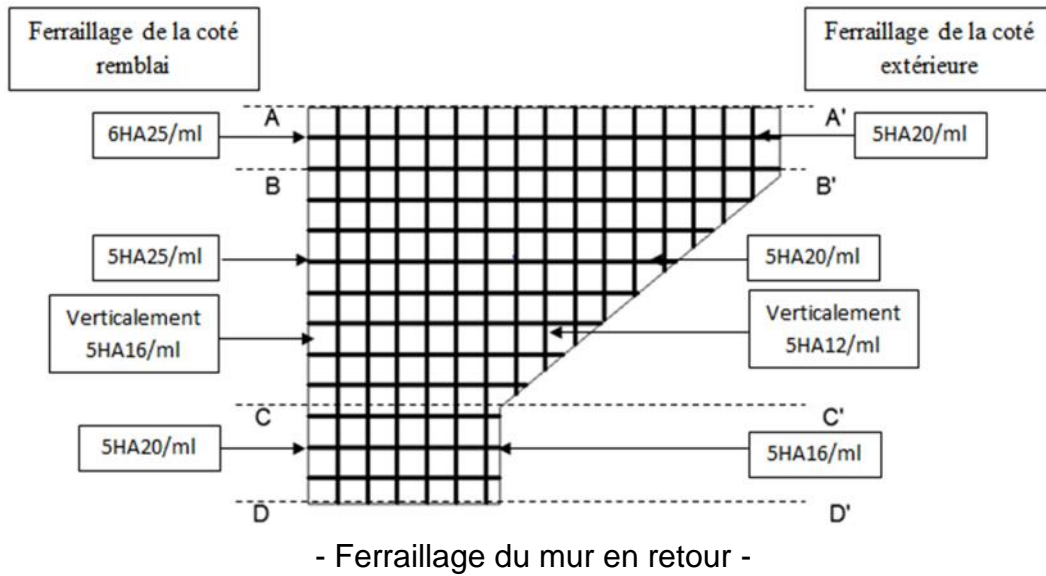
- Ferraillage horizontal: $M = 17.71 \text{ tm/ml} :$
 $A_s = 26.2\text{cm}^2$ Soit : **5HA25** (29.45cm²) e = 18.5cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 14.72\text{cm}^2$ Soit : **5HA20** (15.71cm²) e = 19cm
- Ferraillage vertical : $M = 0.297 \text{ t/ml}$
 $A_s = 9.4\text{cm}^2$ Soit : **5HA16** (10.05cm²) e = 19.5cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 5.02\text{cm}^2$ Soit : **5HA12** (5.65cm²) e = 20cm

→ *La tranche BB' DD' :*

- Ferraillage horizontal: $M = 12.65 \text{ tm/ml} :$
 $A_s = 19\text{cm}^2$ Soit : **5HA25** (24.54cm²) e = 18.5cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 12.17\text{cm}^2$ Soit : **5HA20** (15.71cm²) e = 19cm
- Ferraillage vertical : $M = 3.78 \text{ t/ml}$
 $A_s = 9.4\text{cm}^2$ Soit : **5HA16** (10.05cm²) e = 19.5cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 5.02\text{cm}^2$ Soit : **5HA12** (5.65cm²) e = 20cm

→ *La tranche DD'EE' :*

- Ferraillage horizontal: $M = 10.15 \text{ tm/ml} :$
 $A_s = 14\text{cm}^2$ Soit : **5HA20** (15.71cm²) e = 19cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 7.85\text{cm}^2$ Soit : **5HA16** (10.05cm²) e = 19.5cm
- Ferraillage vertical : $M = 2.23 \text{ t/ml}$
 $A_s = 9.4\text{cm}^2$ Soit : **5HA16** (10.05cm²) e = 19.5cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 5.02\text{cm}^2$ Soit : **5HA12** (5.65cm²) e = 20cm



E. Mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

a) Evaluation des efforts :

- Moment dû au poids propre :

Désignation	G	H	V	M _{Gv}	M _{GH}
Mur de garde grève	15,55	0,60	4,74	9,33	73,71
Corbeau	2,56	0,90	4,67	2,30	11,96
Dalle de transition + poids de remblai sur elle	98,18	3,25	5,32	319,09	522,32
Mur frontal	146,60	0,00	1,86	0,00	272,68
Réaction due au poids propre du tablier	103,7	-0,15	4,12	-15,55	259,56
Mur en retour	48,06	1,07	1,86	51,42	89,39
Dé d'appui	0,72	-0,15	3,92	-0,11	2,82
Somme	415,37	/	/	366,48	1232,44

- Tableau récapitulatif des moments dus au poids propre -

- Moment dû aux charges de remblai (P_R) :

Désignation	k	P (t)	H (m)	M (t.m)
M.F + M.G.G	CN	0,33	97,48	120,87
	CS	0,48	139,93	173,51

- Moment dû aux surcharges de remblai (S_R):

Désignation		k	P (t)	H (m)	M (t.m)
M.F + M.G.G	CN	0,33	2.34	5.47	12.79
	CS	0,48	3.36		18.37

- Moment dû au F_{Bc} : $M_{Bc} = F_{Bc} * V = 6 * 4.12 = 24.72t.m$
- Moment dû au D240 : $M_{D240} = R_{D240} * H = 132.14 * -0.15 = -19.82t.m$

b) Combinaisons des charges :

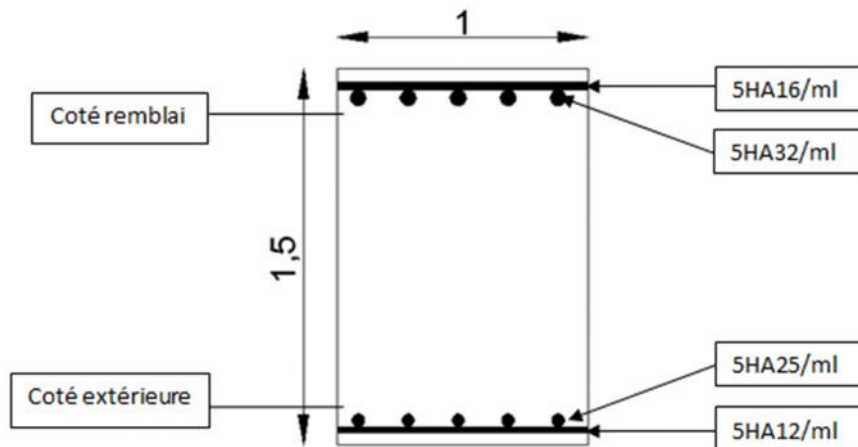
- À l'ELU : $1.35 * (G_V + D240 + P_R) + 1.6 * (S_R + F_{Bc})$
 $M_u = 312.27t.m$ $N_u = 739.13t$
- À l'ELS : $G_V + D240 + P_R + 1.2 * (S_R + F_{Bc})$
 $M_s = 237.72t.m$ $N_s = 547.5 t$
- À l'ELA : $1.027 * G_V + 0.3 * G_H + 0.2 * (D240 + F_{Bc})$
 $M_A = 555.17t.m$ $N_A = 453.01t$

c) Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion composée :

Enrobage = 3cm ; Section (1.50x1m²) ; Béton : 27MPa ; Acier : $f_e = 400MPa$

- Armatures longitudinales :
 $A_s = 37.5cm^2$ Soit : **5HA32** (40.22cm²) e = 17.5cm
- Armatures transversales :
 $A_y = A_s / 4 = 10.03 cm^2$ Soit : **5HA16** (10.05cm²) e = 19cm
- Disposition constructive :
 $A'_s = A_s / 2 = 20.11cm^2$ Soit : **5HA25** (24.54cm²) e = 18cm
- Armatures transversales :
 $A_y = A_s / 8 = 5.03 cm^2$ Soit : **5HA12** (5.65cm²) e = 19.5cm



- Ferraillage du mur frontal -

F. Semelle :

a) Evaluation des efforts :

- Moment dû à la charge de remblai :

$$P=1/2 \times K_r \times x_r \times l \times H_p^2$$

Désignation		K_α	P	H	M
M.F+M.G.G	CN	0,33	97.48	3.52	343.12
	CS	0,48	139.72		492.55
Semelle	CN	0.33	8.82	0.53	4.67
	CS	0.48	12.66		6.71

- Moment dû aux Surcharges de remblai :

$$P=K_r \times 1.2 \times l \times H_p$$

Désignation		K_α	P	H	M
M.F+M.G.G	CN	0,33	2.34	7.06	16.52
	CS	0,48	3.36		23.72

- Moment dû à la surcharge D240 : $M_{D240} = R_{D240} \times H = 132.14t.m$
- Le moment dû au freinage de Bc : $M_{Bc} = 5 \times 5.76 = 28.8t.m$
- Le moment dû au poids propre :

Désignation	G	H	V	M_{GV}	M_{GH}
Mur de garde grève	15.55	0.25	6.34	3.88	98.58
Corbeau	2.56	-0.05	6.22	-0.13	15.92
Dalle de transition	36.63	-2.40	6.62	-87.90	242.49
Mur frontal	146.60	0.85	3.46	124.60	507.23
Réaction due au poids propre du tablier	105.00	1.00	5.72	105	1201.20
Mur en retour	45.49	-3.36	3.49	-152.84	158.76
Dé d'appui	0.72	1.00	5.52	0.72	3.97
poids de remblai sur la dalle	52.75	-2.40	6.89	-126.60	363.44
Semelle	257.60	0.00	0.80	0.00	206.08
poids du remblai sur patin	9.93	2.20	1.80	21.80	17.87
poids du remblai sur talon	294.26	-1.35	4.48	-397.20	1318.28
Surcharge de remblai	36.08	-2.40	7.37	-86.59	265.90
La somme	1003.17	//	//	-595.25	4399.72

- Tableau récapitulatif des moments dus au poids propre -

b) Combinaisons des charges :

- À l'ELU : $1.35 \times (G_V + D_{240} + P_R) + 1.6 \times (S_R + F_{Bc})$
 $M_u = 162.18 \text{t.m}$ $N_u = 1532.66 \text{t}$
- À l'ELS : $G_V + D_{240} + P_R + 1.2 \times (S_R + F_{Bc})$
 $M_S = 127.6 \text{t.m}$ $N_S = 1135.3 \text{t}$
- À l'ELA : $1.027 \times G_V + 0.3 \times G_H + 0.2 \times (D_{240} + F_{Bc})$
 $M_A = 1387.58 \text{t.m}$ $N_A = 1056.68 \text{t}$

c) Efforts revenant à chaque pieu:

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.
- Capacité portante d'un pieu = 368.32t

Pour le nombre de pieux, on choisit huit pieux.

- À l'ELU :

$$N_1 = \frac{1532.66}{8} + \frac{162.18 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 202.84 \text{t}$$

$$N_2 = \frac{1532.66}{8} - \frac{162.18 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 180.32 \text{t}$$
- À l'ELS :

$$N_1 = \frac{1135.3}{8} + \frac{127.6 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 150.77 \text{t}$$

$$N_2 = \frac{1135.3}{8} - \frac{127.6 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 133.05 \text{t}$$
- À l'ELA :

$$N_1 = \frac{1056.68}{8} + \frac{1387.58 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 228.43 \text{t}$$

$$N_2 = \frac{1056.68}{8} - \frac{1387.58 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 35.73 \text{t}$$

✓ Vérification :

Au poinçonnement :	$R_{\max} = 228.43 \text{t}$	368.32t	vérifié
Au soulèvement :	$R_{\min} = 35.73 \text{t}$	0	vérifié

d) Ferrailage (par la méthode des bielles) :

Cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha \geq 45^\circ$$

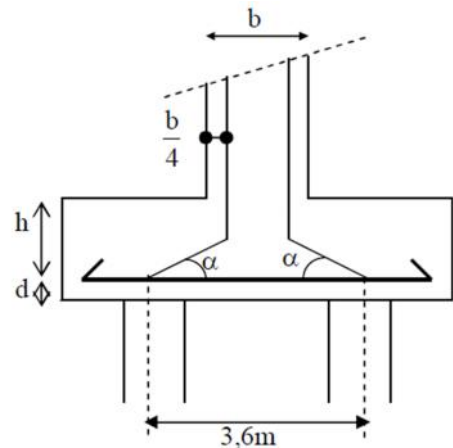
$$\text{tg } \alpha = \frac{h'}{L/2 - b/4} \approx 1$$

$$L/2 - b/4 = 1.6$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\alpha = 45 \geq 45^\circ \quad \text{Vérifié}$$

$$L/2 - b/4 = 1.5 \quad \text{Vérifié}$$



- Coupe transversale de la semelle -

> Armatures transversales inférieures :

En condition normale : $\sigma_a = \sigma_e \times 2/3 = 2666.67 \text{ kg/cm}^2$

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{(L/2 - b/4)}{h} \Rightarrow A_1 = 71.18 \text{ cm}^2$$

En condition sismique : $\sigma_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$A_2 = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{(L/2 - b/4)}{h} \Rightarrow A_2 = 53.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 71.72 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{9HA32} \quad (80.41 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

- Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{li} = A/3 = 26.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{9HA20} \quad (28.27 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = A/10 = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{8HA12} \quad (9.05 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 38 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = A/3 = 26.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{9HA20} \quad (28.27 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 33 \text{ cm}$$

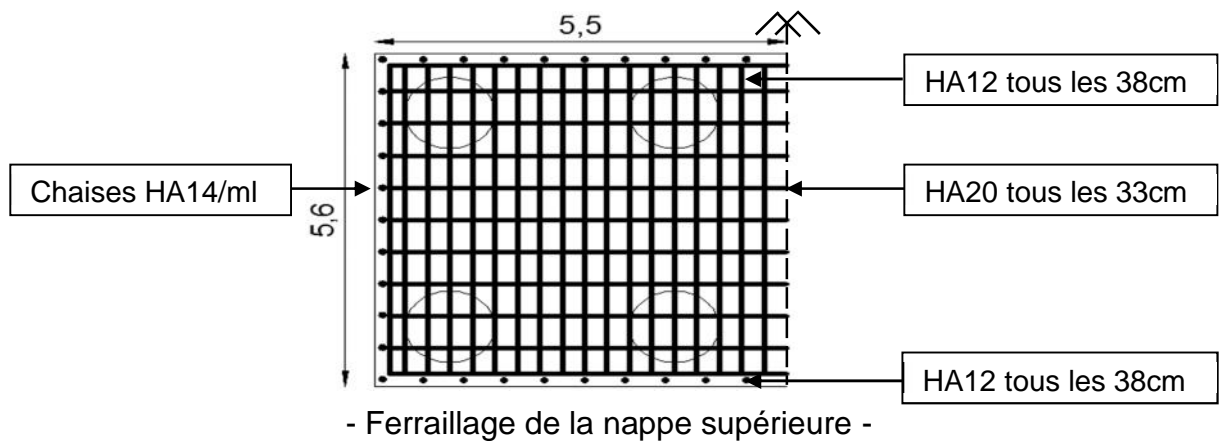
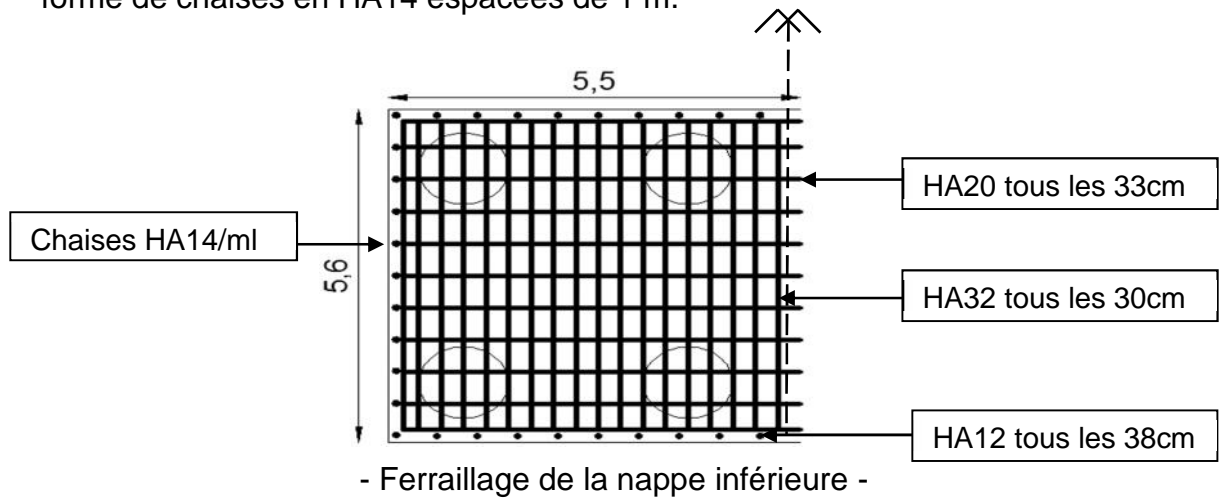
- Armatures latérales :

$$A_l = A/10 = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{8HA12} \quad (9.05 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} \quad \text{Soit : } S_t = 38 \text{ cm}$$

✓ Remarque :

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.



G. Pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, et qu'il faille descendre jusqu'au bon sol (substratum) sur une grande profondeur. La disposition des pieux dépend des impératifs suivants :

- Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels.
- Centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

✓ Remarque :

On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

a) Définition des efforts appliqués sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

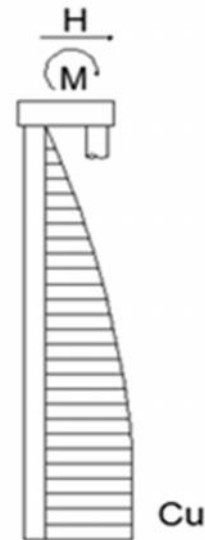
$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$

- b : Diamètre du pieu.
- C_u : cohésion non drainé du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$= \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

- α : Longueur élastique du pieu.



- les efforts agissants sur le pieu -

- Calcul de λ :

} : Coefficient d'amortissement du module de WERNER

$$\lambda = 1/ \quad b = 1.2m \quad C_u = 1.21 \text{ kg/cm}^2 \quad L = 27m$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 21000\sqrt{270} = 3.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu} = \frac{fD^4}{64} = \frac{f(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$= \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}} = 0.179 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{D'où : } l = 4.83$$

b) Effort tranchant en tête du pieu :

- En condition normale :

$$F_{Bc} = 5 \text{ t}$$

$$P_r = 108.64 \text{ t}$$

$$P = P_i / n \quad \Rightarrow \quad P = 14.2 \text{ t/pieu}$$

- En condition sismique :

$$H_s = 0.3 \times G = 300.95 \text{ t}$$

$$P_r = 155.95 \text{ t}$$

$$P = P_i / n \quad \Rightarrow \quad P = 57.23 \text{ t/pieu}$$

c) Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissants auxquels le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI_{n,0} = t_{,M} \times \frac{\bar{M}}{\} + \frac{\bar{P}}{\}^2 t_{,P}$$

Le pieu est encastré dans la semelle en tête. Donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = t_{,M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} t_{,P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = 0.179m⁻¹

L = 27m => L = 4. 83

X_P, X_M : Donnés par les abaqués de WERNER en fonction de λL .

$\lambda L = 4,4 \quad \Rightarrow \quad X_P = 1.34 \quad X_M = 1.6$

$$M(z) = EI_{u_0} = t_{,M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} t_{,P} = 0 \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = - \frac{t_{,P}}{t_{,M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- En condition normale :

$\bar{P} = 14.2 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -66.43 \text{ t.m}$

- En condition sismique :

$\bar{P} = 57.23 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -267.76 \text{ t.m}$

d) Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = t_{,M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} t_{,P}$$

- En condition normale :

$M(z) = X_{\theta M} \times (-66.43) + \frac{14.2}{0.179} \times X_{\theta P}$

- En condition sismique :

$M(z) = X_{\theta M} \times (-267.76) + \frac{57.23}{0.179} \times X_{\theta P}$

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2.7	5.4	8.1	10.8	13.5	16.2	18.9	21.6
X _P	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,10	0,04	0,01
X _M	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04
Condition normale	-34.17	-7.86	9.97	15.93	16.64	13.57	8.67	2.57
Condition sismique	-145.94	-35.24	40.26	65.82	69.24	56.76	36.32	10.78

- Valeurs des coefficients X_P, X_M et les moments en fonction de Z -

e) Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion composée :

$C = 5\text{cm}$; Section circulaire ($\phi = 1.2\text{m}$) ; Béton = 27MPa ; Acier : $f_e = 400\text{MPa}$

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique :

$$M_A = -267.76\text{t.m} \quad N_A = 35.73\text{t}$$

- Armatures longitudinales :

$$A_s = 134.8\text{cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{17HA32} \text{ (136.72cm}^2\text{)}$$

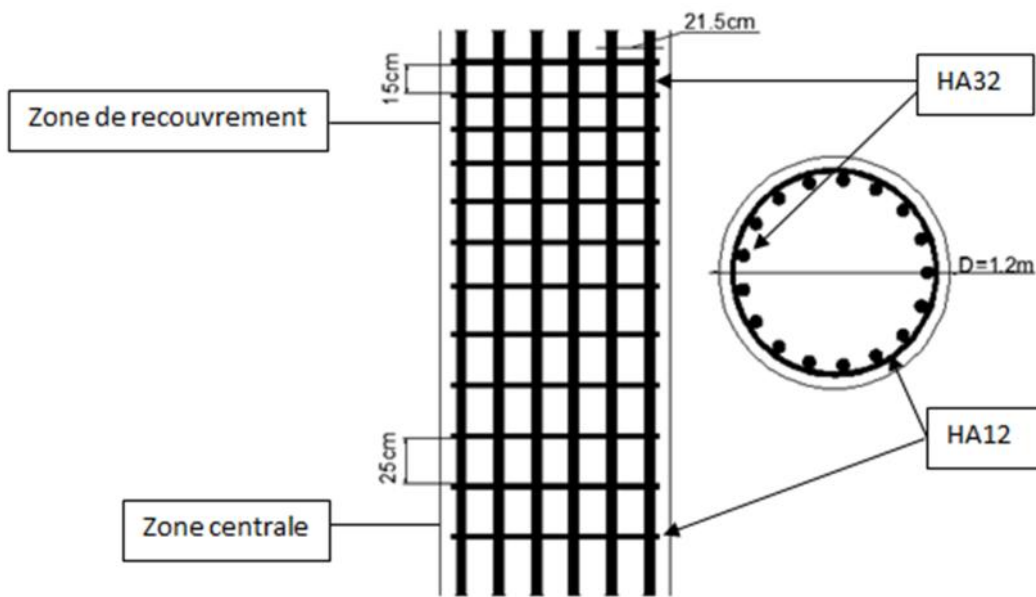
$$S_t = \frac{\phi - 2c}{n-1} \times \pi \quad \text{Soit : } S_t = 21.5\text{cm}$$

- Armatures de répartition :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 10.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = \mathbf{12\text{mm}}$$

$$S_t \leq 15\phi_l = 37.5\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm (recouvrement)}$$

$$S_t = 25\text{cm (zone courante)}$$



- Ferraillage des pieux -

CONCLUSION GENERALE

De l'étude ainsi réalisée, grâce au concours de la SAETI à l'égard de laquelle il convient, à l'occasion, d'exprimer toute notre gratitude, il importe de :

- Dégager une appréciation générale au sujet de l'étude.
- D'exprimer notre sentiment, celui de l'étudiant, au terme de la réalisation de cette étude.
- Consigner l'expérience, extrêmement enrichissante, à travers laquelle nous avons pu tester et mettre en œuvre la quasi-totalité des théories acquises durant le cycle de formation.

En effet, nous, qui nous nous interrogeons très souvent le long de notre cursus sur l'utilité de certains cours et théories. Voilà, que l'étude du pont mixte à laquelle nous nous sommes confrontés, nous apporte toutes les réponses à nos questionnements antérieurs tant le sujet traité constitue de par sa relative complexité une synthèse exhaustive des connaissances acquises au sein de l'ENSTP. Ceci, en guise d'appréciation générale qui se dégage du cas étudié.

Quant au sentiment de l'étudiant que nous sommes au terme de 5 ans d'étude et de celui du sujet traité, il convient de souligner la satisfaction et la fierté d'avoir acquis la Méthode nécessaire à l'exploitation, l'étude et la conception d'un ouvrage d'art ainsi que les outils théoriques indispensables à la résolution des problèmes techniques relevant du domaine des Travaux Publics.

En fin, nous nous pouvons clore notre présente intervention sans consigner ce qui constitue, déjà, une expérience pratique à l'orée de la vie active. Vie active que nous appréhendons comme un combat utile au service de l'Homme et du développement technologique de manière générale et celui de notre pays, l'Algérie à l'égard de laquelle nous ne saurons suffisamment exprimer notre reconnaissance pour nous avoir prodigué tant de savoir que nous ignorons il y a à peine 5 ans.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages :

- Ciolina, F., [1984], Construction métallique. Conception des structures, Tome 1. Éditions Eyrolles, Paris, France.
- Ciolina, F., [1984], Construction métallique. Ouvrages d'art, Tome 2. Éditions Eyrolles, Paris, France.
- Landowski, M. & Lemoine, b., [2005], Concevoir et construire en acier. Edition Arcelor. Arcelor, Luxembourg.
- Calgaro, J.A., [2000], Projet et construction des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris, France.
- Calgaro, J.A. & Gély A.B, [1994], Conception des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris France.
- Documents SETRA.
- Cours 4^{ème} et 5^{ème} années, ENSTP.
- Anciens projets de fin d'études, ENSTP et INSAA.

Normes :

- Règles CM66
- Fascicule 61 titre II
- Fascicule 61 titre V
- Règles BAEL91 révisées 99
- RPOA 2003 révisé 2008
- Eurocodes 3& 4

Sites internet :

- fr.wikipedia.org/
- www.ingdz.com/
- www.civilmania.com/

Logiciels :

- Microsoft office 2010
- Autodesk Robot Structural Analysis 2010
- Autocad Architecture 2012

ANNEXES

PHOTOS DES CAISSES A CAROTTES



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC1 Caisse N°1 : 0.00 – 6.00m**



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC1 Caisse N°2 : 6.00 – 15.00m**



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC1 Caisse N°3 : 15.00 – 20.00m**

PHOTOS DES CAISSES A CAROTTES



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC2 Caisse N°1 : 0.00 – 8.00m**



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC2 Caisse N°2 : 8.00 – 17.00m**



VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC2 Caisse N°3 :17.00 – 25.00m



VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC2 Caisse N°3 :25.00 – 30.00m

PHOTOS DES CAISSES A CAROTTES



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC3 Caisse N°1 : 0.00 – 9.45m**



**VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC3 Caisse N°2 : 9.45 – 17.00m**



VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC3 Caisse N°3 :17.00 – 22.50m



VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC3 Caisse N°4 :22.50 – 28.50m



VIADUC SUR Oued Reghaia (RN24)
Sondage SC2 Caisse N°5 :28.50 – 30.00m