

R
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



**ETUDE D'EXECUTION D'UN VIADUC
SUR OUED EL KEBIR RELIANT
BOUARFA A LA RN.01-BLIDA**



Encadré par :

BOUTAMINE MEBAREK

Présenté par :

**CHARIF Mohammed Tayeb
BAITICHE Khelifa**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciements

Je remercie en premier lieu le Bon- Dieu, qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études.

Je tiens à remercier profondément mes parents et ma famille, pour leur soutien et leurs encouragements incessants.

Je remercie tout particulièrement les personnes avec lesquelles j'ai étroitement collaboré et qui m'ont fait part de leurs connaissances et de leur savoir-faire durant mes études scolaires et universitaires.

J'exprime aussi mes chaleureux remerciements aux gens qui ont mis leurs travaux à l'internet pour que les autres puissent s'informer.

Merci à tous ceux qui sont venus me soutenir et m'encourager le jour de la Soutenance.

Enfin, je remercie chaleureusement, le président et les membres du jury d'avoir Accepter d'examiner ce mémoire.



DÉDICACES

*Je remercie le Bon-Dieu tout puissant de m'avoir
motivé à réaliser ce modeste travail*

Je le dédie à :

*Mes très chers parents pour leurs
sacrifices, sans jamais oublier*

Mes très chers frères et sœurs.

Mes grands parents

Tous ceux qui m'aiment et que j'aime

***Enfin à tous mes amis et
collègues de l'ENSTP.***

CHARJF Mohammed Tayeb.



SOMMAIRE

Titre	Page
Introduction	01
Chapitre 2 : présentation du projet	04
2.1. Présentation de l'ouvrage	05
2.2. Les caractéristiques de la brèche à franchir	06
2.3. Données fonctionnelles	06
2.4. Données topographiques	07
2.5. Données géologique	07
2.6. Les données hydrauliques	07
2.7. Données sismologiques	08
2.8. Données climatiques	09
Chapitre 3 : caractéristiques des matériaux	10
3.1. Béton	11
3.2. Aciers passifs	12
3.3. Aciers de précontrainte « actifs »	12
3.4. Logiciel de calcul	13
3.5. Normes et recommandations	14
Chapitre 4 : CONCEPTION GENERALE	15
4.1. Choix du type d'ouvrage	16
4.2. Critères de choix du type d'ouvrage	16
4.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	16
4.4. Conception de tablier	16
4.5. Analyse multicritères	43
Conclusion	45
Chapitre 5 : CHARGES ET SURCHARGES	46
5.1. Introduction	47
5.2. Calcul des charges permanentes et des surcharges	47
Chapitre 6 : ETUDE DE FLEAU	62
6.1. Phases d'exécution	63
6.2. Les charges intervenant dans la phase d'exécution	64
6.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau	65
	69

Chapitre 7 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	
7.1. Introduction	70
7.2. Etude de la précontrainte de la console	70
7.3. Etude de la précontrainte de continuité	86
7.4. Calcul des pertes de tension de précontrainte	89
Chapitre 8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	100
8.1. Introduction	101
8.2. Vérification des contraintes en phase de construction	101
Chapitre 9 : ETUDE TRANSVERSALE	105
9.1. Introduction	106
9.2. Définition des charges	107
9.3. Détermination des efforts	108
9.4 Les efforts max et min	112
9.5. Ferrailage des voussoirs	113
9.6 Effet de torsion	117
Chapitre 10 : EFFORTS TRANCHANTS	119
10.1. Introduction	120
10.2. Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte	120
10.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL)	121
10.4. Vérification de l'effort tranchant	122
10.5. Conclusion	125
Chapitre 11 : EQUIPEMENTS DE PONT	126
11.1. Appareil d'appui	127
11.2. Les dés d'appuis	132
11.3 Joint de chaussée	133
11.4. L'évacuation des eaux	140
Chapitre 12 : ETUDE D'UNE PILE	141
12.1. Introduction	142
12.2. Structures des appuis	142
12.3. La pile	143
12.4. Etude et ferrailage de la semelle	149
12.5. Etude et ferrailage des pieux	155
Chapitre 13 : ETUDE D'UNE CULEE	160
13.1. Introduction	161
13.2. Choix du type de culée	161
13.3. Implantation des culées	161
13.4. Pré-dimensionnement de la culée	161
13.5. Evaluation des efforts sollicitant la culée	164
13.6. Ferrailage de la culée	168
13.7. Etude et ferrailage de la semelle	183
Conclusion	194

CHAPITRE : I

INTRODUCTION

Un ouvrage d'art désigne soit une construction de grand importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal, etc.), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, soit enfin un dispositif de retenue des eaux (digue, barrage).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimension (quelque mètres) ;
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier.

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

On peut également classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, Pont-aqueduc...).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Un pont se compose des parties suivantes : (Fig. 1.1)

- ❖ **le tablier** : élément résistant portant la voie ;
- ❖ **les appuis** : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.) ;

- ❖ **les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100° .

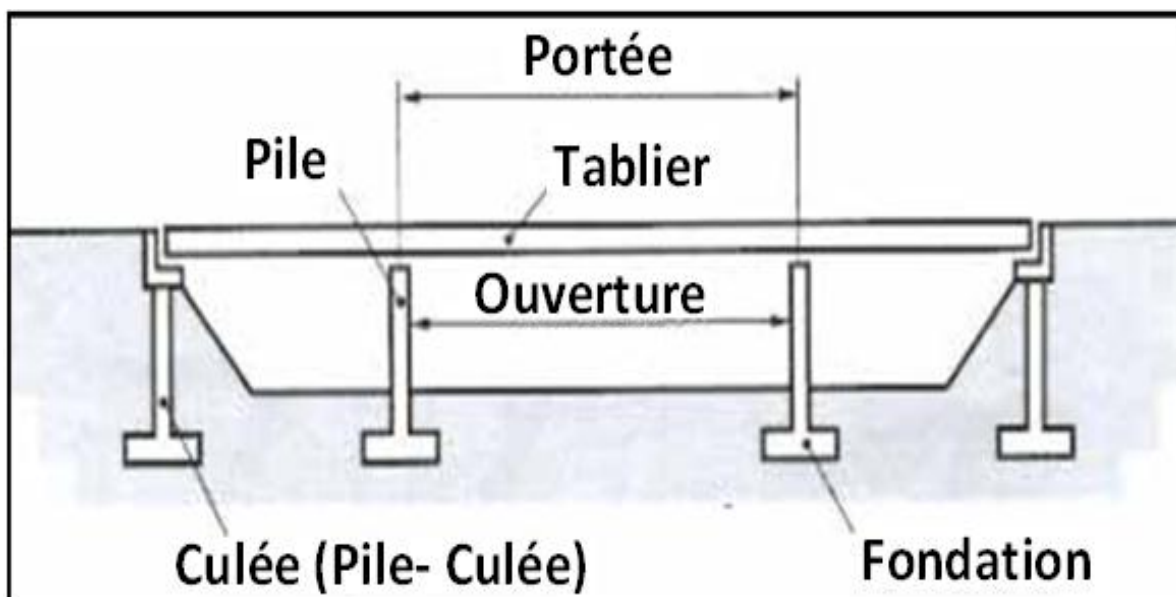


Fig. 1.1. Les différentes parties du pont

CHAPITRE : II

**PRESENTATION
DU PROJET**

2.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre sujet de fin d'étude a pour objet la conception et l'étude de l'OA 02 reliant BOUARFA à la RN01 en franchissant Oued SIDI EL KEBIR wilaya de BLIDA.

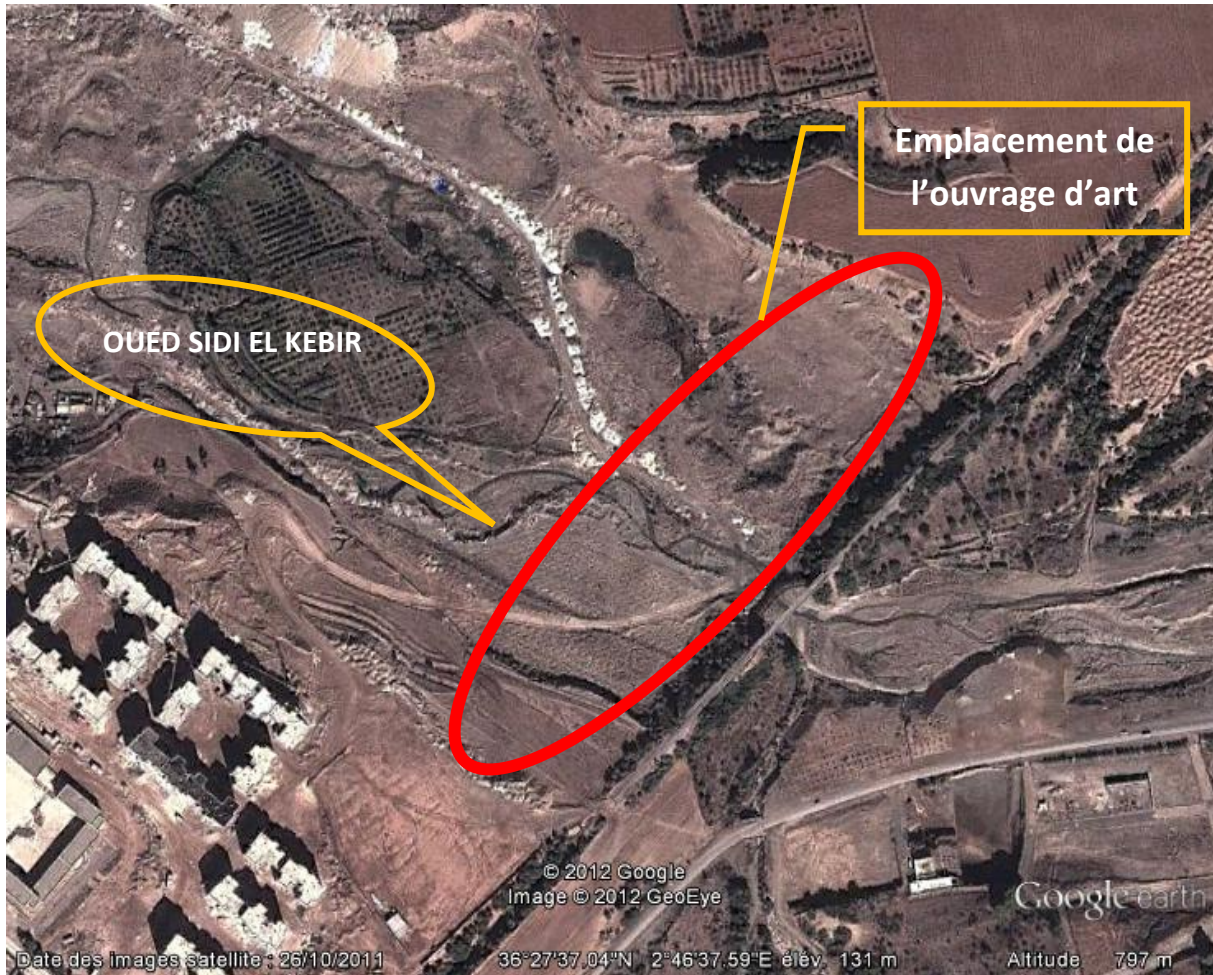


Fig. 2.1. Présentation de l'ouvrage sur la carte topographique

2.2. Les caractéristiques de la brèche à franchir :

- Longueur : environ 300m

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- ✓ Les exigences fonctionnelles : qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- ✓ Les exigences naturelles : qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

2.3. Données fonctionnelles :

2.3.1. Tracé en plan :

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

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur à déterminer.

2.3.2. Profil en long :

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

Notre ouvrage présente une pente de 3,52% qui est déterminée par la ligne rouge du projet : route reliant BOUARFA à la RN01

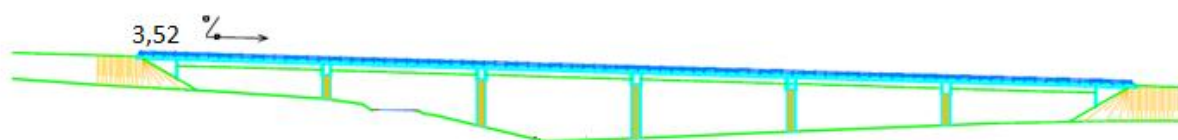


Fig. 2.2. Profil en long.

2.3.3. Profil en travers :

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

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit par l'administration :

Deux tabliers de 11m chacun.

- Largeur rouable : $L_r = 08 \text{ m}$
- Largeur utile : $L_u = 11 \text{ m}$
- Largeur de trottoir : $l = 1.50 \text{ m}$
- Nombre de voies de circulations : $N = 2 \text{ voies.}$
- Dévers de 2,5%

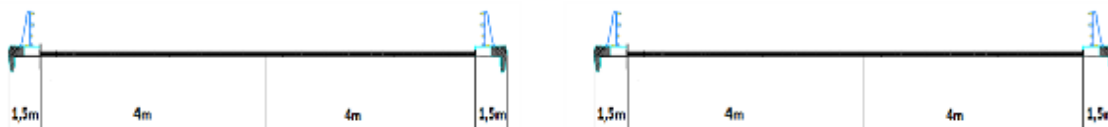


Fig. 2.3. Profil en travers.

2.4. Données topographiques :

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

2.5. Données géologique :

La nature du sol est déterminée grâce à des campagnes de reconnaissance de sol, effectué par un laboratoire de géotechnique agréé qui nous a remis le rapport géotechnique dont les conclusions sont favorables pour la réalisation du projet ; dans sa conclusion, le laboratoire, après investigations, confirme que le sol est constructible (voir détails dans l'extrait du rapport de sol joint en annexe)

2.6. Les données hydrauliques :

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires.

En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont :

- Les P.H.E (Plus Hautes Eaux).
- Les P.B.E (Plus Basses Eaux).
- Le lit majeur.
- Le lit mineur.

2.7. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse en termes de déplacements, vitesses ou d'accélération.

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

La région Blida est classée comme une zone III de forte sismicité selon le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008).

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire les désordres suivants :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Aussi, il y a lieu :

- d'intercaler des plots parasismiques.
- de réaliser des appuis résistants.
- de donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- de prévenir des joints suffisamment ouverts.
- de réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- de dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

2.8. Données climatiques :

2.8.1. La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 10^{\circ}\text{C}$).

2.8.2. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

2.8.3. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit 0.125t/m^2 .

CHAPITRE : III

**CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX**

Les matériaux utilisés sont :

3.1. Béton :

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

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

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

3.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} \left. \begin{array}{l} 35 \text{ MPa} \\ 30 \text{ MPa} \end{array} \right\} & \text{si } j \geq 28 \text{ j.} \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ j.} \end{cases}$$

Avec :

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

3.1.2. La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,70 \text{ MPa (pour caisson)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa (pour les appuis)}$$

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

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

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

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

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa} \\ 15,3 \text{ Mpa} \\ 25,86 \text{ Mpa} \\ 19,95 \text{ Mpa} \end{cases}$$

3.1.4. Contrainte limite de service :

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

3.1.5. Coefficient de poisson :

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

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

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

3.1.6. Module de déformation longitudinale du béton E :

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

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

- Module de déformation différée (longue durée)

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

3.2. Aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe $F_e E400$

On a :

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s$$

Avec :

γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1,15.

D'où :

$$\sigma_s = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ (MPa)}.$$

3.3. Aciers de précontrainte « actifs » :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **12T15S super** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

3.3.1. Caractéristiques des câbles :

Selon FREYSSINET

- Unité de précontrainte : 12 torons.
- Poids de 1T15S =1,12 (kg/m)
- Section de 12T15S =1800 (mm²)
- Force de rupture nominale =252,1 (kN)
- Force maximale sous ancrage =241,3 (kN)

Caractères garantis :

- $f_{peg} = 1660$ (MPa)
- $f_{prg} = 1860$ (MPa)

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

12T15S

3.3.2. La valeur max de la tension à l'origine σ_0 doit être :

$$\sigma_0 < \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$
$$\sigma_0 < \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

Gaines :

- Φ_{int} : 85 mm.
- Φ_{ext} : 90 mm.

Frottements :

- déviation parasitaire : $0,002 \text{ m}^{-1}$
- coefficient de frottement : $0,18 \text{ rad}^{-1}$

3.4. LOGICIEL DE CALCUL :

ROBOT Millenium 2010 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

Les utilisateurs de ROBOT Millénium pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques.

Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

ROBOT Millenium permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

ROBOT Millénium peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

ROBOT Millénium a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Millénium, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft. Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Millénium de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules.

3.5. NORMES ET RECOMMANDATIONS :

Pour les calculs, nous utiliserons les normes françaises suivantes :

- ◆ **BAEL** : Béton Armé aux Etas Limites.
- ◆ **BPEL** : Béton Précontraint aux Etats Limites
- ◆ **FACICULE 61** : Cahier de la prescription commune titre II

[Tapez le titre du document]

CHAPITRE : IV

**CONCEPTION
GENERALE**

4.1. Choix du type d'ouvrage :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

4.2. Critères de choix du type d'ouvrage :

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

4.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

4.4. Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

- Variante 1 : pont mixte.
- Variante 2 : Pont à poutres précontraintes en post tension.
- Variante 3 : Pont à voussoirs construit par encorbellements successifs.

4.4.1. Variante 1 : Pont mixte

4.4.1.1 Introduction :

Avant 1970, les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multi poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquent car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage. Ainsi qu'elle est pour des raisons de simplicité de construction, mais les tabliers multi poutres restent intéressants dans certains cas.

Si le tablier est assez large (12 à 20m environ) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4m environ. Sinon (si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et relier par des entretoises.

Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25cm à mi- portée) permet un entraxe de poutres jusqu'à 7m et ses encorbellement latéraux jusqu'à 3m. Soit une largeur maximale de tablier de l'ordre de 13m. (Selon **Cale Garo** -conception des ponts-).

Un pont mixte de tablier à poutres métalliques sous chaussée, la dalle de roulement peut être constituée par un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Les portées économiques de ce mode de construction vont jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes.

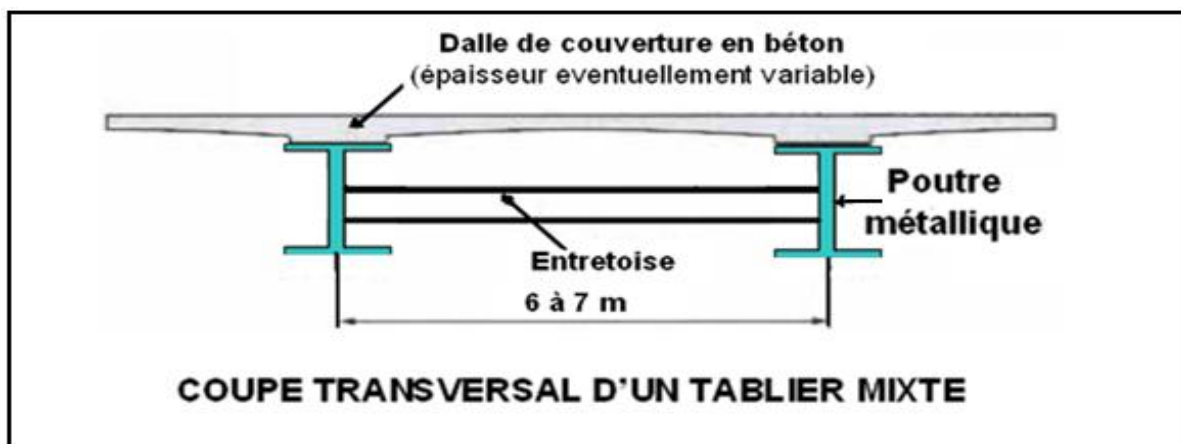


Fig. 4.1. Coupe transversale d'un tablier mixte.

4.4.1.2. Implantation des appuis :

Nous avons le choix entre une variante hyperstatique et une variante isostatique il y a 07 travées de même longueur de $L=35m$.

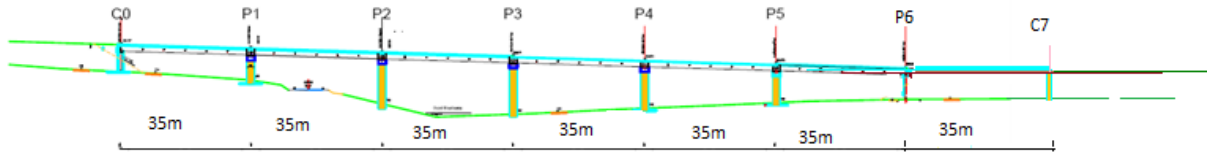


Fig. 4.2.Schéma de l'implantation des piles

4.4.1.3 Etude du tablier (Pré-Dimensionnement) :

4.4.1.3.1 Pré-Dimensionnement de la dalle :

Dans notre cas, le tablier n'est pas très large donc selon **cale Garo** on peut connecter la dalle (25 cm d'épaisseur en zone courante) seulement sur les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle et reliées par des entretoises : on obtient un pont mixte à entretoises. Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25 cm à mi- portée) permet un entraxe de poutre jusqu'à 7m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3m.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

On a : la largeur de tablier $L = 11$ m

N : est le nombre des poutres.

On prend entre axe : $d = 2.2$ m

Ce qui nous donne le nombre des poutres : $N = (11 / 2.2) = 5$ poutres

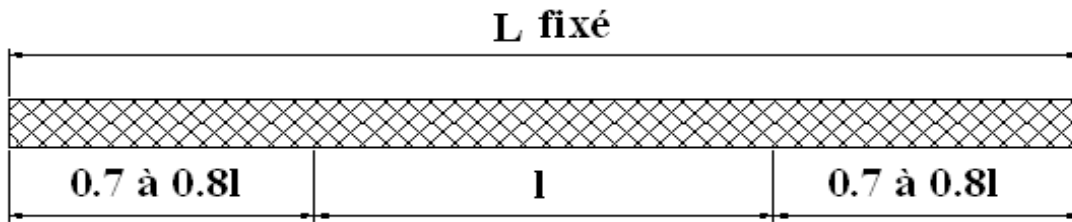
4.4.1.3.2 Pré-Dimensionnement des poutres :

En partie courante, une poutre en I comporte une âme et deux semelles. Les notions habituellement employées sont représentées sur le dessin de la figure

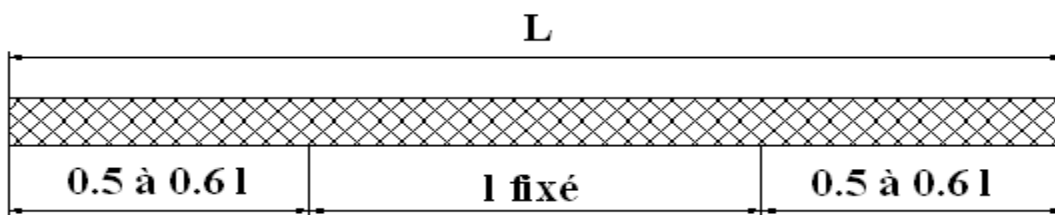
◆ Elancement des poutres :

Dans le franchissement d'un pèche par un ouvrage à trois travées, deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : la longueur totale de l'ouvrage est figée. Si la position des appuis est indifférente, la répartition la plus favorable des travées est la suivante :



2^{eme} cas : la travée principale est fixée. Les travées de rive seront alors équilibrées.



La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110m pour les travées continues. Notre projet à une embouchure de 245 m ce qui nous donne 07 travées identique chaque travée a une portée de 35m.

L : la portée de travée = 35 m

L'élancement économique est égal à 28m (pour poutre continue de hauteur constante)

Ce qui nous donne :

$$h = l / 28 = 35 / 28 = 1.25m$$

◆ **Epaisseur de l'âme des poutres :**

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

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Résistance au phénomène de Fatigue.

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à :

À mi- travée $8 \leq e_a \leq 14 \text{ mm}$

Sur appui $e_a \leq 20 \text{ mm}$

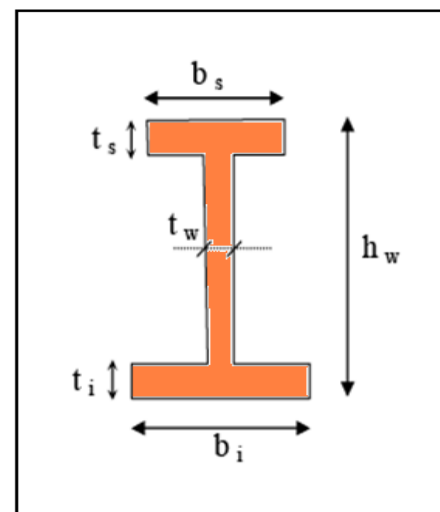


Fig. 4.3

On prend :

- Une épaisseur de 14 mm à mi travée.
- Une épaisseur de 18 mm sur appui.

◆ **Epaisseur des semelles des poutres :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

-Semelle supérieure en travée

La largeur de la semelle $200 \leq L_{s-t} \leq 500$ mm

L'épaisseur $12 \leq e_{s-t} \leq 40$ mm,

On prend

- Une largeur de 400 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

-Semelle supérieure sur appui

La largeur de la semelle $400 \leq L_{s-a} \leq 900$ mm

L'épaisseur $20 \leq e_{s-a} \leq 40$ mm, on prendra donc :

On prend :

- Une largeur de 700 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

-Semelle inférieure en travée

La largeur de la semelle $300 \leq L_{s-t} \leq 600$ mm

L'épaisseur $20 \leq e_{s-t} \leq 40$ mm,

On prend donc :

- Une largeur de 500 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

-Semelle inférieure sur appui

La largeur de la semelle $600 \leq L_{s-a} \leq 1000$ mm

L'épaisseur $30 \leq e_{s-a} \leq 60$ mm, on prendra

On prend :

- Une largeur de 900 mm.
- Une épaisseur de 40 mm.

Remarque :

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines. (Fig. II- 4)

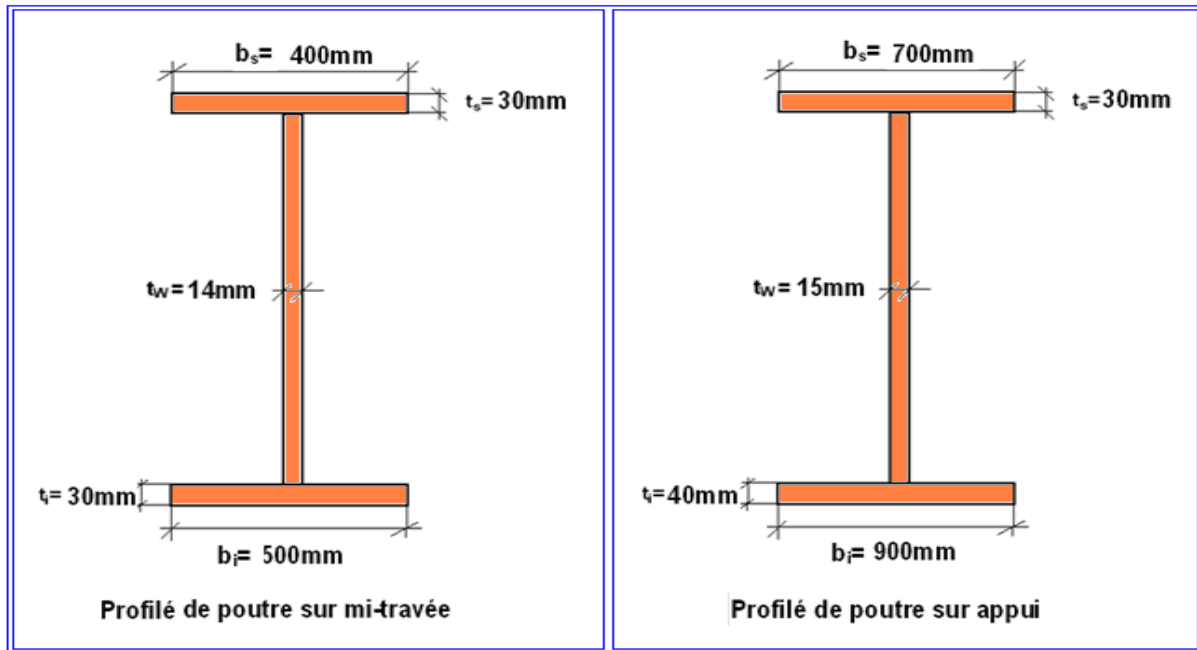


Fig.4.4. Profilé de poutre à mi- travée et sur appui

4.4.1.3.3. Pré-Dimensionnement des entretoises :

◆ Elancement des entretoises :

D'après SETRA : $H_e = 1.6m$

◆ Epaisseur de l'âme des entretoises :

$10 < w < 12mm$

On a pris une épaisseur $t_w = 12 mm$.

◆ Epaisseurs et largeurs des semelles des entretoises :

-Semelle supérieure

$220 < b_s < 300mm$

Pour notre ouvrage le choix a été de :

$b_s = 300m$, $t_s = 20mm$.

-Semelle inférieure

$220 < b_i < 300mm$

Pour notre ouvrage le choix a été de :

$b_i = 300mm$, $t_i = 20mm$.

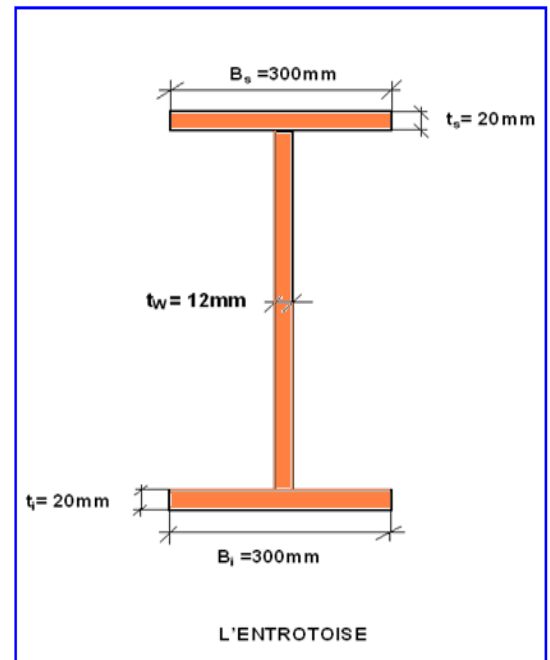


Fig.4.5: entretoise

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

Les Avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

Les Inconvénients :

- Le coût est plus élevé, au vu de l'acier spécifique du tablier.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

- Les poutres en I sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont montant ou entretoises.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

4.4.2. VARIANTE 2 : PONT A POUTRES MULTIPLES PRECONTRAINTEES PAR POST TENSION

4.4.2.1. Introduction :

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

4.4.2.2. Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 07 travées de même longueur de $L=35m$.

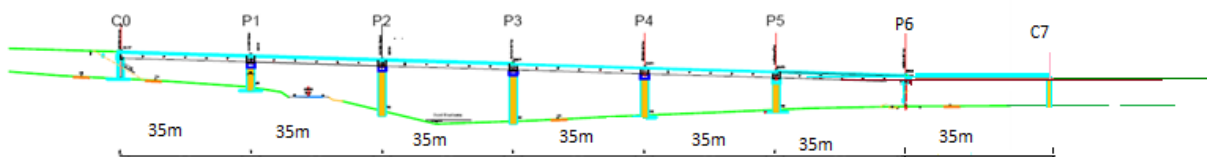


Fig.4.6.Schéma de l'implantation des piles

4.4.2.3. Pré dimensionnement :

Selon SETRA on a ;

- **Nombre de poutres :**

Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres :

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

L'espacement entre poutre est compris entre : $1.5 < \lambda < 2.5$

On prend : $\lambda = 2.2 \text{ m.}$

Alors $N = 11/1.8 + 1 = 5 + 1 = 6$

Donc : $N = 6 \text{ poutres.}$

- **Elancement de la poutre :**

$$L/22 < h_t < L/18 \rightarrow 35 / 22 < h_t < 35 / 18$$

$$1.59 < h_t < 1.94$$

On prend: $h_t = 1.80 \text{ m.}$

- **La largeur de la table de compression :**

$$0,6 h_t < b < 0,7 h_t \rightarrow 1.08 < b < 1,26$$

On fixe: $b = 1.20 \text{ m.}$

- **Epaisseur de la table de compression :**

$$12 \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

On fixe : $e = 15 \text{ cm.}$

- **Largeur de talon (L_t) :**

$$50 < L_t < 80 \text{ cm}$$

On prend : $L_t = 50 \text{ cm.}$

Cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

- **Epaisseur du talon e_t :**

On fixe : $e_t = 15 \text{ cm.}$

- **Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :**

$$b_0 \text{ est donné par : } 18 < b_0 < 25$$

On fixe : $b_0 = 20 \text{ cm.}$

- **Epaisseur de l'âme à l'about (b_0) :**

On fixe : $b_0 = 50 \text{ cm.}$

- **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

Gousset du talon :

En travée :

$\alpha_3 = 45^\circ$ → $e_3 = 20\text{cm.}$

A l'appui il n'est y a pas de gousset

➤ **Gousset de la table de compression:**

En travée:

$\alpha_1 = 8^\circ$ → $e_1 = 5\text{ cm.}$

$\alpha_2 = 45^\circ$ → $e_2 = 15\text{cm.}$

A l'appui:

$\alpha_1 = 8^\circ$ → $e_1 = 5\text{cm.}$

- **Epaisseur de l'hourdis (la dalle) h_0 :**

$18 \leq h_0 \leq 25$

On prend : $h_0 = 20\text{cm.}$

- **Epaisseur de la dalette :**

On prend : $e = 5\text{ cm}$

On prend un ancrage de 5 cm.

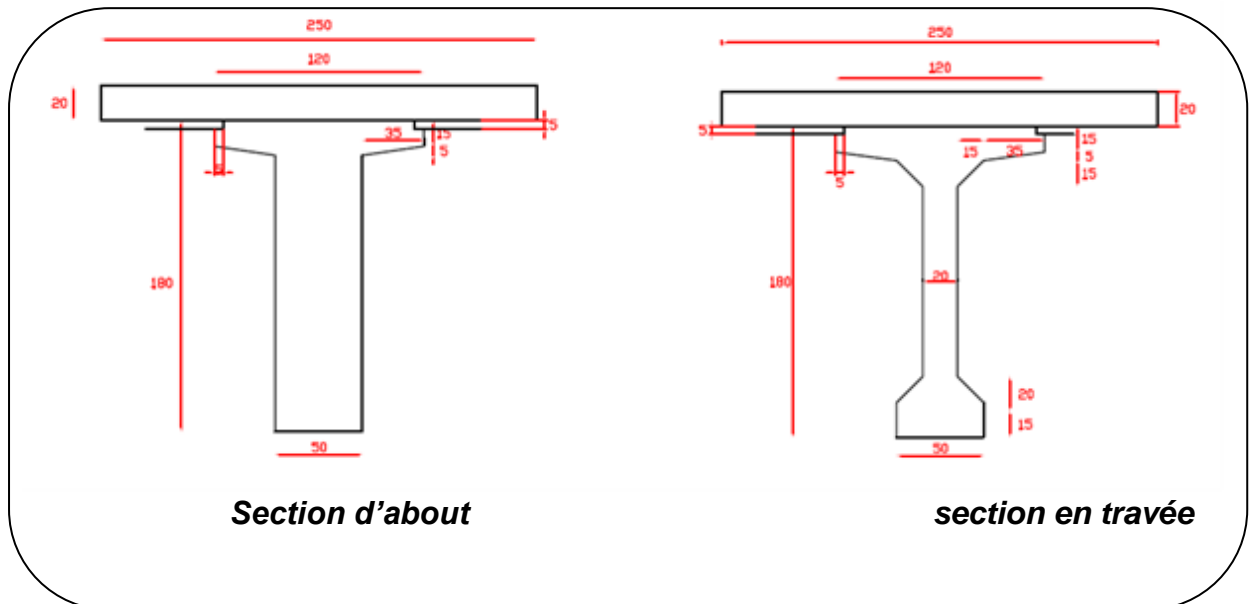


Fig.4.7. schéma descriptif de la poutre

4.4.3.2. Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- l'absence à peu près complète de pathologie grave.

Les inconvénients :

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension ou post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

4.4.3. VARIANTE 3 : Pont à voussoirs construit par encorbellements successifs

4.4.3.1. Introduction :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre –caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose.

Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson à deux âmes, de grande largeur, la poutre-caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adaptée, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

Au –delà de 18m, l'association de deux poutres –caissons simples, reliées par l' hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.

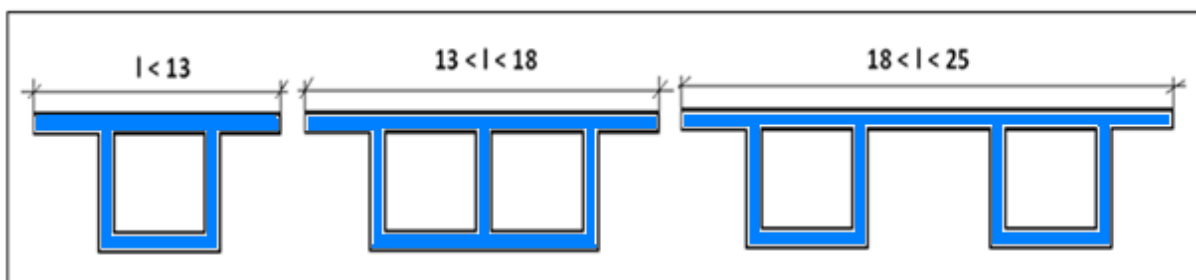


Fig. 4.8. Les types des caissons

4.4.3.2 Distribution des travées :

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

- ⊗ L'obligation d'avoir une ouverture assez large de la travée qui franchie le Oued SIDI EL KEBIR. On impose au minimum 3 travées
- ⊗ Eviter l'augmentation du nombre des piles.
- ⊗ Choisir des portées économiques.

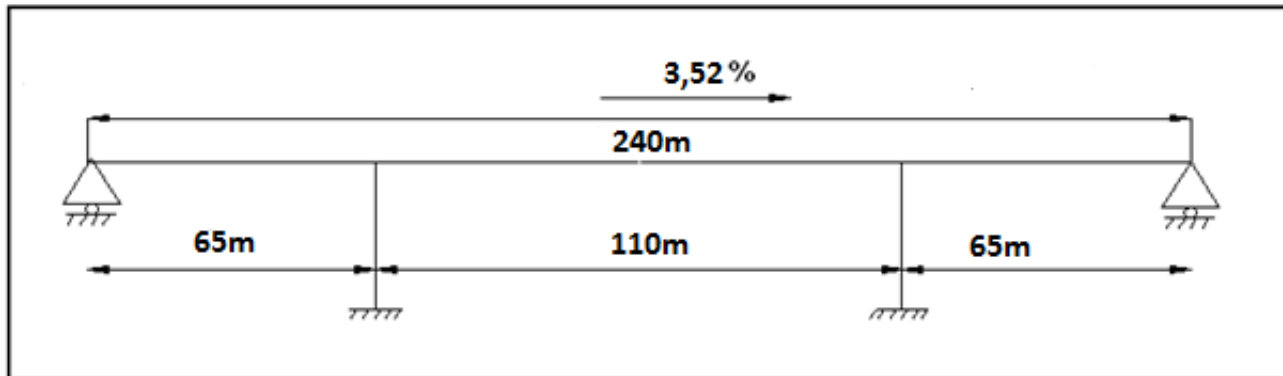


Fig. 4.9. Le profil en long de l'ouvrage

Comme il est indiqué dans le schéma ci-dessus, la portée intermédiaire est symétrique de longueur de 110m, par contre la longueur des travées de rives est égale à 65m.

Cette distribution offrira des avantages qui suivent:

- ⊗ Du point de vue statique : pour avoir de valeur approchée du moment sur toute les travées.
- ⊗ Du point de vue esthétique : le pont surgira avec une belle apparence.

4.4.3.3 Profil en long :

Au-delà de 65/70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clé.

Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique, le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer, la partie de la travée de rive coulée sur cintre ou en sur-encorbellement est toujours de hauteur constante (même hauteur qu'à la clef).

Dans les cas courants, la hauteur sur pile h_p est comprise entre 1/16 et 1/18 de la portée de la travée considérée. La hauteur à la clef est en général comprise entre le 1/30 et 1/35 de cette même distance, avec un minimal de 2.20m permettant un cheminement aisé dans le caisson (l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage).

Une étude statistique faite à l'occasion de l'écriture de guide SETRA montre qu'on peut appliquer pour un tablier sur appuis simples les relations suivantes ;

- Sur pile : $L / h_p = 14 + L / 45$
- A la clef : $L / h_c = 19 + L / 7$

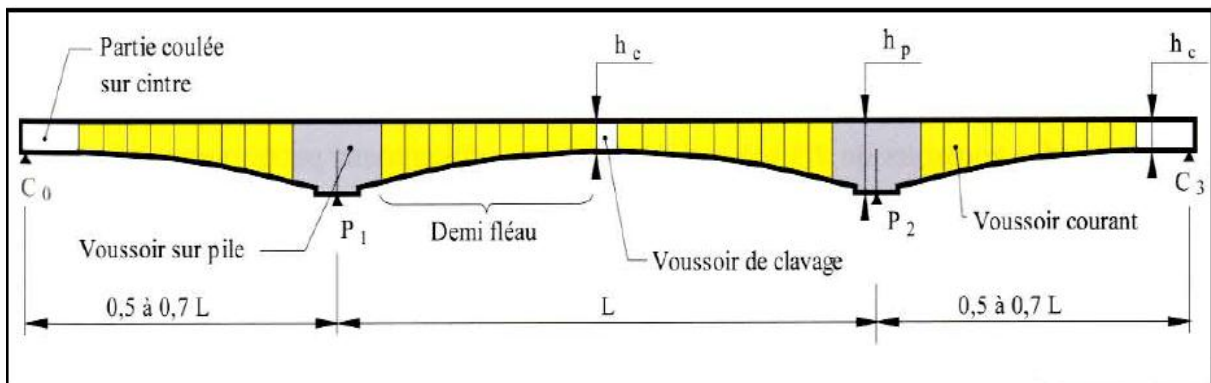


Fig. 4.10. Pré dimensionnement de travée centrale et de travée de rive

4.4.3.4. Implantation des appuis :

Pour cette variante, on va prendre la disposition suivante : des piles avec quatre travées :

- Une travée centrale de $L = 110$ m.
- Deux travées de rive de $L = 65$ m.

Dans notre cas, la hauteur du tablier est variable.

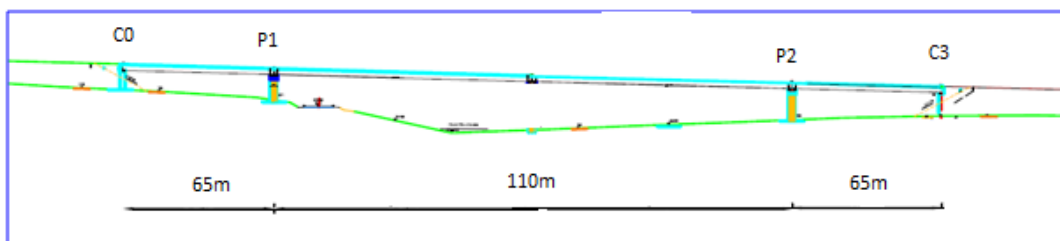


Fig. 4.11. Schéma de l'implantation des piles

4.4.3.5. Hauteur du voussoir sur pile:

La hauteur h_p sur pile est comprise entre : $L / 18 \leq h_p \leq L / 16$

L : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

On prend : $h_p = 6.50$ m

4.4.3.6. Hauteur du voussoir à la clé :

En pratique, la hauteur à mi- travée h_c est comprise entre : $L / 35 \leq h_c \leq L / 30$

On prend $h_c = 3.5$ m

4.4.3.7 Ligne d'intrados :

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées (à une distance de 8.25 m), ce dernier prend une forme rectiligne.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de « Resale », inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant.

- Loi de variation des différents paramètres :

- L'extrados à une pente de 3.52%.
- Ligne d'intrados :

- Au niveau de la travée de rive :

❖ **Loi de variation de la hauteur :**

D'une manière générale l'intrados suit une loi parabolique de forme :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \dots \dots \dots (1)$$

$$h(x) \text{ est prend la valeur maximum lorsque } h'(x) = 0 \implies 2ax + b = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Si : } x = 0 \implies c = h_p$$

On remplace $x = L$ dans (1) et dans (2) avec $h(L) = h_c$

$$\begin{aligned} \text{On trouve } \left\{ \begin{array}{l} 2aL + b = 0 \\ -b/2L + bL + h_p = h_c \end{array} \right. &\implies \left\{ \begin{array}{l} a = -b/2L \\ b = -2(h_p - h_c)/L \end{array} \right. \\ &\implies b = (h_p - h_c) / L^2 \end{aligned}$$

Donc la formule précédente (1) devient :

$$h(x) = h_p - 2(h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Pour le cas qu'ont étudié, on prend $0 \leq L \leq 50$ m, (on a tenu en compte la partie coulée sur cintres 8,25 m).

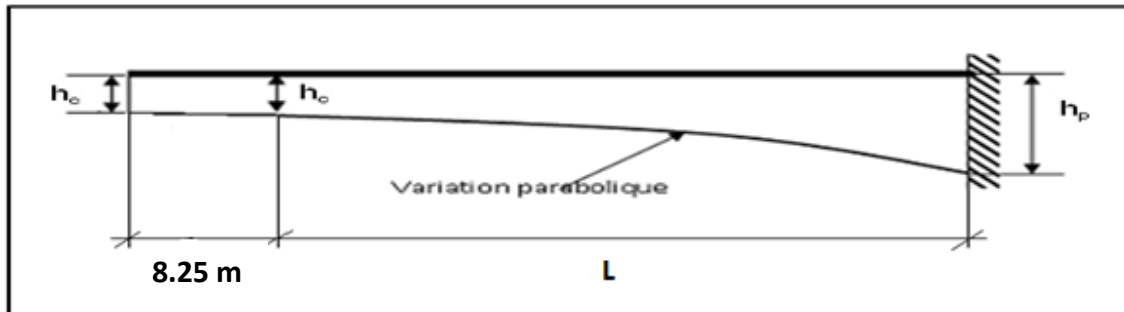


Fig. 4.12. Variation de la hauteur

❖ **Loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur (Fig. 4.13) :**

La variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur sera comme suit :

$$e(x) = e_p - 2(e_p - e_a) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (e_p - e_a) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2.$$

e_p : épaisseur de l'hourdis inférieur de premier voussoir.

e_a : épaisseur de l'hourdis inférieur de dernier voussoir.

La variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur se continue jusqu'au avant les 8.25m derniers, après l'épaisseur est la même.

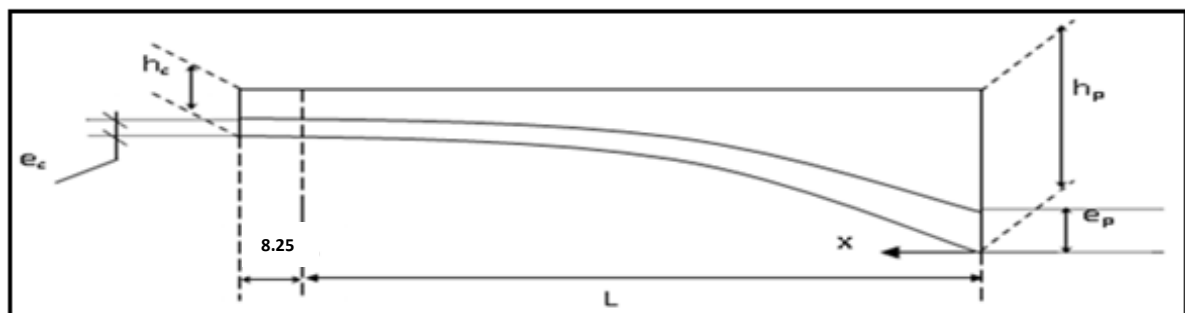


Fig. 4.13. Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur

❖ **Loi de variation de l'inertie** (Fig. 4.14) :

La loi de variation d'inertie est en fonction de la hauteur qu'a été retenue :

$I = k \times h^{5/4}$. Elle est comprise entre la loi limite $I = k \times h^2$ et la loi de variation des sections rectangulaires $I = k \times h^3$. Hypothèse des tables de **GULDAN**, elle correspond bien aux sections en "Té" et en caisson.

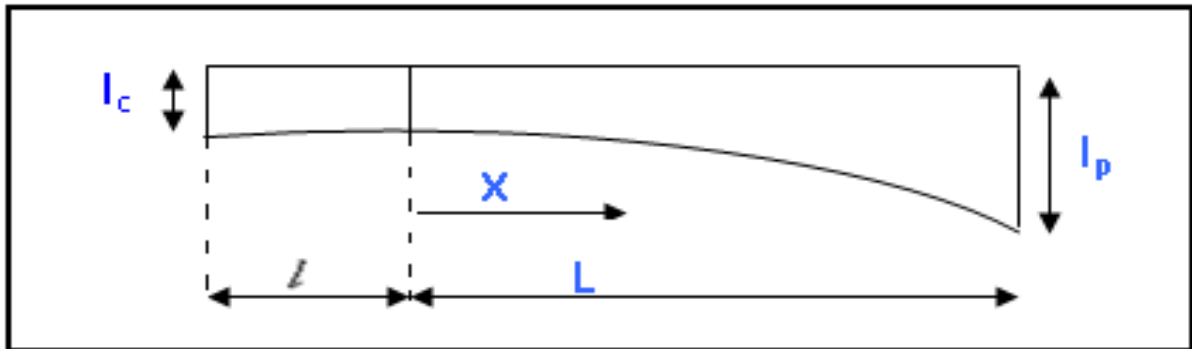


Fig.4.14. Variation de l'inertie

$$0 \leq x \leq l \Rightarrow I(x) = I_c$$

$$l \leq x \leq L \Rightarrow I(x) = I_c \left(1 + k \left(\frac{x-l}{L-l} \right)^2 \right)^{5/4}$$

Avec : $k = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$

❖ **Loi de variation de la section** (Fig. 4.15) :

$$0 \leq x \leq L \Rightarrow S(x) = S_1 - 2(S_1 - S_0) \left(\frac{x}{L} \right) + (S_1 - S_0) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

$$L \leq x \leq \ell \Rightarrow S(x) = S_0$$

S_1 : l'aire de la section encastree

S_0 : l'aire de la section libre

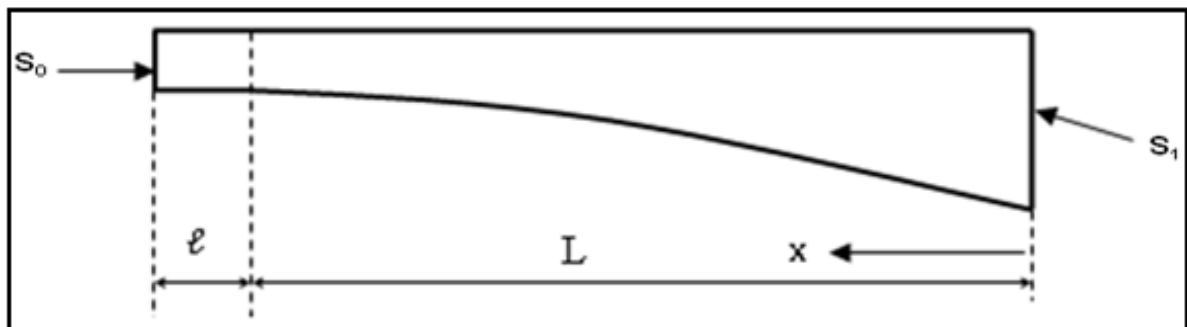


Fig. 4.15. Variation de l'épaisseur de section

- ❖ Loi de variation de centre de gravité de la section-la ligne moyenne (Fig.3.16) :

$$Y_G = G_C [1 + ((Y_{GP} / Y_{GC}) - 1) x + (1 - (X / L))^2]$$

Y_{GC} : centre de gravité du voussoir sur culée.

Y_{GP} : centre de gravité du voussoir sur pile.

-Au niveau de la travée intermédiaire :

- ❖ Loi de variation de la hauteur (Fig. II-16) :

$$0 < X < L : h(x) = h_p - 2 (h_p - h_c) (x / L) + (h_p - h_c) (x / L)^2$$

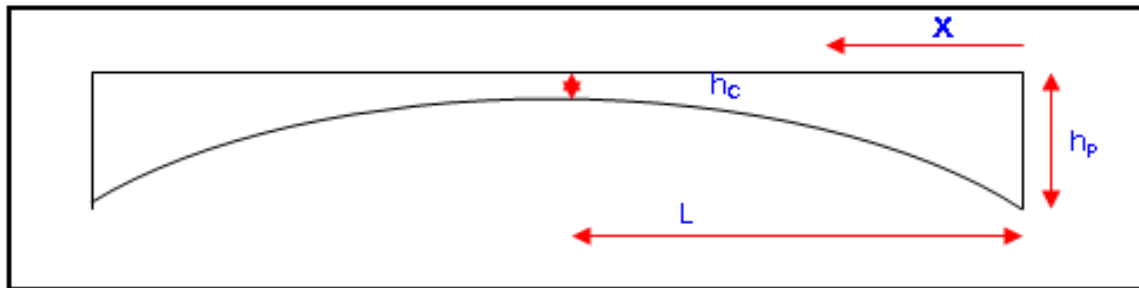


Fig. 4.16. Variation de la hauteur

- ❖ Loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur (Fig. 4.17) :

$$0 < X < L : e(x) = e_p - 2 (e_p - e_c) (x / L) + (e_p - e_c) (x / L)^2$$

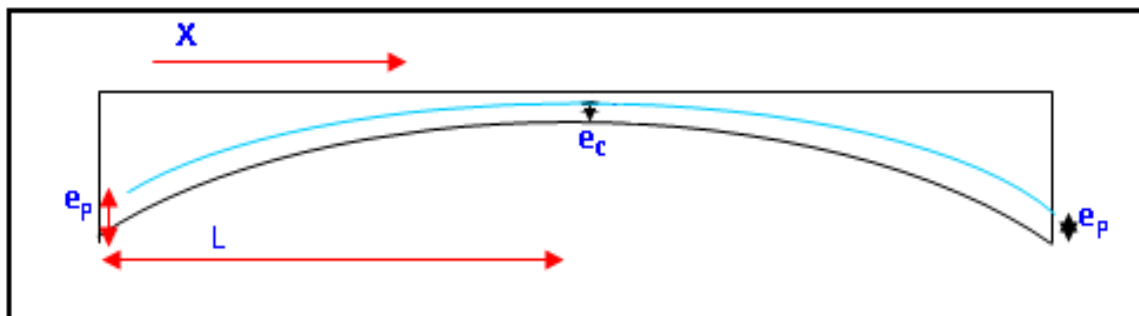


Fig. 4.17. Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur

❖ Loi de variation de l'inertie :

$$0 < x < L : I(x) = I_c - [1 + k(1 - (2x/L)^2)]^{5/2}, \text{ avec : } k = (I_p / I_c)^{0.4} - 1$$

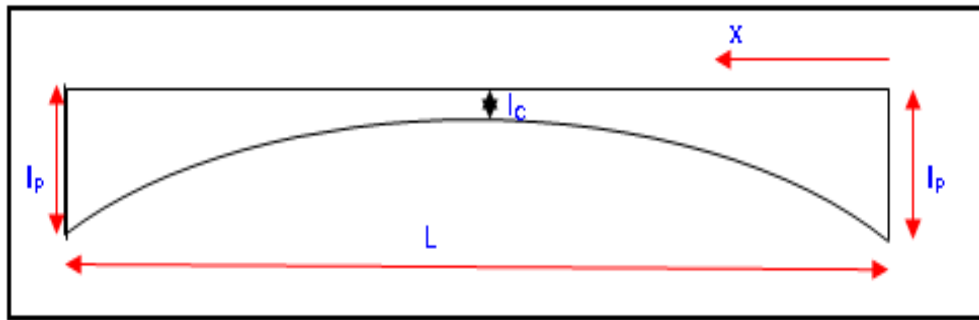


Fig. 4.18. Variation de l'inertie

❖ Loi de variation de la section (Fig. 3.19) :

$$0 < x < L : S(x) = S_p - 2(S_p - S_c)(x/L) + (S_p - S_c)(x/L)^2$$

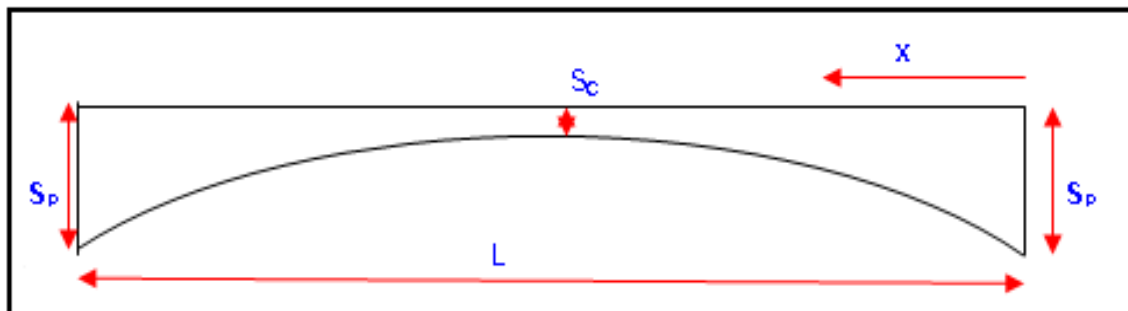


Fig. 3.19. Variation de l'épaisseur de section

❖ Loi de variation de centre de gravité de la section-la ligne moyenne :

$$0 < x < L : Y_G(x) = Y_{Gp} - 2(Y_{Gp} - Y_{Gc})(x/L) + (Y_{Gp} - Y_{Gc})(x/L)^2$$

4.4.3.8 Section transversale :

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

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées et très importants au voisinage des appuis, car le tablier travaille en console. Donc il est nécessaire de prévoir un hourdis inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.

- Les poutres sont, le plus souvent, de hauteur variable à fin de réduire le poids propre en adaptant la section résistante aux efforts appliqués.
- Les caissons ne comportent pas des entretoises intermédiaires, on dispose simplement une entretoise à l'intérieur des caissons au droit des appuis pour permettre une bonne diffusion des réactions d'appuis.

4.4.3.9. Nombre et forme des poutres caissons :

Le nombre et la forme des poutres caissons dépendent avant tout, de la largeur du tablier si cette largeur ne dépasse pas 13 m, c'est la poutre caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose, les âmes peuvent être soit verticales, cette dernière disposition améliore la dimension des sommiers recevant les appareils d'appui.

4.4.3.10. Epaisseur des âmes :

L'âme doit assurer une bonne résistance à la l'effort tranchant ainsi qu'une bonne facilité de bétonnage et doit permettre l'ancrage des câbles de fléau. L'épaisseur minimale est comprise entre 27 et 36cm.

4.4.3.11 Application au projet :

Dans notre projet $L = 11\text{m}$, donc on opte pour la poutre caisson unique à âme verticale (Fig. 3.20)

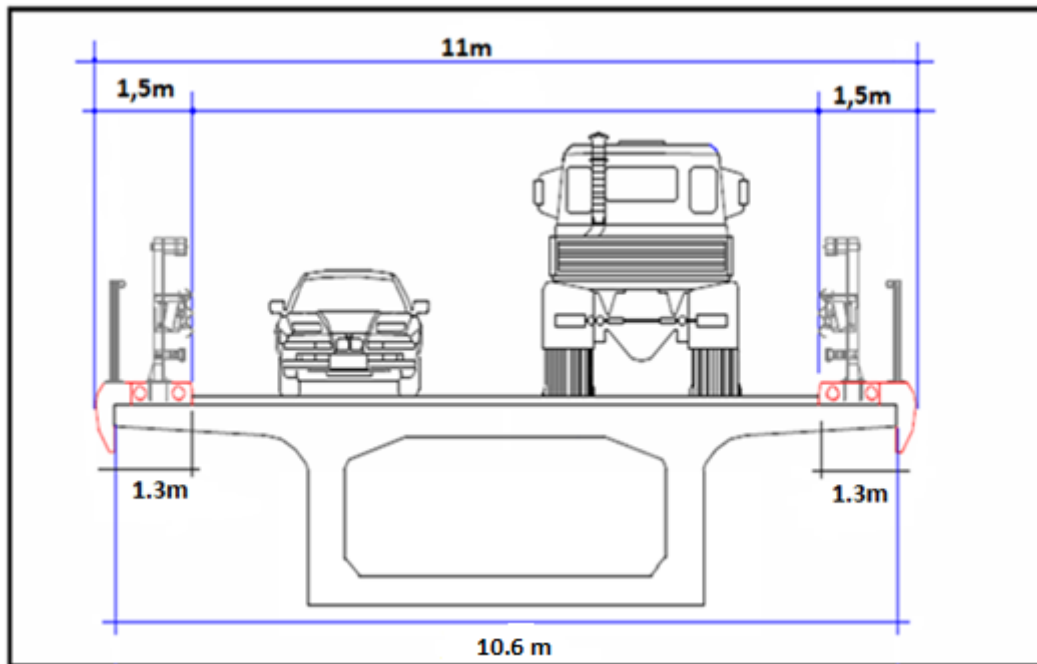


Fig. 4.20. Coupe transversal d'une poutre caisson unique à âmes verticale

4.4.3.12 Les dimensions des voussoirs :

Le voussoir aux dimensions reprises dans le schéma (Fig. 3.21) :

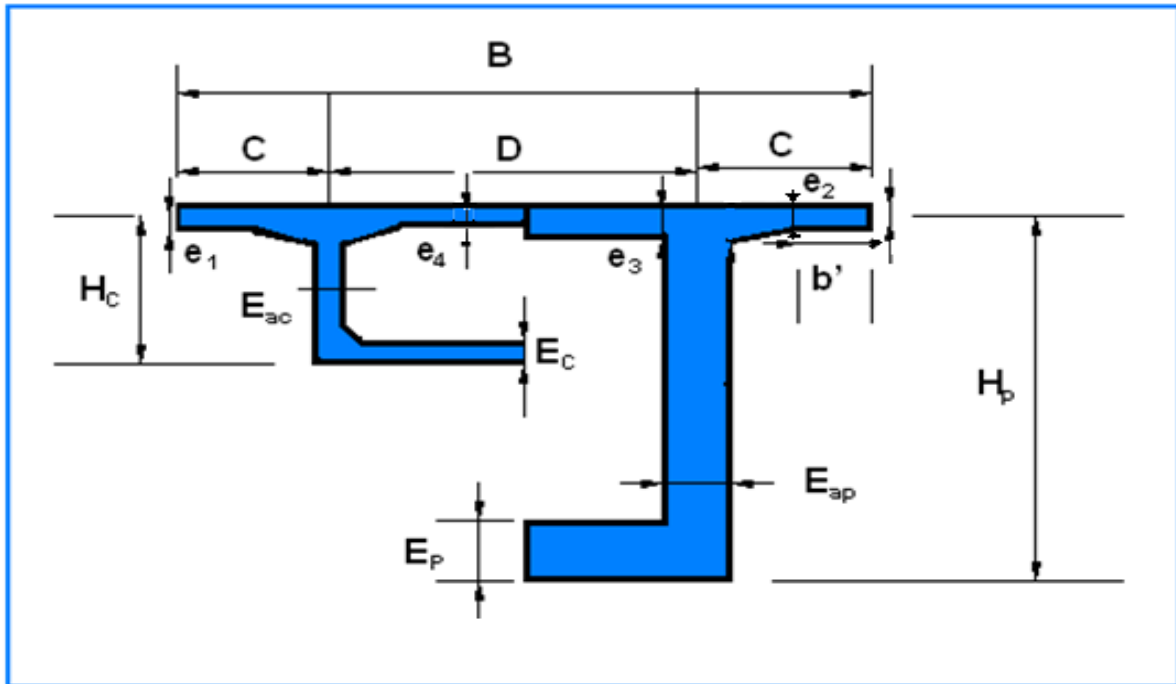


Fig. 4.21. Les dimensions des voussoirs sur pile et à la clé

❖ **Notations :**

Selon SETRA

B : largeur totale du tablier

H_p : hauteur du voussoir sur pile

H_c : hauteur du voussoir de clé

E_{ap} : épaisseur de l'âme sur pile

E_{ac} : épaisseur de l'âme à la clé

E_p : épaisseur du hourdi inférieur sur pile

E_c : épaisseur du hourdi inférieur en clé

e_1, e_2, e_3, e_4 : épaisseur du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma)

b' : la largeur de l'encorbellement mesuré au début du gousset (voir schéma)

θ : diamètre de la gaine

❖ Géométrie de la section :

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier ; et sont données par les formules suivantes :

$$D=B/2, C=D/2$$

- Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné pour résister à la flexion transversale. Cette épaisseur sera considérée comme épaisseur minimale.
- L'épaisseur e_1 est déterminée de façon à effectuer le bétonnage correctement et dépend aussi des équipements tels les barrières de sécurité, glissières etc....par les efforts qu'ils engendreront. En général, cette épaisseur est égale à 25cm.
- L'épaisseur e_2 est déterminée tel que ; $b' / 7 \leq e_2 \leq b' / 5$
- L'épaisseur e_3 est déterminée suivant les conditions aux goussets supérieurs (intersection entre le hourdis supérieur et l'âme), dans notre cas à savoir loger les câbles de fléau, ceux-ci reprennent les moments négatifs avant et après service.
- L'épaisseur e_4 est déterminée suivant ; $e_4 = D / 25$
- Epaisseur des âmes : L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte. L'épaisseur minimale est de 30cm.

GUYON propose une formule empirique : $E_a \geq (h / 36) + 5 + \Phi$ (cm)

Sachant que :

Φ : Diamètre de gaine utilisée.

h : Hauteur de l'âme.

Le hourdis inférieur à une épaisseur variable suivant qu'il est sur pile ou en clé, tel que: $E_c = \max \{18\text{cm}, 3\theta, E_{ac}\}$; $E_p = \max \{18\text{cm}, 3\theta, E_{ap}\}$; $E_p = 2.5 - 3 E_c$

L'épaisseur de l'âme est déterminée de manière à reprendre les efforts tranchants ainsi que les moments de torsion, mais aussi permettre la mise en place des organes d'ancrage de la précontrainte.

Goussets :

- Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.

- Les goussets du hourdis inférieur trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour y disposer tout ou une partie des câbles de continuité.

Données :

Pour le pré-dimensionnement des pièces et sections, l'on aura besoins de définir certains paramètres, à savoir :

- Largeur de chaussée : 8m
- Trottoirs et Dispositif de retenue, corniche : 1.5m (1 m pour le trottoir et 0.5m pour la corniche).
- Supposons à ce stade de l'étude par hypothèse, que Les câbles utilisés sont des 12 T 15 S.

AN :

B = 10.6m.

D = 5.3m.

C = 2.65m.

e1 = 25 cm.

e2 = 50 cm.

e3 = 50 cm.

e4 = 22cm pour le voussoir sur pile et $e_4=25$ cm pour les voussoirs courants.

Eap = 1m (pour le voussoir sur pile) et $E_{ac}=35$ cm (pour les voussoirs courants), en supposant que des 12T15 S sont utilisés.

Ec = 35cm ($\theta=90$ mm).

Ep =1m.

- Les caractéristiques géométriques de la section sur pile :

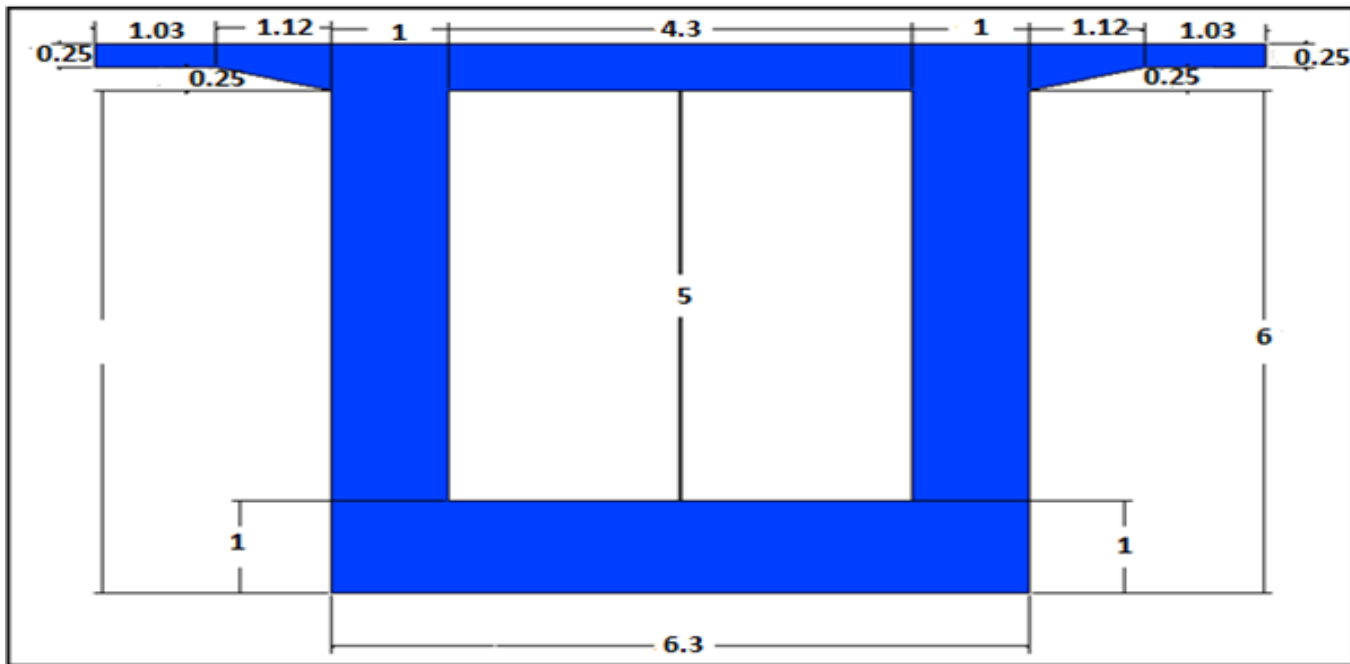


Fig. 4.22. Caractéristiques géométriques de VSP

- Les caractéristiques géométriques de la section à la clé : (Fig. 3.23)

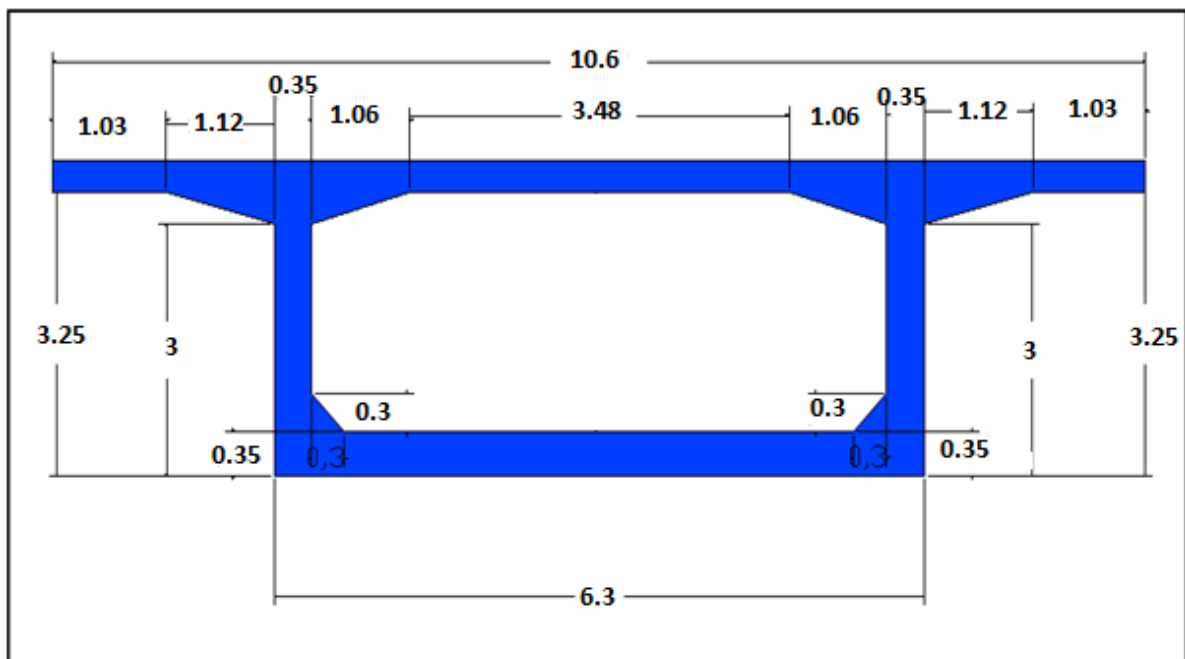


Fig. 4.23 Caractéristiques géométriques de VCC

- Les caractéristiques mécaniques des voussoirs :

Les caractéristiques mécaniques sont les suivants :

G : Le centre de gravité de la section ;

V : La distance de G à la fibre supérieure ;

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

h = V+V' : la hauteur totale de la section ;

B : L'aire de la section ;

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

I_z : Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par G) ;

Le rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_y}{B \cdot v \cdot v'}$$

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

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

4.4.3.5. Découpage des voussoirs :

-Voussoirs courants :

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.5m à 4m, voire 5m, suivant les ouvrages.

-Voussoirs sur piles :

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

-Voussoir de clavages :

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

NB : Pour faciliter la tâche d'exécution (le coffrage surtout) et la mise en place des voussoirs, on opte pour le découpage suivant :

- ⊗ Les voussoirs de fléau sont de 5m de longueur, sauf les voussoirs sur pile sont de 7.5m de longueur.
- ⊗ Les voussoirs de clavage des travées intermédiaires sont de 2.5m de longueur.
- ⊗ Le voussoir de clavage des travées de rive est de 2.5m de longueur, coulé sur cintre.

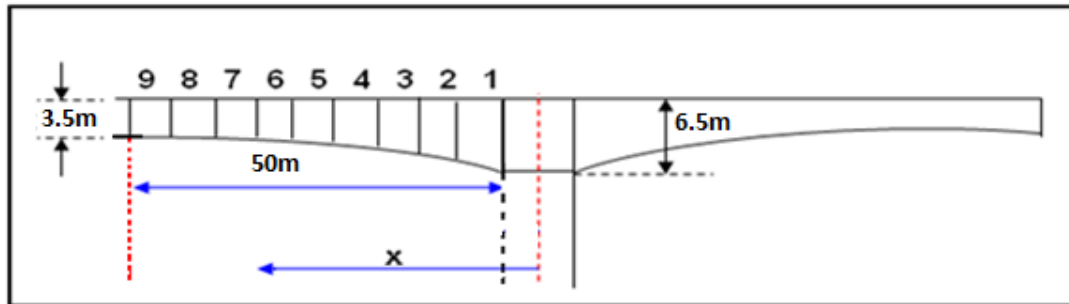


Fig. 4.24. Découpage des voussoirs

Les caractéristiques mécaniques des voussoirs (annexe 2)

Les caractéristiques mécaniques des voussoirs

Voussoirs(m)	Abscisse(m)	hx(m)	Ex(m)	Aire s (m ²)	moment d'inertie		poids des voussoirs (t)	V(m)	V'(m)	$\rho=Iy/s.v.v'$	c=p.v(m)	c=p.v'(m)
					Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)						
1/2vsp	0	6,5	1	20.805	110,8602	125,4131	390,09375	3,192	3,308	0,50381818	1,60818763	1,66663054
v1	5	5.93	0,8765	18,0115	83,5939	110,9948	242,60312	2,959	2,972	0,52775327	1,56162193	1,56848272
v2	10	5.42	0,766	15,6947	63,489	98,5141	210,66375	2,658	2,762	0,55101931	1,46460932	1,52191533
v3	15	4.97	0,6685	13,8016	48,7212	87,9388	184,351875	2,373	2,597	0,5728209	1,35930399	1,48761587
v4	20	4.58	0,584	12,2675	37,8831	79,1558	162,931875	2,463	2,117	0,59224878	1,45870874	1,25379066
v5	25	4.25	0,5125	11,0548	30,013	72,0633	145,764375	1,895	2,355	0,60835684	1,1528362	1,43268035
v6	30	3.98	0,454	10,1128	24,354	66,5002	132,2975	2,271	1,709	0,620497	1,40914869	1,06042937
v7	35	3.77	0,4085	9,4191	20,4276	62,3554	122,074375	1,563	2,208	0,62841984	0,98222022	1,38755102
v8	40	3.62	0,376	8,9373	17,8399	59,4806	114,7275	2,165	1,455	0,63367297	1,37190199	0,92199418
v9	45	3.53	0,3565	8,6599	17,8399	57,8077	109,9825	1,392	2,138	0,69220161	0,96354464	1,47992703
v10	50	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	107,655625	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575
v.clavage	52.5	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	53,53125	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575
v11	57.5	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	107,0625	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575
v12	62.5	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	107,0625	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575

❖ Avantages Inconvénients :

Avantage :

- l'entretien à long terme.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

Inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- L'aspect économique est très élevé au départ.

4.5. Analyse multicritères :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'esthétique.
- L'exécution.

Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

4.5.1. Variante 1 : Pont mixte :

Le pont mixte présente deux avantages sur le plan d'exécution :

- La légèreté du tablier.
- La rapidité d'exécution.

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

-Pour l'économie :

- Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
- Le cout est plus élevé.

-Pour l'entretien :

- La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans assemblages.
- Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.

-Pour l'esthétique :

- Mauvaise intégration dans le site.

-Pour l'exécution :

- Demande une main d'œuvre très qualifiée.
- Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

4.5.2. Variante 2 : Pont à poutres multiples précontraintes par post tension

Le pont à poutres multiples présente des avantages sur tous les plans de cette analyse :

-Pour l'économie :

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.

-Pour l'entretien :

- L'absence totale d'une pathologie grave.

-Pour l'esthétique :

- Les ponts à poutres peuvent prendre plusieurs formes esthétiques qui enrichissent les sites d'accueil.

-Pour l'exécution :

- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

4.5.2. Variante II : Pont à voussoirs construit par encorbellement successifs :

Le pont à caisson fermé présente des avantages sur le plan esthétique, entretien, exécution :

- Il s'intègre harmonieusement avec le site.
- L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.
- La rapidité d'exécution dans le cas des voussoirs préfabriqués aux unités de fabrication.

Les points sensibles sont :

-Pour l'économie :

- La procédure de réalisation est nettement couteuse (préfabrication, transport, mise en place..).
- Consommation importante des matériaux (béton, acier.....etc.).

-Pour l'exécution :

- Demande d'une main d'œuvre très qualifiée et des moyens importants.
- Le délai est très long par rapport aux autres variantes.

Conclusion :

La variante retenue : Après comparaison des trois variantes on a constaté que la solution (pont à voussoirs coulés en place à inertie variable) est plus adaptée que les deux autres, pour notre site malgré qu'elle soit la plus complexe cela permet de réduire le nombre d'appuis (piles) qui sont fondés sur des pieux à 35m de profondeur selon le rapport de sol.

CHAPITRE : V

**CALCUL DES CHARGES ET
SURCHARGE**

5.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions ; effet des charges permanentes, les charges routières (tirer du fascicule 61, titre II), et les effets des séismes RPOA 2008.

Les charges permanentes comprennent :

- Le poids propre de la structure porteuse ;
- Les charges permanentes : sont des éléments non porteurs on les appelle compléments (charges des trottoirs, revêtement, dispositif de sécurité) ;
- Des installations fixes, on les appelle accessoires.

Les caractéristiques du pont sont :

- Largeur droite 11m.
- Largeur rouable $L_r = 8$ m.
- Largeur chargeable $L_c = 8$ m.
- $L_r = 8 (\geq 7)$ donc est un pont de première classe.
- Le nombre de voies $n = 8/3 = 2$ de largeur de 4m pour chaque voie.

5.2. CALCUL DES CHARGES PARMANENTES ET DES SURCHARGES

5.2.1. Charges permanentes :

5.2.1.1. Les charges permanentes (CP) (les éléments porteurs) :

Ces charges concernent le tablier seul (Poids total des voussoirs.), et puisque les voussoirs ont des hauteurs variables, donc le calcul du poids dépendra de tous les sections S.

Pour le calcul de poids en utilisant la formule suivante : $P(x) = \gamma_b \int_0^L S(x) dx$

Avec S(x) c'est la variation de la section : $S(x) = S_p - 2(S_p - S_c) (x/L) + (S_p - S_c) (x/L)^2$

S_p : section du voussoir sur pile

S_c : section du voussoir de clavage

L : longueur de travée

5.2.1.2. Compléments des charges permanentes (CCP) (les éléments non porteurs) :

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants (Fig. 4.1) :

- Le revêtement.
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

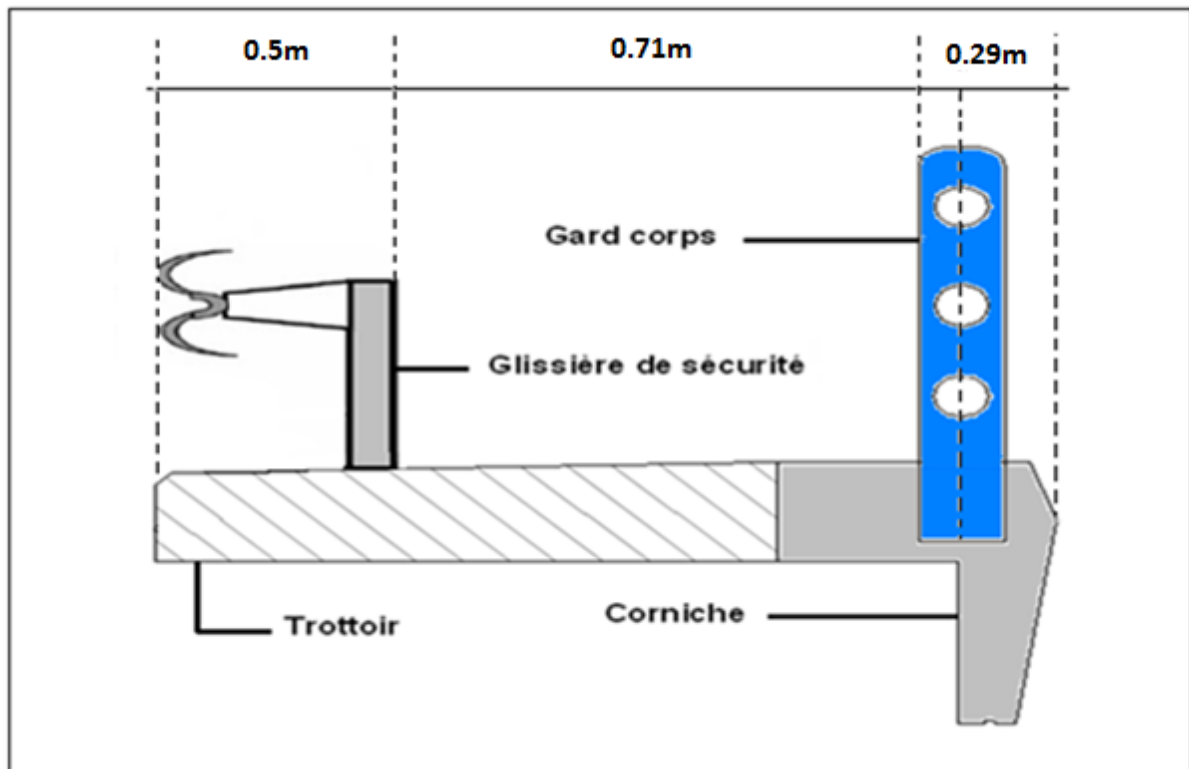


Fig.5.1. Coupe transversal des éléments non porteurs

❖ **Le revêtement (Fig. 4.2) :**

On utilise une couche d'étanchéité avec une couche de roulement d'une forme géométrique de trapèze (E= 8 cm d'épaisseur au bord de trottoir jusqu'à 16.75 cm au milieu de la chaussée avec un divers en toit de 2.5%) (Figure.4.2).

La masse volumique moyenne $\gamma_{BB} = 2.2 \text{ t/m}^3$. Pour une section totale de chaussée $S = 9900 \text{ cm}^2 = 0.99 \text{ m}^2$, on aura:

$$P_{rev} = S \cdot \gamma_{BB} = 0.99 \times 2.2 = 2.178 \text{ t/ml.}$$

$$P_{rev} = 21.178 \text{ KN/ml}$$

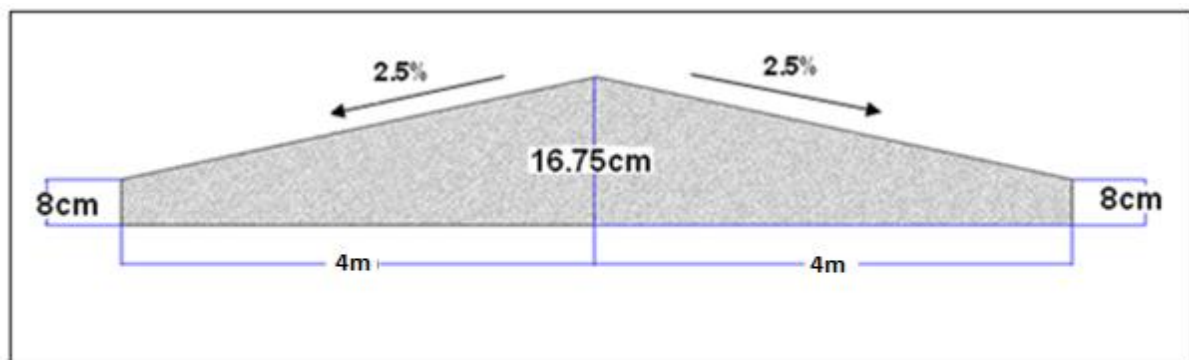


Fig. 5.2. Coupe transversal de revêtement

❖ **Gardes corps :**

Le poids d'un garde-corps est estimé à 0,1 t/m donc : $P_g = 0,2 \text{ t/ml} = 2 \text{ KN/ml}$

❖ **Glissières de sécurité de pont :**

Les glissières dites souples standards sont les plus utilisées elles sont composées d'éléments glissants leurs poids est pris égal : $P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$.

Donc pour les deux côtés : $P (2gli) = 0,12 \text{ t/ml} = 1.2 \text{ KN/ml}$.

❖ **Trottoirs (Fig. -III-3) :**

Le poids de trottoir pour un coté = $S_t \times \gamma_{\text{béton}}$ tel que $\gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$, donc Le poids de trottoir pour un coté = $0.2208 \times 2.5 = 0.552 \text{ t/ml} = 5.52 \text{ KN/ml}$ alors que pour les deux côtés : 11.040 KN/ml.

❖ **Les corniches (Fig. -III-3) :**

Le poids d'une corniche pour un coté = $S_c \times \gamma_{\text{béton}} = 0.1952 \times 2.5 = 0.488 \text{ t/ml} = 4.88 \text{ KN/ml}$, donc le poids des corniches pour les deux cotés = 9.76 KN/ml. (Fig. -III-2-1-c-)

CCP = Revêtement + gardes corps + glissière de sécurité + trottoirs + corniches

CCP = $(21.178 + 2 + 1.2 + 11.04 + 9.76) \times 240 = 10842.72 \text{ KN}$

Conclusion :

La charge permanente = $ccp + cp = 10842.72 + 73735.45 = 84578.17 \text{ KN}$

G=84578.17KN

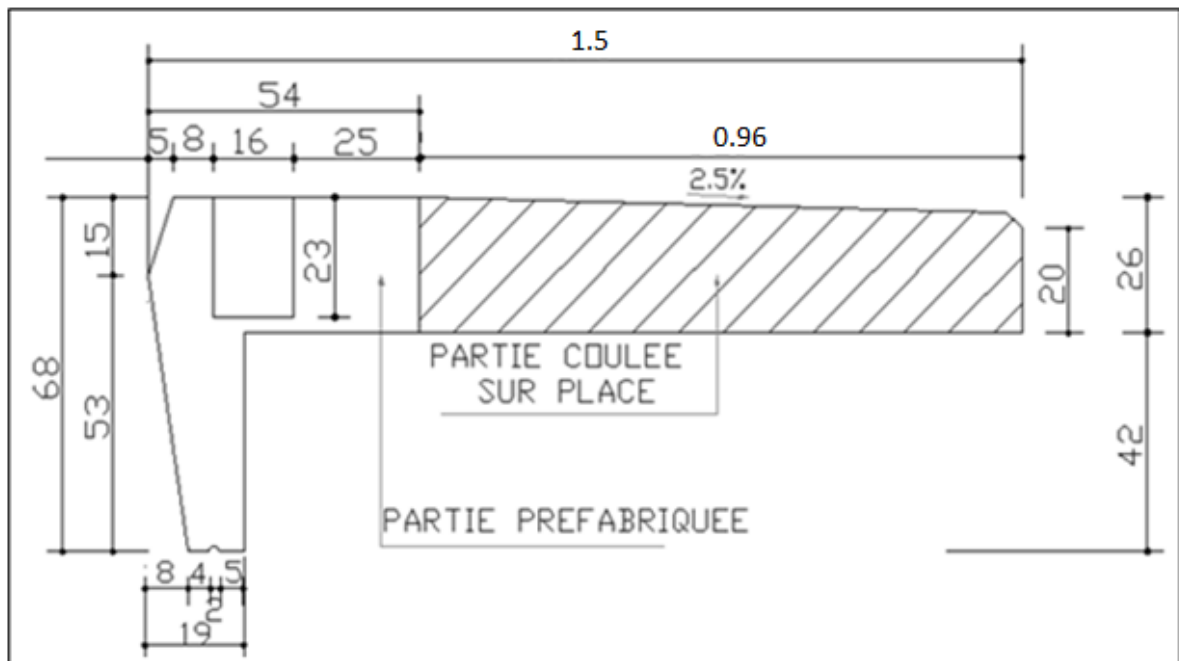


Fig. 5.3. Les dimensions de trottoir-corniche

5.2.2. Surcharges roulantes :

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

- La surcharge de type A (L).
- Système B
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

5.2.2.1. Système de charge A (L) :

D'après le fascicule 61 titre II

A (L) : est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L. Elle est donnée par la formule suivante:

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

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

Avec :

A (L) pour une travée chargée

L : Longueur de portée.

Pour travée intermédiaire L = 110m

$$\implies A(L) = 230 + [36000 / (110+12)] = 0,525 \text{ t/m}^2$$

Pour travée de rive L = 65m

$$\implies A(L) = 230 + [36000 / (65+12)] = 0,697 \text{ t/m}^2$$

A(L) sera multiplié par les coefficients a1 et a2 tel que :

- **a₁** : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Tableau. 5.1. Tableau des valeurs de coefficient a1

1 ^{er} Classe	a1
Une voie chargée	1
Deux voies chargées	1
Trois voies chargées	0.9

- **a₂** : est déterminé en fonction de la classe du pont, et de la largeur d'une voie.

La valeur de coefficient a2 :

$$a_2 = V_0 / V \text{ tel que :}$$

V₀ = 3.5 (pour les ponts de première classe, d'après le fascicule).

Le nombre de voies = (La largeur chargeable / 3) = 8/3 = 2 voies

V : La largeur d'une voie= (la largeur chargeable / le nombre de voies) =8/2=4m

Largeur de deux voies =8m

NB : la largeur d'une voie pour un pont de première classe est 3.5m (d'après le fascicule)

Donc : $V = 3.5 \implies a_2 = V_0 / V = 3.5 / 4 = 0.875$

$$a_2 = 0.875$$

Dans notre cas, le nombre max de voies à charger avec le système B est 2 donc dans tous les cas a_1 vaut 1:

$$a_1 = 1$$

Donc :

$A(L)[KN/ml] = A(L)[KN/m^2] \times a_1 \times a_2 \times \text{largeur chargée}$

NB : pour l'étude de tous les cas selon les lignes d'influence pour les sections retenues (appuis ou travées), il y a lieu de prendre compte :

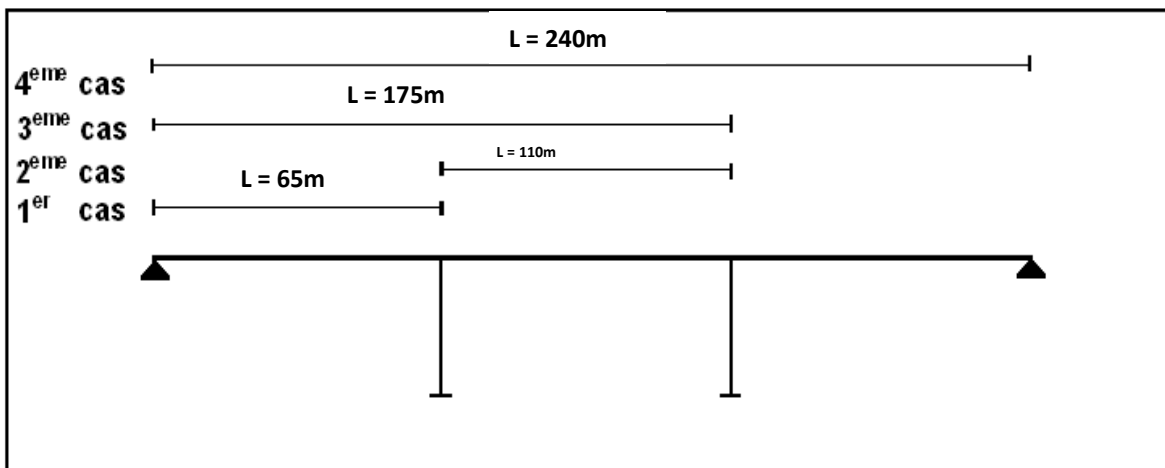


Tableau. 5.2. Tableau des résultats de Système de charge A (L)

	L [m]	A(L) [Kn/m ²]	a1	a2	A(L) [Kn/ml]	
					Une voie chargée	deux voies chargées
1^{er} cas	65	6.9753	1	0.875	24.41	48.83
2^{ème} cas	110	5.2508			18.38	36.76
3^{ème} cas	175	4.2251			14.89	29.58
4^{ème} cas	240	3.7256			13.040	26.08

Conclusion : Le cas le plus défavorable est le cas ou **L=65m**

5.2.2.2 Système B :

Le système B comprend B_c, B_r, B_t

- **Système B_c**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse total.....30t.
- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement 11 m.
- Largeur d'encombrement2.5 m.
- Distance des essieux arrière.....1.5m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu2 m.
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25 x 0.25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20m de côté.

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

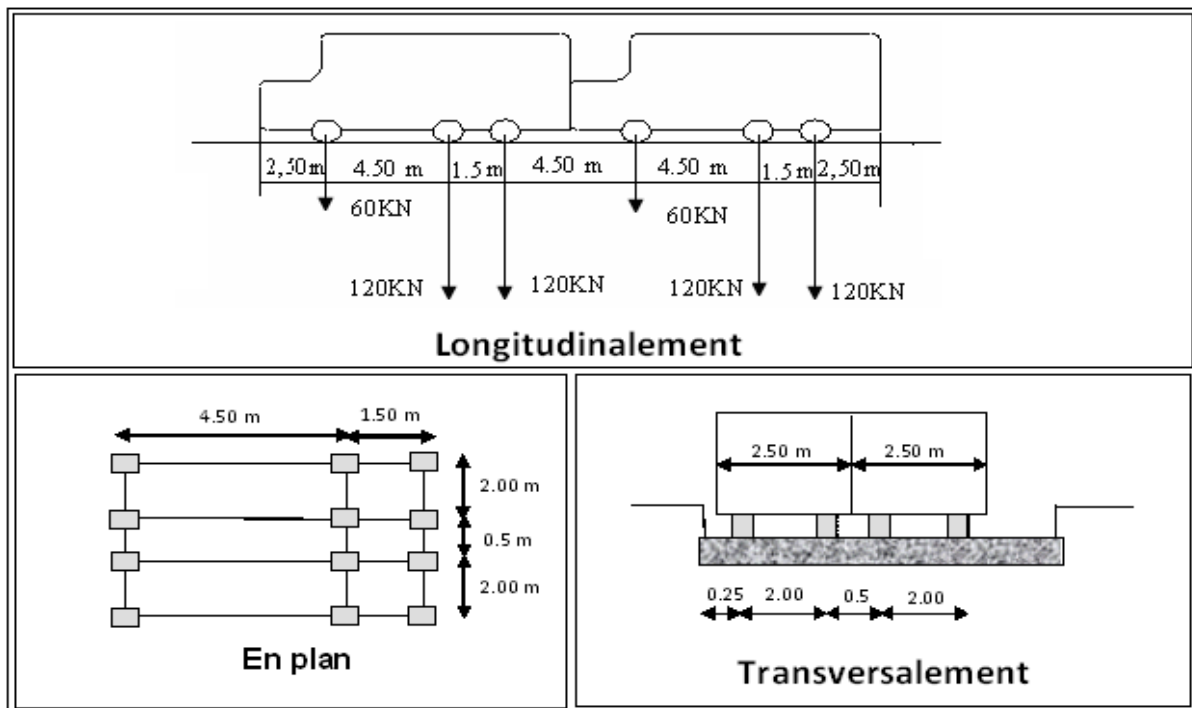


Fig. 5.4. Disposition de système Bc sur le pont

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

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

➤ **Disposition dans le sens longitudinal :**

le nombre des camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau. 5.3 Tableau des valeurs de coefficient bc

Nombre de fils considéré		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

➤ **Calcul des coefficients dynamiques :**

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

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

- L : Longueur de la travée.
- G : La charge permanente de l'ouvrage.
- S : La charge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II .

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \text{.....pour 1 file.} \\ 1,1 & \text{..... pour 2 files.} \end{cases}$$

◆ **1^{er} cas :** pour une travée chargée (L=65m) :

G : poids propre de la travée (G = G' + G_{cintre} + G1/2VSP + CCP).

$$G = 1533.0525 + 246.24375 + 182.04375 + 293.657 = 2254.997 \text{ t}$$

S : La charge (S = n × 30 × b_c), n : nombre de camion, 30t : un camion

* **Pour une file chargée :** (b_c = 1,20)

$$S1 = 2 \times 30 \times 1,20 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(65))) + 0,6 / (1 + 4(2190.5745 / 72))$$

Donc : δ = 1.0335

* **Pour deux files chargées :** (b_c = 1,10)

$$S2 = 4 \times 30 \times 1,10 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(65))) + 0,6 / (1 + 4(2190.5745 / 132))$$

$\delta = 1.0374$

♦ **2^{ème} cas** : pour une travée chargée (L=110m) :

G : poids propre de la travée (G = G'+GVSP+CCP).

$G = 390.09375 + 3029.0225 + 53.53125 + 496.958 = 3969.6055 \text{ t}$.

S : La charge (S = n×30× b_c) n : nombre de camion, 30t : un camion

* **Pour une file chargée** : (b_c =1,20)

$S1 = 2 \times 30 \times 1,20 = 72 \text{ t}$

$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$

$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(110))) + 0,6 / (1 + 4(3969.6055 / 72))$

Donc : $\delta = 1.0201$

* **Pour deux files chargées** : (b_c =1,10)

$S2 = 4 \times 30 \times 1,10 = 132 \text{ t}$

$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(110))) + 0,6 / (1 + 4(3969.655 / 132))$

$\delta = 1.0223$

Nota : Après avoir effectué les calculs, le coefficient de majoration dynamique pour B_c est de : **$\delta = 1.0374$**

• **Système B_t** :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Tableau. 5.4 Tableau des valeurs de coefficient b_t

Classe de pont	1 ^{er} Classe	2 ^{ème} Classe
Coefficient	1	0.9

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prise en compte sont multipliées par les coefficients b_t qui suivants :

Un camion type du système B_t comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu.....16t
- Distance des deux essieux1.35m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2m

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

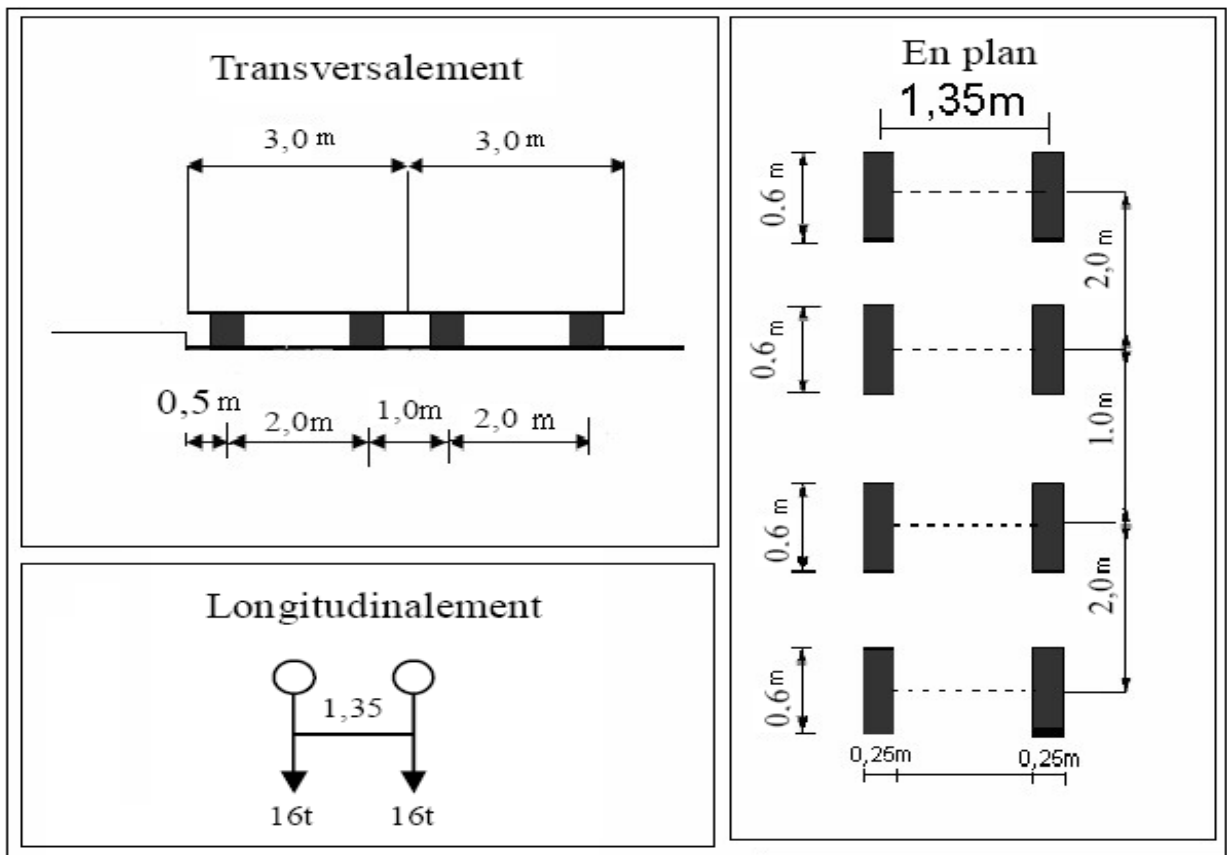


Fig. 5.5. Disposition de système Bt sur le pont

Les surcharges du système B_t sont frappées par le coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

♦ 1^{er} cas : pour une travée chargée (L=65m) :

$$G = 2190.5745 \text{ t}$$

S : La charge B_t.

$$S = n \times 32 \times b_t$$

Pont premier classe b_t = 1

* Pour une voie chargée : n = 1

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1 = 32 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(65))) + 0,6 / (1 + 4(2190.5745 / 32)) , \text{ Donc : } \delta = 1.0307$$

* Pour deux voies chargées : n = 2

$$S_2 = 2 \times 32 \times 1 = 64 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(65))) + 0,6 / (1 + 4(2190.5745 / 64))$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.0329$$

♦ **2^{ème} cas : pour une travée chargée (L=110m) :**

$G = 3969.6055 \text{ t}$

S : La charge B_t .

$S = n \times 32 \times b_t$

Pont premier classe $b_t=1$

* **Pour une voie chargée : $n = 1$**

$S_1 = 1 \times 32 \times 1 = 32 \text{ t.}$

$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2(110))) + 0.6 / (1 + 4(3969.6055 / 32))$

Donc : $\delta = 1.0186$

* **Pour deux voies chargées : $n = 2$**

$S_2 = 2 \times 32 \times 1 = 64 \text{ t.}$

$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2(110))) + 0.6 / (1 + 4(3969.6055 / 64))$

Donc : $\delta = 1.0198$

Nota : Les surcharge du système B_t sont frappées par le coefficient $\delta = 1.0329$

• **Système B_r :**

Le système B_r est une roue isolée de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable.

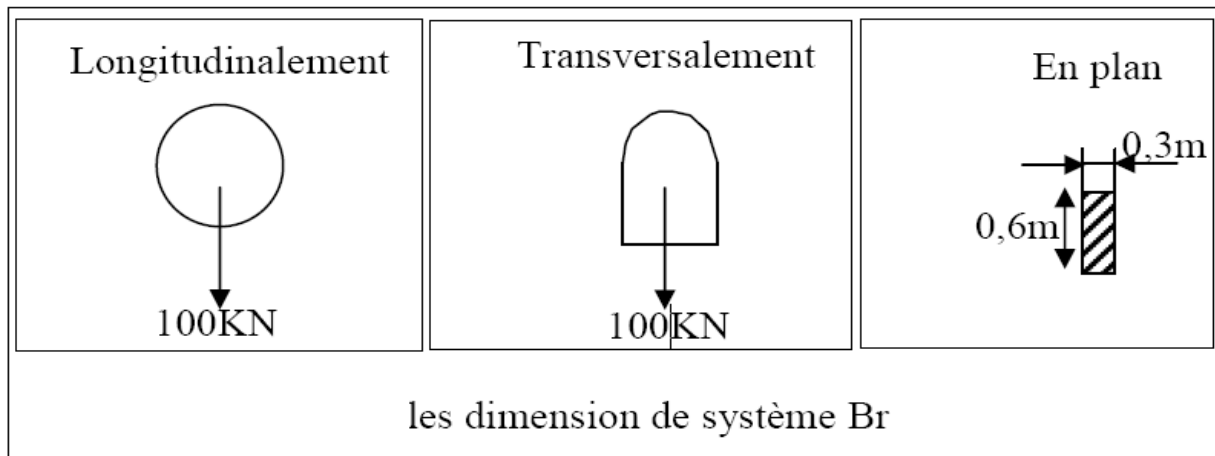


Fig.5.6. Dimensions de système B_r sur le pont

5.2.2.3. Surcharges militaires MC120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

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

Poids totale : 110t.

Longueur d'une chenille : 6,10m.

Largeur d'une chenille : 1,00m.

♦ **1^{er} cas : pour une travée chargée (L=65m) :**

$$G = 2190.5745 \text{ t}$$

S : La charge Mc120, S = 220 t

$$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2(65))) + 0.6 / (1 + 4(2190.5745 / 220))$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.0432$$

♦ **2^{eme} cas : pour une travée chargée (L=110m) :**

$$G = 3969.6055 \text{ t}$$

S : La charge Mc120, S = 330 t

$$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2(110))) + 0.6 / (1 + 4(3969.6055 / 330))$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.0296$$

Nota : Les surcharge du système Mc120 sont frappées par le coefficient $\delta = 1.0432$

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

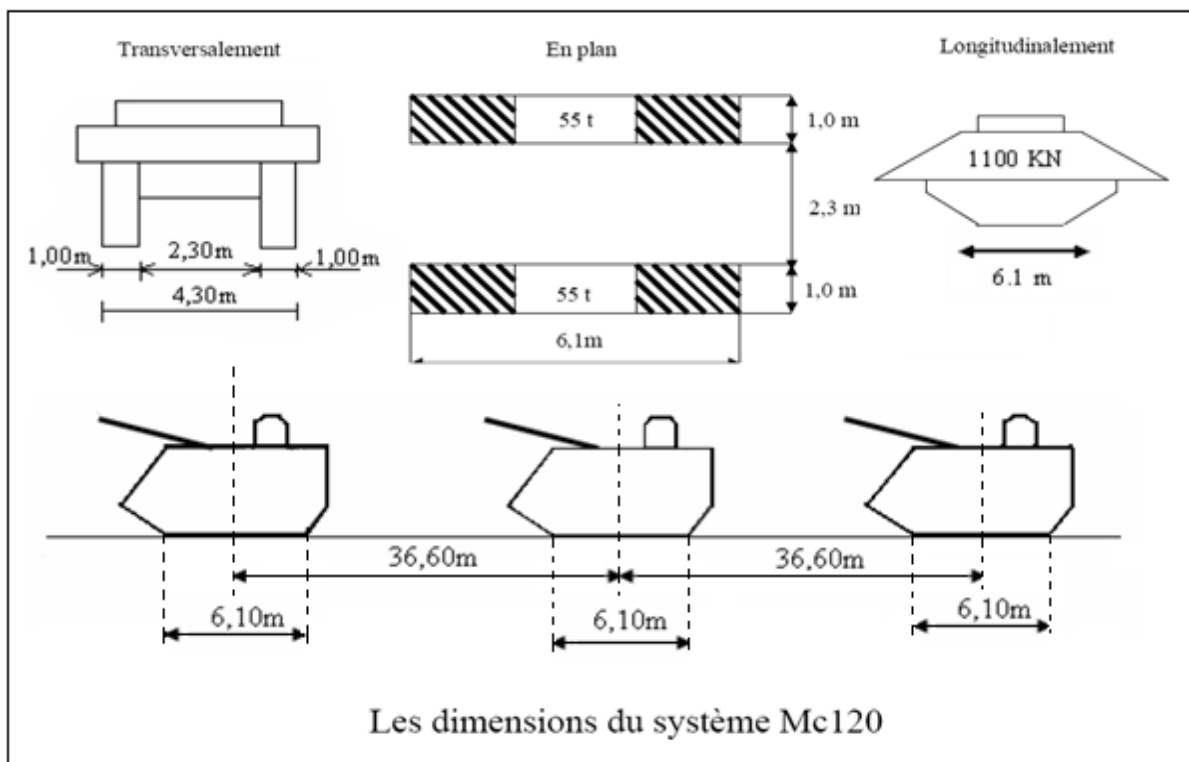


Fig. 5.7. Disposition de système Mc120 sur le pont

5.2.2.4. Convoi D 240 :

Le convoi type D240 t comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chassée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60m de long.

Le convoi exceptionnel est supposé circuler au milieu de la voie chargeable

NB : Cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.

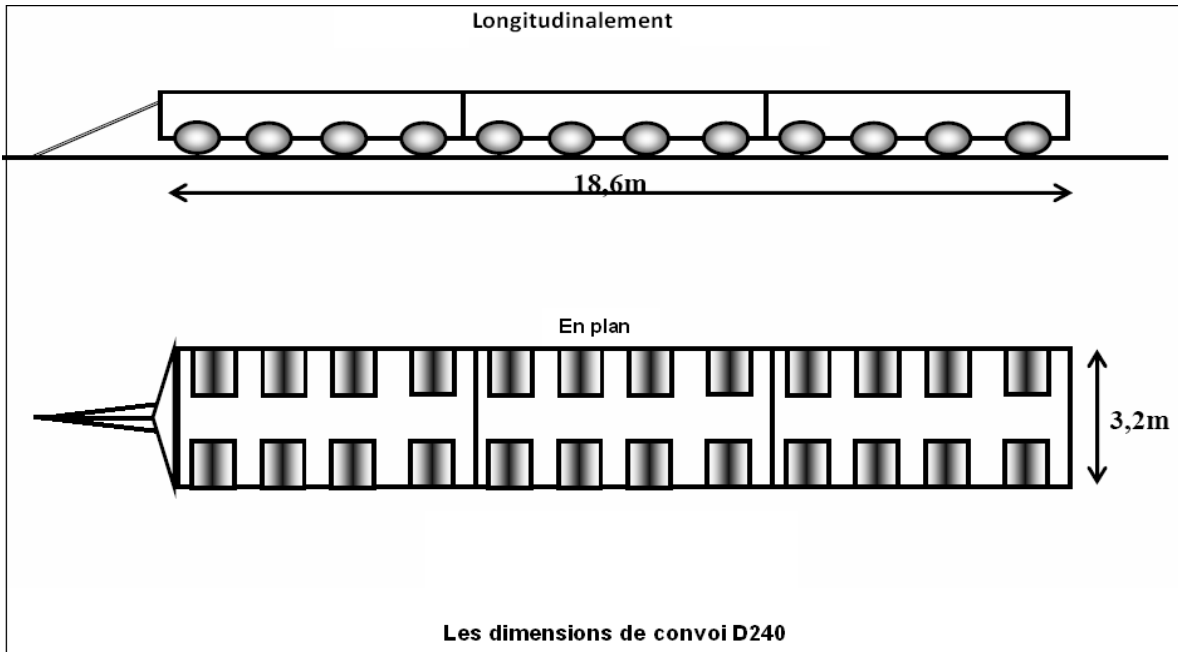


Fig.5.8. Disposition de système Mc120 sur le pont

5.2.2.5. Température :

On appelle gradient thermique la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

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

Blida $\Delta T = \pm 10^\circ \text{ C}$.

5.2.2.6. Surcharges de trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg / m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

Premier trottoir chargé : $q_1 = 0,15 \times 1,21 = 0,1815 \text{ t / ml}$

Deuxième trottoir chargé : $q_2 = 0,15 \times 1,21 = 0,1815 \text{ t / ml}$

Les deux trottoirs :

$q_3 = 0,15 \times 2 \times 1,21 = 0,363 \text{ t / ml}$.

5.2.2.7. 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 de vent est égale à 2KN/m^2 (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque :

- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

5.2.2.8. Forces de freinage :

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

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

5.2.2.9. Actions accidentelles (les séismes) :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

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

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone 1 : sismicité faible.

Zone 2 : sismicité moyenne.

Zone 3 : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone III.

5.2.3. Combinaisons des charges (à l'exploitation) :

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par les règles du BPEL :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau.5.5. Les Coefficients de majorations

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B _c	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharges sur les trottoirs (ST)	1.6	1.2
Freinage	1.6	1.2

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

G : Les charges permanentes.

Qr : Charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.

W : Action du vent

T : Gradient thermique

Tableau. 5.6.Les combinaisons

Action prépondérante	Combinaisons
A L'ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)
	1.35G+1.6 (B _c +ST)
	1.35G+1.5M _{c120}
	1.35G+1.5D ₂₄₀
A L'ELS	G+1.2 (A(L) +ST)
	G+1.2 (B _c +ST)
	G+M _{c120}
	G+D ₂₄₀
	G+1.2 (A(L) +ST) + 0.5 (ΔT)
	G+1.2 (B _c +ST) +0.5 (ΔT)
	G+M _{c120} +0.5 (ΔT)
	G+D ₂₄₀ +0.5 (ΔT)

CHAPITRE :VI

ETUDE DE FLEAU

La stabilité du fléau est assurée par différentes méthodes, la plus courante et la plus économique est celle de l'encastrement provisoire, donc pour l'évaluation des efforts agissants sur chaque voussoir, on considère seulement le demi-fléau en raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile (La phase de construction de la console est une phase isostatique, le tablier travaillant en console).

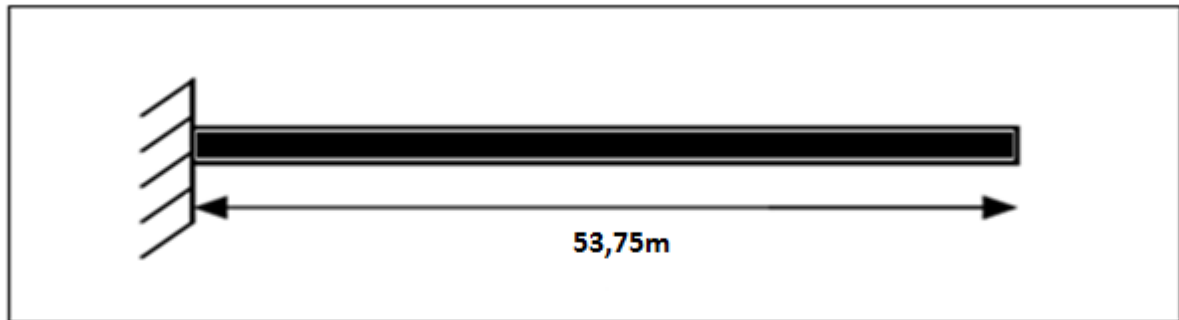


Fig. 6.1. Phase de construction de la console

6.1 PHASES D'EXECUTION :

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités éteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Les schémas ci-dessous expliquent les phases de construction.

6.1.1. Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P1 et P2) :

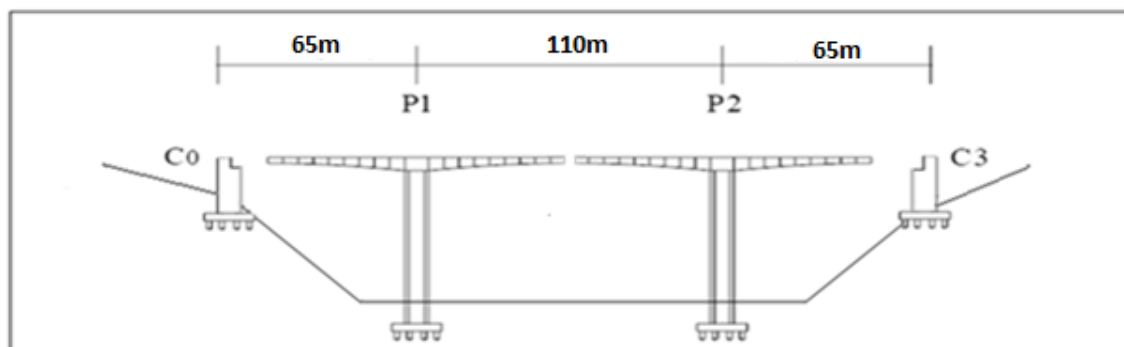


Fig. 6.2. La première Phase de réalisation des fléaux

6.1.2 Clavage à la clé des deux fléaux réalisés :

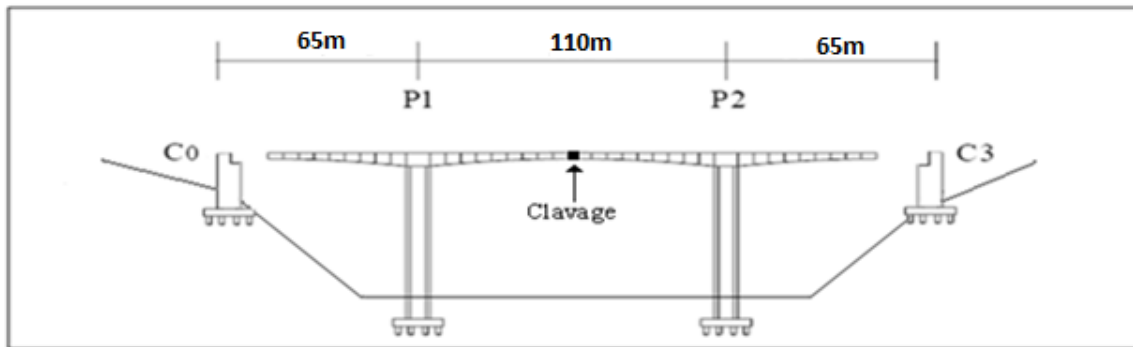


Fig. 6.3 La deuxième phase de réalisation des fléaux

6.1.3 Clavage des deux fléaux de rive avec les culées :

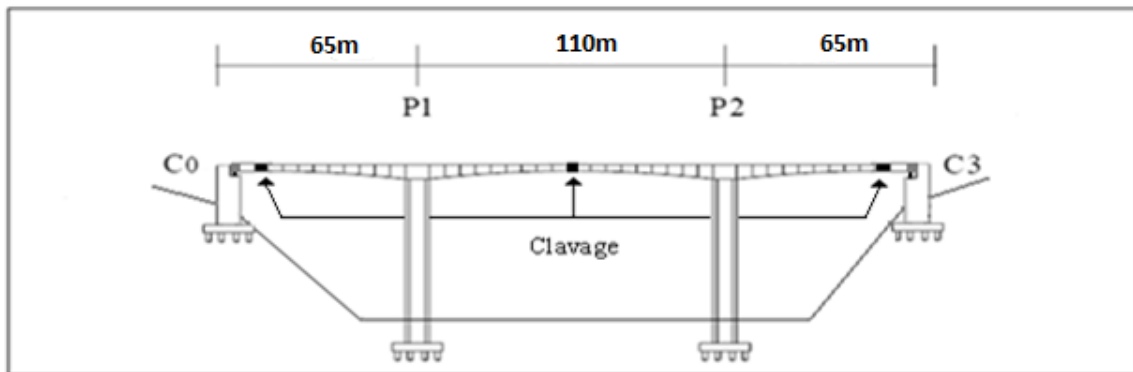


Fig. 6.4 La troisième phase de réalisation des fléaux

6.2. LES CHARGES INTERVENANT DANS LA PHASE D'EXCUTION

6.2.1. Le poids propre du tablier G:

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) selon cale Garo:

$$G(x) = \gamma \cdot S(x) = \gamma \left[S_p - 2 \left(S_p - S_c \right) \frac{x}{L} + \left(S_p - S_c \right) \frac{x^2}{L^2} \right]$$

γ : poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.

S_p : l'aire de la section sur pile.

S_c : l'aire de la section à la clé.

6.2.2. Les surcharges de chantier :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de 50 kg/m² et une surcharge concentrée de 10.25 tonnes (donnée par la relation 50+5b en KN) appliquée au bout de la console.

6.2.3. Equipage mobile :

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 50 tonnes concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

6.2.4. Le vent :

Le fascicule 61 titre II prescrit une charge de 100 kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon 125 kg/m². Donc pour notre projet on prend 125 kg/m².

6.2.5. Actions accidentelles :

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

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 3.

6.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :**6.3.1. Effets dus au poids propre :**

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

6.3.1.1. Effort tranchant :

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x) = \gamma_b \left[S_p (L - x) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - x^2}{L} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - x^3}{3L^3} \right]$$

6.3.2.1. Moment fléchissant:

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \gamma_b \left[-\frac{S_p(L-x)^2}{2} + (S_p - S_c)(L-x)^2 \frac{(2L+x)}{3L} - (S_p - S_c)(L-x)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2} \right]$$

L : étant la longueur du fléau considéré

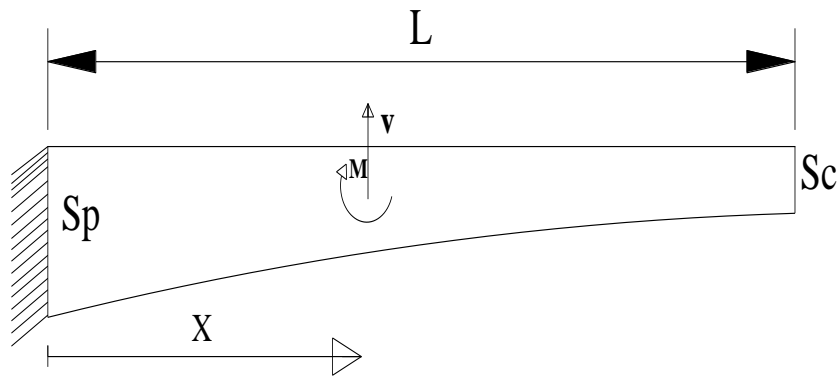


Fig. 6-5. Poids propre du demi-fléau.

6.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier Q_c :

On considère une surcharge de chantier répartie de $50\text{Kg/m}^2 = 0,05 \text{ t/m}^2$.

Soit : $Q_c = 0,05 \times 10.6 = 0.53 \text{ t/ml}$

Avec :

Q_c : surcharges réparties de chantier.

L : Largeur du tablier ; L = 10.6 m

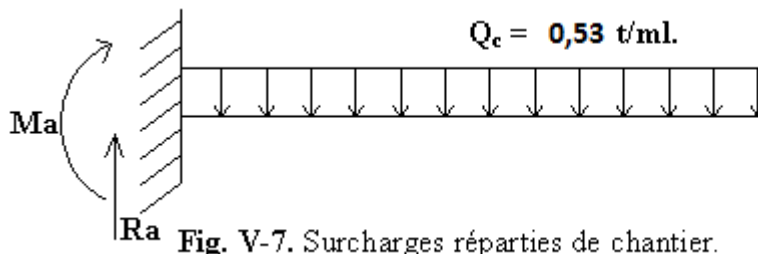


Fig. V-7. Surcharges réparties de chantier.

6.3.3. Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile :

$$Q_p = Q_{em} + Q_{\text{Surcharges de chantier}} = 10.25 + 50 = 60.25 \text{ t}$$

Q_p : surcharge concentrées et équipage mobile.

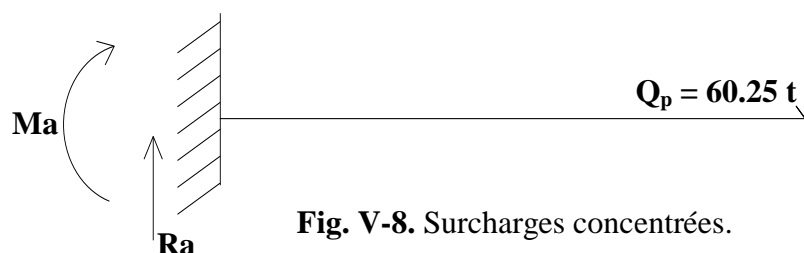


Fig. V-8. Surcharges concentrées.

6.3.4. Effets de Surcharge repartie du vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 , soit 0.125t/m^2 :

$$Q_v = 0,125 \times 10.6 = 1.325 \text{ t/ml.}$$

Q_v : surcharge repartie du vent

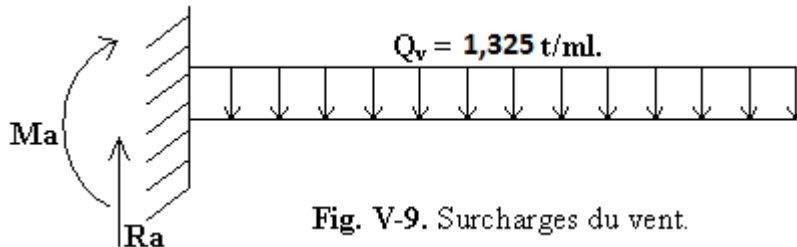


Fig. V-9. Surcharges du vent.

6.3.5. Effets des charges sur le fléau :

X	Poids propre (Qg)		Surcharges réparties (Qc)		Surcharges concentrées (Qp)		Surcharges du vent (Qv)	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	1635,299	-36681	28,4875	-765,602	60.25	-3238,44	71,21875	-1914
3,75	1443,919	-30907,5	26,5	-662,5	60.25	-3012,5	66,25	-1656,25
8,75	1223,036	-24240,1	23,85	-536,625	60.25	-2711,25	59,625	-1341,56
13,75	1030,54	-18606,2	21,2	-424	60.25	-2410	53	-1060
18,75	861,294	-13876,6	18,55	-324,625	60.25	-2108,75	46,375	-811,563
23,75	710,832	-9846,25	15,9	-238,5	60.25	-1807,5	39,75	-596,25
28,75	560,371	-6768,24	13,25	-165,625	60.25	-1506,25	33,125	-414,063
33,75	436,338	-4276,47	10,6	-106	60.25	-1205	26,5	-265
38,75	320,864	-2383,51	7,95	-59,625	60.25	-903,75	19,875	-149,063
43,75	211,23	-1053,32	5,3	-26,5	60.25	-602,5	13,25	-66,25
48,75	105,05	-262,624	2,65	-6,625	60.25	-301,25	6,625	-16,5625
53,75	0	0	0	0	60.25	0	0	0

Tableau. 6.1. Effets des charges sur la console.

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes. Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

6.3.6. Les combinaisons de charges :

Le cas le plus défavorable est lors de brellage de l'avant dernier voussoir, et la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement considéré à la fin du voussoir sur pile(x=0).

La combinaison d'action à prendre à l'ELU est : $1.03 Q_g + Q_c + Q_p$

Avec : Q_g : Charges permanents.

Q_c : Surcharges réparties.

Q_p : Charges concentrées.

6.3.7. Détermination des moments :

Ce tableau récapitule les valeurs des moments obtenues pour les deux demis-fléau :

X	M_g	M_{Qc}	M_{Qp}	$1.03 M_g + M (Q_c + Q_p)$
0	-36681	-765,602	-3238,44	-41785,5
3,75	-30907,5	-662,5	-3012,5	-35509,7
8,75	-24240,1	-536,625	-2711,25	-28215,2
13,75	-18606,2	-424	-2410	-21998,3
18,75	-13876,6	-324,625	-2108,75	-16726,2
23,75	-9846,25	-238,5	-1807,5	-12187,6
28,75	-6768,24	-165,625	-1506,25	-8643,16
33,75	-4276,47	-106	-1205	-5715,76
38,75	-2383,51	-59,625	-903,75	-3418,39
43,75	-1053,32	-26,5	-602,5	-1713,92
48,75	-262,624	-6,625	-301,25	-578,378
53,75	0	0	0	0

Tableau. 6.2. Combinaison des moments obtenus

6.3.8 Conclusion :

D'après les résultats précédents, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte est « **M = 41785,5 t.m** ».

CHAPITRE : VII

**ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**

7.1. INTRODUCTION :

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité (solicitation).

7.1.1. Les câbles de fléau

Ces câbles jouent deux rôles, ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en service, et en constriction.

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des poutres et mise en place au fur et à mesure de l'avancement de construction.

La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir. En pratique, on arrête au moins un câble par âme et par voussoir.

7.1.2. Les câbles de continuité

Ces câbles assurent la résistance aux moments et ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

L'objectif de ce présent chapitre est :

- ◆ Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.
- ◆ Calcul des pertes de précontraintes.
- ◆ Vérification des contraintes.

7.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE LA CONSOLE :**7.2.1. Disposition des câbles:**

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

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

7.2.1.1. Câblages:

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

Moment négatif:

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} \times V, \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{M \times V}{I}$$

Traction dans les fibres supérieures, compression dans les fibres inférieures.

L'effort de précontrainte est pour reprendre le moment négatif maximal à l'encastrement.

$$\sigma_{p\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \quad : \text{ Sur les fibres supérieurs.}$$

$$\sigma_{p\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} \quad : \text{ Sur les fibres inférieurs.}$$

Avec :

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

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

Traction dans les fibres inférieures, compression dans les fibres supérieures.

Etant donné que l'effort de précontrainte P reprend le moment négatif maximal à l'encastrement.

Il suffit d'équilibrer les contraintes dues à la surcharge avec celles dues à la précontrainte pour avoir cet effort.

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{I} - \frac{M}{I} > 0 \dots\dots\dots \text{En fibre supérieure}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P \times e}{I} + \frac{M}{I} > 0 \dots\dots\dots \text{En fibre inférieure}$$

P : effort de précontrainte.

M: moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V': distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :
$$P \times \left(\frac{1}{S} + \frac{e}{I} \right) - \frac{M}{I} = 0 \quad \square \quad P = \frac{M \times \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

Dans cette dernière expression "P" et "e" sont des inconnus, pour cela on fixe "e" et on détermine "P"

Le nombre des câbles en phase de construction est donné par la relation suivante :

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

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15 S peut créer et il est estimé à 20% de perte.

Fprg = 1770 Mpa, pour un câble de 12 T15 S.

Fpeg= 1583 Mpa, pour un câble de 12 T15 S.

7.2.1.2. Détermination de P₀ :

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p0} \times S$$

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8F_{\text{prg}} ; 0.9 F_{\text{peg}}) = \text{Min} (1416 ; 1424) = 1416 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p0} \times S \quad \text{avec ; } S=1800 \text{ mm}^2 \text{ pour un câble de 12 T15 S.}$$

$$P_0 = 1416 \times 1800 \times 10^{-6} = 2,5488 \text{ MN} = 254.88 \text{ t}$$

En estimant les pertes à 20 %.

$$P_0 = 254.88 (1 - 0.20) = 203.904 \text{ t.}$$

7.2.1.3. Détermination de P :

Pour la détermination de P, on fait des itérations puisque on a deux inconnues "e" et "p"

On a : $e = V - d$

d : distance entre le centre de gravité de l'ensemble des câbles et la fibre supérieure.
Donc, on fixe 'd' et on calcule le nombre des câbles puis on cherche "d", correspondant à la disposition du nombre de câbles, on fait cette opération plusieurs fois jusqu'à ce qu'on trouve le nombre réel.

$$P = \frac{M_{\text{max}} \times \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

Sur la section de l'encastrement on a :

Section: **S = 20.805 m²**

Intertie: **I = 110.8602 m⁴**

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : **V = 3,192 m**

e = V - d, on prend l'enrobage **d = 0.20 m** \square **e = 3,192 - 0.20 = 2,992m.**

Pour **M_{max} = 41785,5 t.m**

$$P = \frac{41785,5 \times \frac{3.192}{110,6802}}{\frac{1}{20,805} + \frac{2,992 \times 3.192}{110,6802}} = 8988,800411t$$

D'où le nombre des câbles $N = 8988,800411 / 203.904 = 44,0835$ câbles.

On prend **46 câbles** (23 câbles pour chaque gousset) (Fig. VI-1).

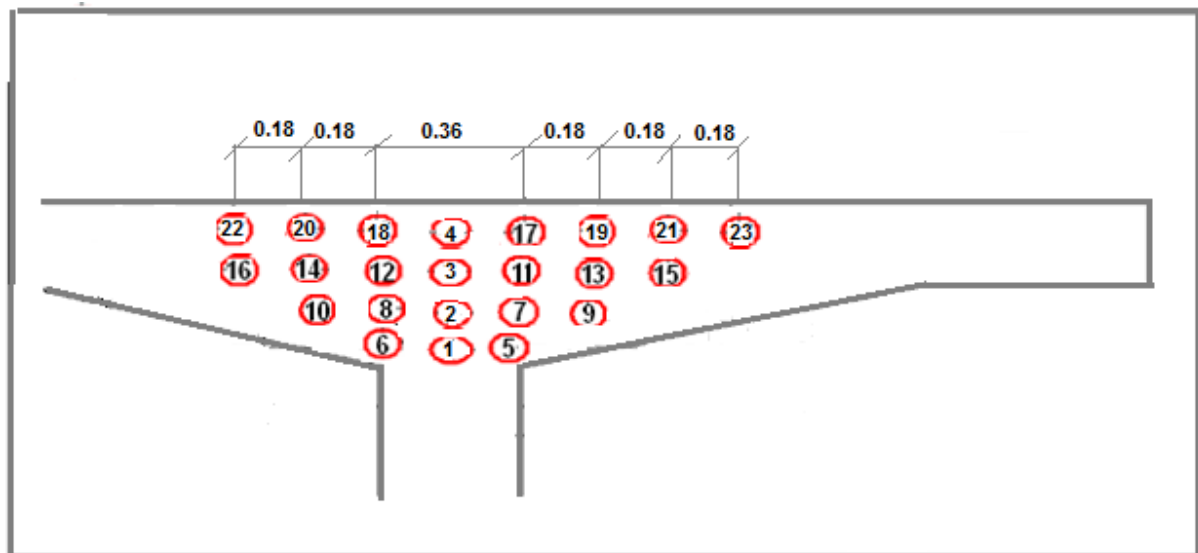


Fig.7.1. Disposition des câbles de fléau

7.2.2. Etude des voussoirs :

On va chercher la valeur de précontrainte nécessaire pour soutenir le voussoir V_i sous l'effet des charges du reste de la console.

Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du Voussoir V_{i+1} avec l'équipage mobile et les surcharges de chantier et du vent.

- ♦ **Répartition des câbles dans chaque voussoir :**

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir, pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter le nombre de câble en deux au niveau du gousset supérieur.

Donc à priori, en Avant de se prononcer sur le nombre total de câbles à mettre en place, il y a lieu de calculer l'ouvrage étant en service, afin de considérer le cas le plus défavorable qui détermine le nombre de câbles définitifs.

Le tableau suivant définit le nombre des câbles arrêtés au niveau de chaque câble

	L'abscisse(m)	$M_i(t.m)$	$I_i(m^4)$	$S_i(m^2)$	$V_i(m)$	$e_i(m)$	$P_i(t)$	$p_0(t)$	$N_i = P_i/P_0$	N_i entier et paire
Axe de VSP	0	-41785,5	110,6802	20,805	3,192	2,992	8969,479	203,904	43,98873	46
1/2 VSP	3.75	-35509,7	110,6802	20,805	3,192	2,992	7622,349	203,904	37,38205	38
V1	8.75	-28215,2	76,9566	16,23118	2,80775	2,60775	6567,179	203,904	32,20721	34
V2	13.75	-21998,3	51,99813	14,23838	2,63575	2,43575	5756,764	203,904	28,23272	30
V3	18.75	-16726,2	40,2839	12,61858	2,17825	1,97825	4856,853	203,904	23,81931	24
V4	23.75	-12187,6	31,74283	11,32828	1,9475	1,7475	3824,997	203,904	18,75881	20
V5	28.75	-8643,16	25,59433	10,3246	1,752	1,552	2913,163	203,904	14,28693	16
V6	33.75	-5715,76	21,2698	9,5716	1,59575	1,39575	2049,902	203,904	10,05327	12
V7	38.75	-3418,39	18,37778	9,05515	1,47875	1,27875	1289,366	203,904	6,323397	8
V8	43.75	-1713,92	16,6555	8,711625	1,40425	1,20425	668,0036	203,904	3,276069	4
V9	48.75	-578,378	15,94978	8,5751	1,56175	1,36175	226,5724	203,904	1,111172	2
v10	53,75	0	15,9104	8,565	2,13	1,93	0		0	0

Tableau. 7.1 Répartition des câbles dans chaque voussoir

7.2.3 Tracé des câbles :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée.

On opte pour le schéma de tracé un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte.

Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure

Surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes et pour réduire ce frottement, on suit les dispositions suivantes :

- ❖ Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.
- ❖ Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- ❖ Limiter les déviations en plan et en élévation.
- ❖ Augmenter le rayon de courbure des câbles.
- ❖ Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera 0,50 m entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du C.D.G de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à 0,25 m de part et d'autre du C.D.G (Fig. VI -2-3).

La disposition des ancrages au niveau des âmes.

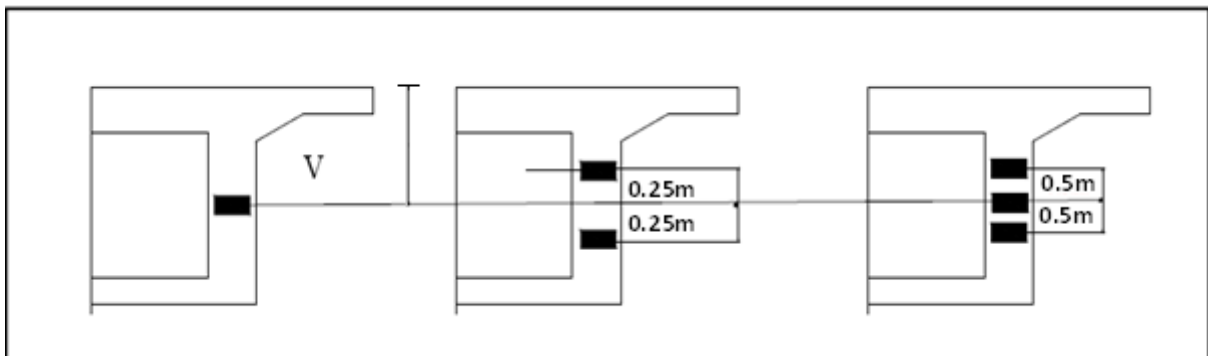


Fig. 7.2 Encreage des câbles au niveau des âmes

7.2.3.1.-Etude du câblage en élévation :

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique d'équation.

$$Y(x) = a x^2 + b x + d$$

Condition aux limites :

$$x = 0 \quad \square \quad d = d_0$$

$$Y' (x) = 2a x + b$$

$$x = 0 \quad \square \quad b = 0$$

$$x = L \quad \square \quad a L^2 + d_0 = d_1$$

$$\square \quad a = (d_1 - d_0) / L^2$$

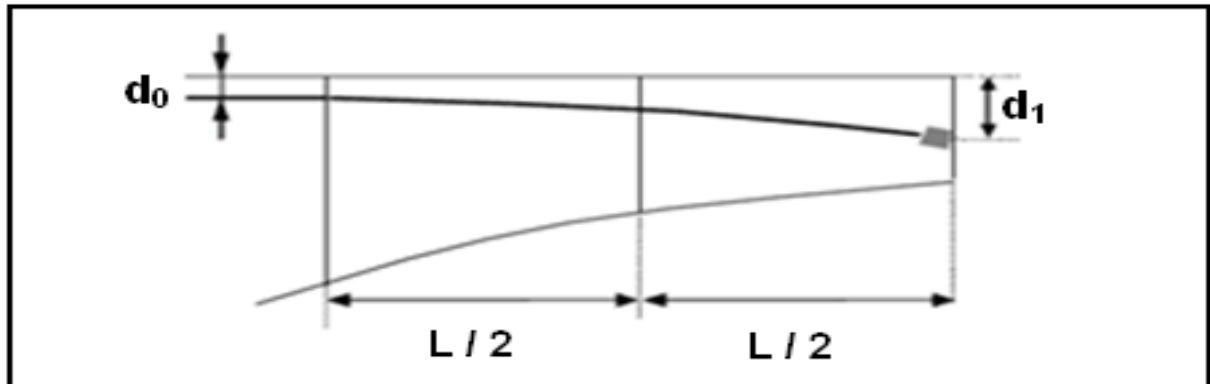


Fig. 7.3. Câbles en élévation

D'où : le tracé suit l'équation :

$$Y (x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{X^2}{L^2}$$

d₁ : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

L : Longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

d₀ : distance à la face supérieure du câble filant.

Le rayon minimal de courbure R_{\min} est de 6 m pour 12 T15 S, ce dernier sera calculé selon la formule suivante :

$$R = \frac{X^2}{2Y}$$

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale :

$$tg \alpha = \frac{dY}{dX} = \frac{2Y}{X}$$

Les câbles arrêtés dans la section du ½ voussoir sur pile :

Les câbles 1, 2,3 et 4 sont arrêtés dans la section de 3.75m

- **Le câble 1 :**

$$x = 3.75\text{m}$$

$$v = 3.192\text{m}$$

$$d_0 = 0.62\text{m}$$

$$d_1 = v = 3.192\text{ m}$$

$$R = x^2 / 2(d_1 - d_0) = (3.75)^2 / 2 (3.192 - 0.62) = 2.734\text{m.}$$

$R < R_{\min}$, on doit changer la position d'ancrage.

$$R \geq 6\text{m} \Leftrightarrow x^2 / 2y \geq 6\text{m} \Leftrightarrow y \leq x^2 / 12$$

$$(3.75)^2 / 12 = 1.1719\text{m}$$

$$\text{Prenons : } y = 1.1719 - 0.50 = 0.6719\text{ m}$$

$$R = 10,46\text{ m} \geq 6\text{ m}$$

$$d_1 = d_0 + y$$

$$d_1 = 0.62 + 0.6719$$

$$d_1 = 1.2919\text{m}$$

L'inclinaison de la courbure avec l'horizontale :

$$\tan \alpha = 2y / x = 2 \times 0.6719 / 3.75$$

$$\tan \alpha = 0.358$$

$$\alpha = 0.3441\text{ rad .}$$

Le câble suit une parabole de la forme :

$$d_x = d_0 + (d_1 - d_0) x^2 / l^2$$

$$d_x = d_0 + y / l^2 \cdot x^2$$

Donc pour le câble n°1 :

$$d_x = 0.62 + 0.0478 x^2 \text{ (m)}$$

- **Le câble 2 :**

$$x = 3.75\text{m}$$

$$v = 3.192\text{m}$$

$$d_0 = 0.71\text{m}$$

$$\text{Prenons : } y = 1.1719\text{ m} \Rightarrow d_1 = d_0 + y = 0.71 + 1.1719 = 1.8819\text{ m}$$

$$R = x^2 / 2(d_1 - d_0) = (3.75)^2 / 2(1.1719) = 6\text{m} \geq R_{\min}$$

L'inclinaison de la courbure avec l'horizontale :

$$\tan \alpha = 2y / x = 2 \times 1.1719 / 3.75$$

$$\tan \alpha = 0.6250$$

$$\alpha = 0.5586\text{ rad.}$$

Donc l'équation de la courbure pour le câble n° 2 :

$$d_x = 0.71 + 0.0833 x^2 \text{ (m)}$$

- **Le câble 3 :**

$$x=3,75\text{m}$$

$$v=3.192 \text{ m}$$

$$d_0=0.44\text{m}$$

$$\text{Prenons : } y = 1 \text{ m} \Rightarrow d_1 = d_0 + y = 0.44 + 1 = 1.44 \text{ m.}$$

$$R = x^2 / 2(d_1 - d_0) = (3,75)^2 / 2(1) = 7.03\text{m} \geq R_{\min.}$$

L'inclinaison de la courbure avec l'horizontale :

$$\tan \alpha = 2y / x = 2 \times 1 / 3,75$$

$$\tan \alpha = 0.5333$$

$$\alpha = 0.4899\text{rad.}$$

Le câble suit une parabole de la forme :

$$d_x = d_0 + (d_1 - d_0) x^2 / l^2$$

$$d_x = d_0 + y / l^2 \cdot x^2$$

Donc l'équation de la courbure pour **le câble n° 3 :**

$$d_x = 0.44 + 0.071 x^2 \text{ (m)}$$

- **Le câble 4 :**

$$x=3,75\text{m}$$

$$v=3.192\text{m}$$

$$d_0=0.35\text{m}$$

$$\text{On prend } d_1 = y + 0.35 = 1.522 \text{ m}$$

$$R = x^2 / 2(d_1 - d_0) = (3,75)^2 / 2(1,172) = 6\text{m}$$

L'inclinaison de la courbure avec l'horizontale :

$$\tan \alpha = 2y / x = 2 \times 1.172 / 3,75$$

$$\tan \alpha = 0.625 \Leftrightarrow \alpha = 0.558 \text{ rad}$$

Donc l'équation de la courbure pour **le câble n° 4:**

$$d_x = 0.35 + 0.0833 x^2 \text{ (m).}$$

- Les câbles arrêtés dans la section du voussoir 1 :

Les câbles 5 et 6 sont arrêtés dans la section de 8.75m

- **Le câble 5:**

$$x=5\text{m}$$

$$d_0=0.17\text{m}$$

$$d_1 = y + d_0 = 2.0834 - 0.50 + 0.17 = 1.7534\text{m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 1.7534 - 0.17 = 1,5834\text{m}$$

$$R = x^2 / 2(d_1 - d_0) = (5)^2 / 2(1,5834)$$

$$R = 7,894\text{m} > 6 \text{ m.}$$

$$\tan \alpha = 2y / x = 2(1,5834) / 5 = 0,6334 \Leftrightarrow \alpha = 0,5646 \text{ rad}$$

Donc l'équation de la courbure pour **le câble n °5 :**

$$d_x = 0.17 + 0.008 x^2 \text{ (m).}$$

- **Le câble 6:**

$$x=5\text{m}$$

$$d_0=0.08\text{m}$$

$$d_1=y+d_0= 2.0834 - 2(0.50) + 0.08= 1.1634\text{m}.$$

$$y=d_1 - d_0 = 1.1634 - 0.08 = 1.0834\text{m}$$

$$R=x^2/ 2(d_1- d_0)= (5)^2/ 2(1.0834)$$

$$R = 11,5378\text{m} > 6 \text{ m}.$$

$$\tan\alpha = 2y /x = 2(1.0834) / 5 = 0.4334 \Leftrightarrow \alpha = 0,4089 \text{ rad}.$$

Donc l'équation de la courbure pour le **câble n °6** :

$$d_x = 0.08 + 0.006 x^2 \text{ (m)}.$$

- Les câbles arrêtés dans la section du voussoir 2 :

Les câbles 7,8 sont arrêtés dans la section de 13.75m

- **c-1- Le câble 7:**

$$x=5\text{m}$$

$$d_0=0.20\text{m}$$

$$d_1=y+d_0= 2.0834- 0.5 + 0.2= 1.7834\text{m}.$$

$$y=d_1 - d_0 = 1.2834 - 0.2 = 1.5834\text{m}$$

$$R=x^2/ 2(d_1- d_0)= (5)^2/ 2(1.5834)$$

$$R = 7,8939\text{m} > 6 \text{ m}.$$

$$\tan\alpha = 2y /x = 2(1.5834) / 5 = 0.6334 \square \alpha = 0,5646 \text{ rad}.$$

Donc l'équation de la courbure pour le **câble n °7** :

$$d_x = 0.20 + 0.006 x^2 \text{ (m)}.$$

Le reste du calcul pour les câbles est mentionné dans le tableau suivant :

		la section(m)	X(m)	d ₀ (m)	V(m)	d1(m)	Y(m)	R _e (m)	Tanα	α (rad)	Equation de la courbure(m)
1/2 VSP	câble1	3.75	3.75	0.62	3.192	1.2919	0.6719	10.465	0.3583	0.3441	0.0478 X ² +0.62
	câble 2	3.75	3.75	0.71	3.192	1.8819	1.1719	6	0.625	0.5586	0.0833 X+0.71
	câble 3	3.75	3.75	0.44	3.192	1.44	1	7.03	0.533	0.4899	0.071 X ² +0.44
	câble 4	3.75	3.75	0.35	3.192	1.522	1.172	6	0.467	0.438	0.0833 X ² +0.35
V1	câble 5	8.75	5	0.17	2,80775	1.7534	1.5834	7.894	0.633	0.564	0.021 X ² +0.17
	câble 6	8.75	5	0.08	2,80775	1.1634	1.0834	11.537	0.433	0.409	0.014 X ² +0.08
V 2	câble 7	13.75	5	0.20	2,63575	1.9834	1.7834	7.009	0.713	0.865	0.0094 X ² +0.20
	câble 8	13.75	5	0.17	2,63575	2.17825	2.00825	6.22	0.803	0.677	0.011 X ² +0.17
V3	câble 9	18.75	5	0.08	2.17825	1.16825	1.08825	11.486	0.435	0.410	0.0031 X ² +0.08
	câble 10	18.75	5	0.17	2.17825	1.67825	1.50825	8.287	0.603	0.543	0.0043 X ² +0.17
	câble 11	18.75	5	0.08	2.17825	1.9475	1.8675	6.693	0.747	0.641	0.0053 X ² +0.08
V4	câble 12	23.75	5	0.17	1,9475	1.5375	1.3675	9.140	0.547	0.500	0.0024 X ² +0.17
	câble 13	23.75	5	0.17	1,9475	1.752	1.582	7.901	0.633	0.564	0.0028 X ² +0.17
V5	câble 14	28.75	5	0.08	1.752	0.662	0.582	21.477	0.233	0.228	0.0007 X ² +0.08
	câble 15	28.75	5	0.08	1.752	1,59575	1.51575	8.246	0.606	0.545	0.0018 X ² +0.08
V6	câble 16	33.75	5	0.17	1,59575	1.18575	1.01575	12.306	0.406	0.3859	0.030 X ² +0.17
	câble 17	33.75	5	0.08	1,59575	1,47875	1.39875	8.936	0.5595	0.510	0.0009 X ² +0.08
V7	câble 18	38.75	5	0.17	1,47875	0.56875	0.39875	31.347	0.1595	0.1582	0.0003 X ² +0.17
	câble 19	38.75	5	0.08	1,47875	1,4045	1.3245	9.439	0.5298	0.487	0.0009 X ² +0.08
V8	câble 20	43.75	5	0.17	1,40425	1,40425	1.23425	10.127	0.4937	0.458	0.0006 X ² +0.17
	câble 21	43.75	5	0.08	1,40425	1,56175	1.48175	8.436	0.5927	0.5350	0.0008 X ² +0.08
V9	câble 22	48.75	5	0.17	1,56175	2.13	1.96	6.377	0.784	0.665	0.0008 X ² +0.17
V10	câble 23	53.75	5	0.08	2.13	2.13	2.05	6.097	0.82	0.687	0.0007 X ² +0.08

Tableau. 7.2. Tableau des paramètres de tracé des câbles en élévation

Schéma de tracé en élévation des câbles de fléau:

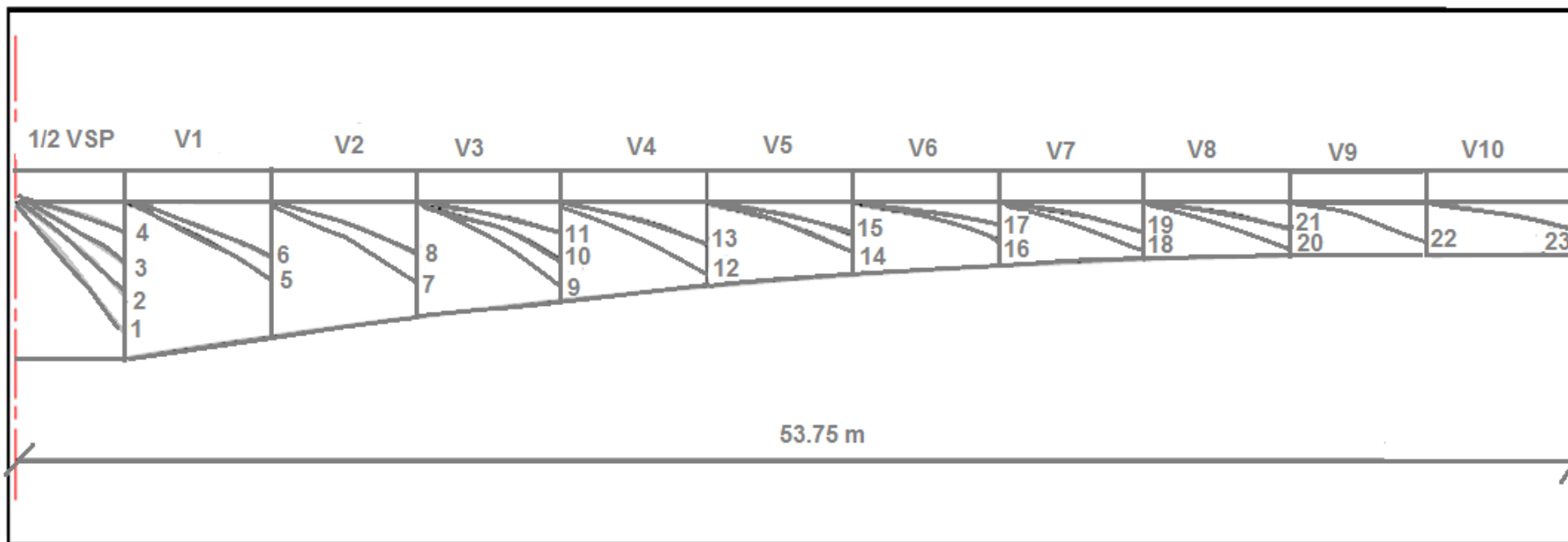


Fig. 7.4 Tracé des câbles de fléau en élévation

7.2.3.2 Etude du câblage en plan :

En plan, suivra un tracé parallèle à l'âme puis s'infléchira suivant une forme en S plus ou moins prononcée afin de diminuer au maximum la composante de la précontrainte dans le plan. Les câbles étant ancrés au CDG de l'âme, en plan ils sont toujours confondus avec l'axe de l'âme, sous condition que le rayon de courbure soit supérieur à $R_{\min} = 2 \text{ m}$.

Comme en élévation, on considère que la courbure commence toujours à deux sections avant la section d'ancrage.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z = a x^2 + b x + c .$$

$$\text{Rayon } R_i = \frac{(X_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} (m)$$

$$\text{Rayon } R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2Z_{i+1}} (m)$$

$$\text{tg } \beta_i = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$$

$$\text{tg } \beta_{i+1} = \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison de la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le rayon de courbure dans la première section.

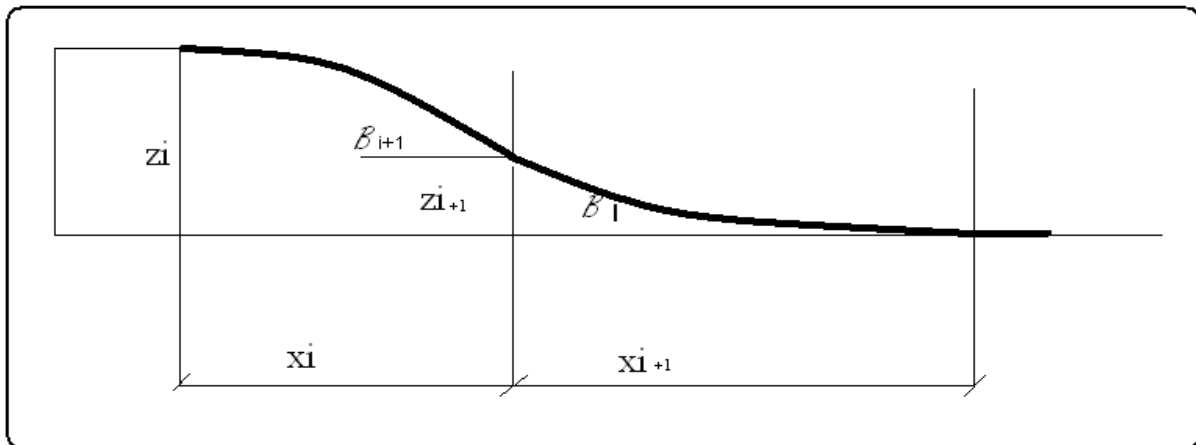
R_{i+1} : le rayon de courbure dans la deuxième section

Première équation : $Z(x) = Z_{i+1} + (Z_i - Z_{i+1}) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$ (conditions aux limites vérifiées, voir notations)

Seconde équation : $Z(x) = -(0 - Z_{i+1}) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$ (conditions aux limites vérifiées, voir notations)

Tel que : $Z_i = 2 Z_{i+1}$

Fig. 7.5. Câbles en plan



Equation 1

Equation2

-Tableau des paramètres de tracé des câbles de fléau en plan :

N° voussoir	N° de câble	Zi(m)	Zi+1(m)	Ri(m)	Ri+1(m)	β_i °	β_{i+1} °	E.q de la 1'ère courbure(m)	E.q de la 2'ème courbure(m)
V1	5	0,18	0,09	138,8889	138,8889	2,062	2,062	$0,09+0.001 X^2$	$0,001176 X^2$
	6	-0,18	-0,09	-138,889	-138,889	-2,062	-2,062	$(-)0.09-0.001 X^2$	$-0,00118 X^2$
V2	7	0,18	0,09	138,8889	138,8889	2,062	2,062	$0,09+0,0005 X^2$	$0.00047 X^2$
	8	-0,18	-0,09	-138,889	-138,889	-2,062	-2,062	$(-)0,09-0.0005X^2$	$(-)0.00047 X^2$
V3	9	0,36	0,18	69,44444	69,44444	4.118	4.118	$0.18+0.0005 X^2$	$0.0005 X^2$
	10	-0,36	-0,18	-69,4444	-69,4444	-4,118	-4,118	$(-)0.18-0.0005X^2$	$(-)0.0005 X^2$
V4	11	0,18	0,09	138,8889	138,8889	2,062	2,062	$0.09+0.0003 X^2$	$0.00026 X^2$
	12	-0,18	-0,09	-138,889	-138,889	-2,062	-2,062	$(-)0.09-0.00016 X^2$	$(-)0.00016 X^2$
V5	13	0,36	0,18	69,44444	69,44444	4.118	4.118	$0.18+0.0003 X^2$	$0.00032 X^2$
	14	-0,36	-0,18	-69,4444	-69,4444	-4,118	-4,118	$(-)0.18-0,0002 X^2$	$(-)0.00022 X^2$
V6	15	0,54	0,27	46,2963	46,2963	6,164	6,164	$0.27+0.0003 X^2$	$0.00033 X^2$
	16	-0,54	-0,27	-46,2963	-46,2963	-6,164	-6,164	$(-)0.27-0.0002 X^2$	$(-)0.00024 X^2$
V7	17	0,18	0,09	138,8889	138,8889	2,062	2,062	$0.09+0.00008 X^2$	$0.00008 X^2$
	18	-0,18	-0,09	-138,889	-138,889	-2,062	-2,062	$(-)0,09-0.00006 X^2$	$(-)0.00006 X^2$
V8	19	0,36	0,18	69,44444	69,44444	4.118	4.118	$0.18+0.00012 X^2$	$0.00012 X^2$
	20	-0,36	-0,18	-69,4444	-69,4444	-4,118	-4,118	$(-)0.18-0.00009 X^2$	$(-)0.0324 X^2$
V9	21	0,54	0,27	46,2963	46,2963	6,164	6,164	$0.27+0.00014 X^2$	$0.00014 X^2$
	22	-0,54	-0,27	-46,2963	-46,2963	-6,164	-6,164	$(-)0.27-0.00011 X^2$	$(-)0.00012 X^2$
V10	23	0,72	0,36	34,72222	34,72222	8,194	8,194	$0.36+0.00012 X^2$	$0.00012 X^2$

Tableau. 7.3 Valeurs des déviations des câbles

- Schéma de tracé en plan des câbles de fléau :

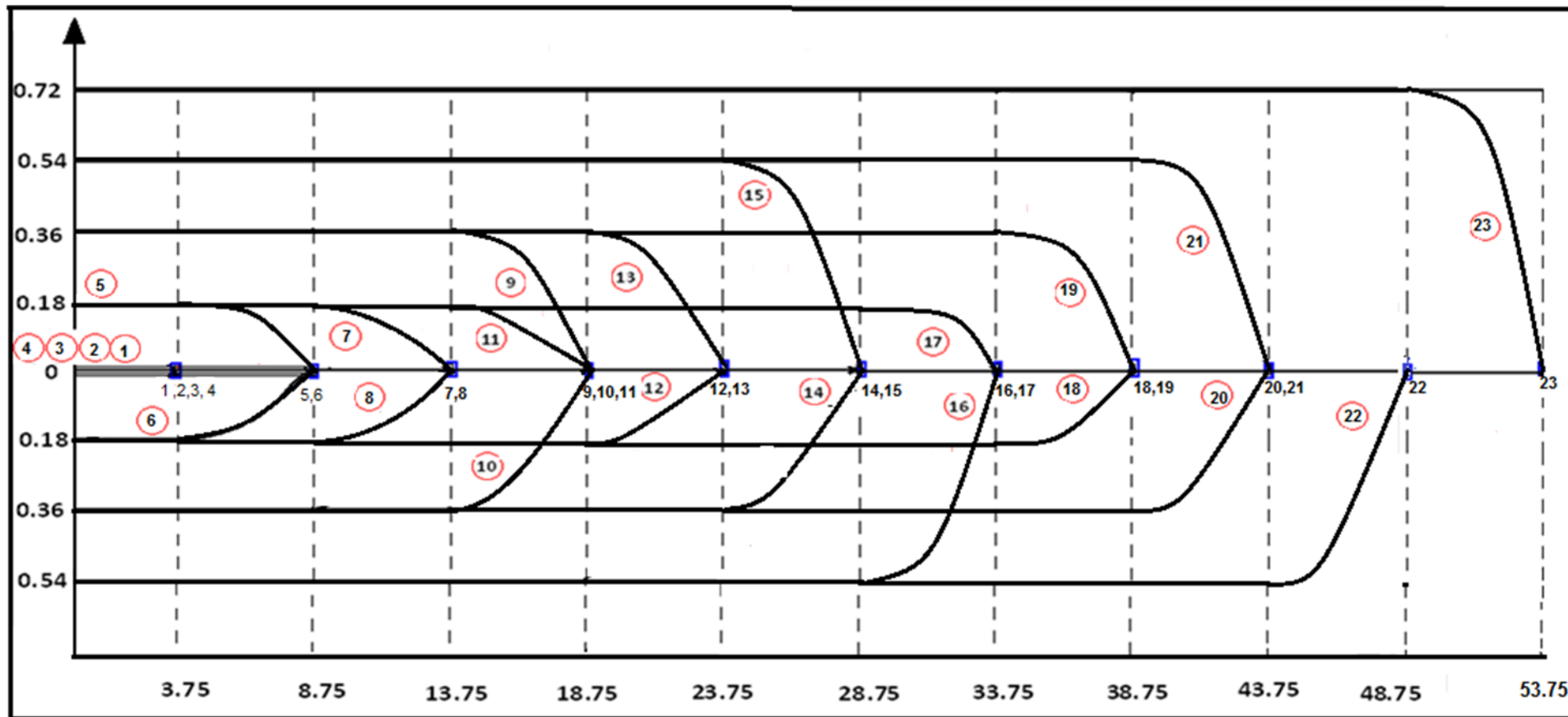


Fig. 7.6. Tracé des câbles de fléau en plan

7.3. Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

7.3.1 Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison : $PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 \Delta T + FL$.

Avec : PP ; poids propres du tablier.
A(L) ; surcharge routière dominante.
ST ; surcharges du trottoir.
 ΔT ; gradient thermique (10°).
FL ; effet du fluage.

7.3.2. Effet du fluage :

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$$

Avec : I_0 ; inertie du voussoir de clavage.

V_i ; distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5MPa pour les voussoir coulés en place. Et pour notre ouvrage $\sigma^* = 1$ MPa.

Le moment du fluage a la même allure que la température.

N.B : Des tableaux récapitulatifs, en annexe, donnent des détails concernant le moment du fluage et sa sommation avec le moment du au reste de la combinaison ($PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 \Delta T$) en chaque abscisse X du pont.

7.3.3. Calcul de l'effort de précontrainte :

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P_i = \frac{\frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \cdot V'_i}{I_i}}$$

Cette formule est une égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures. Où :

$$\sigma_{P, \text{ inf}} = \frac{P_i}{S_i} + \frac{P_i \cdot e_i \cdot V'_i}{I_i}$$

$$\sigma_{M, \text{ inf}} = \frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}$$

Tel que :

P : Effort de la précontrainte.

M : Le moment fléchissant du à la combinaison ci-dessus.

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

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

S : l'aire de la section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

On établira un exemple de calcul concernant le moment à l'abscisse $x = 55 \text{ m}$

$$M = 11920.95 \text{ t.m}$$

$$S = 8,565 \text{ m}^2$$

$$I = 15.9104 \text{ m}^4$$

$$V' = 2.13 \text{ m}$$

$$d = 0.2 \text{ m}$$

$$e = V' - d = 1.93 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(\frac{11920.95 \times 2.13}{15.9104} \right)}{\left(\frac{1}{8.565} \right) + \left(\frac{1.93 \times 2.13}{15.9104} \right)} = 4254.26859 \text{ t}$$

$$N = \frac{P}{0.8P_0} = \frac{4254.26859}{0.8 \times 254.88} = 20.8640762$$

Donc on prend nombre de câbles : **N = 22 câbles.**

Les deux tableaux suivants illustrent les résultats obtenus pour chaque voussoir

X (m)	M _f (t.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble
0	0	20,805	110,8602	3,308	3,108	0	0
28,75	1170,336	10,3246	25,59433	2,271	2,071	370,058023	1,81486397
33,75	4930,845	9,5716	21,2698	2,208	2,008	1635,75181	8,02216635
38,75	7858,605	9,05515	18,37778	2,165	1,965	2707,59394	13,2787682
43,75	9983,531	8,711625	16,6555	2,138	1,938	3524,96783	17,2873893
48,75	11323,11	8,5751	15,94978	2,13	1,93	4039,28725	19,8097499
53,75	11897,13	8,565	15,9104	2,13	1,93	4245,76609	20,8223776
55	11920,95	8,565	15,9104	2,13	1,93	4254,26859	20,8640762

Tableau. 7.4. Câbles de continuité.

Voussoirs	1	2	3	4	5	6clé	7	8	9	10	11
Nombre de câbles retenus	2	8	14	18	20	22	20	18	14	8	2

Tableau. 7.5. Câbles de continuité par voussoir.

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n calculé précédemment, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections.

7.4. Calcul des pertes de tension de précontrainte :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg})$$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

F_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité.

7.4.1. Pertes instantanées :

7.4.1.1. Pertes de frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectilignes.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-(f\theta + \varphi x)})]$$

- f : Coefficient de frottement en courbe,
- φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur,
- σ_{p0} : Tension à l'origine,
- x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,
- θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$.
- e: La base des logarithmes népériens.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et φ selon le BPEL :

Cas	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leq R \leq 6$ (en m)	$R \geq 6$ (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0.18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0.18	0.003
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0.2	

Tableau. 7.6. Valeurs de f et φ .

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

N° du voussoir	N° du Câble	X (m)	α en plan (rad)	α en élévation	α (rad)	$e^{-(0.2\alpha+0.003x)}$	$\sigma_{p0} (1-e^{-(0.2\alpha+0.003x)})$
1/2 VSP	câble 1	3.75	0	0.3441	0.3441	0,923	109,032
	câble 2	3.75	0	0.5586	0.5586	0,884	164,256
	câble 3	3.75	0	0.4899	0.4899	0,896	147,264
	câble 4	3.75	0	0.438	0.438	0,906	133,104
V1	câble 5	8.75	0,036	0.564	0,6	0,864	192,576
	câble 6	8.75	0,036	0.409	0,445	0,891	154,344
V 2	câble 7	13.75	0,036	0.865	0,901	0,801	281,784
	câble 8	13.75	0,036	0.677	0,713	0,832	237,888
V3	câble 9	18.75	0,072	0.410	0,482	0,858	201,072
	câble 10	18.75	0,072	0.543	0,615	0,836	232,224
	câble 11	18.75	0,036	0.641	0,677	0,825	247,8
V4	câble 12	23.75	0,036	0.500	0,536	0,836	232,224
	câble 13	23.75	0,072	0.564	0,636	0,82	254,88
V5	câble 14	28.75	0,072	0.228	0,3	0,864	192,576
	câble 15	28.75	0,108	0.545	0,653	0,805	276,12
V6	câble 16	33.75	0,108	0.3859	0,494	0,819	256,296
	câble 17	33.75	0,036	0.510	0,546	0,81	269,04
V7	câble 18	38.75	0,036	0.1582	0,194	0,856	203,904
	câble 19	38.75	0,072	0.487	0,559	0,796	288,864
V8	câble 20	43.75	0,072	0.458	0,53	0,789	298,776
	câble 21	43.75	0,108	0.5350	0,643	0,771	324,264
V9	câble 22	48.75	0,108	0.665	0,773	0,74	368,16
V10	câble 23	53.75	0,143	0.687	0,83	0,721	395,064
$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$							5461,512

Tableau. 7.7. Pertes dues aux frottements.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 5461,512 \text{MPa}$.

7.4.1.2. Pertes dues au recul à l’ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d’ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

d : longueur sur laquelle s’effectue le recul d’ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

$\sigma_{p0'}$: contrainte après recul d’ancrage.

$\Delta\sigma_0$: la perte de tension.

g : l’intensité du recul à l’ancrage, tel que : $g = \frac{1}{E_p} \int \Delta\sigma_0 dx$

E_p : module d’élasticité des aciers = 190000MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité gE_p représente l’aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l’armature compte tenu des frottements sur la longueur d , dans la mesure où l’armature de longueur L est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur L est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{l}$ sur la longueur d , on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}k}} \Rightarrow \begin{cases} d < x \text{ les pertes existent.} \\ d > x \text{ les pertes nulles.} \end{cases}$$

Tel que : $K = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$

$g = 6\text{mm}$.

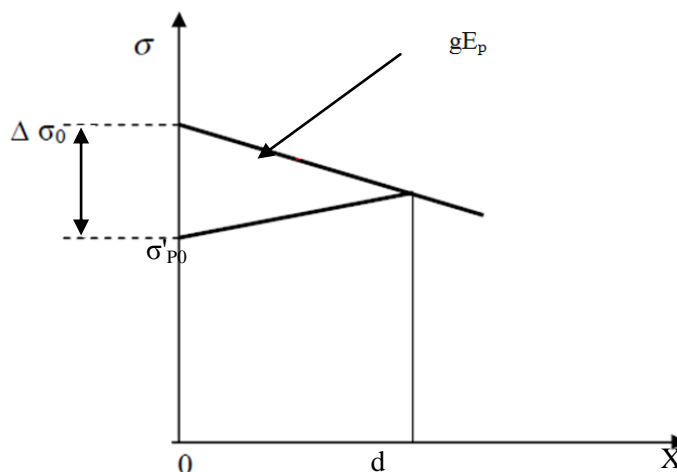


Fig. 7.7. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l’armature sous effet de recul à l’ancrage.

Les pertes dues au recul à l’ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_0 = 2dK$$

Les pertes de recul à l’ancrage sont résumées dans le tableau suivant:

N° du voussoir	N° du câble	X(m)	α (rad)	L(m)	K	d(m)	Δ_{p0} (MPa)
1/2 VSP	1	3,75	0.3441	3,75	0,021352	6,140469	0
	2	3,75	0.5586	3,75	0,032792	4,954922	0
	3	3,75	0.4899	3,75	0,029128	5,257333	0
	4	3,75	0.438	3,75	0,02636	5,526474	0
V1	5	8,75	0,6	8,75	0,016714	6,940278	0,232004
	6	8,75	0,445	8,75	0,013171	7,818156	0,205953
V2	7	13,75	0,901	13,75	0,016105	7,070242	0,227739
	8	13,75	0,713	13,75	0,013371	7,759618	0,207506
V3	9	18,75	0,482	18,75	0,008141	9,944273	0,161919
	10	18,75	0,615	18,75	0,00956	9,176812	0,175461
	11	18,75	0,677	18,75	0,010221	8,874973	0,181428
V4	12	23,75	0,536	23,75	0,007514	10,35129	0,155553
	13	23,75	0,636	23,75	0,008356	9,815831	0,164038
V5	14	28,75	0,3	28,75	0,005087	12,58032	0,127991
	15	28,75	0,653	28,75	0,007543	10,33142	0,155852
V6	16	33,75	0,494	33,75	0,005927	11,65436	0,13816
	17	33,75	0,546	33,75	0,006236	11,36274	0,141706
V7	18	38,75	0,194	38,75	0,004001	14,18472	0,113514
	19	38,75	0,559	38,75	0,005885	11,69611	0,137667
V8	20	43,75	0,53	43,75	0,005423	12,18447	0,132149
	21	43,75	0,643	43,75	0,005939	11,64256	0,1383
V9	22	48,75	0,773	48,75	0,006171	11,42176	0,140974
V10	23	53,75	0,83	53,75	0,006088	11,49927	0,140024
						$\Sigma\Delta\sigma_0$ (MPa)	3,077938

Tableau. 7.8. Pertes dues au recul à l’ancrage.

Les pertes dus aux reculs à l’ancrage sont égales à **3.0779 MPa**.

7.4.1.3. Pertes par raccourcissement du béton :

Supposons qu'une pièce soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuant câble par câbles, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la pièce et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \sum \frac{k \Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

σ_{bj} : la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet des diverses action permanentes appliquées au jour j.

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue, on la prend égale à $6k\sigma_b$, tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

$$k = \frac{(n - 1)}{2n}$$

n : nombre de câbles.

Application : n = 46 câbles.

$$E_p = 6 \times \frac{46 - 1}{2 \times 46} \times 35 = 102.717 \text{ MPa}$$

Alors, la somme des pertes instantanées est égale à :

$$5461.512 + 3.078 + 102.717 = \mathbf{5567.307 \text{ MPa.}}$$

7.4.2. Pertes de tension différées :**7.4.2.1. Pertes de tension dues au retrait du béton :**

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r \cdot E_p$$

ε_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide 2.10^{-4} (BPEL).
 E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$ pour les torons).

Alors :

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4} = \mathbf{38 \text{ MPa.}}$$

7.4.2.2. Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le BPEL :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty)$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

$$\sigma_\infty \leq 1.5 \sigma_M$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_M$$

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

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

N° du voussoir	N° du câble	X(m)	P(t)	S(m ²)	I(m ⁴)	e(m)	M(t.m)	σ_M (MPa)	E_p/E_{ij}	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
1/2 VSP	1	3,75	8969,479	20,805	110,6802	2,992	41785,49	0,270126	6	4,051892
	2	3,75	8969,479	20,805	110,6802	2,992	41785,49	0,270126	6	4,051892
	3	3,75	8969,479	20,805	110,6802	2,992	41785,49	0,270126	6	4,051892
	4	3,75	8969,479	20,805	110,6802	2,992	41785,49	0,270126	6	4,051892
V1	5	8,75	7622,349	20,805	110,6802	2,992	35509,71	0,229556	6	3,443336
	6	8,75	7622,349	20,805	110,6802	2,992	35509,71	0,229556	6	3,443336
V2	7	13,75	6567,179	16,23118	76,9566	2,60775	28215,17	0,288204	6	4,323064
	8	13,75	6567,179	16,23118	76,9566	2,60775	28215,17	0,288204	6	4,323064
V3	9	18,75	5756,764	14,23838	51,99813	2,43575	21998,34	0,306792	6	4,601877
	10	18,75	5756,764	14,23838	51,99813	2,43575	21998,34	0,306792	6	4,601877
	11	18,75	5756,764	14,23838	51,99813	2,43575	21998,34	0,306792	6	4,601877
V4	12	23,75	4856,853	12,61858	40,2839	1,97825	16726,24	0,3534	6	5,301004
	13	23,75	4856,853	12,61858	40,2839	1,97825	16726,24	0,3534	6	5,301004
V5	14	28,75	3824,997	11,32828	31,74283	1,7475	12187,64	0,346753	6	5,201291
	15	28,75	3824,997	11,32828	31,74283	1,7475	12187,64	0,346753	6	5,201291
V6	16	33,75	2913,163	10,3246	25,59433	1,552	8643,164	0,322098	6	4,831464
	17	33,75	2913,163	10,3246	25,59433	1,552	8643,164	0,322098	6	4,831464
V7	18	38,75	2049,902	9,5716	21,2698	1,39575	5715,763	0,268419	6	4,026289
	19	38,75	2049,902	9,5716	21,2698	1,39575	5715,763	0,268419	6	4,026289
V8	20	43,75	1289,366	9,05515	18,37778	1,27875	3418,391	0,192582	6	2,888731
	21	43,75	1289,366	9,05515	18,37778	1,27875	3418,391	0,192582	6	2,888731
V9	22	48,75	668,0036	8,711625	16,6555	1,20425	1713,923	0,109211	6	1,63816
V10	23	53,75	226,5724	8,5751	15,94978	1,36175	578,3777	0,033837	6	0,507548
$\Sigma\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)										92,18927

Tableau. 7.9. Pertes de tension par fluage.

Les pertes dues au fluage sont égales à : **92.189 MPa.**

7.4.2.3. Perte par relaxation des câbles :

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

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

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à :

- 0.43 pour les aciers TBR.
- 0.3 pour les aciers RN.
- 0.35 pour les autres aciers.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1416$ MPa

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

N° du voussoir	N° du câble	X(m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_0 (MPa)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)
1/2 VSP	1	3,75	0	1416	1416	121,068
	2	3,75	0	1416	1416	121,068
	3	3,75	0	1416	1416	121,068
	4	3,75	0	1416	1416	121,068
V1	5	8,75	0,232004	1416	1415,768	121,0134
	6	8,75	0,205953	1416	1415,794	121,0195
V2	7	13,75	0,227739	1416	1415,772	121,0144
	8	13,75	0,207506	1416	1415,792	121,0191
V3	9	18,75	0,161919	1416	1415,838	121,0299
	10	18,75	0,175461	1416	1415,825	121,0267
	11	18,75	0,181428	1416	1415,819	121,0253
V4	12	23,75	0,155553	1416	1415,844	121,0314
	13	23,75	0,164038	1416	1415,836	121,0294
V5	14	28,75	0,127991	1416	1415,872	121,0379
	15	28,75	0,155852	1416	1415,844	121,0313
V6	16	33,75	0,13816	1416	1415,862	121,0355
	17	33,75	0,141706	1416	1415,858	121,0346
V7	18	38,75	0,113514	1416	1415,886	121,0413
	19	38,75	0,137667	1416	1415,862	121,0356
V8	20	43,75	0,132149	1416	1415,868	121,0369
	21	43,75	0,1383	1416	1415,862	121,0354
V9	22	48,75	0,140974	1416	1415,859	121,0348
V10	23	53,75	0,140024	1416	1415,86	121,035
$\Sigma\Delta\sigma_p$ (MPa)						2783,839

Tableau. 7.10. Pertes dues à la relaxation des aciers.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : **2783.56MPa**.

7.4.2.4. Pertes différées totales :

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Alors :

$$\Delta\sigma_d = 38 + 92.189 + \frac{5}{6} 2783.56 = 2449,822 \text{ MPa}$$

7.4.3. Conclusion:

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

$$3705.22 + 1770.626 = 7911.334 \text{ Mpa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 \times \frac{7911.334}{46 \times 1416} = 12.146 \%$$

Donc, on gardera le nombre de câbles précédent **46 câbles 12T15S**.

CHAPITRE : VIII

**VERIFICATION DES
CONTRAINTES**

8.1. INTRODUCTION

On doit vérifier sous l'ensemble des actions y compris celles de la précontrainte, que les contraintes normales dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites. Ces valeurs correspondent à une justification de l'ouvrage aux états limites de service, sous combinaisons rares en classe II (ouvrage à voussoirs coulés en place) selon le BPEL 91. Les vérifications se feront pour les deux phases :

- ❖ En phase de construction.
- ❖ En phase de service.

Les vérifications se feront à l'E.L.S toujours avec les valeurs de précontraintes

8.1.1. Vérification des contraintes en phase de construction :

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{M \times v}{I} - \frac{P.e.v}{I} \geq \bar{\sigma}_{TS}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{M \times v'}{I} + \frac{P.e.v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{CI} \quad \text{Avec :}$$

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieur de la section par de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieur de la section par de l'effort de précontrainte.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.

V : Distance du centre de gravité à la fibre inférieur.

V' : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

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

$\bar{\sigma}_{TS} = f_{tj}$ dans la section d'enrobage ; et égal à 1.5 f_{tj} ailleurs en situation de construction pour la précontrainte de classe II. (la classe II est destinée plus particulièrement aux élément exposés à une ambiance agressive) ; $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{TS} = 2.7 \text{ Mpa}$

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

$$\bar{\sigma}_{CI} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

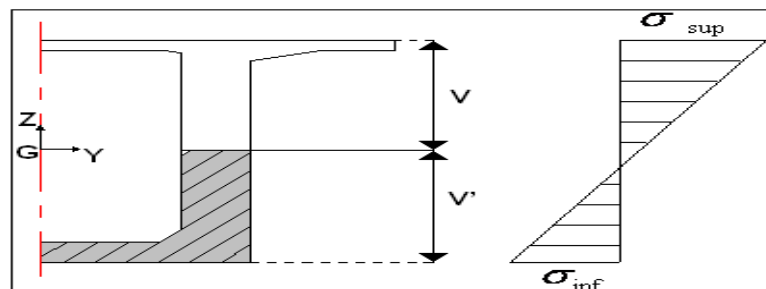


Fig. 8.1. Diagramme des contraintes

8.1.1.1 Vérification des contraintes supérieures et contraintes inférieures pour le demi-fléau (en phase de construction):

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau. 8.1. Contraintes supérieures et contraintes inférieures (en phase de construction):

x	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	v	v'	P (t)	σ sup (MPa)	σ inf (MPa)
0	-41785,5	110,6802	20,805	2,992	3,192	3,308	8969,479	0	16,19852
3,75	-35509,7	110,6802	20,805	2,992	3,192	2,972	7622,349	0	11,99532
8,75	-28215,2	76,9566	16,23118	2,60775	2,80775	2,762	6567,179	0	12,22692
13,75	-21998,3	51,99813	14,23838	2,43575	2,63575	2,597	5756,764	0	13,94692
18,75	-16726,2	40,2839	12,61858	1,97825	2,17825	2,117	4856,853	0	9,990238
23,75	-12187,6	31,74283	11,32828	1,7475	1,9475	2,355	3824,997	0	10,6245
28,75	-8643,16	25,59433	10,3246	1,552	1,752	1,709	2913,163	0	5,968635
33,75	-5715,76	21,2698	9,5716	1,39575	1,59575	2,208	2049,902	0	6,761972
38,75	-3418,39	18,37778	9,05515	1,27875	1,47875	1,455	1289,366	0	2,58786
43,75	-1713,92	16,6555	8,711625	1,20425	1,40425	2,138	668,0036	0	2,46593
48,75	-578,378	15,94978	8,5751	1,36175	1,56175	1,37	226,5724	0	0,497589
53,75	0	15,9104	8,565	1,93	2,13	1,37	0	0	0

Remarque :

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

8.1.1.2. Etat en charge :

Fibre supérieure :
$$\sigma_{TS} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times V}{I} - \frac{M \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_T$$

$$\sigma_{CS} = \frac{P}{S} - \frac{p \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_C$$

Fibre inférieure :
$$\sigma_{TI} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} \geq \bar{\sigma}_T$$

$$\sigma_{CI} = \frac{P}{S} - \frac{p \times e_0 \times V'}{I} + \frac{M \times V'}{I} \leq \bar{\sigma}_C$$

❖ La figure (8.2) représente le diagramme des contraintes à l'état en charge :

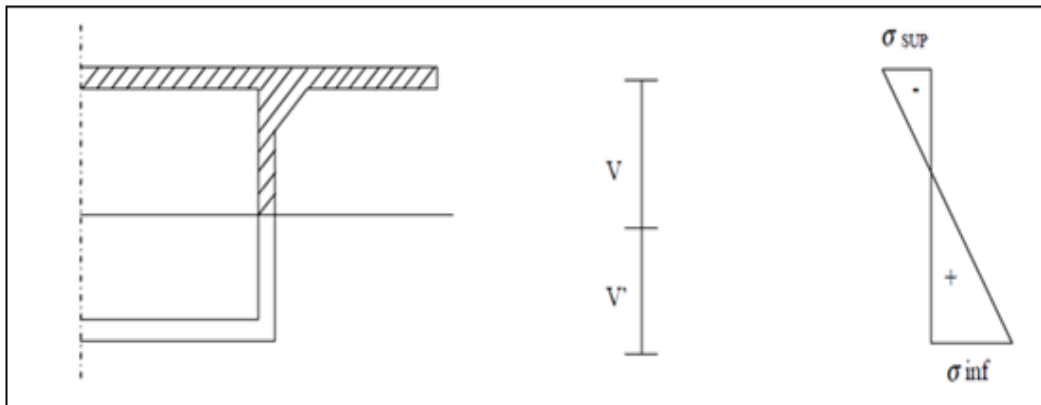


Fig. 8.2. Diagramme des contraintes à l'état en charge

❖ Le tableau (8.2) représente les valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état état en charge.

Tableau. 8.2 Contraintes supérieures et inférieures pour l'état en charge

x	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	v	v'	P (t)	σ sup (MPa)	σ inf (MPa)
0	-41785,5	110,6802	20,805	2,992	3,192	3,308	8969,479	15,47932	0
3,75	-35509,7	110,6802	20,805	2,992	3,192	2,972	7622,349	13,15447	0
8,75	-28215,2	76,9566	16,23118	2,60775	2,80775	2,762	6567,179	12,49647	0
13,75	-21998,3	51,99813	14,23838	2,43575	2,63575	2,597	5756,764	14,21535	0
18,75	-16726,2	40,2839	12,61858	1,97825	2,17825	2,117	4856,853	10,39064	0
23,75	-12187,6	31,74283	11,32828	1,7475	1,9475	2,355	3824,997	8,20182	0
28,75	-8643,16	25,59433	10,3246	1,552	1,752	1,709	2913,163	6,189805	0
33,75	-5715,76	21,2698	9,5716	1,39575	1,59575	2,208	2049,902	4,293112	0
38,75	-3418,39	18,37778	9,05515	1,27875	1,47875	1,455	1289,366	2,653345	0
43,75	-1713,92	16,6555	8,711625	1,20425	1,40425	2,138	668,0036	1,356476	0
48,75	-578,378	15,94978	8,5751	1,36175	1,56175	1,37	226,5724	0,604215	0
53,75	0	15,9104	8,565	1,93	2,13	1,37	0	0	0

Remarque :

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

CHAPITRE : IX

**ETUDE
TRANSVERSALE**

9.1. Introduction :

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferriller uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

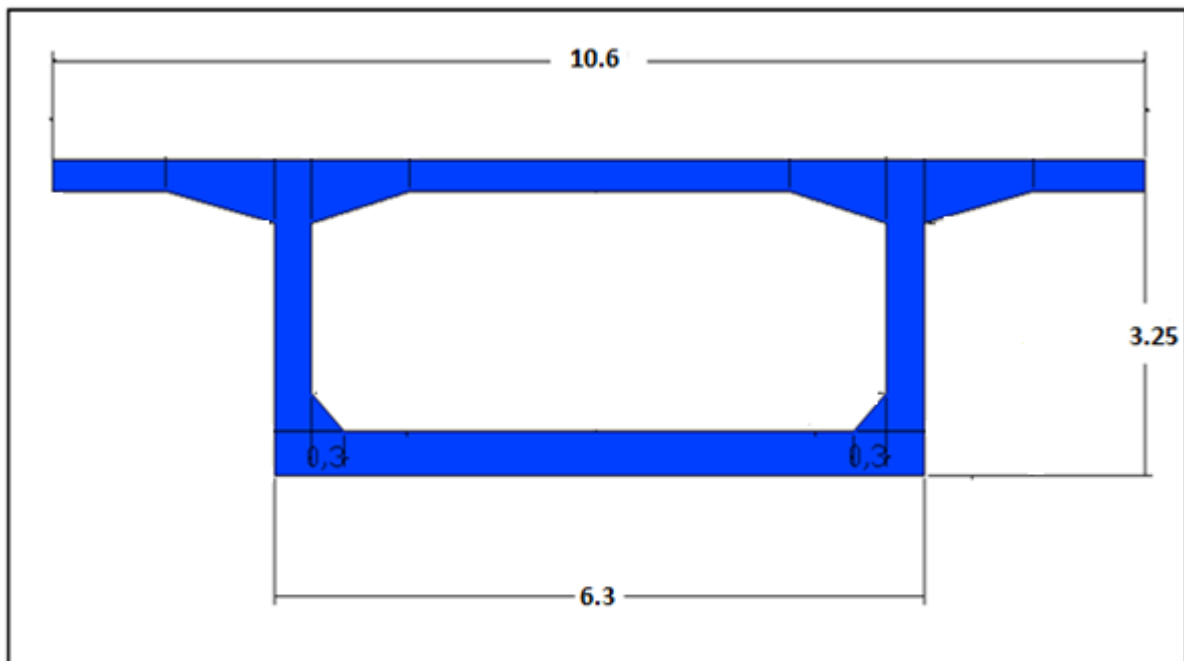


Fig. 9.1. Section transversale du voussoir sur culée.

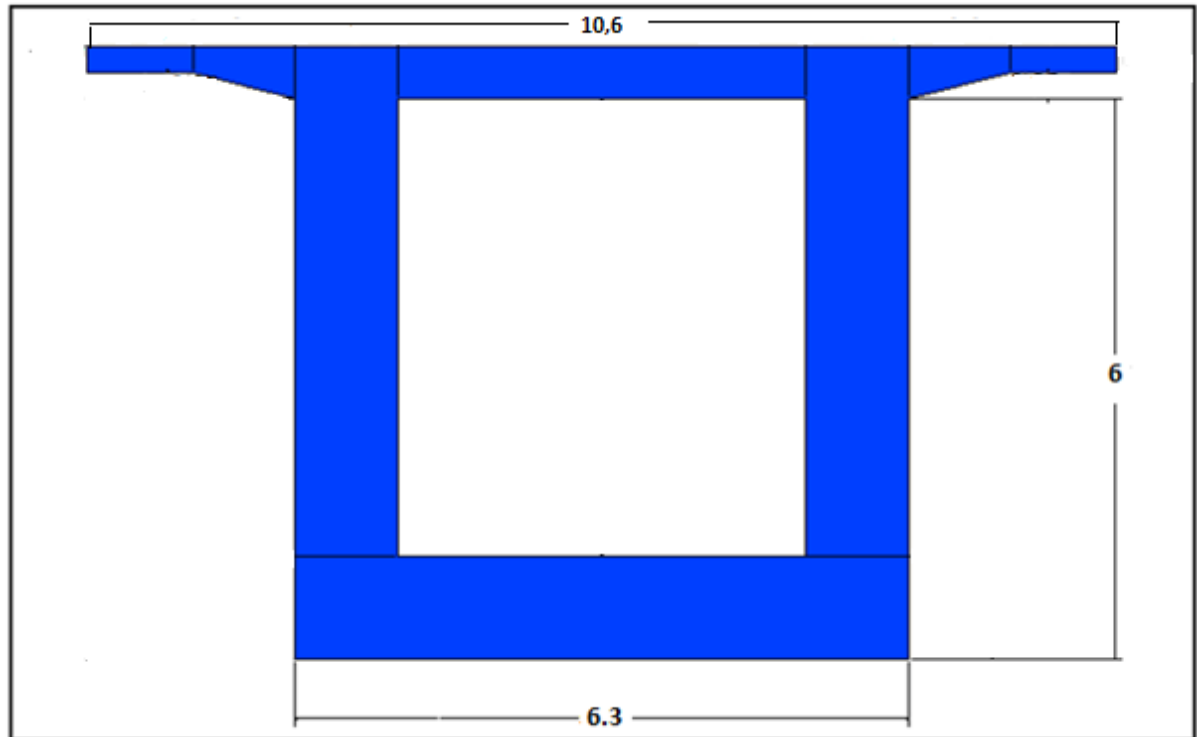


Fig. 9.2. Section transversale du voussoir sur pile.

9.2. Définition des charges :

9.2.1. Les charges permanentes :

9.2.1.1 Le poids propre du tablier :

Le voussoir sur pile : $q_1 = 20.805 \times 2.5 \times 1 = 52.0125 \text{ T/ml}$.

Le voussoir su culée : $q_2 = 8.565 \times 2.5 \times 1 = 21.4112 \text{ T/ml}$.

9.2.1.2 Revêtement et chape :

$P_{\text{rev}} = (0.01 \times 1 \times 2.5) + (0.08 \times 1 \times 2.2) = 0.201 \text{ T/ml}$.

9.2.1.3 Poids propre des trottoirs et corniche :

$P_{\text{trot}} = 0.416 \times 2.5 \times 1 = 1.04 \text{ T/ml}$.

9.2.1.4 Le garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

Donc : $P_{gc}=0.1$ t.

9.2.1.5 Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$P_{gl} = 0,06$ t.

9.2.2 Les surcharges d'exploitation :

9.2.2.1. Système de charge A :

$A(l) = 0.697$ T/ ml.

9.2.2.2. Système de charge Bc :

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.0372$.

9.2.2.3. Charges militaires Mc120 :

Ce système de charge est multiplié par un coefficient de majoration dynamique

$\delta = 1,0309$.

9.2.2.4 Charges exceptionnelles D₂₄₀ :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule : 240t sur une largeur de 3,2 m.

9.2.2.5 Surcharges sur les trottoirs :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé. Alors ; $ST = 0.15$ t/ml

9.3. Détermination des efforts :

A l'aide de l'outil informatique, on détermine les moments en chaque élément du voussoir. La section du caisson sera représentée par un ensemble de barres auxquelles la section de l'élément considéré.

Le modèle numérique est pris en mètre linéaire de longueur :

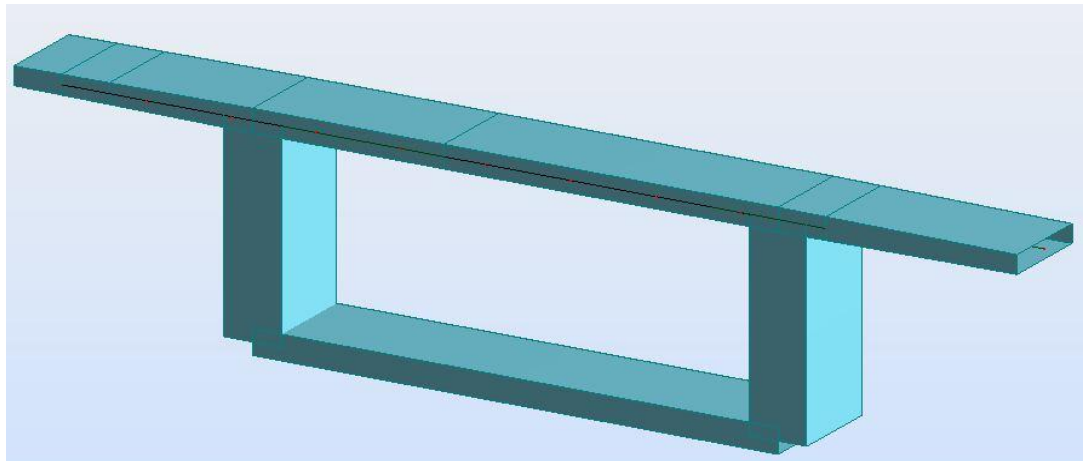


Fig. 9.3. Modèle numérique du voussoir sur culée.

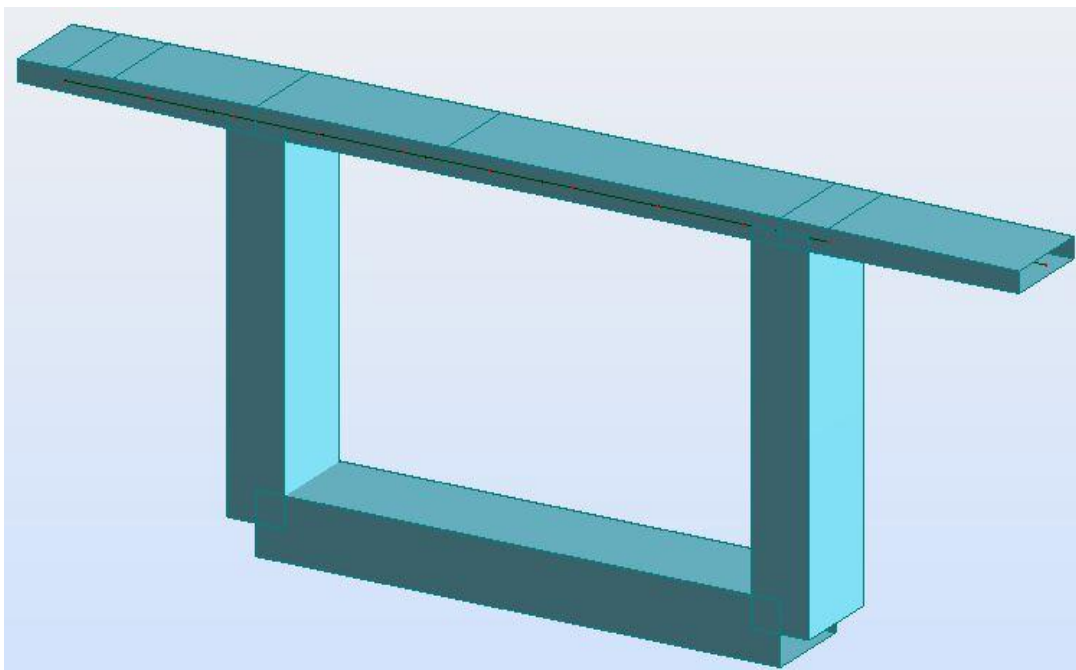


Fig. 9.4. Modèle numérique du voussoir sur pile.

9.3.1. Section sur culée :

9.3.1.1. Table supérieure :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	0.993	-5.713
Surcharge A(l)	2.294	-2.308
Surcharge B _{C 2voies}	9.961	-9.760
Surcharge M _{C120}	4.563	-6.030
Surcharge D ₂₄₀	4.547	-3.293
Surcharge sur trottoirs	00	-0.354

Tableau. 9.1. Moments de la table supérieure.

9.3.1.2. Table inférieure :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	1.867	-1.942
Surcharge A(l)	0.182	-0.182
Surcharge B _{C 2voies}	0.698	-0.743
Surcharge M _{C120}	0.561	-0.561
Surcharge D ₂₄₀	0.119	-0.461
Surcharge sur trottoirs	0.024	-0.024

Tableau. 9.2. Moments de la table inférieure.

9.3.1.3. Ame droite :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	1.942	-1.156
Surcharge A(l)	0.182	-1.954
Surcharge B _{C 2voies}	0.743	-7.720
Surcharge M _{C120}	0.561	-6.030
Surcharge D ₂₄₀	0.461	-2.951
Surcharge sur trottoirs	0.255	-0.024

Tableau. 9.3. Moments de l'âme droite.

9.3.1.4. Ame gauche :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	1.942	-1.156
Surcharge A(l)	0.182	-1.954
Surcharge B _{C 2voies}	0.698	-7.765
Surcharge M _{C120}	0.561	-6.030
Surcharge D ₂₄₀	0.119	-3.293
Surcharge sur trottoirs	0.255	-0.024

Tableau. 9.4. Moments de l'âme.

9.3.2 Section sur pile :

9.3.2.1 Table supérieure :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	1.067	-7.200
Surcharge A(l)	0.896	-1.550
Surcharge B _{C 2voies}	5.997	-10.991
Surcharge M _{C120}	2.339	-6.671
Surcharge D ₂₄₀	4.941	-6.988
Surcharge sur trottoirs	00	-0.428

Tableau. 9.5. Moments de la table supérieure.

9.3.2.2 Table inferieure :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	6.959	-1.654
Surcharge A(l)	0.285	-0.285
Surcharge B _{C 2voies}	2.459	-1.464
Surcharge M _{C120}	1.748	-1.748
Surcharge D ₂₄₀	1.831	-1.831
Surcharge sur trottoirs	0.104	-0.104

Tableau. 9.6. Moments de la table inferieure.

9.3.2.3 Ame droite :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	1.654	-3.865
Surcharge A(l)	1.089	-0.285
Surcharge B _{c 2voies}	7.984	-1.464
Surcharge M _{c120}	6.671	-1.748
Surcharge D ₂₄₀	6.988	-1.831
Surcharge sur trottoirs	0.104	-0.398

Tableau. 9.7. Moments de l'âme droite.

9.3.2.4. Ame gauche :

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	1.654	-3.865
Surcharge A(l)	1.089	-0.285
Surcharge B _{c 2voies}	6.990	-2.459
Surcharge M _{c120}	6.671	-1.748
Surcharge D ₂₄₀	6.988	-1.831
Surcharge sur trottoirs	0.104	-0.398

Tableau.9.8. Moments de l'âme.

9.4 Les efforts max et min:

9.4.1 Section sur culée :

			M _{ser} (t.m)
La dalle	La dalle supérieure	M _{max} (t.m)	18.059
		M _{min} (t.m)	-17.887
	La dalle inférieure	M _{max} (t.m)	16.68
		M _{min} (t.m)	-34.98
L'âme	L'âme droite	M _{max} (t.m)	32.54
		M _{min} (t.m)	-11.256
	L'âme gauche	M _{max} (t.m)	34.98
		M _{min} (t.m)	-11.011

Tableau. 9.9 Moments max en voussoir sur culée.

9.4.2. Section sur pile :

			Mser(t.m)
La dalle	La dalle supérieure	M_{max} (t.m)	11.360
		M_{min} (t.m)	- 18.941
	La dalle inférieure	M_{max} (t.m)	14.579
		M_{min} (t.m)	- 5.966
L'âme	L'âme droite	M_{max} (t.m)	9.407
		M_{min} (t.m)	- 4.182
	L'âme gauche	M_{max} (t.m)	7.302
		M_{min} (t.m)	- 5.762

Tableau. 9.10. Moments max en voussoir sur pile.

9.5. Ferrailage des voussoirs :

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de la table supérieure de la section sur culée :

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 1 \text{ ml.} \\ d = 0.25 \text{ ml.} \end{cases}$$

Les fissurations sont préjudiciables, donc le ferrailage est à l'ELS :

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

CHAPITRE : IX « ETUDE TRANSVERSALE »

$$M_{ser} = 18.059 \text{ t.m} = 0.18959 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_{ij}} \right) \right) = 228.63 \text{ MPa}$$

$n = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.35 - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 0.6 \times 35}{(15 \times 0.6 \times 35) + 228.63} = 0.579$$

$$Z = 0.22 \left(1 - \frac{0.579}{3} \right) = 0.1775 \text{ m}$$

Alors :

$$A_{s1} = \frac{0.18959}{0.177 \times 228.63} = 44.49 \text{ cm}^2$$

Donc on aura dans le sens longitudinal :

$$A_t = \frac{A_{s1}}{3} = 14.83 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL, la condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0.23 \frac{f_{ij}}{f_e} b.d = 0.23 \frac{2.7 \times 1 \times 0.32}{400} = 3.415 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s1} = 44.49 \text{ cm}^2$; soit 6HA32.

$A_t = 14.83 \text{ cm}^2$; soit 2HA32.

CHAPITRE : IX « ETUDE TRANSVERSALE »

Tout le reste du calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

- **Section sur culée:**

			Mser(t.m)	h(m)	d(m)	X	Z	σ_{st} (MPa)	fc28	σ_{bc}	ftj	As(cm ²)	A _t (cm ²)	As min (cm ²)	As retenue (cm ²)
La dalle	La dalle supérieure	M _{max} (t.m)	18.059	0,25	0,22	0,5794	0,177508	228,63	35	21	2,7	44,4982	14,83274	3,4155	44,49824
		M _{min} (t.m)	-17.887	0,25	0,22	0,5794	0,177508	228,63	35	21	2,7	44,0744	14,69147	3,4155	44,07443
	La dalle inférieure	M _{max} (t.m)	16.68	0,35	0,32	0,5794	0,258193	228,63	35	21	2,7	28,2565	9,418824	4,968	28,2565
		M _{min} (t.m)	-34.98	0,35	0,32	0,5794	0,258193	228,63	35	21	2,7	58,5119	19,50397	4,968	58,5119
L'ame	L'ame droite	M _{max} (t.m)	32.54	0,35	0,32	0,5794	0,258193	228,63	35	21	2,7	55,1238	18,37461	4,968	55,12384
		M _{min} (t.m)	-11.256	0,35	0,32	0,5794	0,258193	228,63	35	21	2,7	19,0680	6,356012	4,968	19,06804
	L'ame gauche	M _{max} (t.m)	34.98	0,35	0,32	0,5794	0,258193	228,63	35	21	2,7	59,2573	19,7524	4,968	59,2572
		M _{min} (t.m)	-11.011	0,35	0,32	0,5794	0,258193	228,63	35	21	2,7	18,6530	6,217666	4,968	18,65299

- Section sur pile :

			Mser(t.m)	h(m)	d(m)	x	Z	ost(MPa)	fc28	obc(Mpa)	ftj	As(cm ²)	A _t (cm ²)	As min (cm ²)	As retenue (cm ²)
La dalle	La dalle superieure	M _{max} (t.m)	11.360	0,25	0,22	0,579438221	0,177508	228,63	35	21	2,7	27,9916	9,3305	3,4155	27,9916
		M _{min} (t.m)	- 18.941	0,25	0,22	0,579438221	0,177508	228,63	35	21	2,7	46,6715	15,5571	3,4155	46,6715
	La dalle inferieure	M _{max} (t.m)	14.579	1	0,97	0,579438221	0,782648	228,63	35	21	2,7	8,1476	2,7158	15,05925	15,0592
		M _{min} (t.m)	- 5.966	1	0,97	0,579438221	0,782648	228,63	35	21	2,7	3,3341	1,1113	15,05925	15,0592
L'ame	L'ame droite	M _{max} (t.m)	9.407	1	0,97	0,579438221	0,782648	228,63	35	21	2,7	5,2572	1,7524	15,05925	15,0592
		M _{min} (t.m)	- 4.182	1	0,97	0,579438221	0,782648	228,63	35	21	2,7	2,3371	0,7790	15,05925	15,0592
	L'ame gauche	M _{max} (t.m)	7.302	1	0,97	0,579438221	0,782648	228,63	35	21	2,7	4,0808	1,3603	15,05925	15,0592
		M _{min} (t.m)	- 5.762	1	0,97	0,579438221	0,782648	228,63	35	21	2,7	3,2201	1,0734	15,05925	15,0592

9.6 Effet de torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera jouté au niveau des âmes ; et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion, $M_t = M_{\max} = 51.11 \text{ t.m}$. Il est engendré par la combinaison :

$$M_t = G + 1.2 (B_c + ST)$$

La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est : $\tau = \frac{M_t}{\Omega b}$.

- $M_t = 51.11 \text{ t.m}$
- $b =$ épaisseur de deux âmes
 $2 \times 1 = 2 \text{ m}$ (Voussoir sur pile)
- $2 \times 0,35 = 0,7 \text{ m}$ (Voussoir sur culée)
- $\Omega = 8.565 \text{ m}^2$ (Voussoir sur culée)
 $\Omega = 20.805 \text{ m}^2$ (Voussoir sur pile)
- $U =$ Périmètre = 27.755 (Voussoir sur culée)
 $U =$ Périmètre = 33.755 m (Voussoir sur pile)
- $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\bar{\tau} = 0.1 f_{c28} = 3.5 \text{ MPa}$$

9.6.1 Voussoir sur culée :

$$\tau = \frac{M_t}{\Omega b} = \frac{51.11 \times 10^{-2}}{8.565 \times 0.7} = 0.0852 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$A_l^+ = \frac{M_t}{2 \Omega} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{51.11 \times 10^{-2} \times 27.755 \times 1.15}{2 \times 8.565 \times 400} = 23.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t^+ = \frac{M_t}{2 \Omega} \times \frac{S_t \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{51.11 \times 10^{-2} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 8.565 \times 400} = 0.17 \text{ cm}^2$$

Alors on rajoute : 11.905cm²/âme longitudinalement soit 4HA20.
(12.57cm²).

0.085 cm²/âme transversalement (négligeable).

9.6.2. Voussoir sur pile :

$$\tau = \frac{M_t}{\Omega b} = \frac{51.11 \times 10^{-2}}{20.805 \times 2} = 0.0123 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

$$Al^+ = \frac{M_t}{2 \Omega} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{51.11 \times 10^{-2} \times 33.755 \times 1.15}{2 \times 20.805 \times 400} = 11.92 \text{ cm}^2$$

$$At^+ = \frac{M_t}{2 \Omega} \times \frac{S_t \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{51.11 \times 10^{-2} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 20.805 \times 400} = 0.071 \text{ cm}^2$$

Alors on rajoute : 5.96 cm²/âme longitudinalement soit 2HA20
(6.28cm²).

0.0355 cm²/âme transversalement (négligeable).

CHAPITRE : X



**EFFORTS
TRANCHANTS**

10.1. Introduction :

Ce présent chapitre traite que des effets de l'effort tranchant sur une poutre ayant un plan moyen vertical et soumise à la flexion.

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est ce lui de l'âme, la table supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de pervibrations, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

10.2. Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

10.2.1. Effet isostatique :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-après située à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin(\alpha)$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant. Le câble incliné relève les charges.

Donc on aura : $V - P \sin \alpha = 0$

Alors : $V = P \sin \alpha$

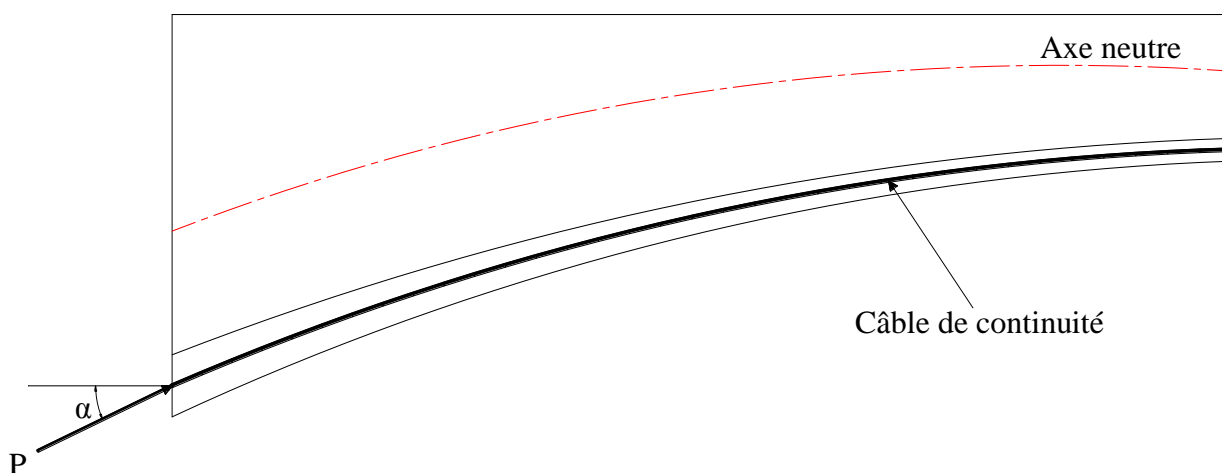


Fig.10.1. Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

10.2.2. Effet hyperstatique :

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

NB : l'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique, sous la combinaison de charge à l'ELS : $G + 1.2 (A(L) + ST)$.

10.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

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

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

$$V_r = \frac{M}{Z} \cdot \frac{dh}{dx}$$

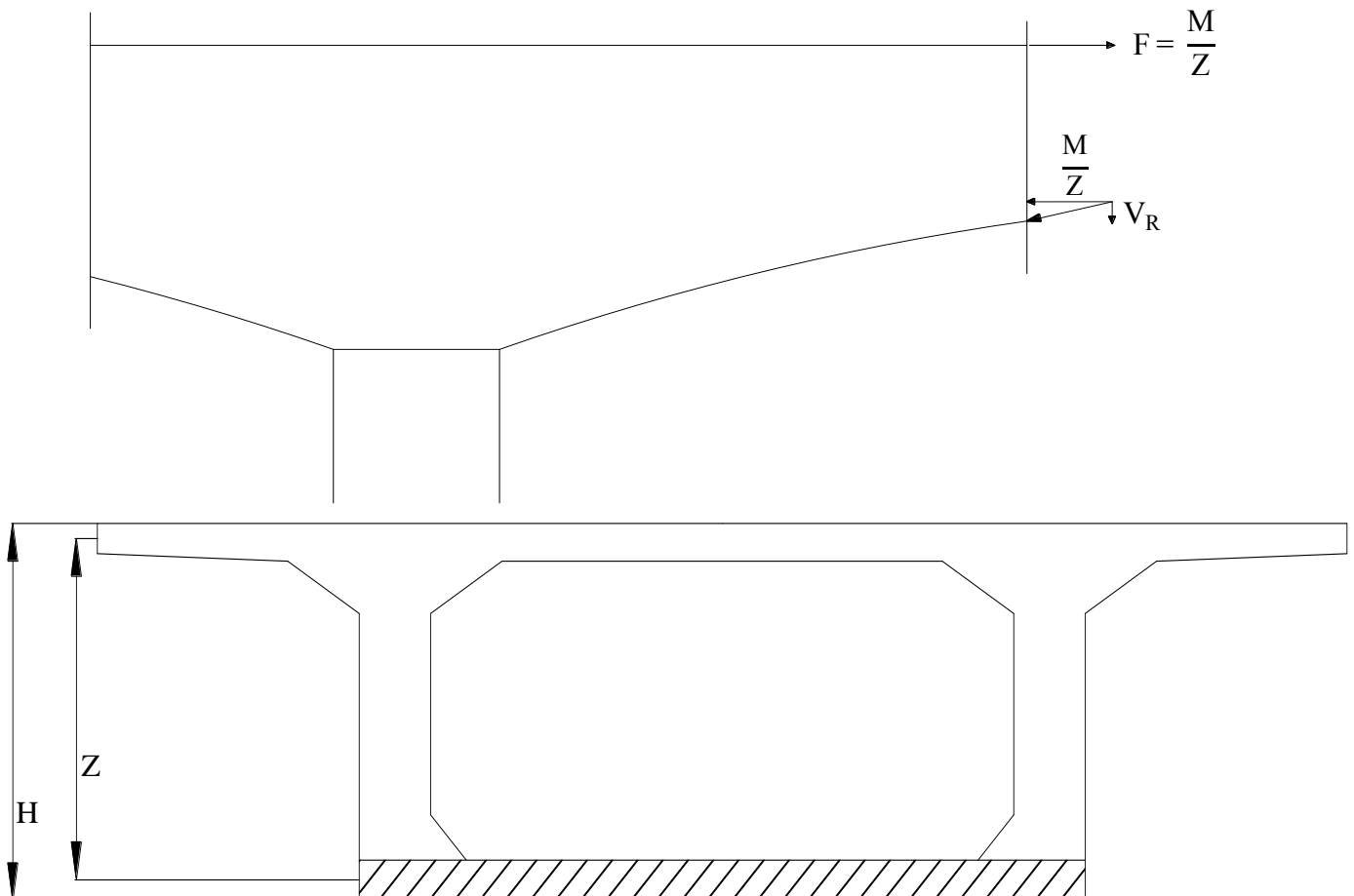


Fig.10.2. Effet RESAL.

10.4. Vérification de l'effort tranchant :

Des contraintes de cisaillement en service avec les chargements, en particulier au niveau des âmes, parce qu'elles qui risquent d'être face aux cisaillements.

10.4.1 Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu avec la formule suivante :

$$V_r = (V_G + V_Q) - (P \sin \alpha) - V_{\text{Résal}}$$

10.4.2. Calcul de la contrainte de cisaillement :

Selon le BPEL, le cisaillement en un point de cote y, est donné par la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V}{Z \cdot b(y)}$$

$$Z = \frac{I}{\mu(y)}$$

Alors :

$$\tau(y) = \frac{V \cdot \mu(y)}{I \cdot b(y)}$$

Où : V: représente l'effort tranchant.

Z : bras de levier.

I : le moment d'inertie total de la section par rapport à son centre de gravité G.

$\mu(y)$: le moment statique de la partie hachurée par rapport au centre de gravité.

$b(y)$: la largeur de la section à l'ordonnée y.

NB : selon le BPEL, pour une forme quelconque, on pourra prendre pour Z la valeur suivante approchée : $Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \cdot h$

ρ étant le rendement de la section.

h: la hauteur de la section.

On doit vérifier la condition suivante : $\tau < \bar{\tau}$

10.4.3 A l'état limite de service : $\tau = \frac{V_r(\text{ELS})}{Z \cdot 2b_n}$

Le cisaillement admissible vaut : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Avec : $\bar{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)$ et $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_t\right)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2\right)} \text{ Avec } \sigma_y \geq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

CHAPITRE : X « EFFORTS TRANCHANTS »

10.4.3.1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire a ELS :

X(m)	P(KN)	M (KN.m)	M	σ_i	P	Vr	τ_{p1}	τ	σ_y	τ_{p2}	T_p
53,75	89694,79	-407424,71	682518,63	18543,69	89694,79	21880,30	5,39	3,44	2,751	21,4798582	5,39
48,75	76223,49	-329524,46	563301,90	14310,85	76223,49	22860,46	4,84	3,88	4,113	23,9536791	4,84
43,75	65671,79	-238052,71	414233,70	14789,88	65671,79	19293,13	5,16	3,53	3,081	22,0249366	5,16
38,75	57567,64	-159304,62	303842,57	15312,01	57567,64	16280,36	5,16	3,20	2,539	20,8154616	5,16
33,75	48568,53	-91998,38	191721,71	11144,92	48568,53	13268,41	5,00	2,80	2,036	19,4994652	5,00
28,75	38249,97	-31153,85	100864,42	9557,81	41950,55	10876,23	4,87	2,45	1,618	18,3711448	4,87
23,75	29131,63	11689,17	35707,99	6017,30	45489,15	8705,85	5,46	2,08	0,979	17,311523	5,46
18,75	20499,02	49308,45	-19159,52	3349,47	47574,96	6794,08	5,94	1,70	0,583	16,6261327	5,94
13,75	12893,66	78586,05	-61131,26	1727,53	48143,34	5100,40	6,23	1,33	0,331	16,1217147	6,23
8,75	6680,036	99835,31	-91289,87	-4361,06	47072,906	3471,16	6,30	0,89	0,148	15,6279252	6,30
3,75	2265,724	113231,09	-109975,81	-1817,54	44723,384	1951,97	6,15	0,52	0,053	15,2124291	6,15
0	0	11899771,3	-11899771,3	-757915,52	42542,69	-1834,20	5,94	-0,49	0,049	15,029652	5,94

Tableau.10.1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

CHAPITRE : X « EFFORTS TRANCHANTS »

10.4.3.2. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire a ELU :

X(m)	P(KN)	M (KN.m)	M	σ_i	P	Vr	τ_{p1}	τ	σ_y	τ_u	τ_p
53,75	89694,79	-548700,57	823794,49	21489,69	89694,79	29475,25	5,39	4,64	4,992	2,51	5,83
48,75	76223,49	-443765,45	677542,89	16470,15	76223,49	33523,82	4,84	5,69	8,846	3,08	5,83
43,75	65671,79	-320560,13	496741,12	16929,85	65671,79	27945,98	5,16	5,11	6,465	2,77	5,83
38,75	57567,64	-214503,19	359041,14	17359,20	57567,64	23310,27	5,16	4,59	5,206	2,49	5,83
33,75	48568,53	-123863,95	223587,28	12357,56	48568,53	18526,38	5,00	3,91	3,969	2,12	5,83
28,75	38249,97	-47318,64	117029,21	10496,08	41950,55	15024,96	4,87	3,38	3,088	1,83	5,83
23,75	29131,63	15754,24	31642,92	5833,86	45489,15	11627,38	5,46	2,77	1,746	1,50	5,83
18,75	20499,02	66403,57	-36254,64	1903,16	47574,96	9125,51	5,94	2,29	1,052	1,24	5,83
13,75	12893,66	105820,02	-88365,23	128,56	48143,34	6831,15	6,23	1,78	0,594	0,96	5,83
8,75	6680,036	134426,97	-125881,53	-8061,04	47072,906	4563,95	6,30	1,18	0,256	0,64	5,83
3,75	2265,724	152661,01	-149405,73	-4339,11	44723,384	2586,34	6,15	0,69	0,093	0,38	5,83
0	0	160188,52	-160188,52	-5302,49	42542,69	549,33	5,94	0,15	0,004	0,08	5,83

Tableau.10.2. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

10.5. Conclusion :

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

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

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE : XI

**EQUIPEMENTS DE
PONT**

11.1. Appareil d'appui :

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

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

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

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

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

11.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations aux matériaux bruts malaxés avec différentes charges, inertes ou renforçant. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

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

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

11.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges :

- Combinaisons de charges :

La réaction est calculée à l'ELS en utilisant les combinaisons suivantes :

1. G+ 1.2 (A(L) +ST).
2. G+ 1.2 (B_c+ST).
3. G+ 1.2 M_{C120}.
4. G+ D₂₄₀.

Le tableau suivant récapitule les valeurs des réactions d'appuis sous différentes combinaisons :

Réaction	C1	P1	P2	C3
Combinaison				
G+ 1.2 (A(L) +ST)	466.039	4221.352	4221.234	466.039
G+ 1.2 (B_c+ST)	340.097	3600.551	3627.080	335.495
G+ 1.2 M_{C120}	313.084	3654.243	4122.988	381.319
G+ D₂₄₀	363.062	3493.286	3493.239	363.081

Tableau. 11.1. Réaction d'appuis sous différentes combinaison.

D'après le tableau ci-dessous, on constate que la réaction maximale est obtenue sous la combinaison G+ 1.2 (A(L) +ST), avec une valeur de 4221.352. C'est la valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appui.

Si on prend 2 appareils d'appui on aura :

$$R = \frac{4221.352}{2} = 2110.676 \text{ t}$$

On considère que : a = b, T est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes.

$$T = n \times t$$

Où : n: est le nombre de feuillets élémentaires.
t : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

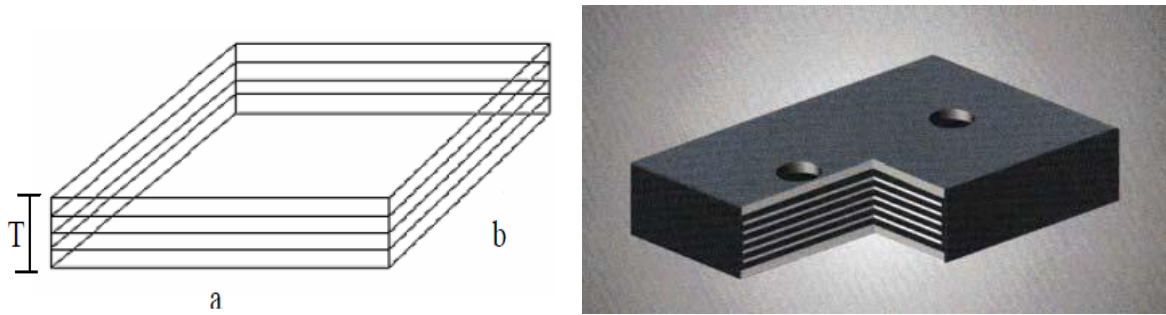


Fig.11.1. Appareil d'appuis en élastomère fretté.

11.1.2.1. Sous réaction verticale R :

$$\sigma'_m = \frac{R}{ab}$$

La contrainte de cisaillement correspondante au milieu du côté b vaut :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2b^2}$$

On prend : a= 1200 mm, et b= 1200 mm, et t = 10 mm.

Alors : $\tau_R = \frac{3 \times 10 \times (1200 + 1200) \times 2110.676}{1200^2 \times 1200^2} = 0.733 \text{ MPa}$

et $\sigma'_m = \frac{2110.676}{1200 \times 1200} = 14.657 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$

11.1.2.2. Sous force horizontale H :

Sous l'effet des forces horizontales apparaît une distorsion u

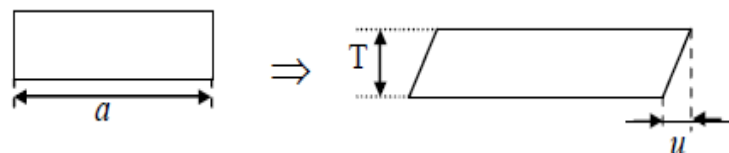


Fig.11.2. Dimensions.

La contrainte de cisaillement correspondante vaut :

- **Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage) :**

$$\tau_{H_1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Tel que :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut 0,8 MPa.

$u_1 = 36\text{mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques).

Si on prend 12 élastomères, donc $T=12 \times 10 = 120\text{ mm}$.

$$\tau_{H_1} = \frac{0.8 \times 36}{120} = 0.24\text{ MPa}$$

- **Sous effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) engendre la distorsion u_2 :**

Selon le fascicule 61 titre II

- **Freinage de A(L) :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante :

$$H=A(L) \frac{1}{20+0.0035S} = (6.975 \times 65) \frac{1}{20+(0.0035 \times 8 \times 65)} = 20.78\text{ t}$$

- **Freinage de B_c :**

D'après le fascicule 61 titre II, parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé de freiner :

Donc : $H_2=30\text{ t}$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{300000}{1200 \times 1200} = 0.208\text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2} = 0.24 + \left(\frac{0.208}{2} \right) = 0.344\text{ MPa.}$$

- **Sous rotation α_T :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : la rotation permise par le joint de chaussée, égale à 0,02 rad.

α : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{1200}{120} \right)^2 (0.003 + 0.02) = 0.92\text{ MPa.}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = T_R + T_H + T_{\alpha T} \leq 5G \\ T_{H1} \leq 0.5G \\ T_H \leq 0.8G \end{array} \right.$$

1^{ère} condition : $0.733 + 0.344 + 0.92 = 1.997 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$.
Condition vérifiée

2^{ème} condition : $0.24 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$. Condition vérifiée.

3^{ème} condition : $0.344 \leq 0,8 \times 0,8 = 0.64 \text{ MPa}$. Condition vérifiée.

11.1.3. Vérification de l'appareil d'appui :

11.1.3.1. Vérification de condition de non-flambement :

On doit vérifier la condition : $\sigma'_m \leq k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$

L'ignorance des valeurs du coefficient k nous conduit à vérifier la condition suivante afin de satisfaire la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 120 \leq 120 \leq 240$$

11.1.3.2. Vérification de condition de non-soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante : $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a+b)} = \frac{1200 \times 1200}{2 \times 10 \times (1200 + 1200)} = 30$$

Donc : $\frac{3}{30} \times \frac{120^2}{1200^2} \times \frac{14.6}{0.8} = 0.023 \geq 0.023$

Donc la condition de non-soulèvement est vérifiée.

11.1.4. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e}$; Tel que : $t_s \geq 2 \text{ mm}$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

$t_s = \frac{1200}{30} \times \frac{14.657}{245} = 2.393 \text{ mm}$.

Donc on prend $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc la hauteur totale de l'appareil d'appui est égale à :
 $(12 \times 10) + (12 \times 3) = 156 \text{ mm}$.

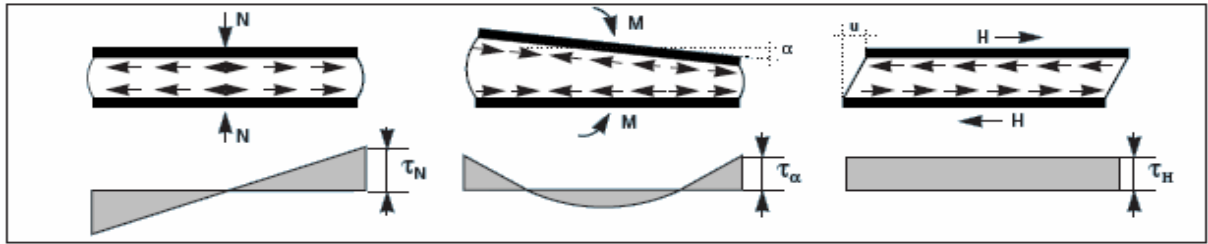


Fig.11.3. Déformation d'appareil d'appuis.

11.2. Les dés d'appuis :

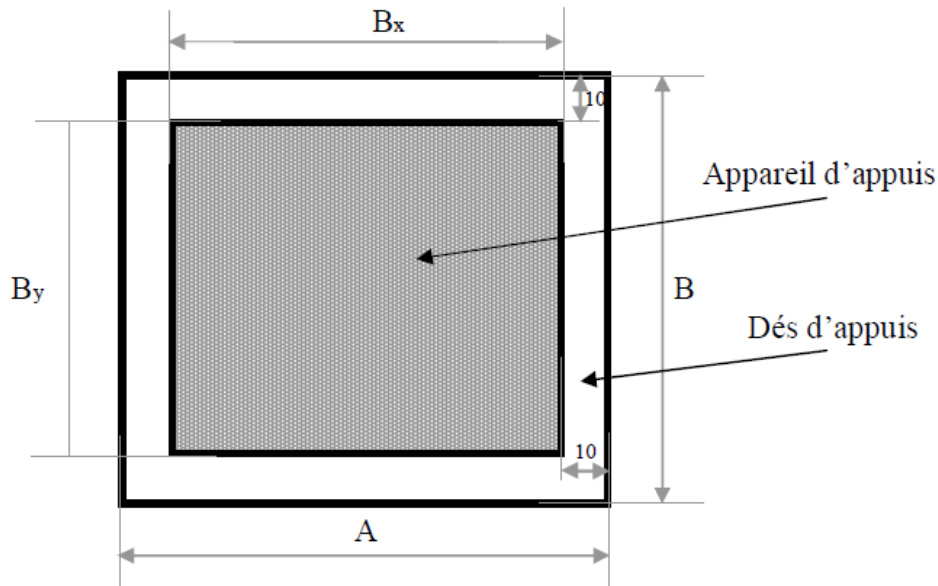


Fig.11.4. Dimensions de dés d'appuis.

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

11.2.1. Les dimensions de dés d'appuis :

$$A = B_x + 200 = 1200 + 200 = 1400 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 = 1200 + 200 = 1400 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A \times B = 1.4 \times 1.4 = 1.96 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2(1.4 + 1.4) = 5.6 \text{ m}$$

$$h = \frac{2B_0}{P_0} = 0.7 \text{ m.}$$

11.2.2. Ferrailage des dés d'appuis :

- **Armature de chaînage :**

$R_{\max} = 2110.676 \text{ t}$, Les armatures doivent vérifier à 25 % de R_{\max} .

$$R = 0,25 \times 2110.676 = 527.669 \text{ t}$$

$$A_u = \frac{R_{\max}}{\sigma_e} = \frac{527.669 \times 100}{348} = 151.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 31HA25.

11.3 Joint de chaussée :

11.3.1. Définition :

Le rôle primordial des joints de chaussée est d'assurer une continuité mécanique au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, afin d'assurer la continuité de la circulation sur le tablier du pont. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, efforts sismiques, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

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

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

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



Fig.11.5. Joint de chaussée.

11.3.2. Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est la variation maximale d'ouverture que peut atteindre ce dernier noté Δl . Il est la somme algébrique de plusieurs facteurs : le souffle sismique, le souffle thermique, le retrait et le fluage.

On dimensionne les joints de chaussées selon le RPOA avec la combinaison suivant :

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint,

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage),

W_T : souffle thermique,

W_S : souffle sismique.

11.3.3. Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

On a : $F = K \times x \Rightarrow x = \frac{F}{K}$

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement.

- **Calcul des rigidités :**

- **Pour l'appui N°1 :**

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = G \frac{A}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal, $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$.

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur de l'appareil.

Alors : $K = 80 \frac{1.2 \times 1.2}{156 \times 10^{-3}} = 738.461 \text{ t/m}$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K = \frac{1}{\frac{1}{\sum K_i}} = \frac{1}{\frac{1}{K_1 + K_2}} = \frac{1}{\frac{1}{2K}} = 2K = 1476.922 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

- **Pour l'appui N°2 :**

L'appui N°2 est l'ensemble constitué de la pile N°1 et les deux appareils d'appuis.

Pour le calcul de la rigidité de l'appui N°2, on calculera la rigidité de chaque élément (pile, les deux appareils d'appuis).

- Rigidité de la pile :

La rigidité de la pile est donnée par la formule suivante :

$$K = \frac{3EI}{h^3}$$

E : le module d'élasticité de béton,
I : le moment d'inertie de la pile,
h: la hauteur de la pile.

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{3 \times 33000 \times 279.007}{8.10^3} = 51975.09 \text{ t/m}$$

- Rigidité de l'appareil d'appui :

Le calcul est abordé précédemment (la culée).

La rigidité totale de l'appui N°1 est calculée suivant la formule :

$$K = \frac{1}{\frac{1}{\sum K_i}} = \frac{1}{\frac{1}{K_1 + K_2 + K_3}} = \frac{1}{\frac{1}{51975.09 + 738.461 + 738.461}} = 53542.01 \text{ t/m}$$

Les tableaux suivants récapitulent tous les calculs des rigidités des différents appuis :

✓ **Les piles :**

	F _{c28}	E	I _y	h	K (t/m)
Pile 1	27	33000	279.007	8.10	51975.09
Pile 2	27	33000	249.14	7.8	51975.04

Tableau.11.2.Rigidités des piles.

✓ **Appareil d'appuis :**

G	A	T	K
80	1.44	0,156	738,461

Tableau.11.3. Rigidités des appareils d'appuis.

- **Rigidité des appuis :**

Appui 1	1476,922
Appui 2	51975.09
Appui 3	51975.04
Appui 4	1476,922

Tableau.11.4.Rigidités des appuis.

- **Rigidité totale :**

La rigidité totale est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \sum K_i = 106902.572 \text{ t/m}$$

• **Calcul de la force sismique F :**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{aeh} \times M$$

S_{aeh} : le spectre de réponse horizontal,

M : la masse totale du tablier.

On doit passer par le calcul de la période T : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

On tire du RPOA le T_1 et T_2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site.

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Groupe de pont	L'importance de pont
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	pont important
Groupe 3	pont d'importance moyenne

Tableau.11.5.classification des ponts

A : coefficient d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe 2	0.12	0.2	0.25	0.30
Groupe 3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau.11.6. Coefficient d'accélération de chaque zone sismique

Zone III donc :

$$A=0.3$$

Site S3 S=1.2

$$T_1=0.02 \quad T_2=0.5$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.57$$

$$S_{ah}=7.88 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Donc : } F=7.88 \times 886.093=6982.41 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } x = \frac{6982.41}{106902.572} = 0.065 \text{ m} = 6.5 \text{ cm}$$

11.3.4. Le souffle thermique :

L'action de la température est considérée comme étant une action de courte durée. Dans le cas de notre ouvrage un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4}$$

l : la longueur du tablier.

Application au projet :

$$l = 240 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3.6 \text{ cm.}$$

11.3.5. Retrait :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3.5 \times 10^{-5} \text{ pour le cas de la zone de notre projet (Blida).}$$

$$\text{Alors : } \Delta l = 0.42 \text{ cm.}$$

11.3.4.6. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l} = k_{ft} \times 10^{-4}$$

K_{ft} : coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\text{Donc : } \frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 3.6 \text{ cm.}$$

Donc : le souffle total sous les phénomènes précédents égal à :

$$W = (0.42 + 3.6) + (0.4 \times 3.6) + \left(\frac{6.5}{3}\right) = 7.627 \text{ cm}$$

On doit vérifier la condition suivante afin d'éviter le risque de cisaillement de

$$\text{l'appareil : } W \leq h_{\text{appareil d'appui}} \Rightarrow 7.627 < 15.6 \text{ (vérifiée)}$$

11.3.4.7. Choix de type de joint :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC distribué en cours, on constate que pour un souffle de 7.527cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

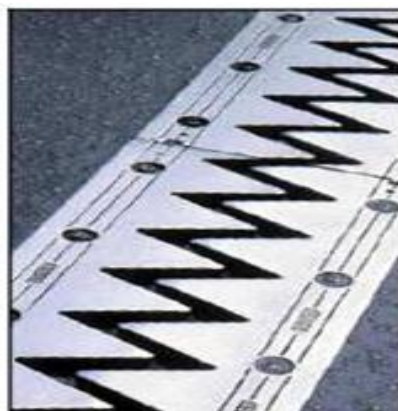


Fig. 11.6. Joint du type Wd (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau.11.7. Différents modèles des joints Wd

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Tableau.11.8. Caractéristiques physiques des joints Wd.

Dimensions en mm.*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation,
 ** Nb= Nombre de fixations par élément.

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

11.4. L'évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des **gargouilles**.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2.5 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

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

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

CHAPITRE : XII

**ETUDE D'UNE
PILE**

12.1. INTRODUCTION :

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 :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- 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 ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

12.2. STRUCTURES DES APPUIS :

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) et elles sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

12.2.1. La superstructure (où fût) :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevron, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- Des appareils d'appuis définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- Des éventuels appareils d'appui provisoires
- De niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

12.2.2. La fondation :

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison. Pour notre cas on va choisir une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert des descentes de charges aux sols.

12.3. LA PILE:

La méthode de construction par encorbellement ayant comme point de départ les piles, cette dernière exige certaines conditions permettant d'assurer pendant son exécution la stabilité de chargement menacée par les efforts de renversement (dues à une différence de chargement entre les deux parties séparées par la pile), et les efforts horizontaux (généralement d'origine sismique).

12.3.1. La géométrie de la pile :

Les formes des piles font l'objet d'études très importantes pour assurer :

Leur conception dans le site et affirmer leur élancement. Leur stabilité en construction et en service, et notamment leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement des voussoirs ainsi que ceux dus au vent turbulent.

Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécanique du site d'implantation de l'ouvrage et des différentes types .pour notre ouvrage, on a opté pour le modèle de base poteau de section carre évidé, car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et ferrailage), non seulement sa pour offrir une meilleure sécurité. Les piles sont des piles caissons, à épaisseur 0,7 m constante sur toute la hauteur dans le sens transversal et 0.55 dans le sens longitudinal.

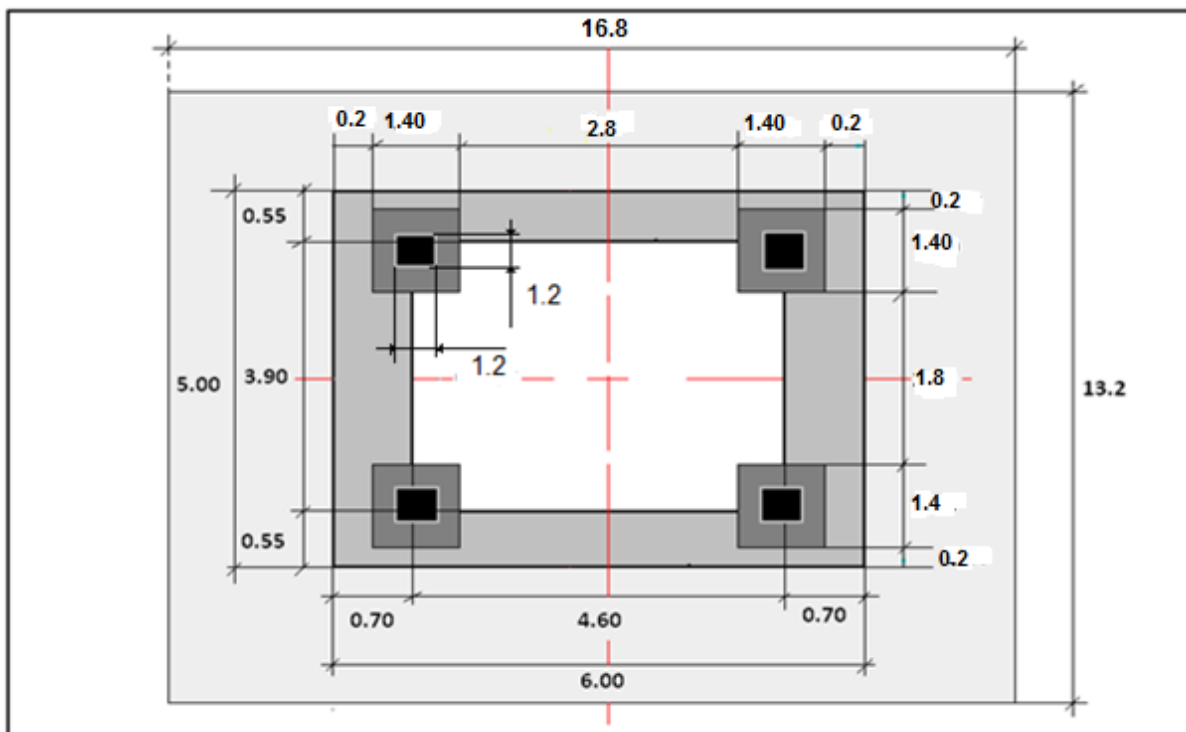


Fig. 12.1. Vue en plan de la pile.

12.3.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : Poids propre de la pile.

V : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

S : La réaction due aux surcharges routières sur le pont (la réaction d'appuis verticale due au chargement $(A(L) + S_T)$).

S_T : surcharge de trottoir.

W : La charge du vent.

F_F : la force de freinage.

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

- Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur la pile sont les suivantes :

E.L.S: $G + V + S + W + F_F$

E.L.U: $1,35(G + V + S) + 1,5(W + F_F)$

E.L.A: $G + V + E_X$

$G + V + E_Y$

N.B : Voyant le mode d'appuis du tablier sur les piles de notre ouvrage, il apparait clairement que le moment sismique le plus prépondérant c'est le moment dans le sens longitudinal du pont (M_x), donc de raison de facilité du travail, on calcule seulement le moment dans le sens x

Le tableau suivant récapitule tout les sollicitations appliquées sur la pile la plus élancée :

designation	p	cas	ξ_h	ξ_v	$p.\xi_h$	$(1+\xi_v)p$	d	M v
PPT	3493,29	C.N	0	0	0,00	3493,29	7,83	0
PPT	3493,29	H+V+	0,3	0,09	1047,99	3807,69	7,83	8205,73821
PPT	3493,29	H	0,3	0	1047,99	3493,29	7,83	8205,73821
PPT	3493,29	H+V-	0,3	-0,09	1047,99	3178,89	7,83	8205,73821
PPP	175,5	C.N	0	0	0,00	175,50	3,915	0
PPP	175,5	H+V+	0,3	0,09	52,65	191,30	3,915	206,12475
PPP	175,5	H	0,3	0	52,65	175,50	3,915	206,12475
PPP	175,5	H+V-	0,3	-0,09	52,65	159,71	3,915	206,12475
S AL	586,214	C.N	0	0	0,00	586,21		0
F AL	22,37	C.N	0	0	0,00	22,37	14,33	320,5621
le vent	0,2	C.N	0	0	0,00	0,00		7,13

Tableau. 12.1. Les efforts agissant sur la pile.

Total	cas	V	Mv
Total	C.N	4277,37	327,6921
Total	H+V+	3998,98	8411,86
Total	H	3668,79	8411,86
Total	H+V-	3338,60	8411,86

Tableau. 12.2. Sollicitations totales agissantes sur la pile.

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges précédentes :

cas	N	M
ELS	4277,37	327,6921
ELU	5778,11	524,30736
ELA	3668,79	8411,86

Tableau. 12.3. Sollicitations appliquées la pile après combinaisons des charges.

12.3.3. Dimensionnement des armatures de la pile :

La pile est soumise à la flexion déviée (un effort normal(N) et deux moments de flexion autour des axes (XOX) et (YOY) « M_x et M_y »).

12.3.3.1. Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

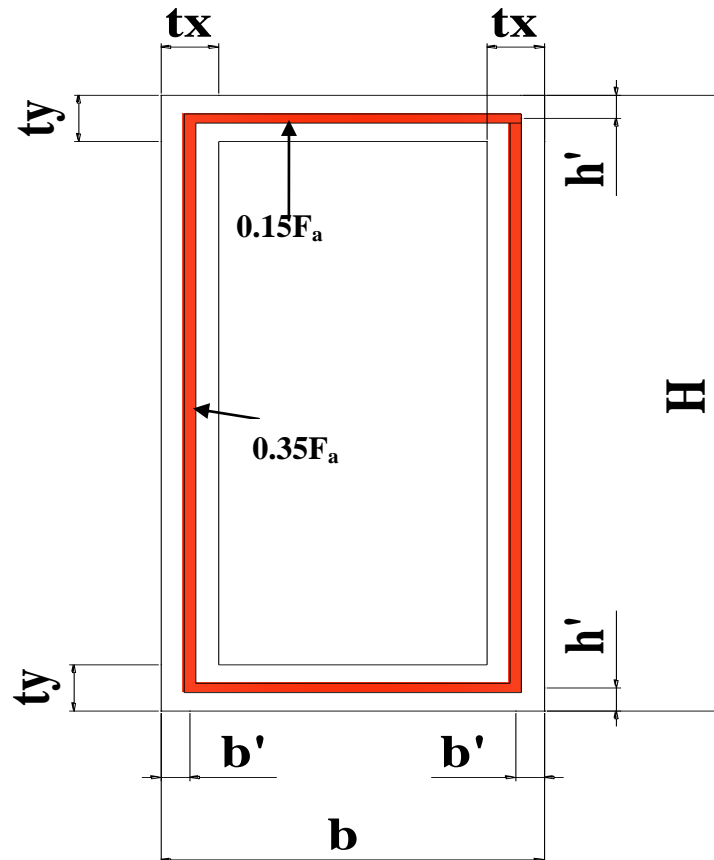


Fig. 12.2. Répartition des armatures

$$b = 6\text{m}$$

$$H = 5\text{m}$$

12.3.4. Le ferrailage de la pile :

12.3.4.1. Armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on a utilisé l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTER.

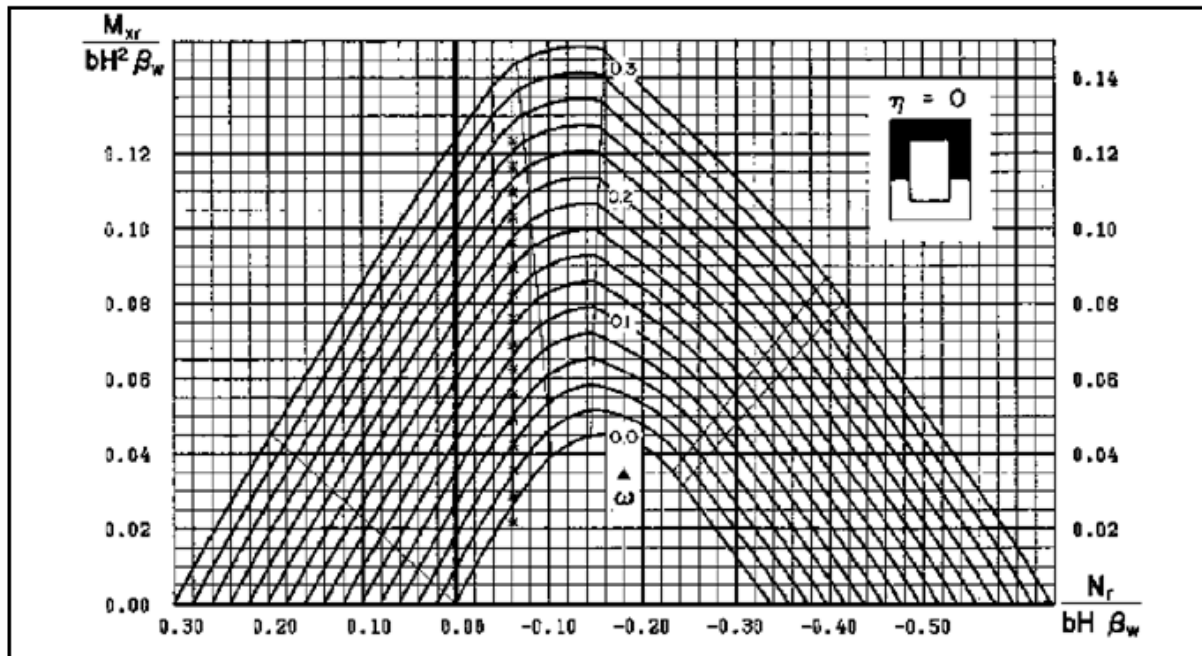


Fig.12.3. Abaque de Walther

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_r = 84.12 \text{ MN.m} \\ N_r = 42.77 \text{ MN} \end{cases}$$

$$t_y / h = 0.55 / 5 = 0.11$$

$$t_x / b = 0.7 / 6 = 0.12$$

Soit :

$$n = N / b \cdot H \cdot B_w = 42.77 / (6 \times 5 \times 27) = 0.052$$

$$m_x = M_x / b \cdot H^2 \cdot B_w = 84.12 / (6 \times 5^2 \times 27) = 0.021$$

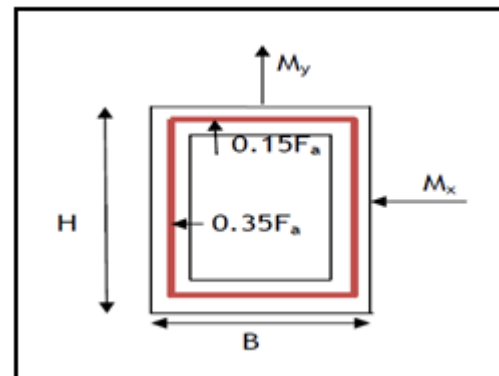


Fig. 12.4. Pourcentage des armatures

Avec :

n : effort intérieur relatif sans dimension.

b : longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 6m

H : longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 5 m

$\sigma_w = \sigma_{W28} = 27 \text{ Mpa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

$$\eta = m_y / m_x = 0$$

ω : degré mécanique d'armature totale = $F_a \cdot \sigma_f / b H \sigma_w$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.08$

Donc : $F_a = 1620 \text{ cm}^2$; $\sigma_f = 400 \text{ Mpa}$

$0,15 Fa = 243\text{cm}^2$ soit : 31 HA 32 (249.32cm^2)

Longueur disponible : $s = b - t_x = 6 - 0.7 = 5.3\text{m}$

2 couches d'armature: $2s = 10.6\text{ m}$

$0,35 Fa = 567\text{cm}^2$ soit : 71 HA 32 (571.02cm^2)

Longueur disponible : $s = H - t_y = 5 - 0.55 = 4.45\text{m}$

2 couches d'armature: $2s = 8.9\text{ m}$

♦ **Condition de non fragilité** : selon le règlement BAEL91,

$$\text{on a : } A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$f_{tj} = 2.22\text{ MPa}$; $f_e = 400\text{ MPa}$; $b = 6\text{ m}$; $d = 0.9h = 0.9 \times 5 = 4.5\text{ m}$

$$\text{Donc : } A_{s,\min} \geq 0.23 \times 6 \times 4.5 \times \frac{2.22}{400}$$

Alors : $A_{s,\min} \geq 344.66\text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

Donc on prend : $A_{S1} = 71\text{HA}32.$

$$A_{S2} = 71\text{HA}25.$$

12.3.4.2. Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA par :

- **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes : $S_t = \text{Min}[24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25d]$

Avec : d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $S_t = \text{Min}[(24 \times 1.6); (8 \times 2.5); (0.25 \times 0.9 \times 500)] = \text{Min}[38.4; 20; 112.5] = 20\text{cm}.$

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant :**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm.

AL : est la section totale des armatures longitudinales.

f_{el}, f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1839.08 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 229.885 \text{ cm}^2$$

Soit : 91HA18 ($A_t=231.57 \text{ cm}^2$).

12.3.5. Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : la longueur de flambement,
 i : le rayon de giration.

Donc :

$$\lambda = \frac{2 \times 7.83}{1.73} = 9.21 < 50 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

12.4. Etude et ferrailage de la semelle :

12.4.1 Caractéristiques de la semelle :

Longueur L = 16.8 m.
 Largeur B = 13.2 m.
 Epaisseur E = 1,5 m.

12.4.2 Sollicitations dans le pieu :

Ce tableau récapitulatif donne les moments et efforts globaux agissant sur la semelle de la pile.

Désignation	Cas	N	M_{vertical}
Total	C.N	4231.744	235.6
	CS	3076.838	4951.3

Tableau. 12.4. Efforts globaux sur la semelle.

- **Conditions normales :**

$$N_{\text{max}} = 4231.744 \text{ t.}$$

$$M_{\text{max}} = 235.6 \text{ t.m.}$$

- **Conditions sismiques :**

$$N_{\max} = 3076.838 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 4951.3 \text{ t.m.}$$

NB : les calculs sont bien détaillés en annexes.

12.4.3. Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{4231.744}{320} = 13.224$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 14. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 20.

12.4.4. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

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

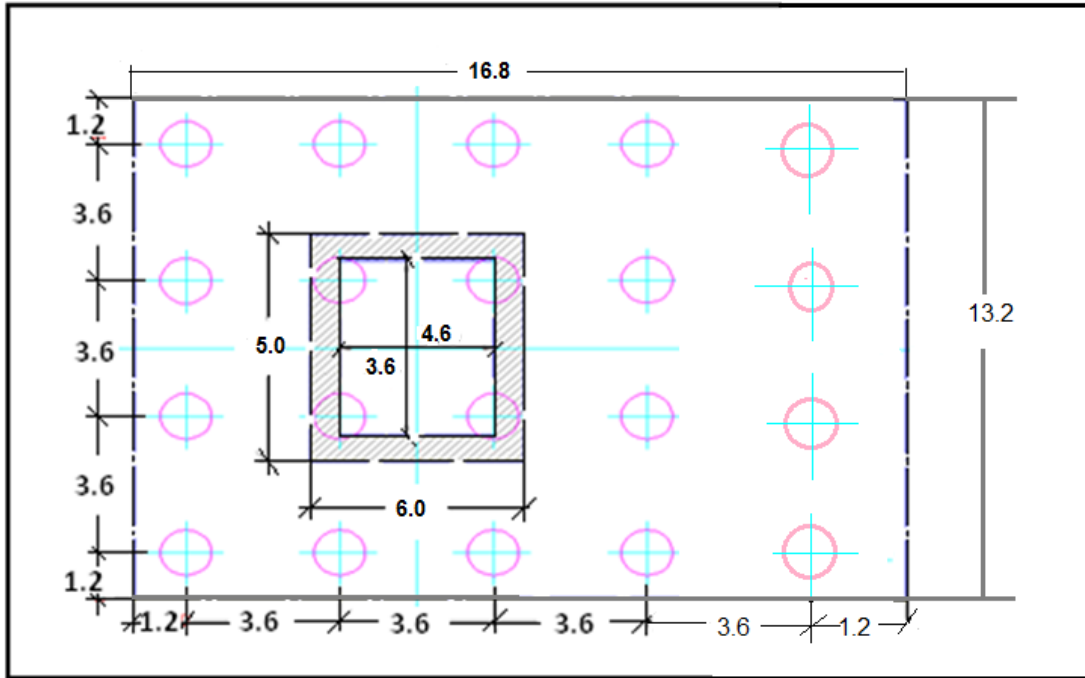


Fig.12.5. Vue en plan de la semelle

- Condition normale :

$$N_1 = \frac{4231.744}{20} + \frac{235.6 \times 1.8}{20 \times (1.8^2)} = 218.13 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{4231.744}{20} - \frac{235.6 \times 1.8}{20 \times (1.8^2)} = 205.043 \text{ t}$$

- Condition sismique :

$$N_1 = \frac{3067.8381}{20} + \frac{4951.3 \times 1.8}{20 \times (1.8^2)} = 290.93 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{3067.8381}{20} - \frac{4951.3 \times 1.8}{20 \times (1.8^2)} = 15.86 \text{ t}$$

On constate que : $R_{\max} = 290.93 < 320 \text{ t}$ (condition de poinçonnement vérifiée).

$R_{\min} = 15.86 > 0$ (condition de non soulèvement vérifiée).

12.4.5. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :

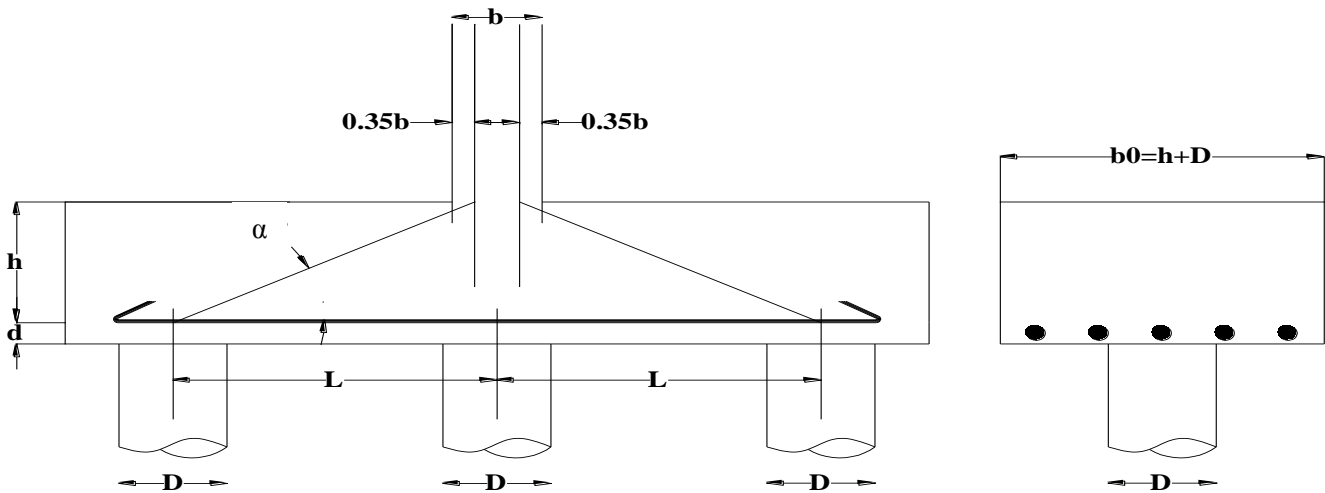


Fig. 12.6. La semelle.

12.4.5.1. Armatures transversales inférieures :

On a le moment est donné par la formule suivante :

$$M = \left(\frac{L}{2} - 0.35b \right) R_{\max} = \left(\frac{7.2}{2} - (0.35 \times 6) \right) R_{\max} = 1.5 R_{\max}$$

- Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{1.5}{h} = \frac{218.13}{26700} \times \frac{1.5}{(1.5 - 0.05)} = 0.008451 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 84.51 \text{ cm}^2.$$

- Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{290.93}{40000} \times \frac{1.5}{(1.5 - 0.05)} = 0.008327 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 75.24 \text{ cm}^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_s = 84.51 \text{ cm}^2$, on prend **11HA32** ($A_s = 88.47 \text{ cm}^2$).

- L'espacement :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : **n** : Nombre de barre = 20 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{20 - 1} = 0.139\text{m.}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm.}$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$$

12.4.5.2. Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 2.7 m, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{88.47}{3} = 29.49 \text{ cm}^2$$

Soit: **7HA25/ml** ($A_1=34.36 \text{ cm}^2$), $S_t = 10\text{cm.}$

12.4.5.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{88.47}{3} = 29.49 \text{ cm}^2$$

Soit: **7HA25/ml** ($A_1=34.36 \text{ cm}^2$), $S_t = 10\text{cm.}$

12.4.5.4. Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{88.47}{10} = 8.847 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16/ml** ($A_{ts}= 10.05 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Armatures longitudinales supérieures:**

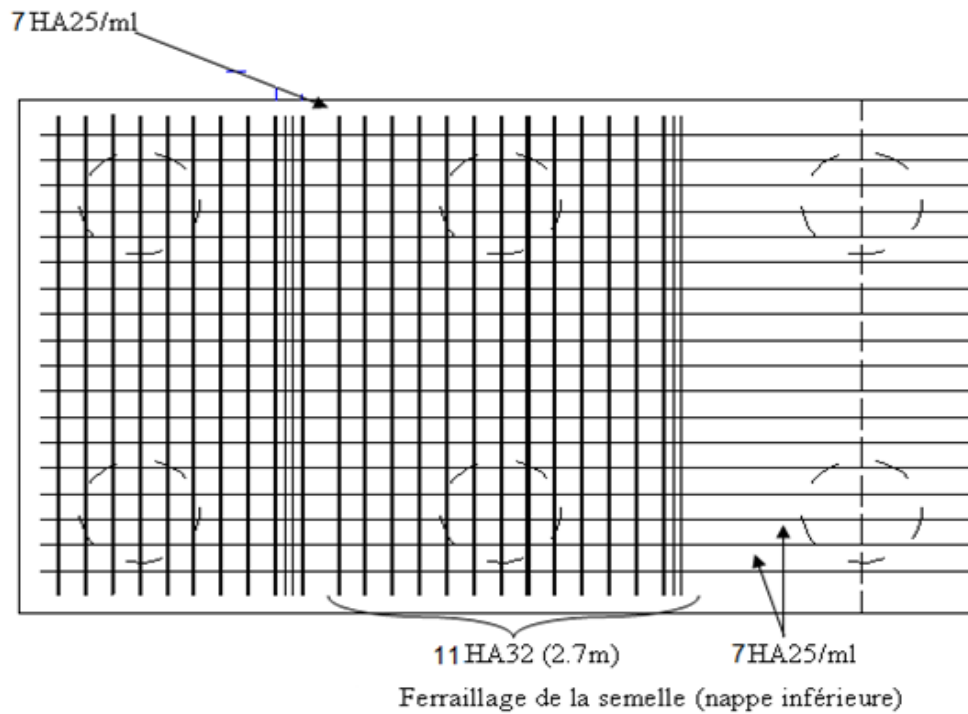
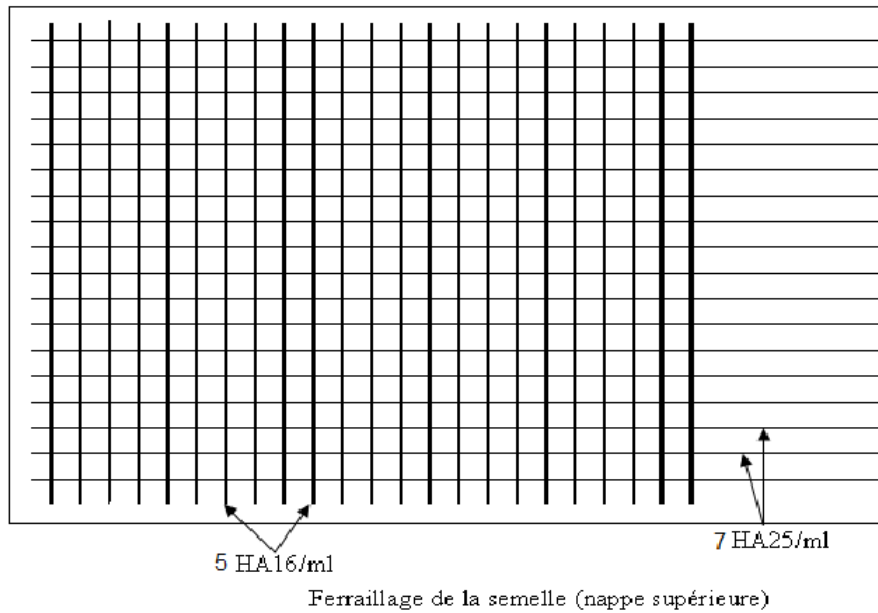
$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{88.47}{3} = 29.29 \text{ cm}^2$$

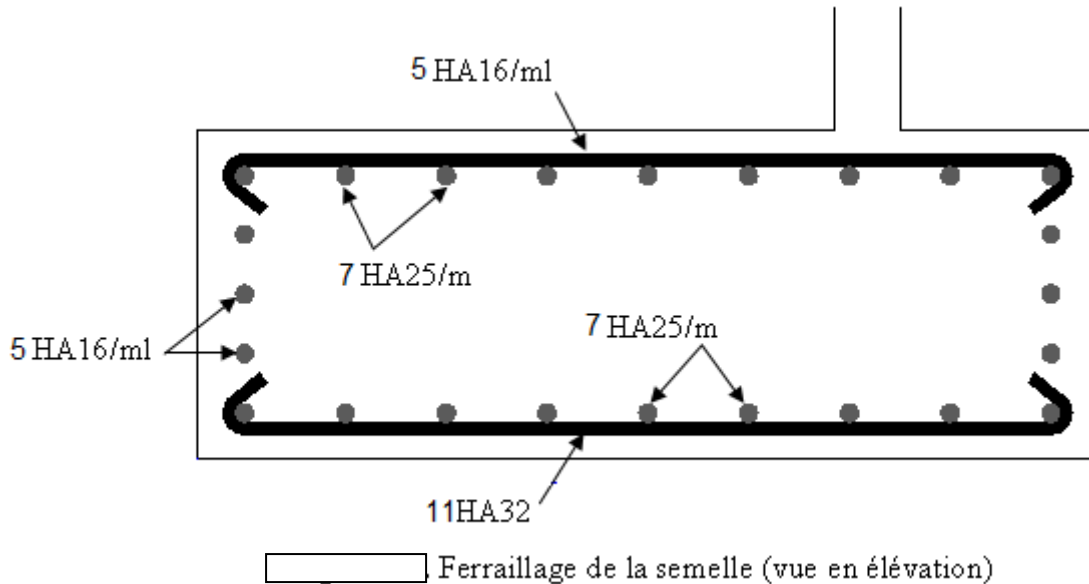
Soit: **7HA25/ml** ($A_1=34.36 \text{ cm}^2$), $S_t = 10\text{cm.}$

- **Armatures latérales :**

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{88.47}{10} = 8.847 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16/ml** ($A_{ts}= 10.05 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm.}$





12.5. Etude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

12.5.1. Actions sur les pieux :

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

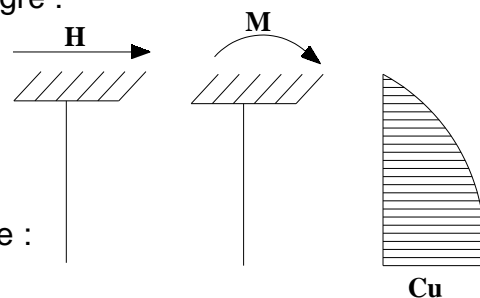
$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : diamètre des pieux,
 C_u : module de réaction du sol,
 y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

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

α : longueur élastique du pieu.



Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

12.5.1.1. Calcul de λ :

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_u = 10/\text{m}^3.$

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.173 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.173 \times 35 = 6 \text{ m.}$

12.5.1.2 Effort tranchant en tête du pieu :

- **Condition normale :**

Freinage = 22,37 t.

Le vent = 7.13 t.

$H = 22.37 + 7.13 = 29.50 \text{ t.}$

$$\bar{P} = \frac{H}{20} = \frac{29.5}{20} = 1.475 \text{ t/pieu.}$$

- **Condition sismique :**

Séisme = 750.12 t.

$H = 750.12 \text{ t.}$

$$\bar{P} = \frac{H}{20} = \frac{750.12}{20} = 37.506 \text{ t/pieu.}$$

12.5.2. Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}\right)$$

12.5.2.1. Détermination des coefficients $X_{\theta P}$, $X_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule

déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P}\right)$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

H : Effort tranchant en tête de pieu.

$$M(Z) = EI\theta = (X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 6 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.45, X_{\theta M} = 1.65$$

- **Condition normale :**

$$\bar{P} = 1.475 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -7.493 \text{ t.}$$

- **Condition sismique :**

$$\bar{P} = 37.506 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -190.519 \text{ t}$$

Valeurs des coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L
$X_{\theta M}$	0.94	0.65	0.32	0.09	-0.02	-0.05	-0.04	-0.03
$X_{\theta P}$	0.58	0.85	0.53	0.25	0.08	-0.03	-0.05	-0.03

Tableau. 12.5. Valeurs des coefficients $X_{\theta P}$ et $X_{\theta M}$.

12.5.2.2. Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P})$$

- **Condition normale :**

$$M(Z) = (-7.493 \times X_{\theta M}) + (\frac{1.475}{0.173} \times X_{\theta P})$$

- **Condition sismique :**

$$M(Z) = (-190.519 \times X_{\theta M}) + (\frac{37.506}{0.173} \times X_{\theta P})$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Z	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L
CN	-2,098	2,376	2,121	1,457	0,832	0,119	-0,126	0,031
CS	-53,345	60,441	53,937	37,054	21,154	3,022	-3,219	-0,789

Tableau. 12.6. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = - 190.519 \text{ t.m.}$

12.5.3. Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

12.5.3.1. Données d'entrée de l'abaque :

$$N_{\min} = 15.86 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 190.519 \text{ t.m.}$$

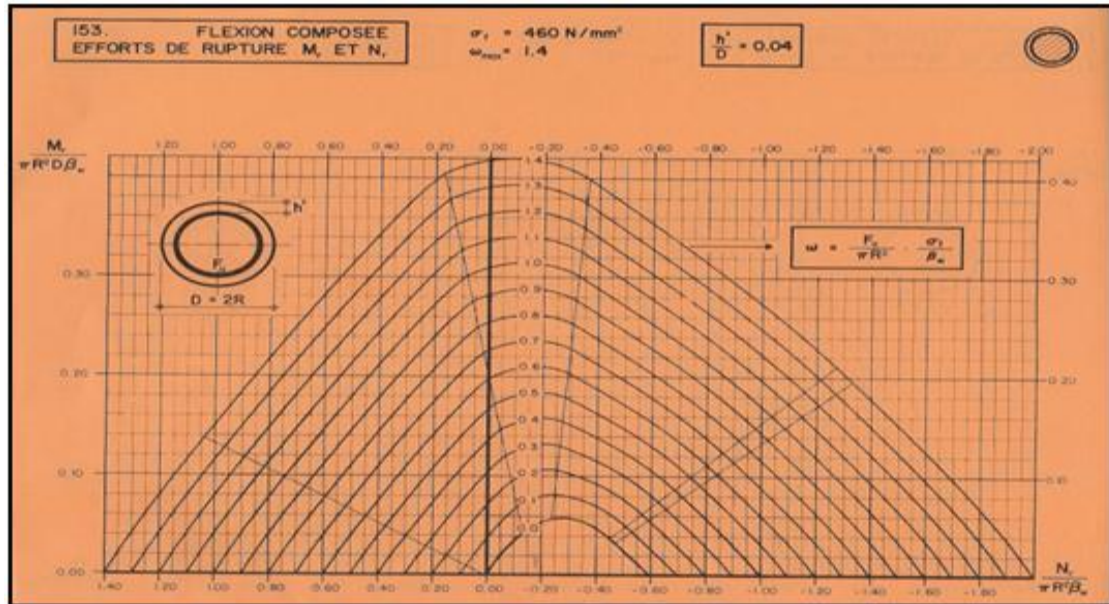


Fig.12.10. Abaque de Walther.

12.5.3.2. Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu
h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{190.519}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.052$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{15.86}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.0044$$

Où :

β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 27\text{MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

$M_r = M_{\max} = 190.519 \text{ t.m.}$

$N_r = N_{\min} = 15.86 \text{ t.}$

Alors : $\omega = 0.2$.

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque : $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400$ MPa (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.12$$

$$F_a = \frac{0.12 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.2 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 152.604 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **32HA25** ($A_s = 157.08 \text{ cm}^2$).

- **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{20} = 18.84 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

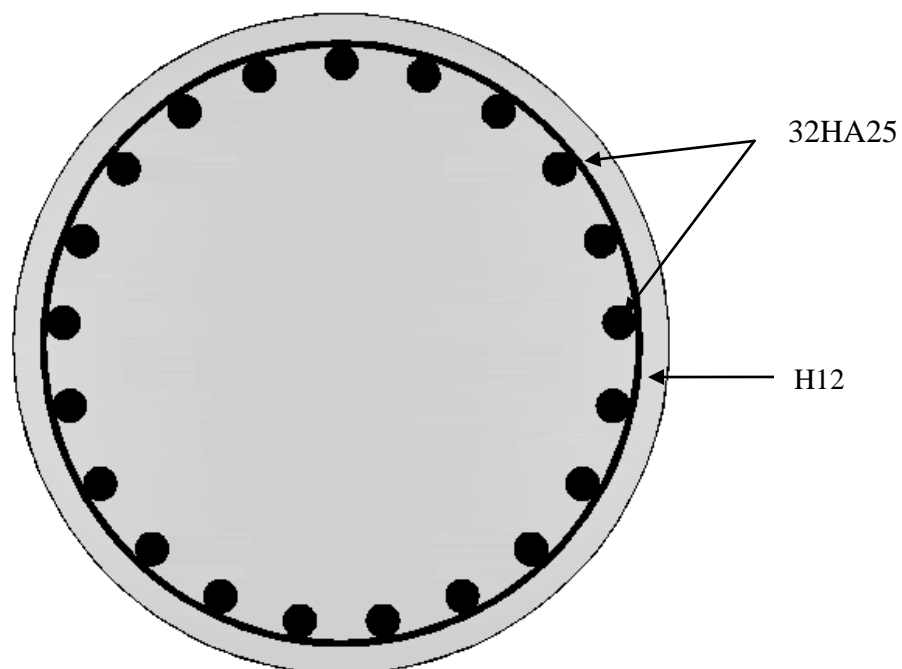


Fig.12.11. Ferrailage du pieu (2D)

CHAPITRE : XIII

**ETUDE D'UNE
CULEE**

13.1. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée de la terre et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

13.2. CHOIX DU TYPE DE CULEE :

Parmi les culées les plus utilisées on peut citer : les culées mur et les culées boîtes. En tant que nous ayons vu les données géotechniques, et les données naturelles du site on a opté pour des culées remblayé fondées sur pieux aux deux cotés.

On appelle couramment une culée remblayer, une culée comportant un ensemble des murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelés murs de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont les murs en retour .Plus généralement nous appellerons culée remblayer, toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retours ou en ailes(murs latéraux), pour laquelle ont été dissociées les fonctions porteuse et de soutènement.

13.3. IMPLANTATION DES CULEES :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

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

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau. 13.1 L'ensemble des cotes de l'ouvrage.

Désignation	Culée 1 (gauche)	Culée 2 (droite)
Côte projet (m)	10.4	9.2
Côte de la fondation (m)	2	2
Hauteur de la culée (m)	8.4	7.2
Hauteur de mur de front (m)	4	2.8

13.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée gauche), avec les réactions max obtenus à l'ELS (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELS).

Le schéma suivant (Fig.13.1) définit une vue globale d'une culée remblayée :

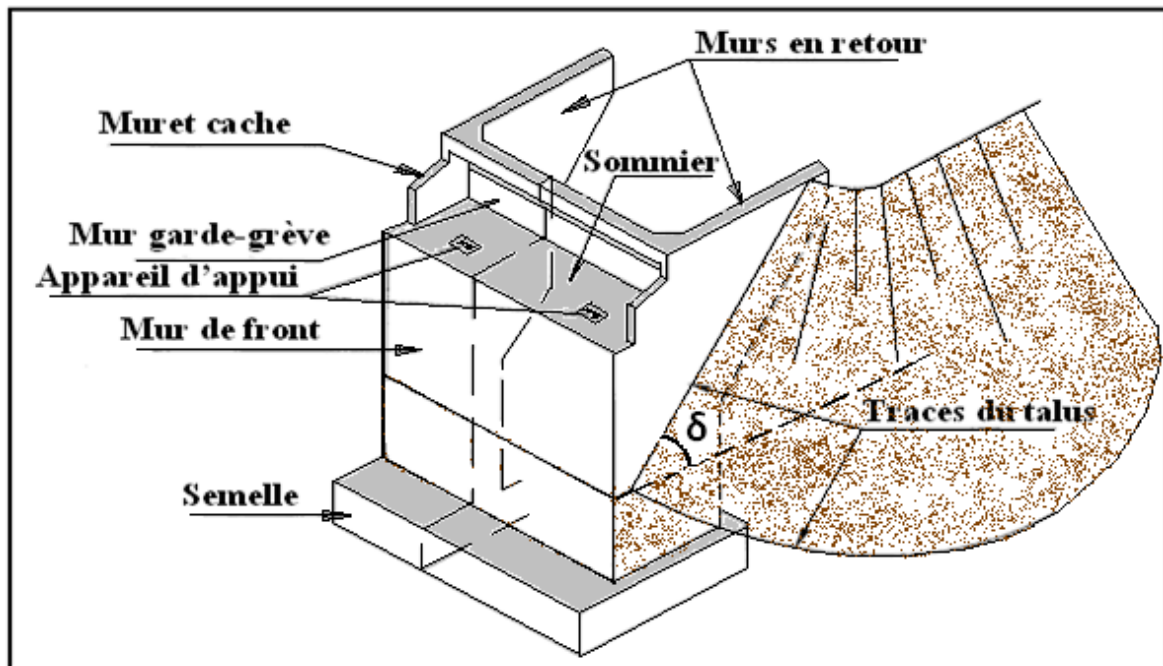


Fig.13.1. Morphologie d'une culée remblayée.

13.4.1. Mur de garde grève :

- ◆ La hauteur du mur garde grève "H_{gg}" : H_{gg} = hauteur du dernier caisson + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de dé d'appui. Donc : H_{gg} = 3,5 + 0.24 + 0,7
Donc : **H_{gg} = 4.40m.**
- ◆ L'épaisseurs du mur : E_{gg} = Max [0.3m, (H_{gg} / 8)] = Max [0.3m, 0.55m]
On prend : **E_{gg} = 0.55 m**
- ◆ La longueur "L_{gg}" = la largeur de tablier– 2 x (épaisseurs de mur en retour)
donc **L_{gg} = 10 m**

13.4.2. Le mur de front :

- ◆ La hauteur de mur frontal "H_{mf}" : **H_{mf} = 4 m.**
- ◆ L'épaisseur E_{mf} : on prend l'épaisseur **E_{mf} = 2 m**
- ◆ La longueur "L_{mf}" = la largeur de tablier, donc **L_{mf} = 11m**

13.4.3. Les murs cachent :

- ◆ Epaisseur : **E_c = 0,30 cm.**
- ◆ La hauteur : **E_c = 2 m.**
- ◆ La largeur : **l_c = 1,70.**

13.4.4. Les murs en retour :

- ◆ L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 50 cm, On prend : **E_{mr} = 0.5 m.**
- ◆ La hauteur est de **H_{mr} = 8.4 m** celle de la culée.
- ◆ Longueur supérieur du mur en retour "L_{mr_s}" : la longueur varie entre 7 et 8 m, On prend **L_{mr_s} = 7m**
- ◆ Longueur inférieur du mur en retour " L_{mr_i}" : On prend **L_{mr_i} = 2.5 m**
- ◆ Tg δ = 2/3 pour les remblais courants (δ est l'angle d'inclinaison de mur en retour celle de remblais, donc on prend **δ = 30°**

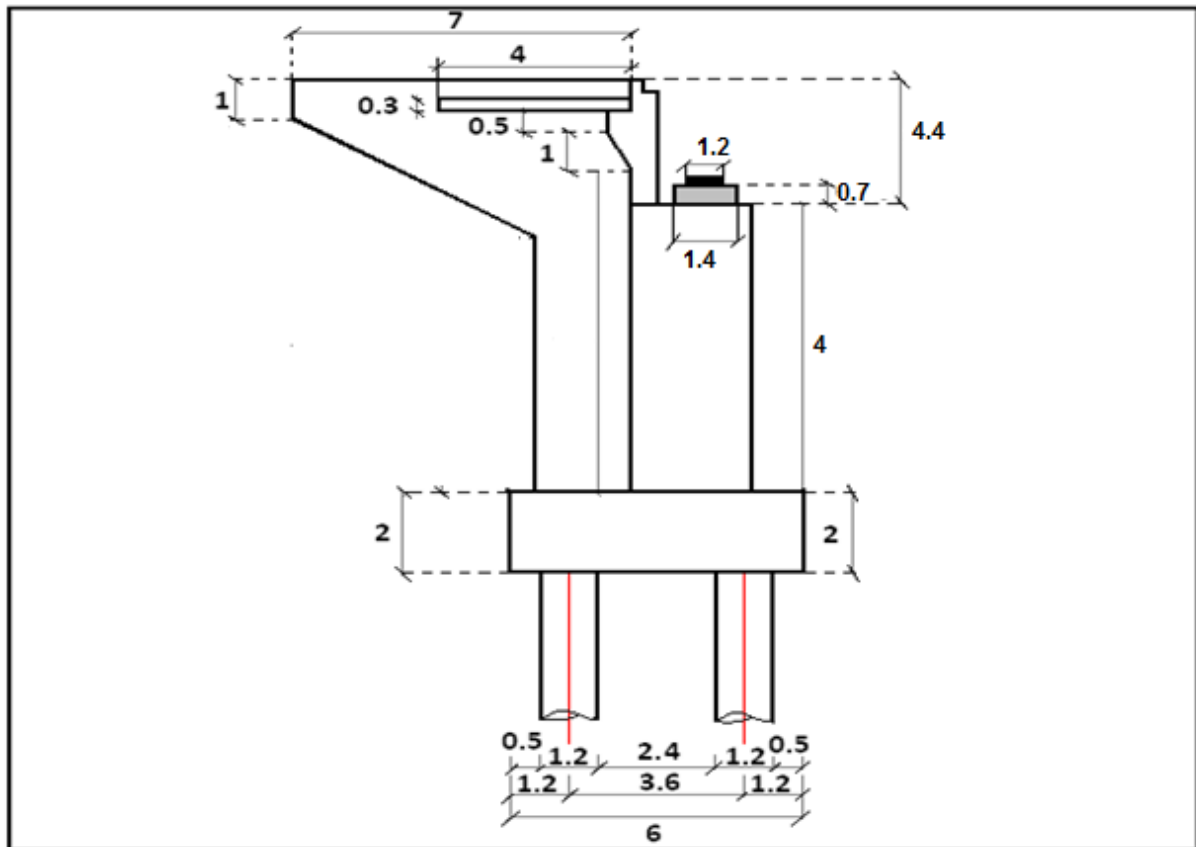


Fig.13.3. Coupe longitudinale d'une culée remblayée.

13.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

13.5.1. Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales : $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminée par la formule de "MONOBE OKABE" :

$$K_{ah} = \left(\frac{\cos 2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos 2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \right) \left(\frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)} \right)$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne, (pour le remblai $\varphi = 30^\circ$)

α : Angle de talus avec l'horizontal, $\alpha = 0$

β : Inclinaison de la culée, $\beta = 0$

δ : Angle de frottement remblai-culée (sole-béton) $\delta = 0$

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\xi_H}{1 \pm \xi_V} \right)$

K : Coefficient caractérisant le séisme : $K^2 = \xi_H^2 + (1 \pm \xi_V)^2$

$\xi_H = 0.3$: Accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\xi_V = 0.09$: Accélération du séisme dans le sens vertical.

L'effort sismique horizontal : $H_S = (\xi_H)(G)$

L'effort sismique vertical : $H_V = (1 \pm \xi_V)(G)$

◆ En condition sismique on prend :

$\xi_H = 0.3$ et $\xi_V = 0.09$

$\xi_H = 0.3$ et $\xi_V = 0.00$

$\xi_H = 0.3$ et $\xi_V = -0.09$

◆ Pour les conditions normales :

◆ $\xi_H = \xi_V = 0.0$, $K = 1$, $\theta = 0$, $K_{ah} = 0.333$

L'ensemble des paramètres K_{ah} , K et ξ_H et ξ_V pour les trois cas existants sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.13.2. Valeurs des paramètres K_{ah} , K et ξ_H et ξ_V .

Désignation	ξ_H	ξ_V	K	k_{ah}
Condition sismique "C.S"	0,3	-0,09	1	0,4915
	0,3	+0,09	1,086	0,5332
Condition normale "C.N"	0	0	1	0,3333

13.5.2. Détermination des différents cas de charge :

13.5.2.1. Calcul des sollicitations :

Les détails sont mentionnés à l'annexe N 3 (Moments et efforts agissant des charges permanents aux trois cas existantes)

13.5.2.2. Poussée due aux poids de terres :

$P = (1/2) K_{ah} \gamma H^2.L$, avec : $\gamma = 1.8 \text{ t / m}^3$, poids volumique de terre

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

Tableau.13.4. Moments due à la poussée de poids.

		P (t)	$P_{\square\square}$	$(1\pm\square_v)P$	V	$M_R(t.m)$
Mur gg+ Mur de front	C.N	$\frac{1}{2} \times 0.3333 \times 1,8 \times 10.6 \times (8.4)^2$	222.14	/	4.6	1021.84
		$\frac{1}{2} \times 0,4915 \times 1,8 \times 10.6 \times (8.4)^2$	329.83	/	4.6	1517.21
	C.S	$\frac{1}{2} \times 0,5332 \times 1,8 \times 10.6 \times (8.4)^2$	356.76	/	4.6	1641.09
Semelle	C.N	$\frac{1}{2} \times 0.3333 \times 1,8 \times 13.2 \times (2)^2$	15.68	/	0.6	10.50
		$\frac{1}{2} \times 0,4915 \times 1,8 \times 13.2 \times (2)^2$	23.28	/	0.6	15.58
	C.S	$\frac{1}{2} \times 0,5332 \times 1,8 \times 13.2 \times (2)^2$	25.17	/	0.6	16.86

13.5.2.3. Poussée due aux surcharges des terres :

L'intensité $q = 1t / m^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q. S$ avec S : surface de contact.

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur un largeur L est :

		P (t)	$P_{\square\square}$	$(1\pm\square_v)P$	V	$M_R(t.m)$
Murgg+ mur de front	C.N	$0.3333 \times 1.2 \times 10.6 \times 8.4$	35.25	/	6	211.5
	C.S	$0.4915 \times 1.2 \times 10.6 \times 8.4$	52.35	/	6	314.1
		$0.5332 \times 1.2 \times 10.6 \times 8.4$	56.62	/	6	339.72
Semelle	C.N	$0.3333 \times 1.2 \times 13.2 \times 2$	10.45	/	1	10.45
		$0.4915 \times 1.2 \times 13.2 \times 2$	15.52	/	1	15.52
	C.S	$0.5332 \times 1.2 \times 13.2 \times 2$	16.79	/	1	16.79

Tableau.13.5. Moments due à la poussée de surcharges.

13.5.2.4. Moments et efforts agissant globaux des différents cas de charge :

Désignation	Condition	P_{ε_H}	$P (1+\varepsilon_v)$	M_R (t.m)	M_S (t.m)
TOTAL	C.N	283.52	1531,812	1254.29	3826,3043
	H + V⁺	880.52	1669,6751	4034.45	5631,3262
	H + V⁻	914.88	1393,9489	4159.50	4701,3824

Tableau.13.6. Les moments et les efforts globaux.

13.5.3 Vérification de la stabilité de la culée :

13.5.3.1 Vérification de stabilité au glissement :

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) est

1,5 **Donc** on doit vérifier que : $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$

- **C.S** : en condition sismique le C.S.G vaut 1.

Donc on vérifie que: $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum \varepsilon_h P$	$\sum (1 \pm \varepsilon_v) P$	M	$\frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum \varepsilon_h P}$	C.S.G	Vérification
C.N	283.52	1531,812	0.55	2.97	1.5	Vérifie
H + V⁺	880.52	1669,6751	0.55	1.04	1	Vérifier
H + V⁻	914.88	1393,9489	0.55	0.84	1	NON Vérifier

Tableau.13.7. Résultats de vérification au glissement.

13.5.3.2. Vérification de stabilité au renversement :

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) est 1,5. **Donc** on doit vérifier que :

$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1,5$

- **C.S** : en condition sismique le C.S.R vaut 1.

Donc on vérifie que: $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R$	$\sum M_s$	$\frac{\sum M_s}{\sum M_R}$	C.S.G	Vérification
C.N	1254.29	3826,3043	3.05	1.5	Vérifie
H + V ⁺	4034.45	5631,3262	1.39	1	Vérifie
H + V ⁻	4159.50	4701,3824	1.13	1	Vérifier

Tableau. 13.8. Résultats de vérification au renversement

13.6. FERRAILLAGE DE LA CULEE:

13.6.1 La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

13.6.1.1 Evaluation des efforts :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 0.55 \times 1 = 0,99 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1,916 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.
- $M = PL^2 / 8$

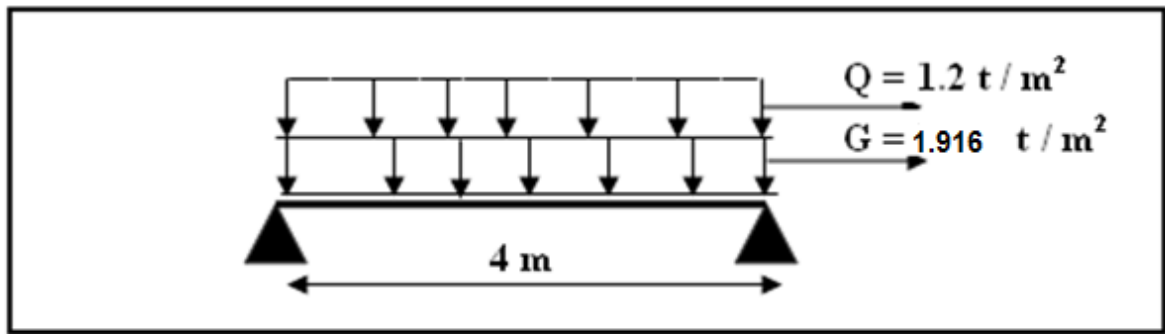


Fig.13.9. Evaluation des efforts

Combinaison des efforts :

- ◆ **A l'ELU:** $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_q$
 $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_q$
- ◆ **A l'ELS:** $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_q$
 $T_{ELS} = T_G + 1.2 T_q$

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)	M _{ELU} (t.m/ml)	T _{ELU} (t/ml)	M _{ELS} (t.m/ml)	T _{ELS} (t/ml)
Charges permanentes G	1,916	3.832	3.832	9.013	9.013	6.712	6.712
Surcharge Q	1,2	2.4	2.4				

Tableau.13.9. Résultats de calcul des efforts à l'ELU et à l'ELS.

13.6.1.2. Ferrailage:

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; h = 0.3 \text{ m}.$

le ferrailage à l'aide de logiciel **calcuette béton** donne : $A_s = 15.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

Soit : **5HA20** pour $A_s = 15.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On fait la vérification à **L'E.L.S** avec les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$(P = G + 1,2 Q = 3,356 \text{ t}) \text{ t.m}$

$$M_{ser} = \frac{P.L^2}{8} = 6.712$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} , f_{c28} = 27 \text{ M Pa}$$

$$\text{D'où, } \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ M Pa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \inf\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right) \text{ Avec, } f_{tj} = 2,22 \text{ M Pa, } \eta = 1,6 \text{ (pour les armateurs HA)}$$

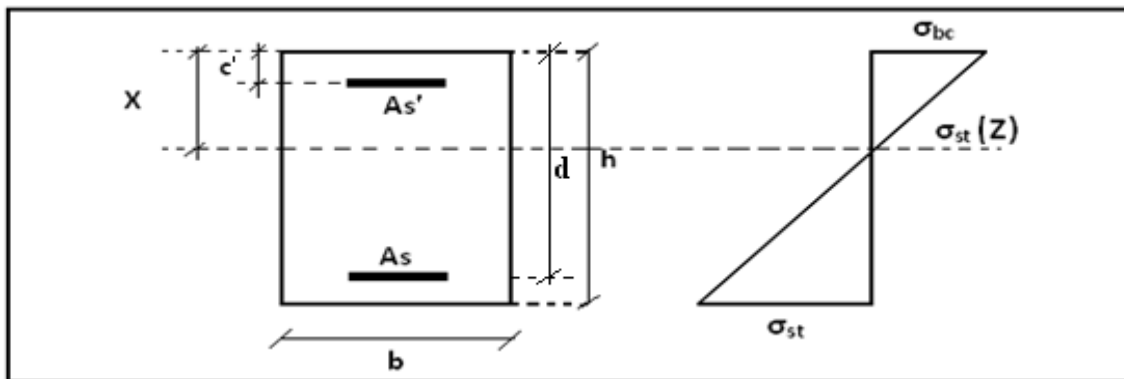
$$\bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1}$$

$$\text{Tel que : } \frac{b}{2} \cdot X^2 + n \cdot A_s' (X - c') - n \cdot A_s (h - X) = 0$$

$$\text{Le coefficient d'équivalence } \equiv n = 15 \quad A_s = 15.71 \text{ cm}^2 , A_s' = 0$$

$$d = 0.27 \text{ m}$$



$$\text{Donc, } 50 x^2 - 15(15.71) (30 - X) = 0 \Rightarrow X = 14.48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow X = 0,1448 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b X^3}{3} + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 1,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 7.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (h - X)}{I_1} = 113.23 \text{ MPa} < 207,31 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifié.}$$

- **Condition de non fragilité :** $\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}.$

Avec (A_s : section des armateurs tendus).

$$A_s = 15,71 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,22}{400} = 3,44 \text{ cm}^2 \quad (A_{\min} = 3,44) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le B.A.E.L on prend 5HA 20 = 15.71 cm², avec un espacement de 15cm

- **Pour l'armateur de construction on prend :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 5,24 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA12** pour $A'_s = 5,65 \text{ cm}^2$.

Pour une disposition constructive, on prend 5HA12.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd \quad , \quad V_u : \text{c'est l'effort tranchant à l'ELU}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = (9.013) / (0.3 \times 1) = 0.30 \text{ MPa.}$$

$\tau'_u = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa.}$ Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau'_u > \tau_u \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e} = \frac{0,3 \times 1}{0,8 \times 400} = 0,094 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm. En prend } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$A_t \leq 25 \times 0,094 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,1 \text{ cm. Avec } S_t = 25 \text{ cm et } A_t \leq 2,35 \text{ cm}^2.$$

Soit 4 cadres de HA8 pour $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

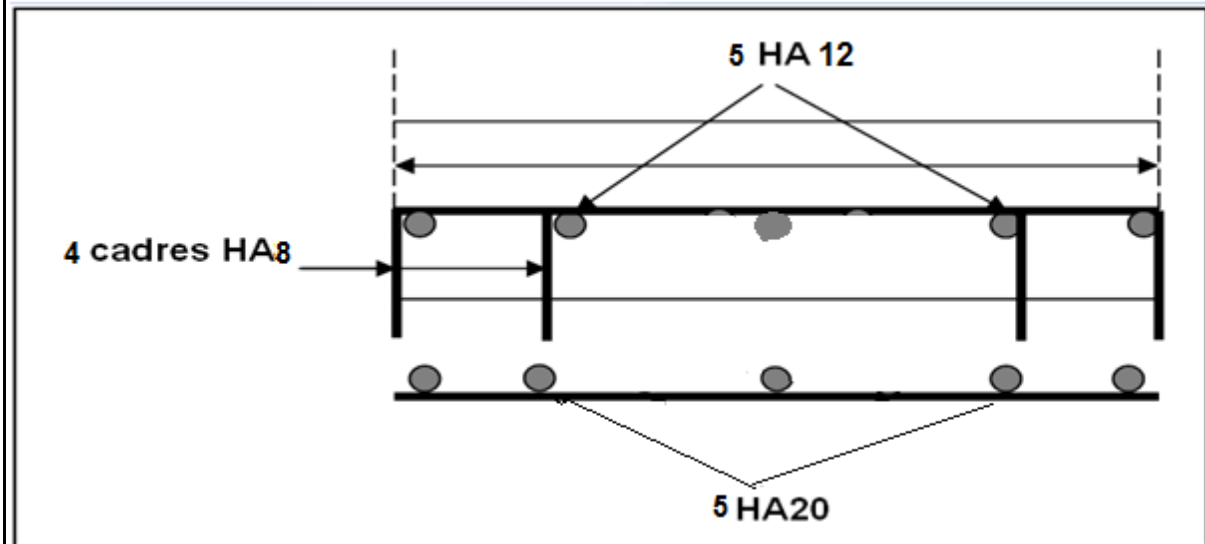


Fig.13.10. Ferrailage de la dalle de transition.

13.6.2. Le mure garde grève :

13.6.2.1 Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

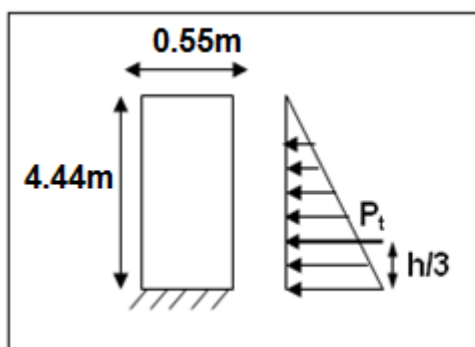
- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

- **Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante :
$$P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3 \text{ Avec :}$$



K_a : Coefficient de poussée des terres ;

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 4.44 \text{ m}$: la hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où :

$P_t = 5.91 \text{ t / ml}$

$M_t = 8.75 \text{ t.m}$ (Poussée des terres sur le mur)

- **Moment due à la force de freinage B_c :**

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{Avec : } \mu \text{ est le coefficient de pondération :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1.6 \text{ à L'ELU.} \\ \mu = 1.2 \text{ à L'ELS.} \end{array} \right.$$

Nous considérons un essieu d'un camion B_c au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \Rightarrow M_{f u} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2(1,6)(6)(4.44)}{0.25 + 2(4.44)} = 9.34 \text{ t.m / ml.}$$

$$M_{f \text{ ser}} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2(1,2)(6)(4.44)}{0.25 + 2(4.44)} = 7 \text{ t.m / ml}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

Les rectangles sont de dimension $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

$$\Phi = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t / m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h_0} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec :

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \mu$$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$\mu =$ coefficient de pondération : $\mu = 1.2$ à l'E.L.S

$\mu = 1.6$ à l'E.L.U

$b_c = 1,10$ pour deux voies chargées.

$K_a = 0,3333$.

		P	$P \varepsilon_h$	$P (1+\varepsilon_v)$	V	H	M_R	M_S
Poids de tablier	C.N	363,062	0	363,062	6,94	2	0	726,124
	H V⁺ +	363,062	108,9186	395,73758	6,94	2	755,89508	791,47516
	H V⁻ +	363,062	108,9186	330,38642	6,94	2	755,89508	660,77284
Mur garde grève	C.N	60,5	0	60,5	8,2	3,275	0	198,1375
	H V⁺ +	60,5	18,15	65,945	8,2	3,275	148,83	215,96988
	H V⁻ +	60,5	18,15	55,055	8,2	3,275	148,83	180,30513
Corbeau	C.N	12,6	0	12,6	8,232	3,125	0	39,375
	H V⁺ +	12,6	3,78	13,734	8,232	3,125	31,11696	42,91875
	H V⁻ +	12,6	3,78	11,466	8,232	3,125	31,11696	35,83125
mur frontal	C.N	220	0	220	4	2	0	440
	H V⁺ +	220	66	239,8	4	2	264	479,6
	H V⁻ +	220	66	200,2	4	2	264	400,4
deux dés d'appui	C.N	6,86	0	6,86	6,35	2	0	13,72
	H V⁺ +	6,86	2,058	7,4774	6,35	2	13,0683	14,9548
	H V⁻ +	6,86	2,058	6,2426	6,35	2	13,0683	12,4852
Semelle	C.N	396	0	396	1	3,5	0	1386
	H V⁺ +	396	118,8	431,64	1	3,5	118,8	1510,74
	H V⁻ +	396	118,8	360,36	1	3,5	118,8	1261,26

deux murs en retour	C.N	50,52	0	50,52	7,166	5,265	0	265,9878
	H + V+	50,52	15,156	55,0668	7,166	5,265	108,6079	289,9267
	H + V-	50,52	15,156	45,9732	7,166	5,265	108,6079	242,0489
dalle de transition	C.N	31,8	0	31,8	7,55	7	0	222,6
	H + V+	31,8	9,54	34,662	7,55	7	72,027	242,634
	H + V-	31,8	9,54	28,938	7,55	7	72,027	202,566
poids des terres au dessus patin	C.N	23,76	0	23,76	2,4	0,5	0	11,88
	H + V+	23,76	7,128	25,8984	2,4	0,5	17,1072	12,9492
	H + V-	23,76	7,128	21,6216	2,4	0,5	17,1072	10,8108
poids des terres au dessus de DT	C.N	35,28	0	35,28	10,15	5,5	0	194,04
	H + V+	35,28	10,584	38,4552	10,15	5,5	107,4276	211,5036
	H + V-	35,28	10,584	32,1048	10,15	5,5	107,4276	176,5764
poids des terres au dessous de DT	C.N	268,01	0	268,01	4,7	5	0	0
	H + V+	268,01	80,403	292,1309	4,7	5	377,8941	1460,6545
	H + V-	268,01	80,403	243,8891	4,7	5	377,8941	1219,4455
Surcharge sur remblais poids 1t/m2	C.N	57,6	0	57,6	8,4	5,5	0	316,8
	H + V+	57,6	17,28	62,784	8,4	5,5	145,152	345,312
	H + V-	57,6	17,28	52,416	8,4	5,5	145,152	288,288
freinage Bc	C.N	5,82	0	5,82	6,94	2	0	11,64

	H + V+	5,82	1,746	6,3438	6,94	2	12,11724	12,6876
	H + V-	5,82	1,746	5,2962	6,94	2	12,11724	10,5924
TOTAL	C.N	1531,812	0	1531,812	82,028	46,665	0	3826,3043
	H + V+	1531,812	459,5436	1669,6751	82,028	46,665	2172,0434	5631,3262
	H + V-	1531,812	459,5436	1393,9489	82,028	46,665	2172,0434	4701,3824

Tableau.13.3. Moments et efforts agissant des charges permanents aux trois cas existantes

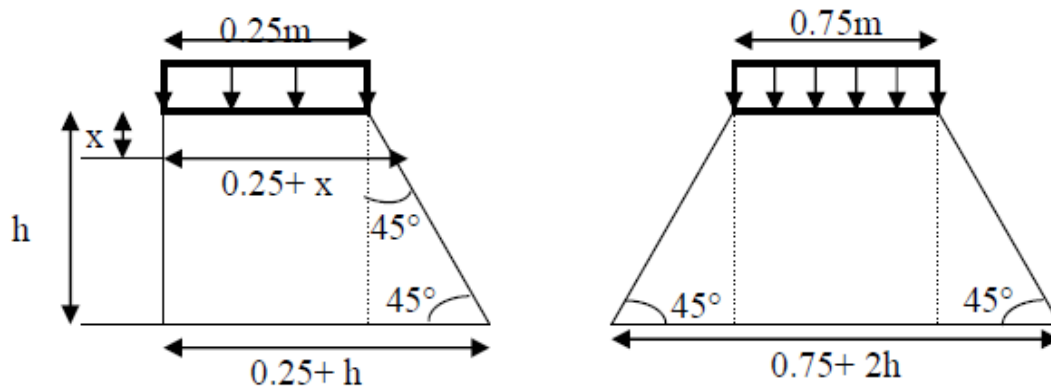


Fig. 13.11. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25) \cdot \ln(0.25+x) - x]_0^h$$

On a alors ;

$$\int_0^{4.44} \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25) \cdot \ln(0.25+x) - x]_0^{4.44} = 9.310$$

$$M_P = \frac{12 K}{0.75 + 2 h} \times 9.310$$

Dans notre cas $h = 4.44\text{m}$ donc : $\frac{M_P}{K} = 11.60\text{t.m}$

$$K = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times \mu = 0,366\mu$$

$$\mu = 1.2 \text{ à l'E.L.S ; } K = 0,44$$

$$\mu = 1.6 \text{ à l'E.L.U ; } K = 0,59$$

$$M_{p \text{ ser}} = 5.104 \text{ t.m / ml}$$

$$M_{p u} = 6.844 \text{ t.m / ml}$$

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 1.35 (8.75) + (6.844 + 9.34) = 27.99 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 8.75 + (5.104 + 7) = 20.805 \text{ t.m/ml.}$$

13.6.2.2. Ferrailage

- **Verticalement :**

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, par une bande de 1m linéaire, la fissuration est considérée très préjudiciable :

Le calcul se fait a l'E.L.S.

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0.5 \text{ m}$.

$M_{ELU} = 27.99 \text{ t.m/ml}$

$M_{ELS} = 20.805 \text{ t.m/ml}$

Le ferrailage à l'aide de logiciel **calculette béton** donne :

$A_s = 45,41 \text{ cm}^2/\text{m}$. soit : **10HA25** pour $A_s = 49.10 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{2} = \frac{49.10}{2} = 24.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Soit : **8HA20** pour $A'_s = 25.13 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- **Horizontalement :**

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

- ♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section des armateurs tendus}).$$

$$A_s = 49.10 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,5 \times 2,2}{400} = 6,325 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La figure suivante définit le ferrailage de mur de garde grève : (Fig. -XII-6-2)

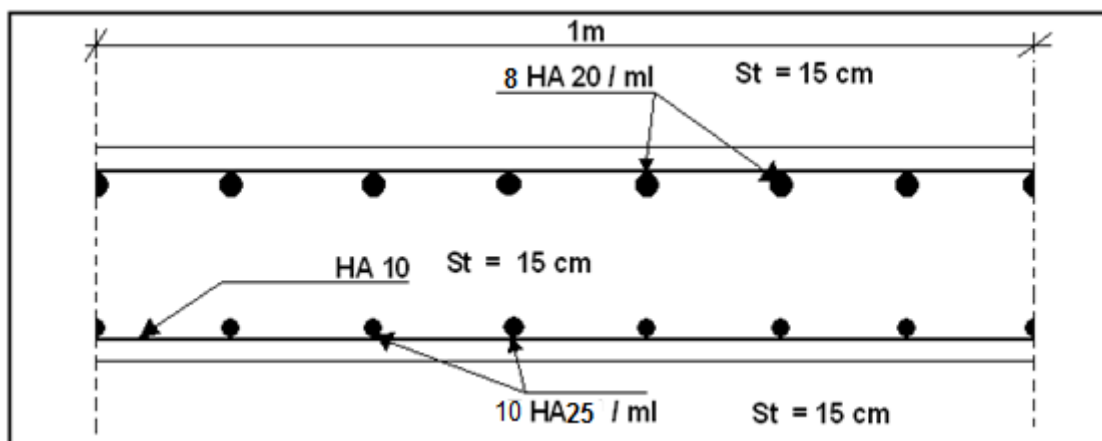
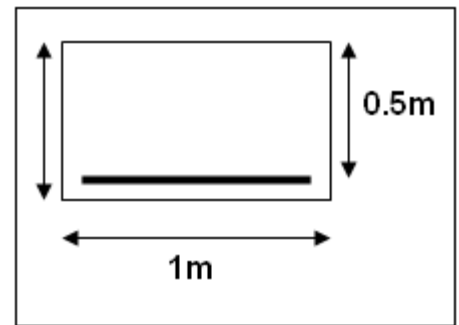


Fig.13.12. Ferrailage du mur garde grève.

13.6.3. Mur frontal :**13.6.3.1 Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

- **Forces verticales :**
 - Réaction du tablier du à la charge permanente.
 - Réaction de la surcharge D_{240} .
 - Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
 - Leur poids propre.
- **Forces horizontales :**
 - Poussée des terres.
 - Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
 - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau ci après donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable : (Tableau. XI-6-3-a)

13.6.3.2. Récapitulatif des efforts :

- **Condition normale :**

- ♦ Effort normal : $G_V = 781.177 \text{ t}$; $G_H = 302.04 \text{ t}$;

ELS: $N = 91.814 \text{ t/ml}$.

ELU: $N = 126.667 \text{ t/ml}$.

- ♦ Moment: $MG = \sum M_s - \sum M_r = 363.062 \text{ t.m}$.

ELS: $M = 52.37 \text{ t.m / ml}$.

ELU: $M = 73.42 \text{ t.m / ml}$.

- **Condition sismique :**

- ♦ Effort normal : $\sum (1+\varepsilon_v) P = 851.48 \text{ t}$.
 $N = 80.33 \text{ t/ml}$.

- ♦ Séisme vertical $M = 124.94 \text{ t.m} = 11.79 \text{ t.m/ml}$

- ♦ Séisme horizontal : $M = 416.475 \text{ t.m} = 39.29 \text{ t.m/ml}$

	p	N (t)	H (t)	Zv (m)	Zh (m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)	M _S -Mr
Poids propre de tablier	C.N	363,062	0	1	0	0	363,062	363,062
	C S	41,94	139,81	1	4,94	690,6614	41,94	-648,7214
Mur garde grève	C.N	60,5	0	2,275	0	0	137,6375	137,6375
	C S	5,44	18,15	2,275	6,2	112,53	12,376	-100,154
Corbeau	C.N	12,6	0	2,314	0	0	29,1564	29,1564
	C S	1,134	3,78	2,314	6,59	24,9102	2,624076	-22,28612
Mur frontal	C.N	220	0	1,25	0	0	275	275
	C S	19,8	66	1,25	2	132	24,75	-107,25
Les deux dés d'appui	C.N	6,86	0	1,2	0	0	8,232	8,232
	C S	0,62	2,06	1,2	4,35	8,961	0,744	-8,217
Les deux murs en retour	C.N	49,875	0	4,75	0	0	236,90625	236,90625
	C S	4,48	14,96	4,75	6,155	92,0788	21,28	-70,7988
L dalle de transition	C.N	33	0	4,5	0	0	148,5	148,5
	C S	2,97	9,9	4,5	8,1	80,19	13,365	-66,825
Poids des terres au dessus de DT	C.N	35,28	0	4,5	0	0	158,76	158,76
	C S	3,17	10,58	4,5	8,15	86,227	14,265	-71,962
poussée sur mgg+mf	C.N	0	302,4	0	2,8	846,72	0	-846,72
	C S	0	90,72	0	2,8	254,016	0	-254,016
Surcharge roulante	C.N	192,055	0	1	0	0	192,055	192,055
	C S	0	0	0	0	0	0	0
Force de freinage "Bc"	C.N	0	5,82	0	4,94	28,7508	0	-28,7508
	C S	0	0	0	0	0	0	0

13.6.3.3 Ferrailage :

- **Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 2 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

$A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **5HA25/ml** pour $A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$. ($S_t = 15 \text{ cm}$)

- **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e$ (A_s : section des armateurs tendus)

$0,23 \times 1 \times 1,8 \times 2,22 / 400 = 22.98 \text{ cm}^2$. vérifie. →

Donc on prend **5HA25/ml** ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$).

- **Horizontalement :**

$A'_s = A_s / 2 = 12.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA16/ml** pour $A'_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = V_u / b d = 0.414 / 1.8 = 0.23 \text{ MPa}$.

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa}$. Pour les fissurations préjudiciable ou très Préjudiciable.

$\tau'_u > \tau_u \rightarrow$ Vérifie.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0.23 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,072 \text{ m.}$$

$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$. Soit **$S_t = 30 \text{ cm}$** .

$A_t \geq 30 \times 0,072 = 2.16 \text{ cm}^2$.

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0.1 \text{ cm. Avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t > 3 \text{ cm}^2.$$

Soit **2 cadre de HA14/ml** pour $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$.

13.6.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition :**13.6.4.1. Évaluation des charges et surcharges**

♦ Réaction due à la dalle de transition :

$R1 = qL / 2 = 1/2 (0.3 \times 4 \times 2.5) = 1.5 \text{ t / ml}$.

- ◆ Réaction des poids des terres :

$$R_2 = qL / 2 = 1/2 (0.5 \times 4 \times 1.8) = 1.8 \text{ t / ml}$$

- ◆ Réaction due au revêtement :

$$R_3 = qL / 2 = 1/2 (0.08 \times 4 \times 2.2) = 0,352 \text{ t / ml.}$$

- ◆ Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = 2.5 [(0.5 + 1.5) \times 0.5 / 2] = 1.25 \text{ t / ml.}$$

- ◆ Réaction due aux surcharges sur remblai :

$$R_5 = qL / 2 = 1/2 (1.2 \times 4) = 2.4 \text{ t / ml.}$$

Donc ; Les charges permanentes donnent : $R_G = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = 4.902 \text{ t.}$
 $M_{RG} = 4.902 \times 0.208 = 1.019 \text{ t.m.}$

Et les charges non permanentes donnent : $R_Q = R_5 = 2.4 \text{ t.}$
 $M_{RQ} = 2.4 \times 0.208 = 0.5 \text{ t.m.}$

Combinaison :

$$R_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 10,46 \text{ t / ml.}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 7,902 \text{ t / ml.}$$

$$M_{ELS} = M_{RG} + 1.2 M_{RQ} = 1.62 \text{ t.m}$$

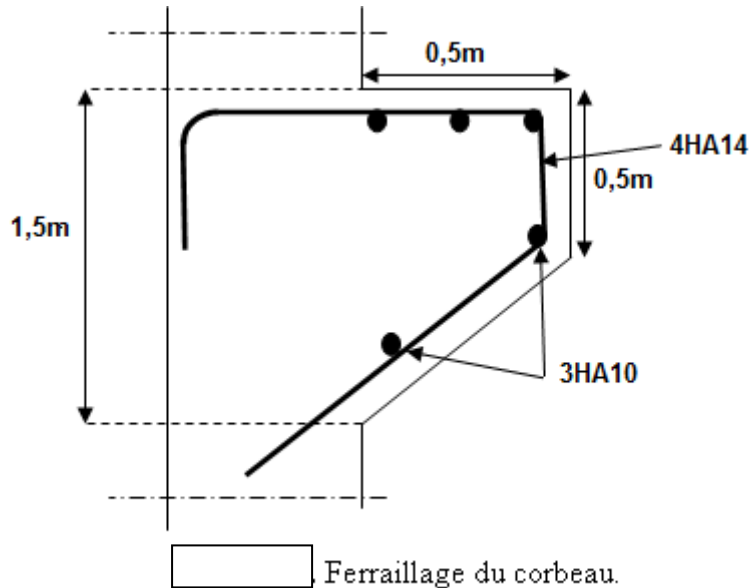
$$M_{ELU} = 1.35 M_{RG} + 1.6 M_{RQ} = 7.42 \text{ t.m.}$$

13.6.4.2. Ferrailage :

$$A_s = 3.54 \text{ cm}^2 \text{ et } A'_s = 0 \text{ cm}^2.$$

D'après le BAEL on prend **3HA14** = 4.62 cm².

On prend $A_y = (A_s / 2) = 2.31 \text{ cm}^2$, soit **3HA10** ($A_y = 2.36 \text{ cm}^2$).



13.6.5. Mur en retour :

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

13.6.5.1. Evaluation des efforts :

- **Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres : $P_t = 0.5 \times (0.3333 \times 1.8 \times 8.4^2 \times 1) = 21.16$ t/ml
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 1.2 \times 8.4 \times 0.3333 \times 1 = 3.36$ t/ml.
- Poussée de la surcharge concentrée : $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4$ t/ml

Détermination des moments :

- Poussée des terres : $M_t = 21.16 \times (8.4/3) = 59.25$ t.m
- Poussée des surcharges de remblais : $M_{sr} = 3.36 \times 2.8 = 9.41$ t.m
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2.4 \times 8.4 = 20.16$ t.m

Les combinaisons :

$$E.L.U : M_u = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 127.30 \text{ t.m}$$

$$E.L.S : M_{ser} = M_t + 1.2(M_{sr} + M_{sc}) = 94.73 \text{ t.m}$$

• Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $PG = 1 \times 0.5 \times 8.4 \times 2.5 = 10.5 \text{ t/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t/ml}$
- Poids de la superstructure : $P_{su} = 0.5 \times 2.2 \times 0.07 = 0.07 \text{ t/ml}$

Détermination des moments :

- Poids propre du mur : $MG = 10.5 \times 7/2 = 36.75 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 4.8 \times 7 = 33.6 \text{ t.m}$
- Poids de la superstructure : $M_{su} = 0.07 \times 0.5 = 0.035 \text{ t.m}$

Les combinaisons :

$$E.L.U : M_u = 1.35(M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = 103.42 \text{ t.m}$$

$$E.L.S : M_{ser} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{sc} = 77.10 \text{ t.m}$$

13.6.5.2. Ferrailage :**• Ferrailage horizontal :**

La section est soumise à la flexion simple et la section d'armature est déterminée par 1ml.

$$M_u = 127.30 / 8.4 = 15.15 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 94.73 / 8.4 = 11.28 \text{ t.m}$$

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0.30 \text{ m}$; $d = 0.27 \text{ m}$.

$A_s = 24.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 6HA25: pour $A_s = 29.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A'_s = A_s / 3 = 9.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 6HA16 : pour $A'_s = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• Ferrailage Vertical :

$$A_s = 29.45 / 4 = 7.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\emptyset 16 (A_s = 8.04 \text{ cm}^2)$$

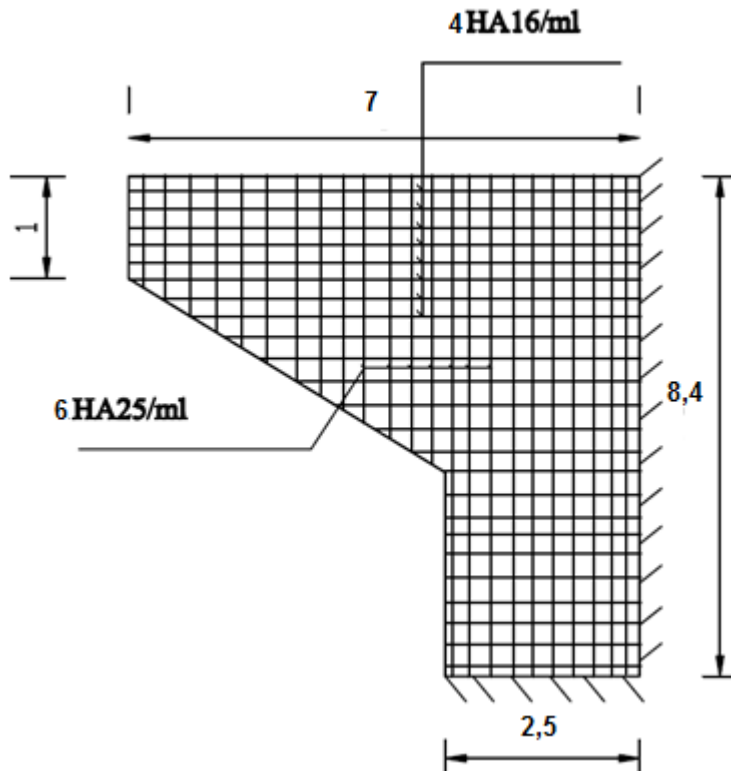
• Ferrailage de suspension.

$$M_{ELU} = 12.31 \text{ t.m /ml} . M_{ELS} = 9.18 \text{ t.m /ml} .$$

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.27 \text{ m}$.

$A_s = 20.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 5HA25/ml pour $A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A'_s = A_s / 3 = 8.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 5HA16 : pour $A'_s = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



13.7. Etude et ferrailage de la semelle :

13.7.1. Caractéristiques de la semelle :

Longueur $L = 24\text{m}$.
 Largeur $B = 6\text{ m}$.
 Epaisseur $E = 2.00\text{ m}$.

13.7.2. Sollicitations dans le pieu :

Ce tableau récapitulatif donne les moments et efforts globaux agissant sur la semelle de la culée.

Désignation	Condition	N	M_R (t.m)	M_S (t.m)	$M_S + M_R$ (t.m)
TOTAL	C.N	1531,812	-1254.29	3826,3043	2572.0143
	H + V ⁺	1669,6751	-4034.45	5631,3262	1596.87
	H + V ⁻	1393,9489	-4159.50	4701,3824	541.88

Tableau.13.10. Efforts globaux sur la semelle.

- Conditions normales :
 $N_{\max} = 1531,812\text{t}$.

$$M_{\max} = 32572.0143 \text{ t.m.}$$

- Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 1669,6751 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 1596.87 \text{ t.m.}$$

NB : les calculs sont bien détaillés en annexe.

13.7.3. Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{1669.675}{320} = 5.22$$

Alors ; de point de vue mécanique, on peut prendre un nombre de pieux égal à 6. Mais, vu quelques dispositions constructives dues à la largeur des deux tabliers, on est amené à utiliser 14 pieux.

13.7.4. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

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

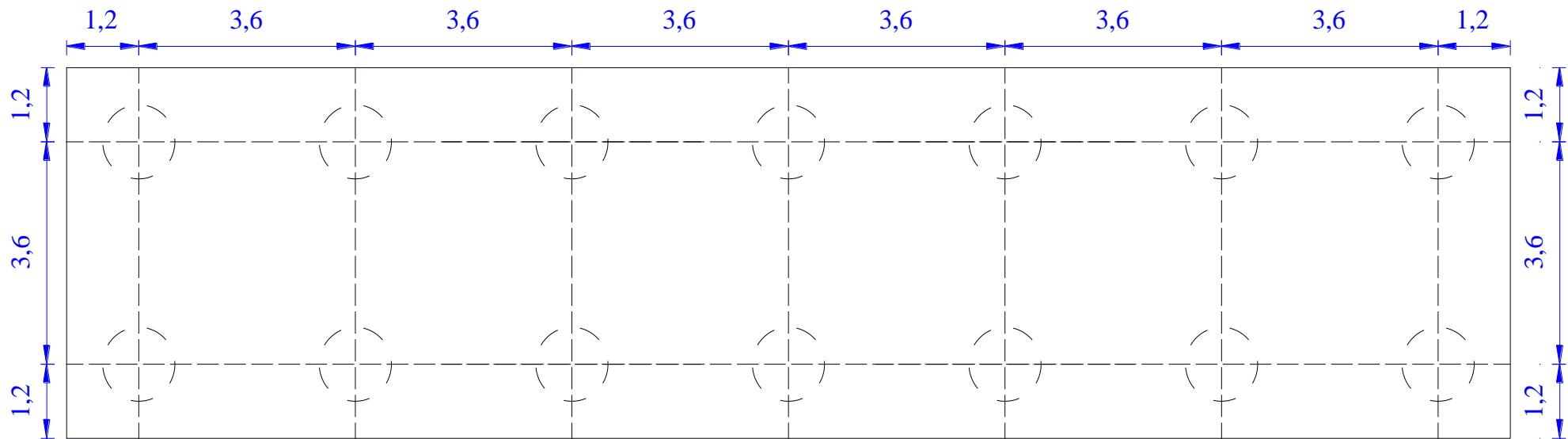


Fig.13.13. Vue en plan de la semelle.

13.7.4.1. Condition normale :

$$N_1 = \frac{1531,812t}{14} + \frac{2572.01 \times 1.8}{14 \times (1.8^2)} = 211.47 t$$

$$N_2 = \frac{1531,812t}{14} - \frac{2572.01 \times 1.8}{14 \times (1.8^2)} = 5.35t$$

13.7.4.2. Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1669,6751t}{14} + \frac{1596.87 \times 1.8}{14 \times (1.8^2)} = 182.63 t$$

$$N_2 = \frac{1669,6751t}{14} - \frac{1596.87 \times 1.8}{14 \times (1.8^2)} = 55.89 t$$

On constate que : $R_{max} = 211.47 < 320$ (condition de poinçonnement vérifiée)
 $R_{min} = 5.35 > 0$ (condition de soulèvement vérifiée)

13.7.5. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

13.7.5.1. Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4}} = 6.67 \Rightarrow \alpha = 81.47^\circ > 45^\circ$$

Donc la condition est vérifiée.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3m < h=2m .$$

Donc la condition est vérifiée.

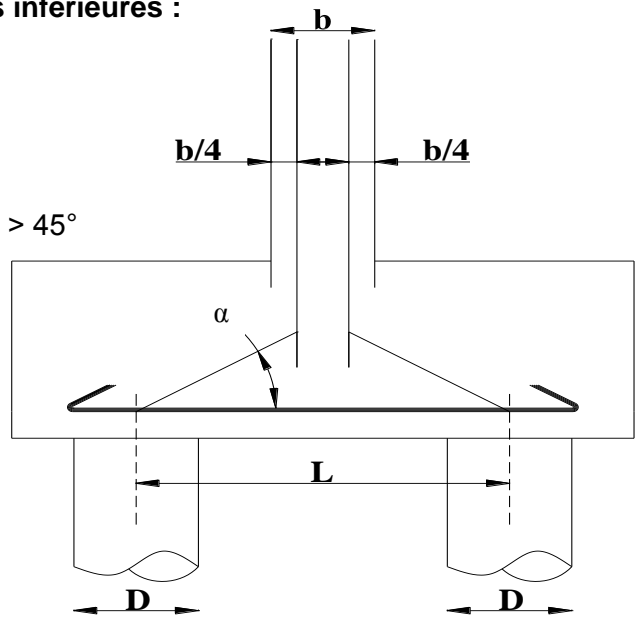


Fig.13.14. La semelle

• **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700t/m^2$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{211.47}{26700} \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4})}{(2-0.05)} = 0.005280 m^2$$

$$A_1 = 52.80 cm^2.$$

• **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 t/m^2$$

$$A_2 = \frac{182.63}{40000} \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4})}{(2-0.05)} = 0.003044 m^2$$

$$A_2 = 30.44 cm^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_s = 68.54 cm^2$, on prend **11HA25** ($A_s = 54cm^2$).

L'espacement étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : **n** : Nombre de barre = 14 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{14 - 1} = 0.24\text{m.}$$

On prend: $S_t = 25$ cm.

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

13.7.5.2 Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA25/ml** ($A_1 = 19.63 \text{ cm}^2$), $S_t = 16$ cm.

13.7.5.3 Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA25/ml** ($A_2 = 19.63 \text{ cm}^2$), $S_t = 16$ cm.

13.7.5.4. Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{54}{10} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16/ml** ($A_{ts} = 6.03 \text{ cm}^2$), $S_t = 23$ cm.

- **Armatures longitudinales supérieures:**

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}^2$$

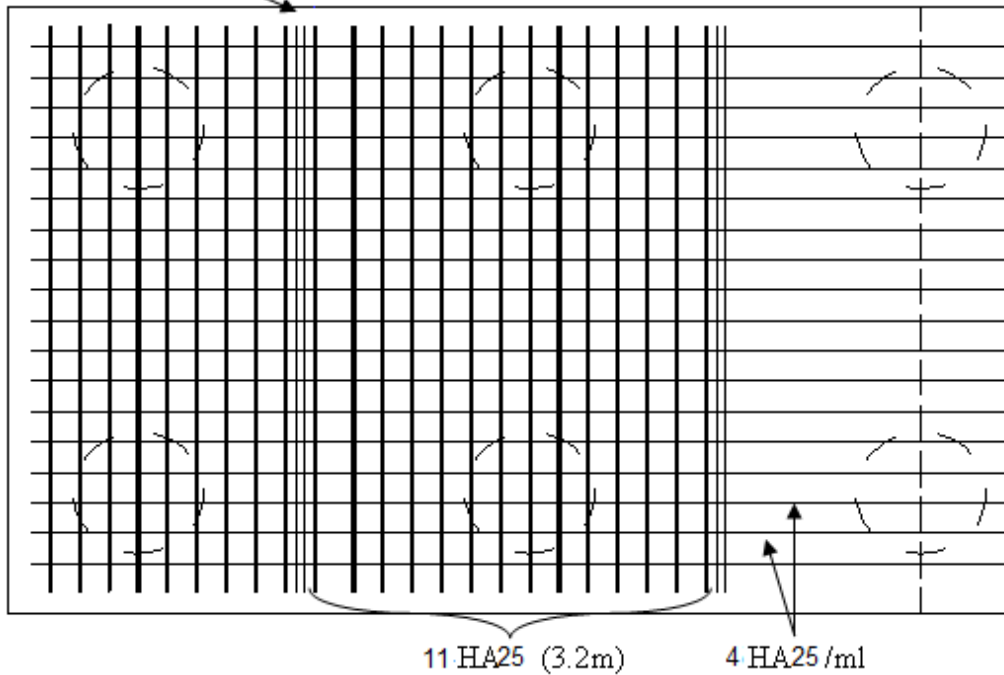
Soit: **4HA25/ml** ($A_2 = 19.63 \text{ cm}^2$), $S_t = 16$ cm.

- **Armatures latérales :**

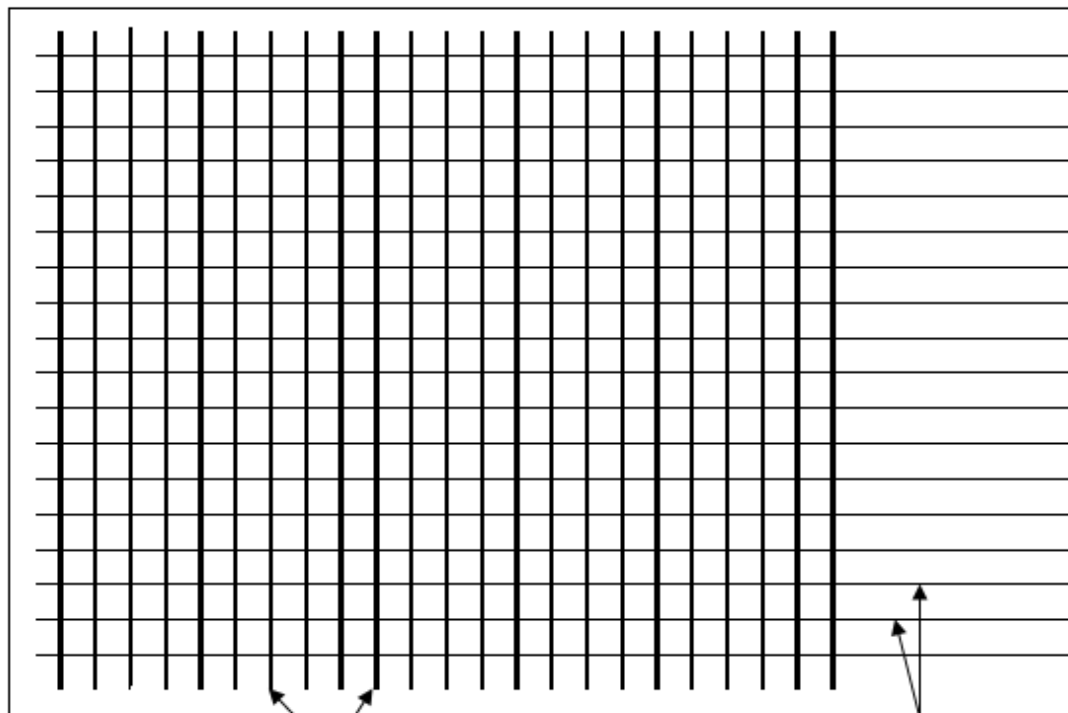
$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{54}{10} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16/ml** ($A_{ts} = 6.03 \text{ cm}^2$), $S_t = 23$ cm.

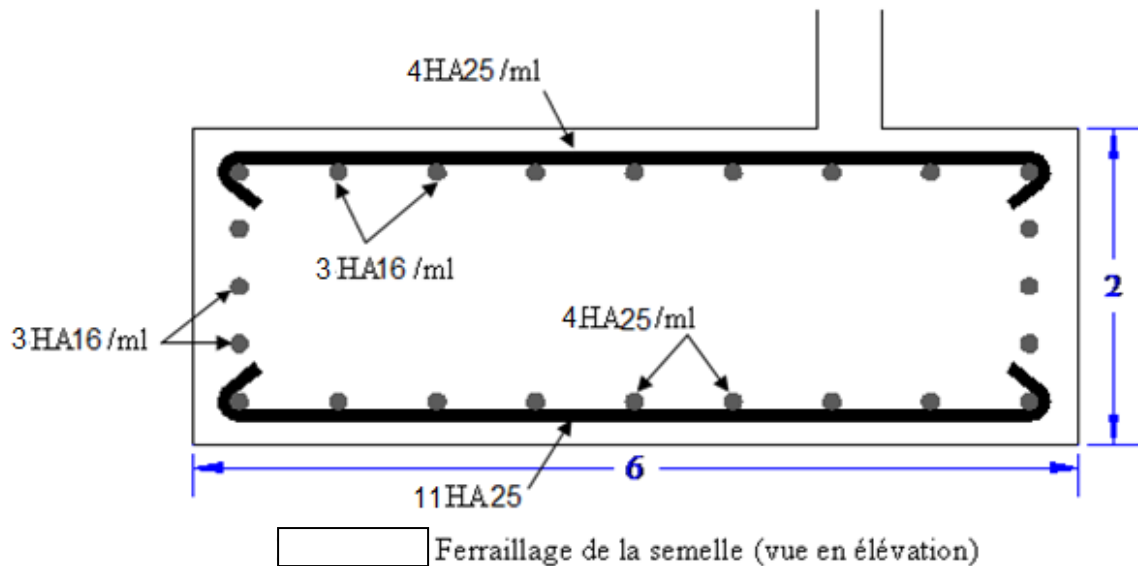
4 HA25 /ml



Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)



Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)



13.7.6. Etude et ferrailage des pieux :

13.7.6.1. Actions sur les pieux :

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

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

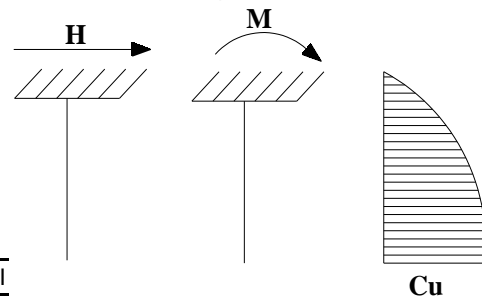
b : diamètre des pieux,
 C_u : module de réaction du sol,
 y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la

forme :

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

α : longueur élastique du pieu.



Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

• **Calcul de λ :**

b = Φ_{pieu} = 120 cm.

C_u = 10t/m³.

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 330000 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10 \times 1.2}{4 \times 330000 \times 0.1017}} = 0.173 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.173 \times 35 = 6 \text{ m.}$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**
- **Condition normale :**

Freinage = 5,82 t.

Poussées des terres et des surcharges : $H_p = 283.52 \text{ t.}$

$H = 5.82 + 283.52 = 289.34 \text{ t.}$

$$\bar{P} = \frac{H}{14} = \frac{289.34}{14} = 20.67 \text{ t/pieu.}$$

- **Condition sismique :**

L'effort horizontal du au séisme : 118.8 t

Poussée des terres et surcharges $H_p = 455.33 \text{ t.}$

$H = 118.08 + 455.33 = 573.41 \text{ t.}$

D'où :

$$\bar{P} = \frac{H}{14} = \frac{573.41}{14} = 40.95 \text{ t/pieu.}$$

13.7.6.2. Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P})$$

- **Détermination des coefficients $X_{\theta P}$, $X_{\theta M}$ tout le long du pieu :**

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P})$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

\bar{P} : Effort tranchant en tête de pieu.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta = (X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

pour $\lambda L=6 \quad \rightarrow \quad X_{\theta M}=1.65 ; X_{\theta P}=1.45$

- **Condition normale :**

$\bar{P} = 20.67 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -104.99 \text{ t.m.}$

- **Condition sismique :**

$\bar{P} = 40.95 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -208.01 \text{ t}$

Valeurs des coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L
$X_{\theta M}$	0.94	0.65	0.32	0.09	-0.02	-0.05	-0.04	-0.03
$X_{\theta P}$	0.58	0.85	0.53	0.25	0.08	-0.03	-0.05	-0.03

Tableau.13.11 Valeurs des coefficients $X_{\theta P}$ et $X_{\theta M}$.

- **Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P}\right)$$

- **Condition normale :**

$$M(Z) = (-104.99 \times X_{\theta M}) + \left(\frac{20.67}{0.173} \times X_{\theta P}\right)$$

- **Condition sismique :**

$$M(Z) = (-208.01 \times X_{\theta M}) + \left(\frac{40.95}{0.173} \times X_{\theta P}\right)$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Z	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L
CN	-29,39	33,31	29,72	20,42	11,65	1,66	-1,77	0,43
CS	-58,24	65,99	58,89	40,45	23,09	3,3	-3,51	-0,86

Tableau.13.12. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{max} = -208.01$ t.m.

13.7.6.3. Ferrailage :

- **Ferrailage longitudinal:**

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther .Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{min} = 55.89 \text{ t.}$$

$$M_{max} = 208.01 \text{ t.m.}$$

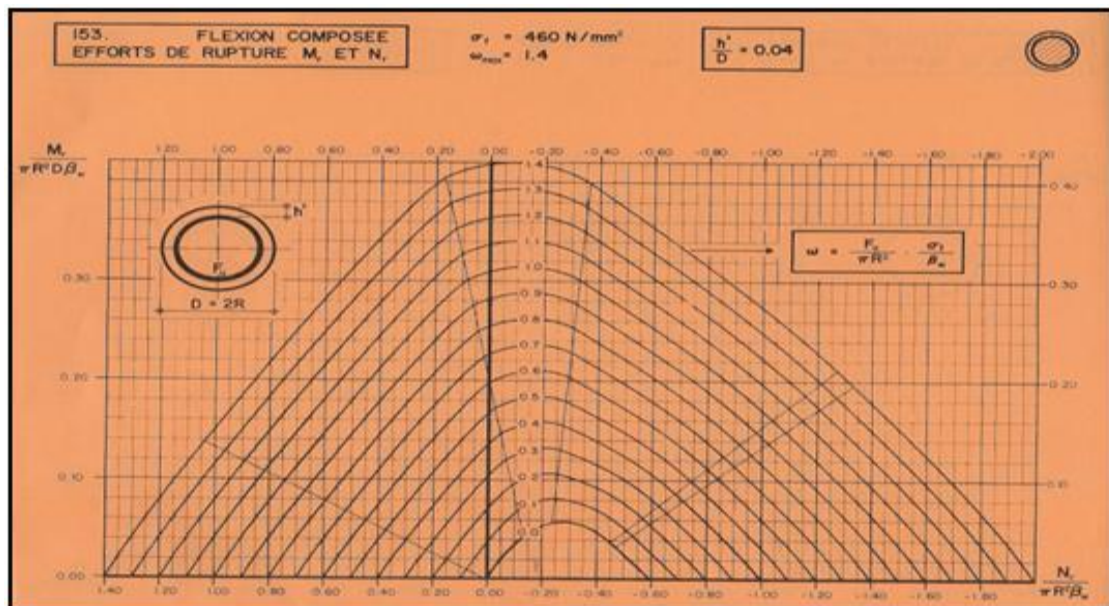


Fig.13.15. Abaque de Walther

On prend : l'enrobage $h' = 5\text{cm} \Rightarrow \frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$.

$$\text{Donc ; } \begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{2.0801}{\pi(0.6)^2 \times 1.2 \times 27} = 0.06 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{0.5589}{\pi(0.6)^2 \times 27} = 0.018 \end{cases}$$

$\beta_w = \beta_{w28} = 27\text{ Mpa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

ω : degré mécanique d'armature totale ; $\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w}$; $\sigma_f = 400\text{ Mpa}$.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0,10$

Donc : $A_s = 76.30\text{ cm}^2$

$$A_{s\min} = 0.005 \sqrt{\frac{1}{d}} \cdot \pi \cdot R^2 = 51.6\text{ cm}^2 \text{ soit } 11\text{HA}25$$

Soit ; 16HA32 (128.68 cm^2).

- **Ferrailage transversal:**

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée ($b_0 \times b_0$):

$$b_0 = \sqrt{2}R = 84,85\text{ cm.}$$

$$d = 0,9b_0 = 76,37\text{ cm.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_U} \quad ; \quad \overline{\tau_U} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.4095}{0.849 \times 0.764} = 0.63 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa}$$

Calcul de A_t :

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \gamma_s \frac{\tau - 0.3 K}{0.9 f_e} \quad ; \quad K = 1 + 3 \left(\frac{\sigma_m}{f_{c28}} \right) = 1 + 3 \left(\frac{1.527}{27} \right) = 1.17 \text{ (cas de flexion composée avec } N_{\text{comp}})$$

$$\Rightarrow A_t \geq b_0 S_t \gamma_s \frac{\tau - 0.3 K}{0.9 f_e} = 0.8485 \times 0.2 \times 1.15 \frac{0.6 - 0.3(1.17)}{0.9 \times 400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Calcul A_t minimal :

$$A_t \geq \frac{S_t b_0 0.4}{f_e} \quad ; \quad A_{t \text{ min}} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Donc : pour A_t on prend 1 Cercle de HA 16 (2.01 cm^2).

Les armatures transversales seront disposées comme suit :

On partage le pieu en 5 zone avec des espacements adéquats tel que :

- ♦ En zone 1 et 5 on prend : $S_t/2$
- ♦ En zone 2 et 4 on prend : $2/3 S_t$
- ♦ En zone 3 on prend : S_t

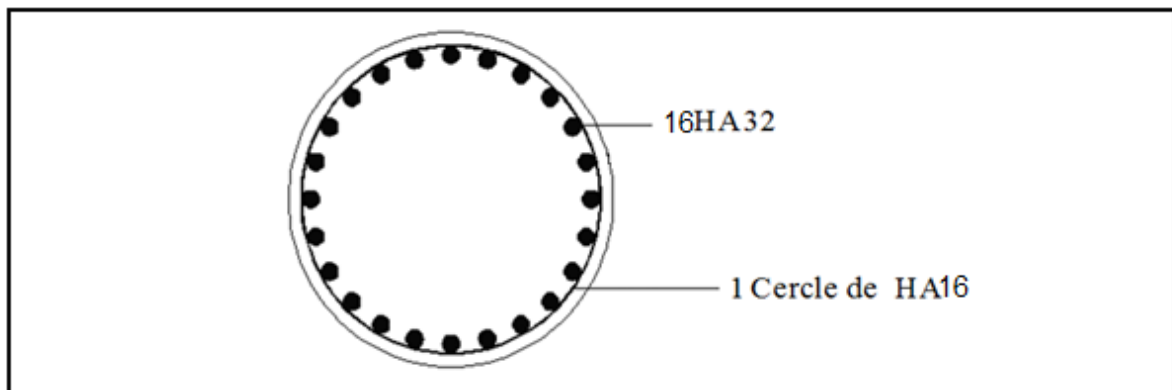


Fig.13.16. Ferrailage des Pieux.

CONCLUSION

CONCLUSION

CONCLUSION :

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur l'étude approfondie et la conception d'un ouvrage à voussoirs construit par encorbellements successifs.

Notre préoccupation majeure s'est penchée surtout sur le calcul de la résistance et la réalisation de cet ouvrage ; Ce qui nous a permis de répondre à plusieurs questions importantes notamment :

- La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer, en permanence, du bon fonctionnement de cet ouvrage, de son entretien et de sa surveillance, conformément aux normes réglementaires.
- La définition des différents matériaux à utiliser afin de calculer les contraintes admissibles.
- Le passage par une répartition transversale des efforts, pour déterminer les combinaisons qui donne les plus grandes sollicitations.
- Enfin, la stabilité au niveau des apports du tablier ainsi que celle des pieux vis-à-vis de la nature du terrain, pour confirmer la longévité de l'ouvrage.

Par ailleurs, Ce modeste travail nous a offert l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, ainsi que l'enrichissement et l'éclaircissement de nos différentes perceptions des techniques et usages universels.

Enfin, grâce aux calculs effectués, soit manuellement ou bien en utilisant des logiciels appropriés, ainsi que les orientations pertinentes de notre promoteur qui a été présent tout au long de l'évolution de notre travail, et qui n'a pas hésité à nous transférer son expérience, inculquer son savoir-faire et présenter les bonnes pratiques professionnelles, nous avons touché de près, les alias de la vie professionnelle ; Ce qui nous permettra d'entamer notre carrière mené d'une assurance avérée.

**RESULTAT DE LA
RECONNAISSANCE PAR
SONDAGES CAROTTES**

Une première lecture des coupes des six sondages carottés réalisés dans le cadre de l'étude fait ressortir la lithologie suivante :

Sondage SC01 :

- **0.00-3.00m** : remblai anthropique hétérogène ;
- **3.00-1.00m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec traces d'oxydation ;
- **11.00-16.20m** : argile limoneuse beige, moyennement ferme, à rare ;
- **16.20-19.60m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre ;
- **19.60-21.70m** : argile limoneuse beige, moyennement ferme, à rares gravier ;
- **21.70-35.00m** : alternance de niveaux d'argile graveleuse et de grave.

Sondage SC02 :

- **0.0-1.8m** : remblai anthropique hétérogène (cailloux, galets et gravier dans une matrice argilo-sablo-limoneuse) ;
- **1.8-13.5m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre ;
- **13.5-26.1m** : argile limoneuse beige, moyennement ferme, devenant graveleuse vers la base.

Sondage SC03 :

- **0.0-4.0m** : remblai anthropique hétérogène (cailloux, galets et gravier dans une matrice argilo-sablo-limoneuse) ;
- **4.0-11.5m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec traces d'oxydation ;
- **11.5-26.6m** : alternance de niveaux d'argile graveleuse et de grave argileuse, parfois mal récupérée.

Sondage SC04 :

- **0.0-4.0m** : alluvion sable et gravier dans une matrice argilo-limoneuse plus ou moins lavée ;
- **1.5-6.0m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec trace d'oxydation ;
- **6.0-7.5m** : argile limoneuse rougeâtre, moyennement ferme, à rares graviers ;
- **7.5-21.5m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec de nombreux passages d'une grave argileuse, plus ou moins bien récupérée ;
- **21.5-27.5m** : argile limoneuse rougeâtre à brunâtre, moyennement ferme, à rares gravier ;
- **27.5-30.0m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre.

Sondage SC05 :

- **0.0-7.8m** : remblai anthropique hétérogène (cailloux, galets et gravier dans une matrice argilo-sablo-limoneuse) ;
- **7.8-20.4m** : argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec traces d'oxydation.

Sondage SC06 :

- **0.0-4.0m** : remblai anthropique hétérogène (cailloux, galets et gravier dans une matrice argilo- sablo limoneuse) ;
- **4.0-7.5m** : alluvion sablo-graveleuse à argileuse, grisâtre à brunâtre, parfois mal récupérée ;
- **7.5-25.0m** : alternance de niveaux d'argile graveleuse et de grave argileuse, parfois mal récupérée ;
- **25.0-26.4m** : argile limoneuse brunâtre à beige, bien récupérée.



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC01

Projet : Réalisation de deux ouvrages d'art sur l'Oued Sidi Lekbir - (w) Blida
 Endroit : Oued Sidi Lekbir - (c) Bouaarfa - (w) Blida

Dossier N° : GIS - 11-0019 - AG-AG
 Client : COSIDER Ouvrages d'Art - Spa

Date début : 22/12/2011
 Date fin : 10/01/2012
 Profondeur forée (m) : 35
 Niveau d'eau (m) : 6,5

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Polymère biodégradable
 Type forage : Carottage + SPT
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
2,5	-3,00	75 %						4,40		Remblai hétérogène : cailloux, galets et gravier dans une matrice argilo-sablo-limoneuse.
5,0	3,00			50				5,00		Argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec traces d'oxydation.
7,5		80 %			128			7,60		
10,0	-11,00							8,20		Argile limoneuse beige, moyennement ferme, à rares graviers.
12,5	11,00	100 %						8,55		
15,0								11,00		Argile graveleuse, brunâtre à grisâtre..
17,5	-16,20	85 %				CR		11,40		
20,0	16,20							12,60		Argile limoneuse beige, moyennement ferme, à rares graviers.
22,5	-19,60	100 %						13,00		
25,0	19,60							14,20		Alternance de niveaux d'argile graveleuse et de grave argileuse, parfois mal récupérée.
27,5	-21,70	75 %						14,60		
30,0	21,70							18,80		Fin du forage à une profondeur de 35 m.
32,5								20,30		
35,0	-35,00							21,30		
37,5	35,00							21,80		
40,0								26,80		
42,5								28,95		
								29,80		
								34,70		
								35,00		

REMARQUES :

TYPE D'ÉCHANTILLON :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE

Vérifié par : M. BELKHERI

15/02/2012

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC02

Projet : Réalisation de deux ouvrages d'art sur l'Oued Sidi Lekbir - (w) Blida
 Endroit : Oued Sidi Lekbir - (c) Bouaarfa - (w) Blida

Dossier N° : GIS - 11-0019 - AG-AG
 Client : COSIDER Ouvrages d'Art - Spa

Date début : 02/01/2012
 Date fin : 04/01/2012
 Profondeur forée (m) : 26,1
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Polymère biodégradable
 Type forage : Carrotage + SPT
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
2.0	-1,80	1,80	80 %	65		128			2,80		Remblai hétérogène : cailloux, galets et gravier dans une matrice argilo-sablo-limoneuse.
4.0									3,40		
6.0									4,80		
8.0			90 %						5,10		Argile graveleuse, brunâtre à grisâtre.
10.0									7,80		
12.0											
14.0	-13,50	13,50		44			CR		13,60		
16.0									14,50		
18.0									14,40		
20.0									14,60		
22.0									15,20		
24.0									15,60		
26.0	-26,10	26,10		43					16,40		
28.0									16,90		
30.0									18,30		
32.0									20,00		
34.0									20,20		
									22,10		
									22,70		
									23,70		
									24,20		
									25,50		
											Fin du forage à une profondeur de 26,1 m.

REMARQUES :

TYPE D'ÉCHANTILLON :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg (WL, PL)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE

Vérifié par : M. BELKHEIRI

16/02/2012

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC03

Projet : Réalisation de deux ouvrages d'art sur l'Oued Sidi Lekbir - (w) Blida
 Endroit : Oued Sidi Lekbir - (c) Bouaarfa - (w) Blida

Dossier N° : GIS - 11-0019 - AG-AG
 Client : COSIDER Ouvrages d'Art - Spa

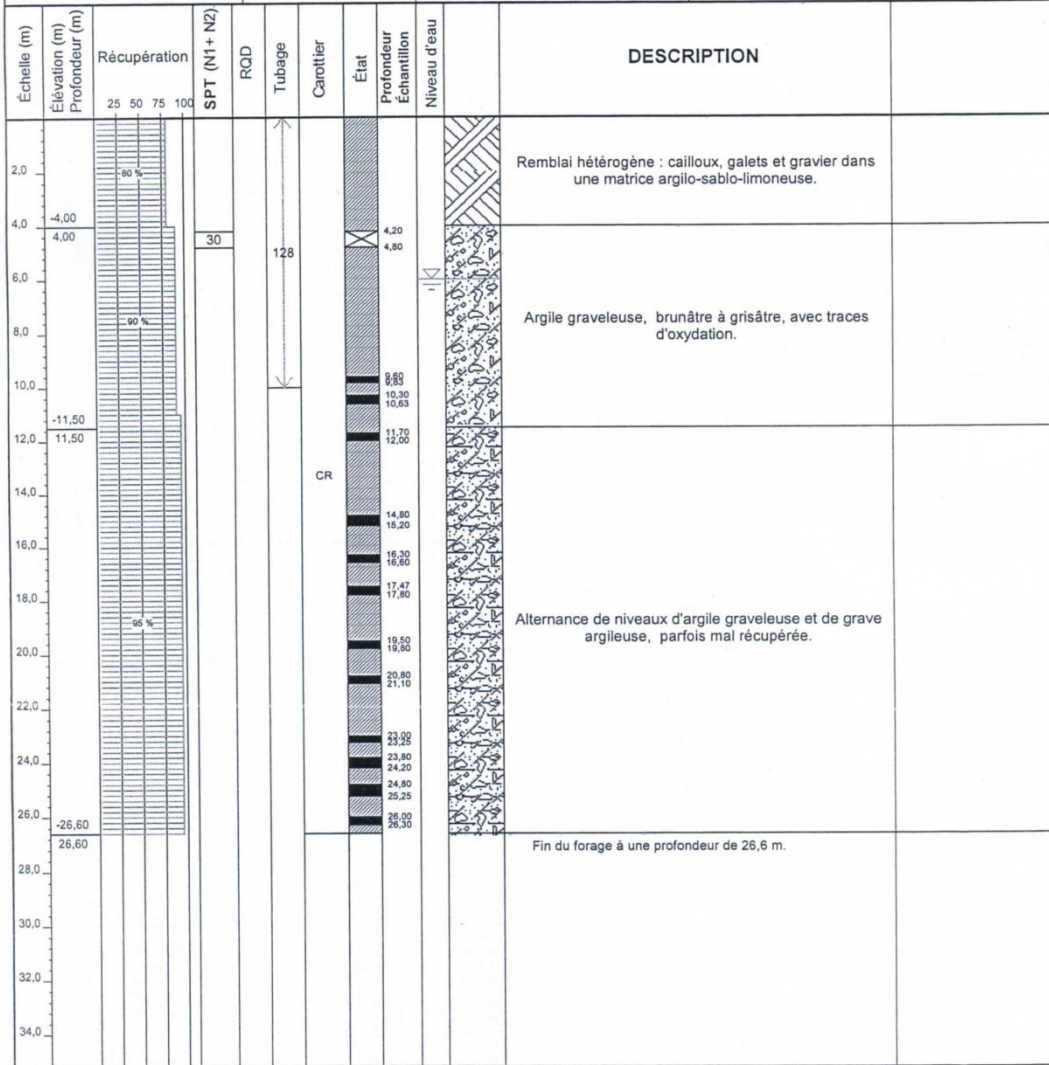
Date début : 08/12/2011
 Date fin : 17/01/2012
 Profondeur forée (m) : 26,6
 Niveau d'eau (m) : 6

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Polymère biodégradable
 Type forage : Carottage + SPT
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche



REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE

Vérifié par : M. BELKHEIRI

19/02/2012

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC04

Projet : Réalisation de deux ouvrages d'art sur l'Oued Sidi Lekbir - (w) Blida
 Endroit : Oued Sidi Lekbir - (c) Bouaarfa - (w) Blida

Dossier N° : GIS - 11-0019 - AG-AG
 Client : COSIDER Ouvrages d'Art - Spa

Date début : 22/01/2012
 Date fin : 29/01/2012
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) : 0,5

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Polymère biodégradable
 Type forage : Carrotage + SPT
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
2.0	-1.50	80%						3.10		Alluvion : sable et gravier dans une matrice argilo-limoneuse plus ou moins lavée.
4.0	-6.00	80%			128			3.47		Argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec traces d'oxydation.
6.0	-7.50	100%						4.60		Argile limoneuse rougeâtre, moyennement ferme, à rares graviers.
8.0	-7.50							4.90		
10.0								6.40		
12.0								6.75		
14.0		90%				CR		9.00		Argile graveleuse, brunâtre à grisâtre, avec de nombreux passages d'une grave argileuse, plus ou moins bien récupérée.
16.0								9.40		
18.0								10.10		
20.0								10.45		
22.0								13.60		
24.0		100%						13.98		Argile limoneuse rougeâtre à brunâtre, moyennement ferme, à rares graviers.
26.0								18.60		
28.0								18.98		
30.0		90%						19.85		Argile graveleuse, brunâtre à grisâtre.
32.0								20.20		
34.0								22.00		Fin du forage à une profondeur de 30 m.
								22.40		
								23.60		
								24.00		
								25.70		
								28.00		
								28.00		
								29.00		
								30.00		

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimétrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Retus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE

Vérifié par : M. BELKHEIRI

19/02/2012

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC05

Projet : Réalisation de deux ouvrages d'art sur l'Oued Sidi Lekbir - (w) Blida
 Endroit : Oued Sidi Lekbir - (c) Bouaarfa - (w) Blida

Dossier N° : GIS - 11-0019 - AG-AG

Cliant : COSIDER Ouvrages d'Art - Spa

Date début : 05/01/2012
 Date fin : 07/01/2012
 Profondeur forée (m) : 20,4
 Niveau d'eau (m) : 9

Coordonnées GPS:

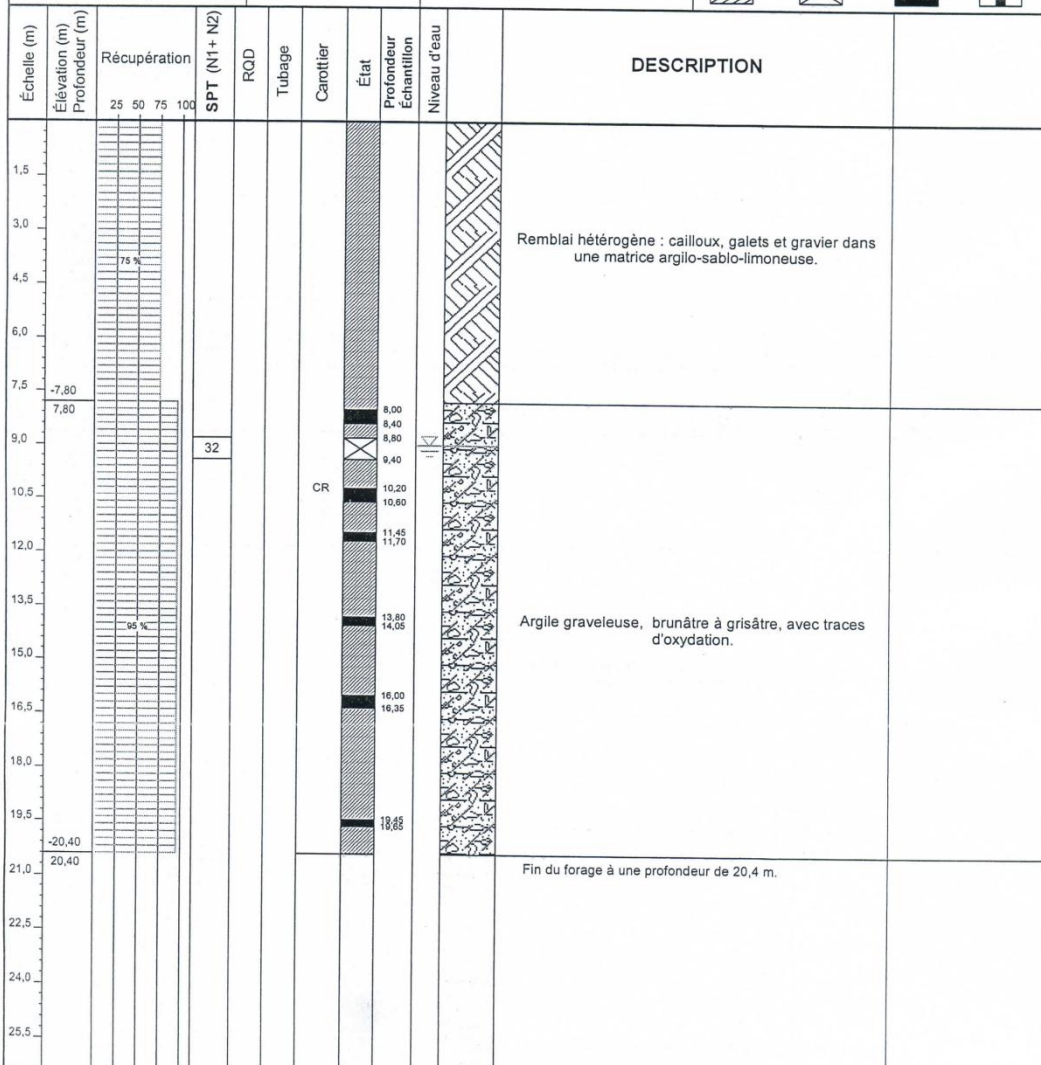
X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : Polymère biodégradable

Type forage : Carottage + SPT

Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :



REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
 CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
 AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement



RAPPORT DE FORAGE

Sondage :

Projet : Réalisation de deux ouvrages d'art sur l'Oued Sidi Lekbir - (w) Blida

Dossier N° : GIS - 11-0019 - AG-AG

Endroit : Oued Sidi Lekbir - (c) Bouaarfa - (w) Blida

Client : COSIDER Ouvrages d'Art - Spa

Date début : 26/01/2012
Date fin : 26/02/2012
Profondeur forée (m) : 26,4
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Polymère biodégradable
Type forage : Carrotage + SPT
Foreuse : ROLATEC

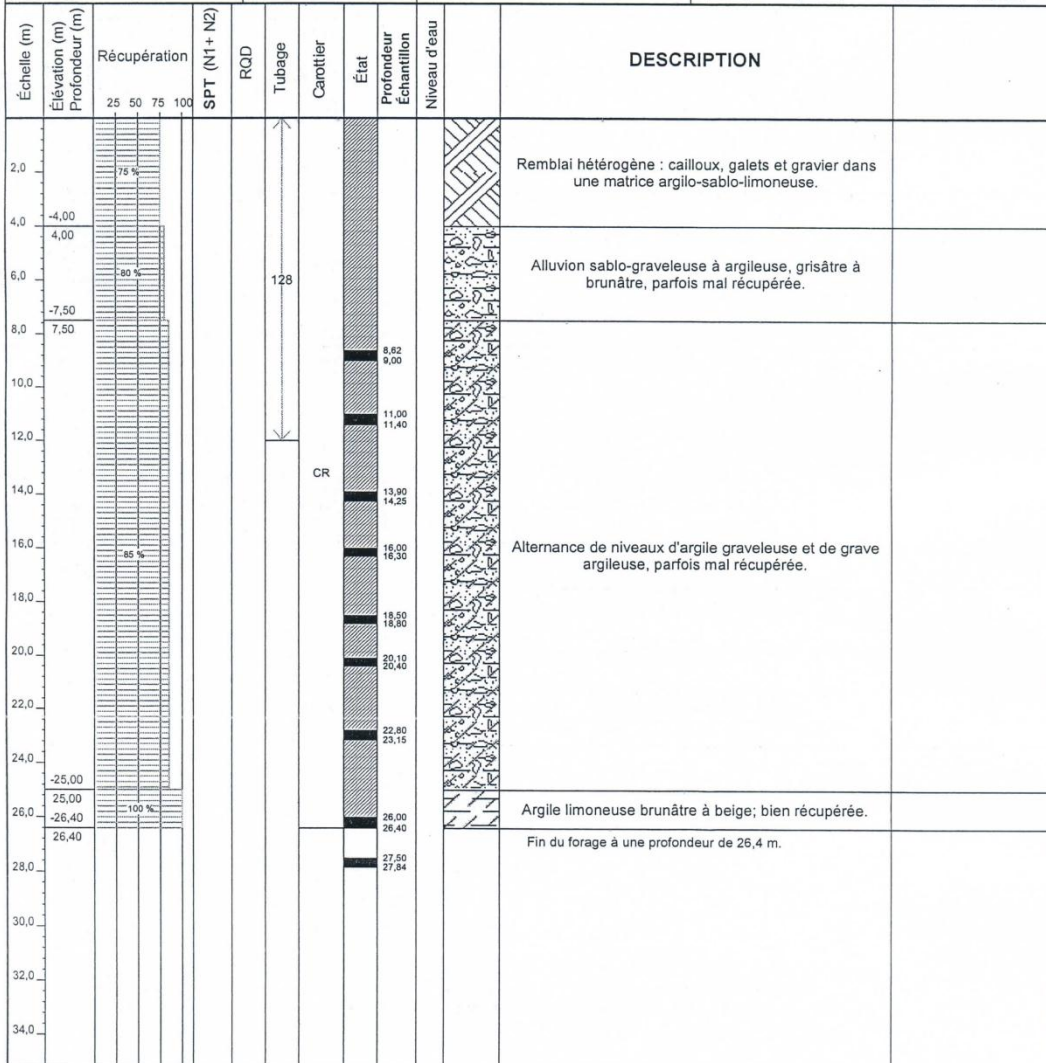
Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



REMARQUES :

Sondage arrêté à 26,4m

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,LP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE

Vérifié par : M. BELKHEIRI

25/03/2012

Page : 1 de 1

Annexe 2

Les caractéristiques mécaniques des voussoirs

Les caractéristiques mécaniques des voussoirs

Voussoirs(m)	Abscisse(m)	hx(m)	Ex(m)	Aire s (m ²)	moment d'inertie		poids des voussoirs (t)	V(m)	V'(m)	$\rho=Iy/s.v.v'$	c=p.v(m)	c=p.v'(m)
					Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)						
1/2vsp	0	6,5	1	20.805	110,8602	125,4131	390,09375	3,192	3,308	0,50381818	1,60818763	1,66663054
v1	5	5.93	0,8765	18,0115	83,5939	110,9948	242,60312	2,959	2,972	0,52775327	1,56162193	1,56848272
v2	10	5.42	0,766	15,6947	63,489	98,5141	210,66375	2,658	2,762	0,55101931	1,46460932	1,52191533
v3	15	4.97	0,6685	13,8016	48,7212	87,9388	184,351875	2,373	2,597	0,5728209	1,35930399	1,48761587
v4	20	4.58	0,584	12,2675	37,8831	79,1558	162,931875	2,463	2,117	0,59224878	1,45870874	1,25379066
v5	25	4.25	0,5125	11,0548	30,013	72,0633	145,764375	1,895	2,355	0,60835684	1,1528362	1,43268035
v6	30	3.98	0,454	10,1128	24,354	66,5002	132,2975	2,271	1,709	0,620497	1,40914869	1,06042937
v7	35	3.77	0,4085	9,4191	20,4276	62,3554	122,074375	1,563	2,208	0,62841984	0,98222022	1,38755102
v8	40	3.62	0,376	8,9373	17,8399	59,4806	114,7275	2,165	1,455	0,63367297	1,37190199	0,92199418
v9	45	3.53	0,3565	8,6599	17,8399	57,8077	109,9825	1,392	2,138	0,69220161	0,96354464	1,47992703
v10	50	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	107,655625	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575
v.clavage	52.5	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	53,53125	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575
v11	57.5	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	107,0625	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575
v12	62.5	3.5	0.35	8,565	15,9104	57,2474	107,0625	2,13	1,37	0,63658084	1,35591718	0,87211575

Annexe 3

**MOMENTS ET EFFORTS AGISSANT
DES CHARGES PERMANENTS**

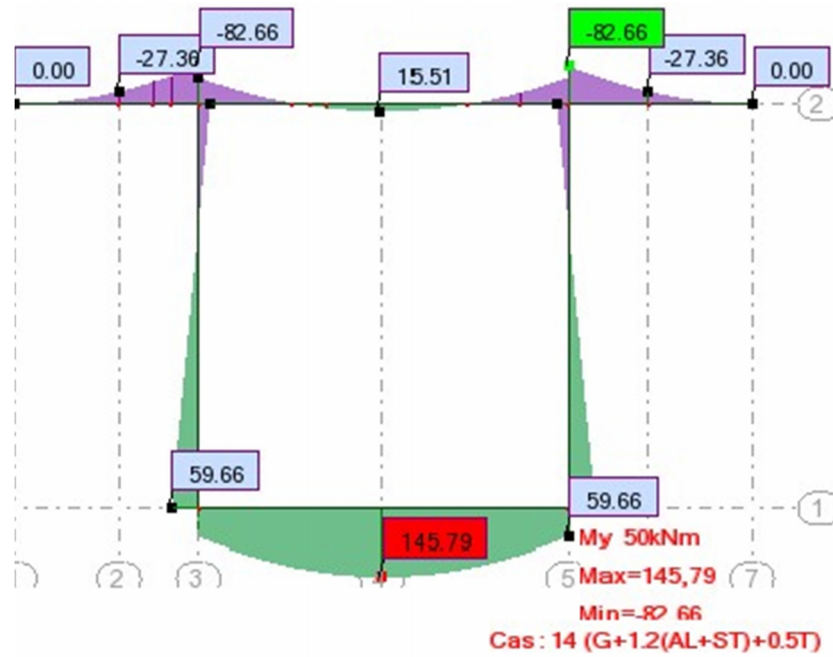
		P	P ϵ_h	P (1+ ϵ_v)	V	H	M _R	M _S
Poids de tablier	C.N	363,062	0	363,062	6,94	2	0	726,124
	H V ⁺	363,062	108,9186	395,73758	6,94	2	755,89508	791,47516
	H V ⁻	363,062	108,9186	330,38642	6,94	2	755,89508	660,77284
Mur garde grève	C.N	60,5	0	60,5	8,2	3,275	0	198,1375
	H V ⁺	60,5	18,15	65,945	8,2	3,275	148,83	215,96988
	H V ⁻	60,5	18,15	55,055	8,2	3,275	148,83	180,30513
Corbeau	C.N	12,6	0	12,6	8,232	3,125	0	39,375
	H V ⁺	12,6	3,78	13,734	8,232	3,125	31,11696	42,91875
	H V ⁻	12,6	3,78	11,466	8,232	3,125	31,11696	35,83125
mur frontal	C.N	220	0	220	4	2	0	440
	H V ⁺	220	66	239,8	4	2	264	479,6
	H V ⁻	220	66	200,2	4	2	264	400,4
deux dés d'appui	C.N	6,86	0	6,86	6,35	2	0	13,72
	H V ⁺	6,86	2,058	7,4774	6,35	2	13,0683	14,9548
	H V ⁻	6,86	2,058	6,2426	6,35	2	13,0683	12,4852
Semelle	C.N	396	0	396	1	3,5	0	1386
	H V ⁺	396	118,8	431,64	1	3,5	118,8	1510,74
	H V ⁻	396	118,8	360,36	1	3,5	118,8	1261,26
deux murs en retour	C.N	50,52	0	50,52	7,166	5,265	0	265,9878
	H V ⁺	50,52	15,156	55,0668	7,166	5,265	108,6079	289,9267
	H V ⁻	50,52	15,156	45,9732	7,166	5,265	108,6079	242,0489
dalle transition de	C.N	31,8	0	31,8	7,55	7	0	222,6
	H V ⁺	31,8	9,54	34,662	7,55	7	72,027	242,634
	H V ⁻	31,8	9,54	28,938	7,55	7	72,027	202,566
poids des terres au dessus patin	C.N	23,76	0	23,76	2,4	0,5	0	11,88
	H V ⁺	23,76	7,128	25,8984	2,4	0,5	17,1072	12,9492
	H V ⁻	23,76	7,128	21,6216	2,4	0,5	17,1072	10,8108
poids des terres au dessus de DT	C.N	35,28	0	35,28	10,15	5,5	0	194,04
	H V ⁺	35,28	10,584	38,4552	10,15	5,5	107,4276	211,5036
	H V ⁻	35,28	10,584	32,1048	10,15	5,5	107,4276	176,5764

poids des terres au dessous de DT	C.N	268,01	0	268,01	4,7	5	0	0
	H + V+	268,01	80,403	292,1309	4,7	5	377,8941	1460,6545
	H + V-	268,01	80,403	243,8891	4,7	5	377,8941	1219,4455
Surcharge sur remblais poids 1t/m2	C.N	57,6	0	57,6	8,4	5,5	0	316,8
	H + V+	57,6	17,28	62,784	8,4	5,5	145,152	345,312
	H + V-	57,6	17,28	52,416	8,4	5,5	145,152	288,288
freinage Bc	C.N	5,82	0	5,82	6,94	2	0	11,64
	H + V+	5,82	1,746	6,3438	6,94	2	12,11724	12,6876
	H + V-	5,82	1,746	5,2962	6,94	2	12,11724	10,5924
TOTAL	C.N	1531,812	0	1531,812	82,028	46,665	0	3826,3043
	H + V+	1531,812	459,5436	1669,6751	82,028	46,665	2172,0434	5631,3262
	H + V-	1531,812	459,5436	1393,9489	82,028	46,665	2172,0434	4701,3824

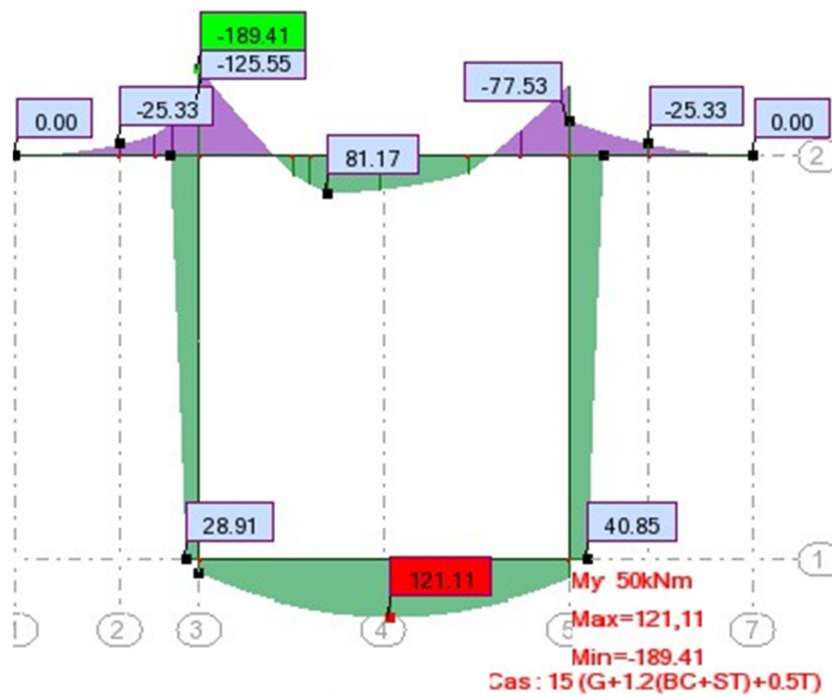
Tableau.13.3. Moments et efforts agissant des charges permanents aux trois cas existantes

**LES MOMENTS
TRANSVERSAUX**

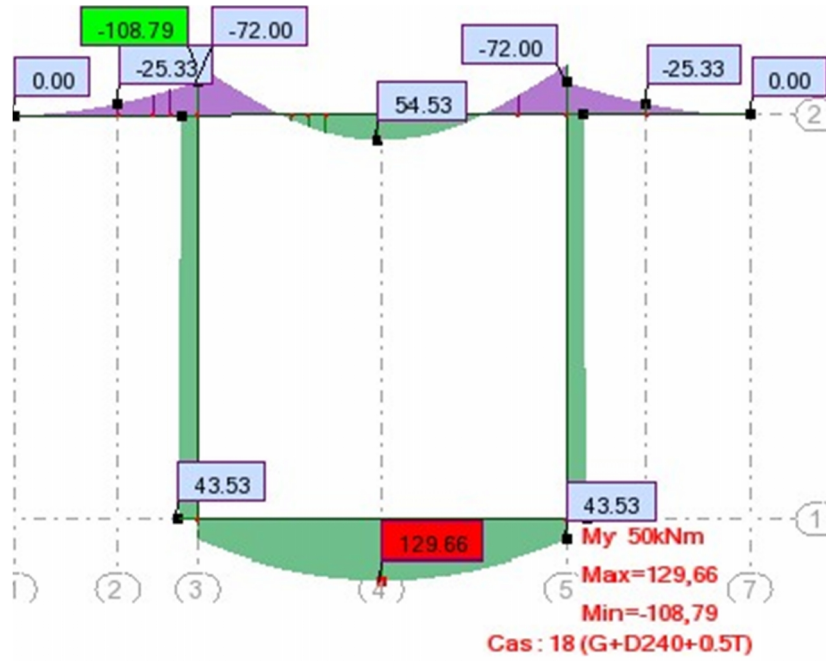
Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(AL+ST)+0.5T$



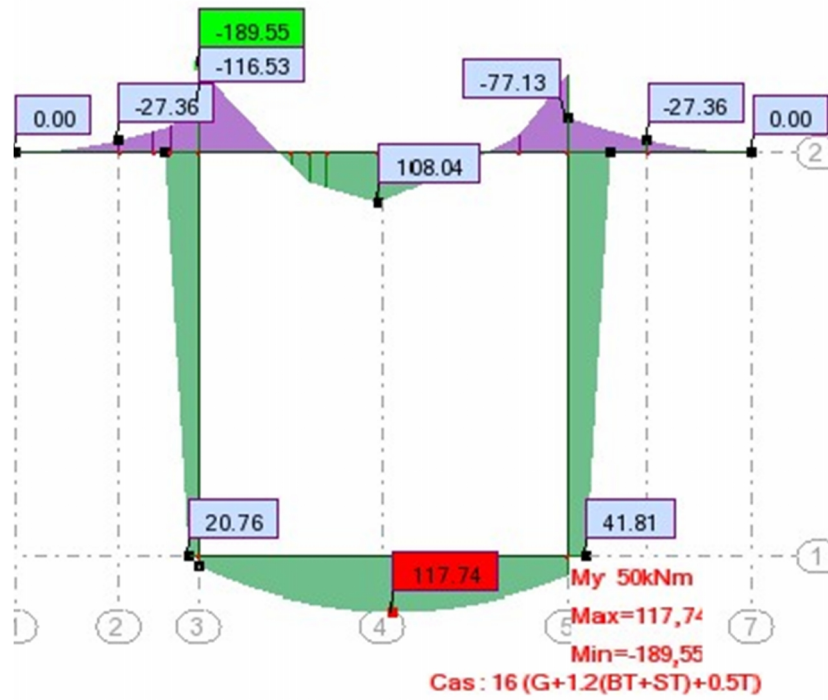
Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(BC+ST)+0.5T$



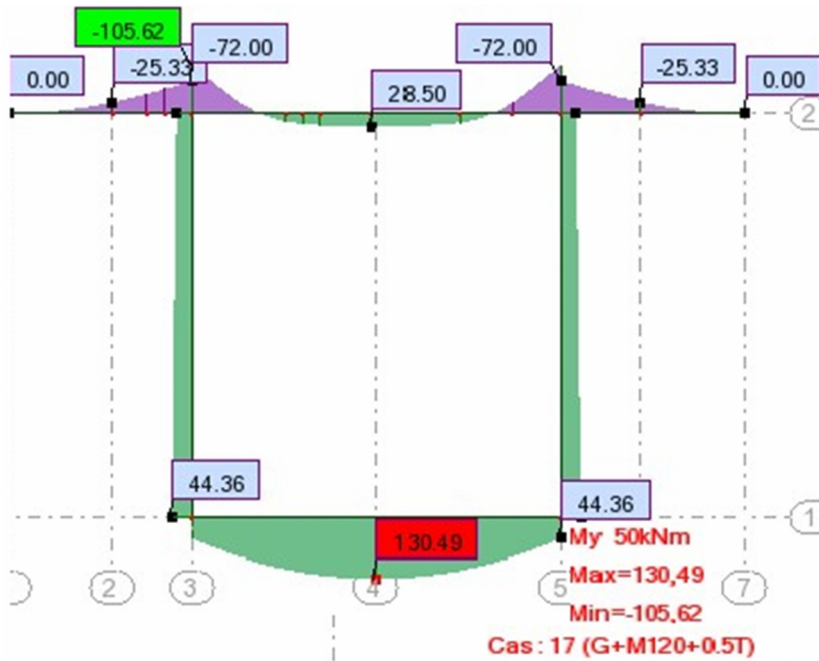
Moment transversal sous la combinaison : G+D240+0.5T



Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(BT+ST)+0.5T$.

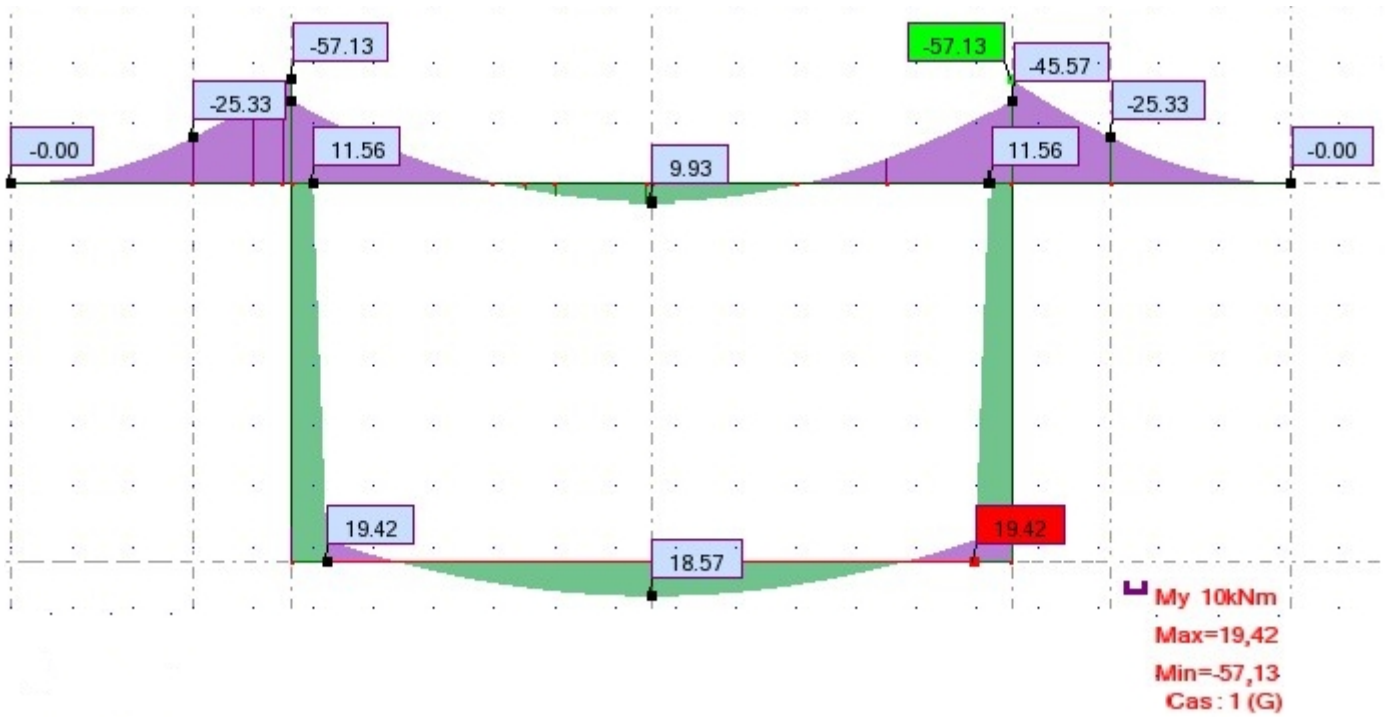


Moment transversal sous la combinaison : $G+ MC120+0.5T$.

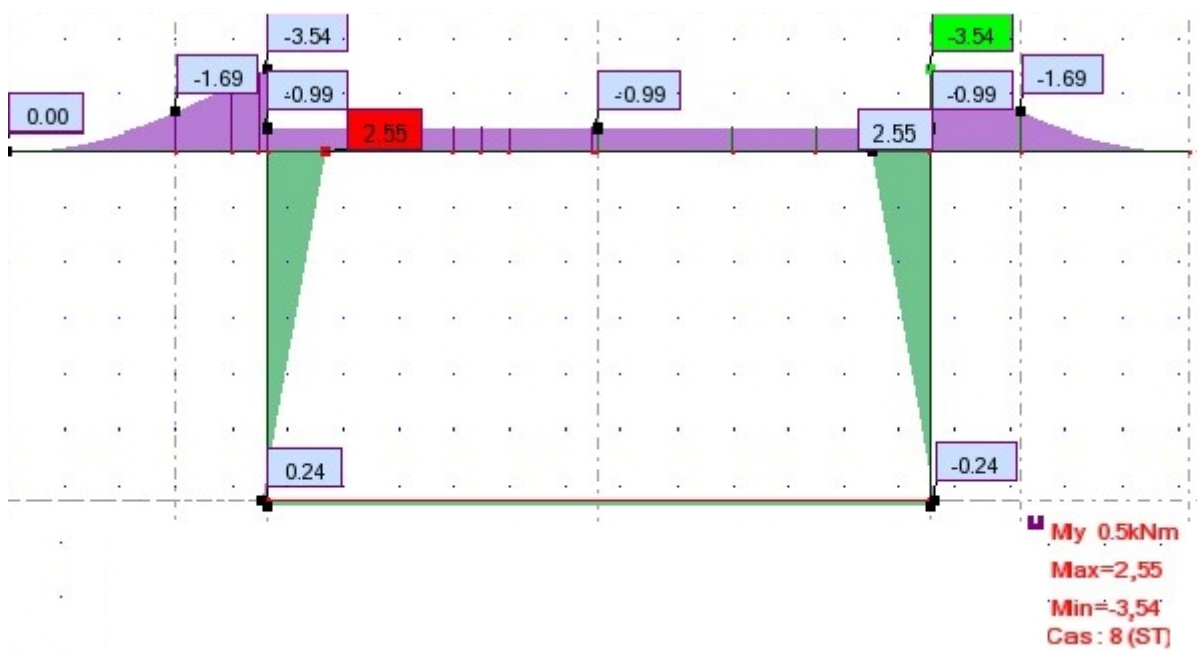


Section sur culée

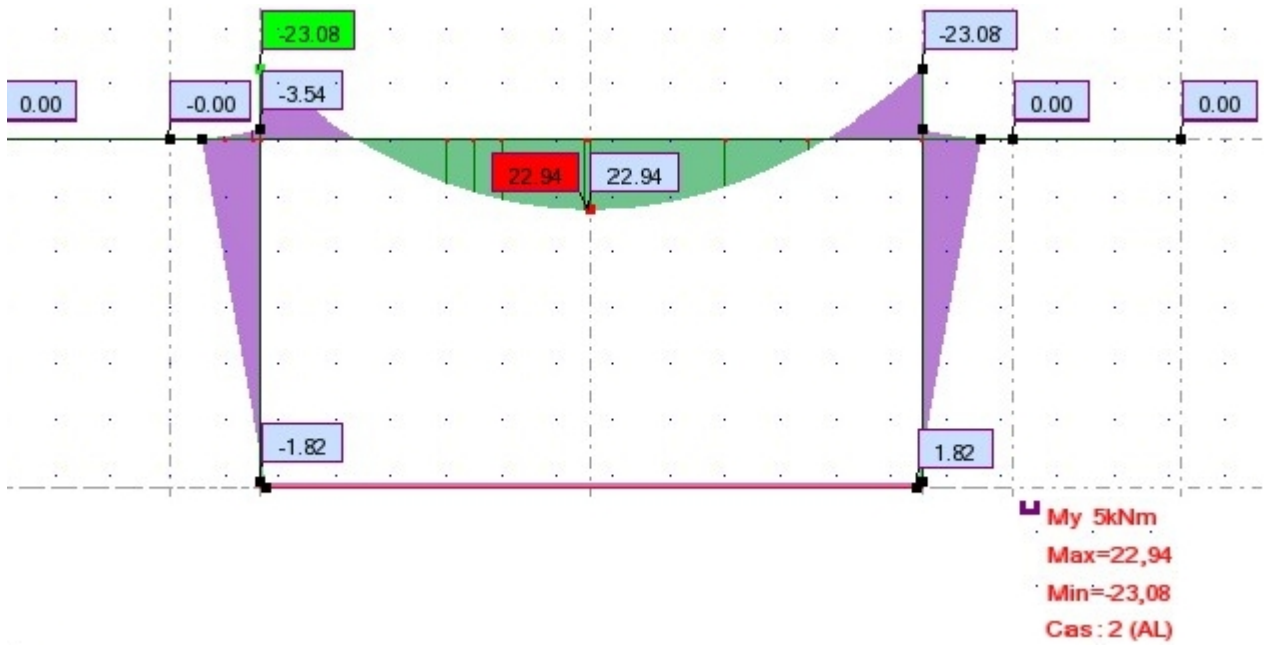
Moment transversal sous poids propre G :



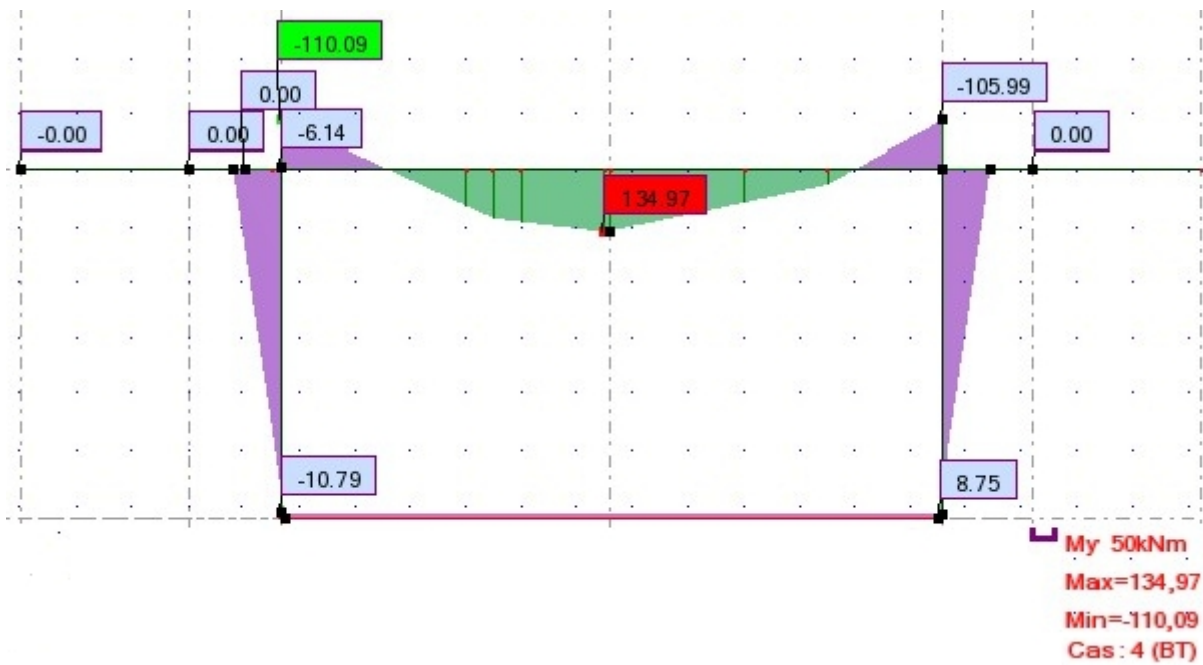
Moment transversal sous poids propre du trottoir :



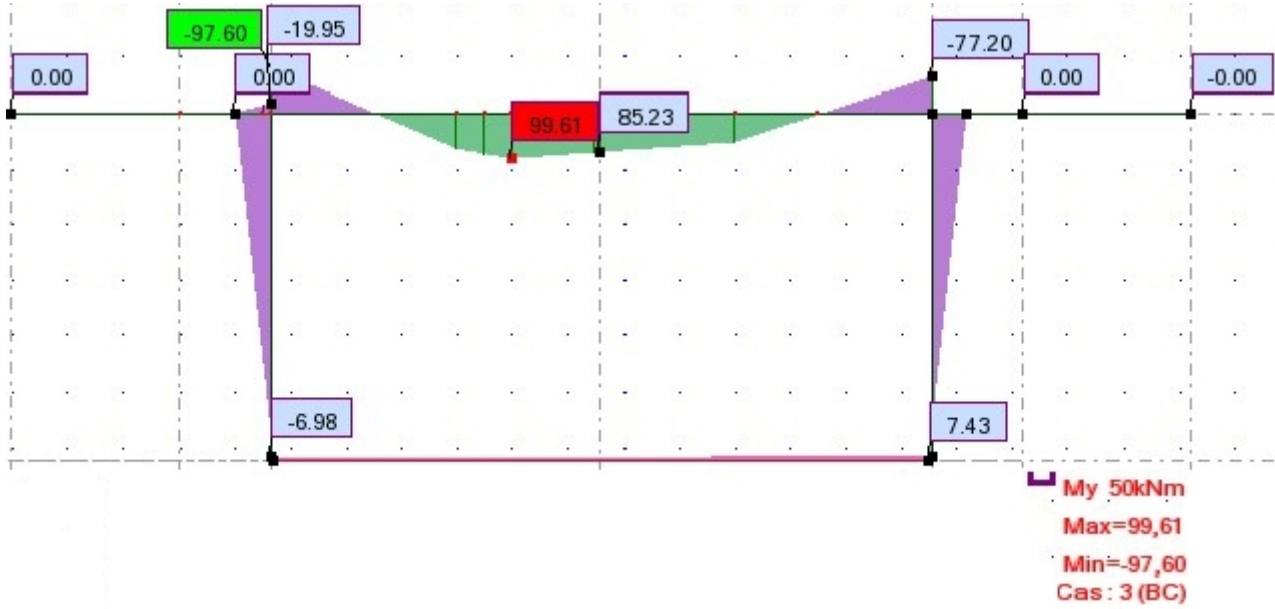
Moment transversal sous surcharge A(L)



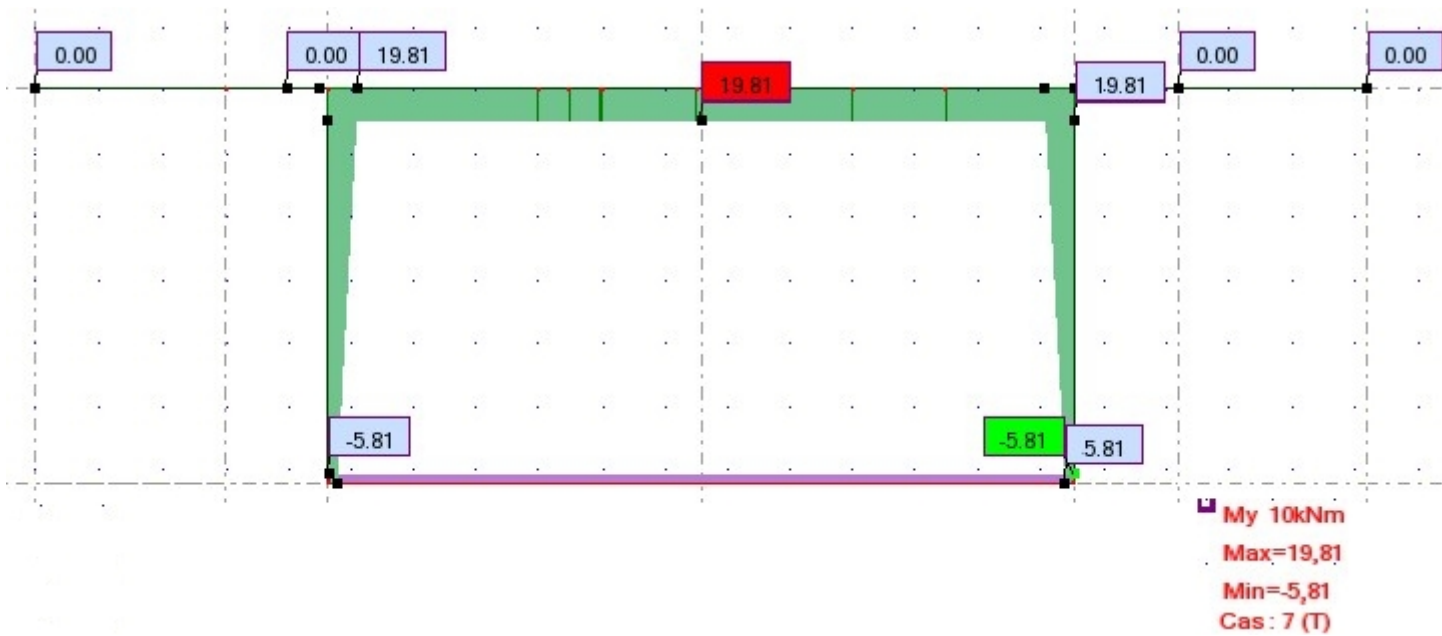
Moment transversal sous surcharge : BT



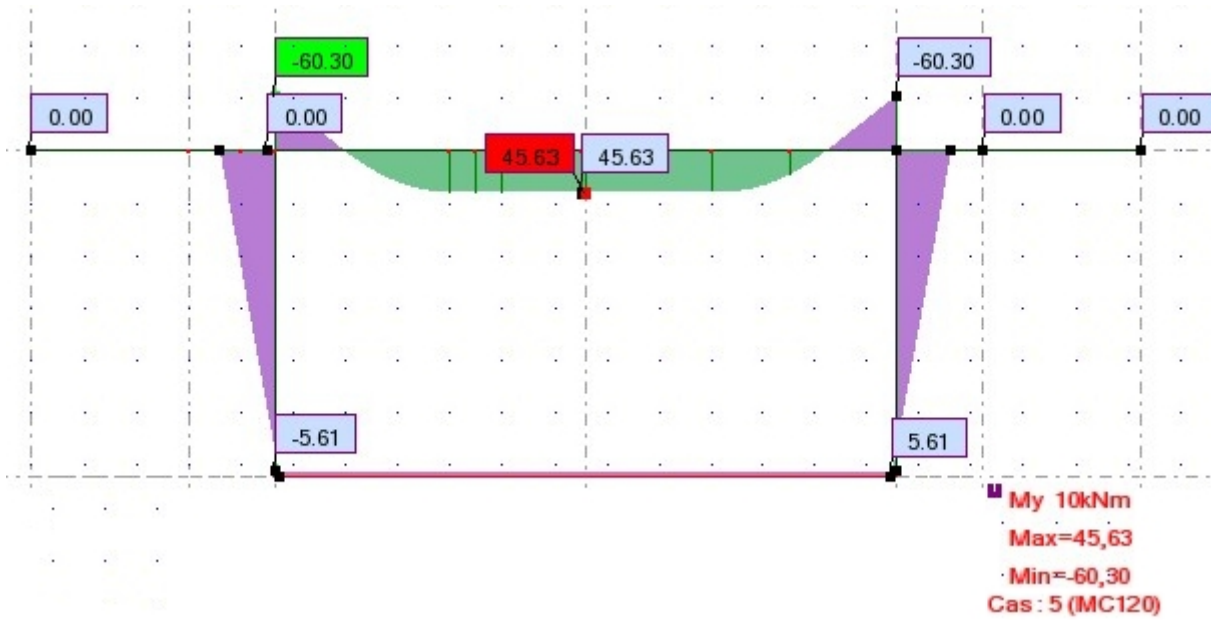
Moment transversal sous surcharge : Bc



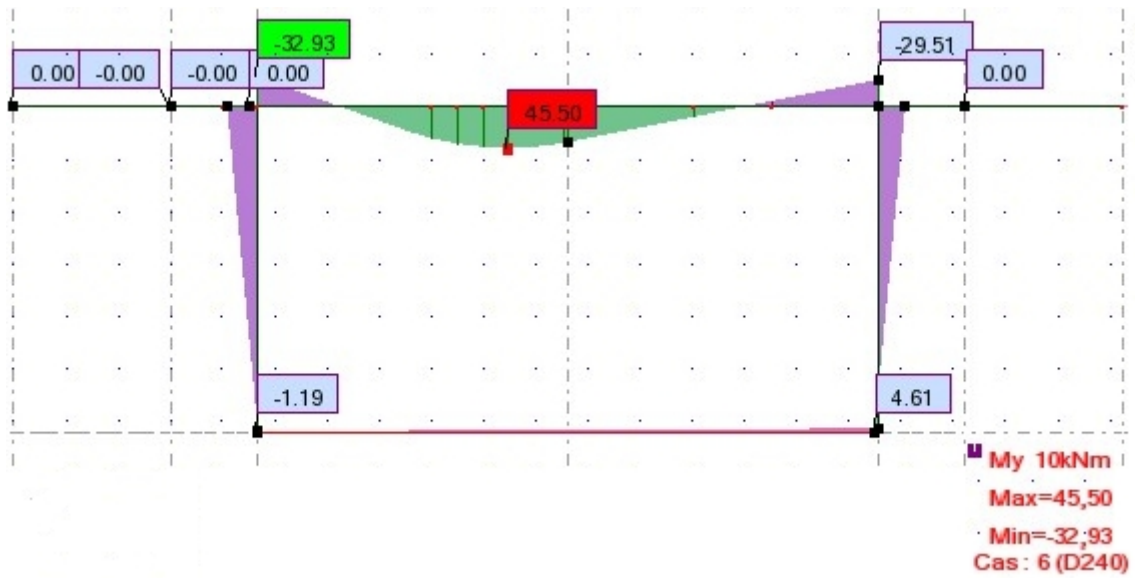
Moment transversal sous la température : T



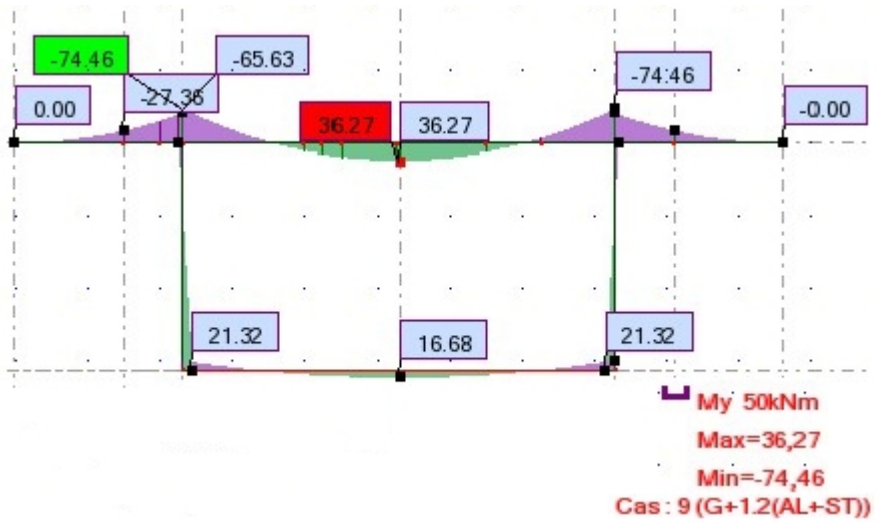
Moment transversal sous surcharge : M_{C120}



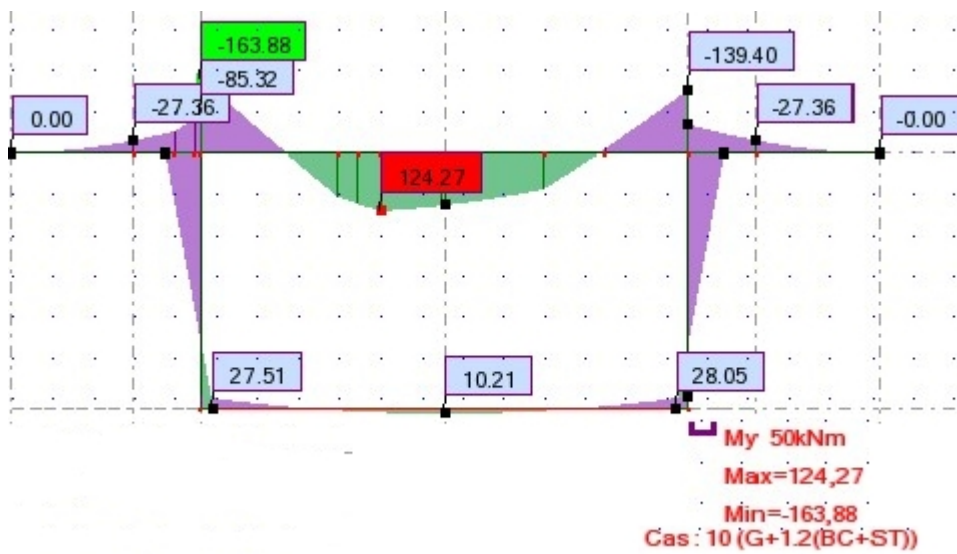
Moment transversal sous surcharge : D_{240}



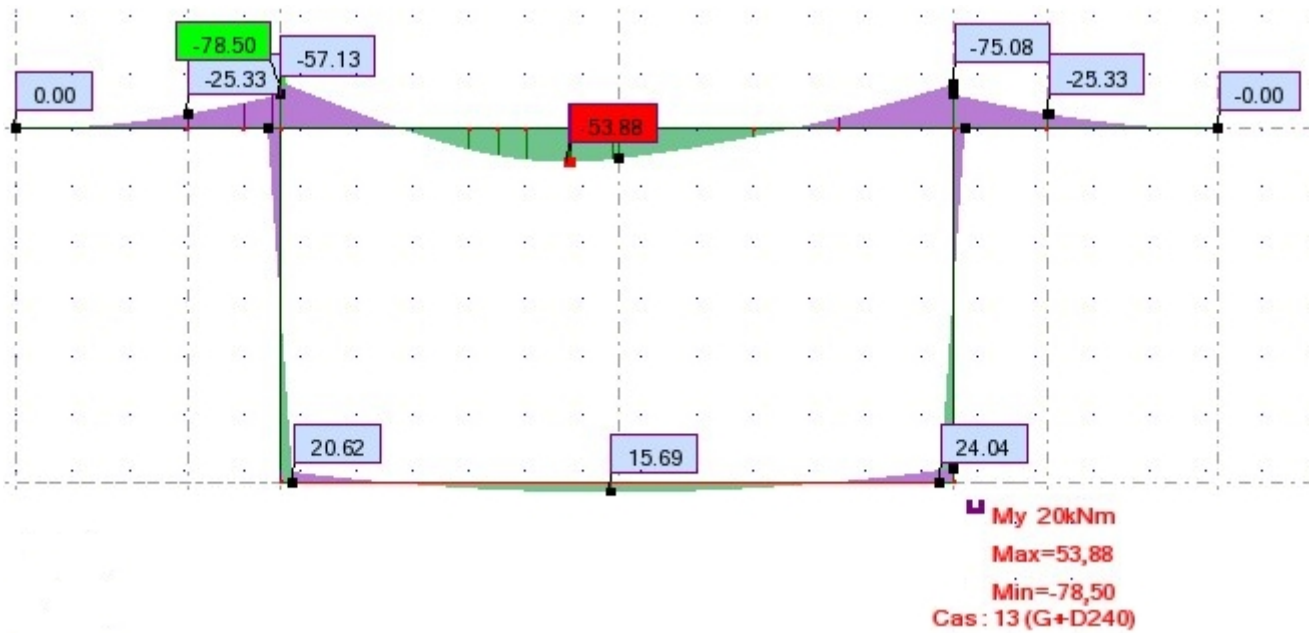
Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(AL+ST)$.



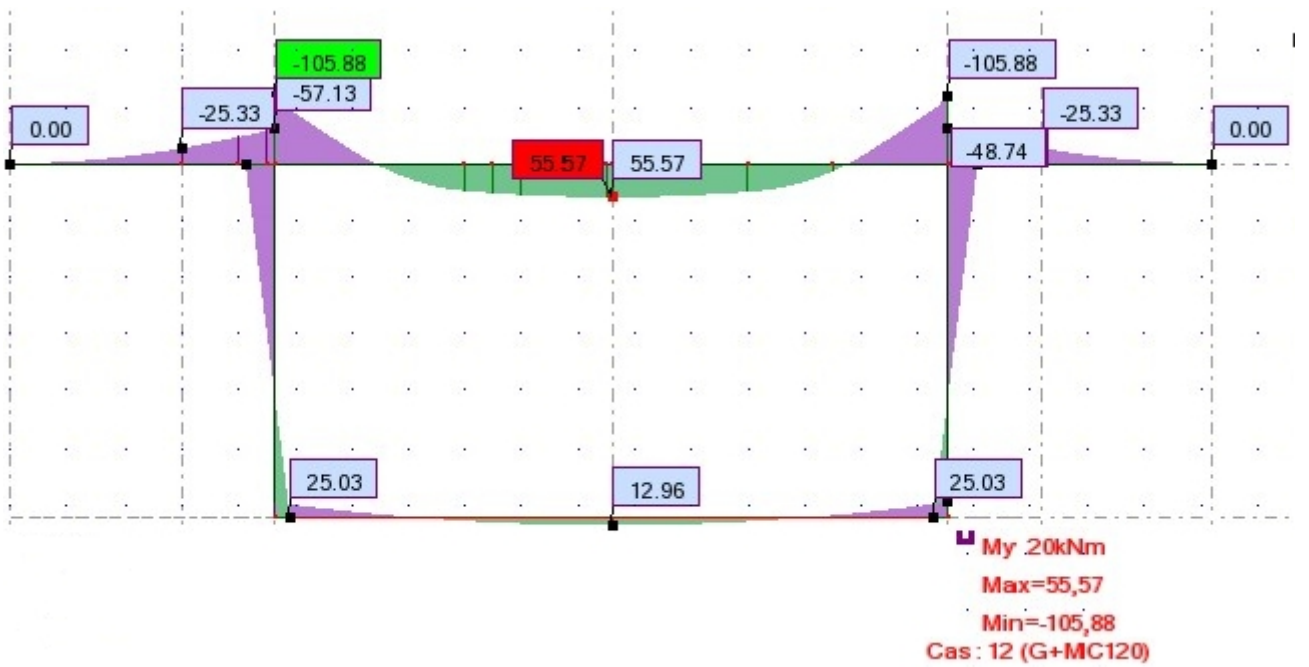
Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(BC+ST)$.



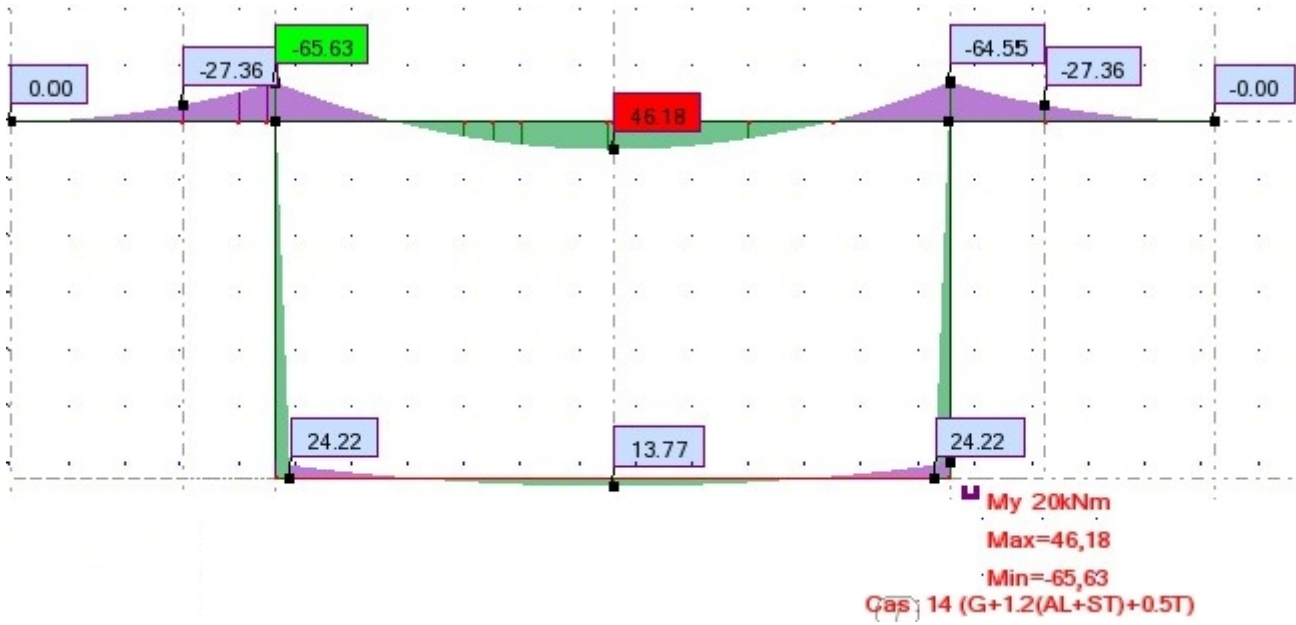
Moment transversal sous la combinaison : G+D240.



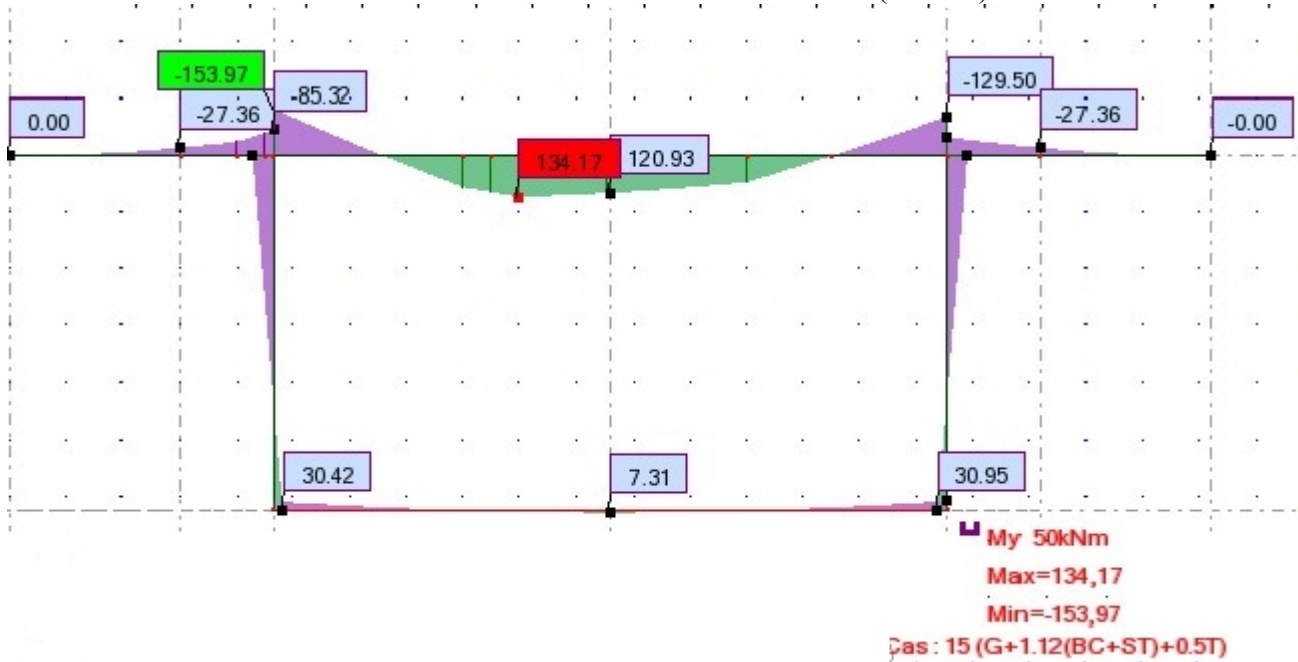
Moment transversal sous la combinaison : G+MC120.



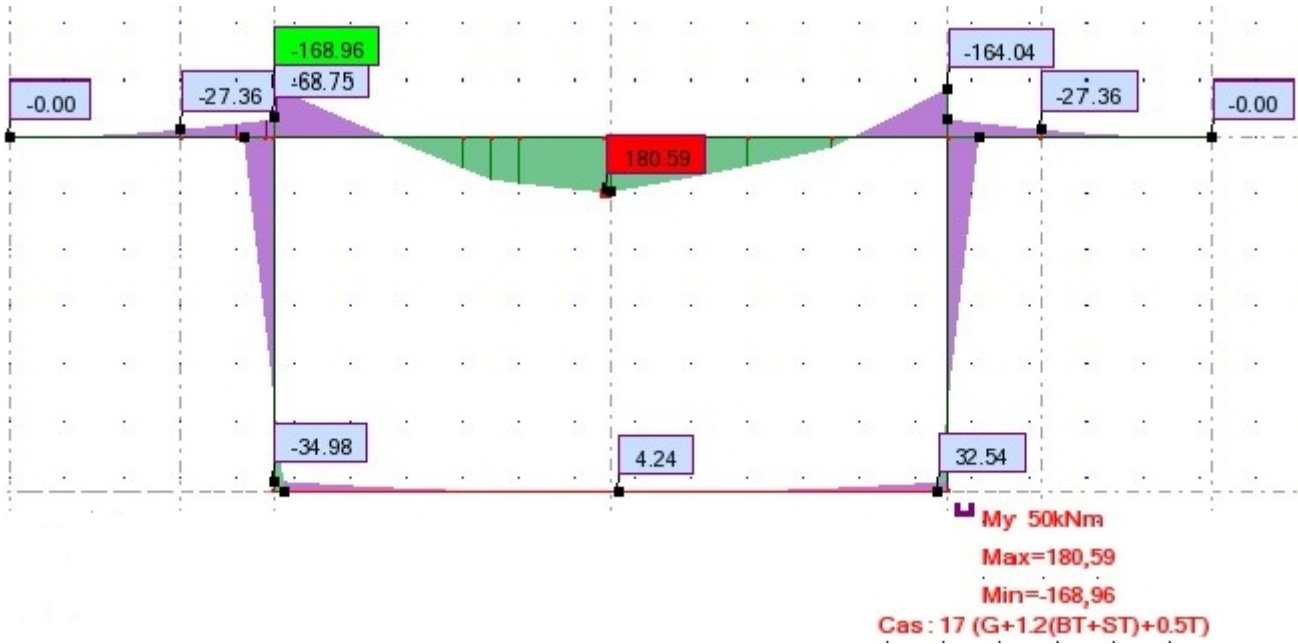
Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(AL+ST)+0.5T$



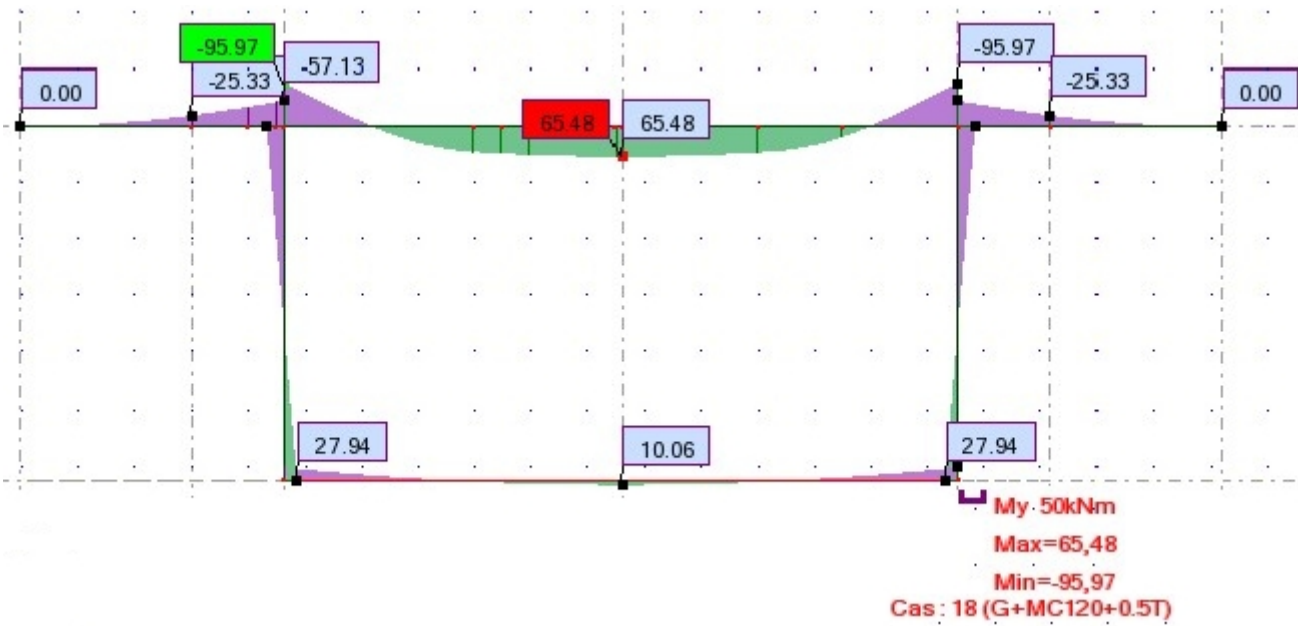
Moment transversal sous la combinaison : $G+1.2(BC+ST)+0.5T$



Moment transversal sous la combinaison : G+1.2 (BT+ST)+0.5T

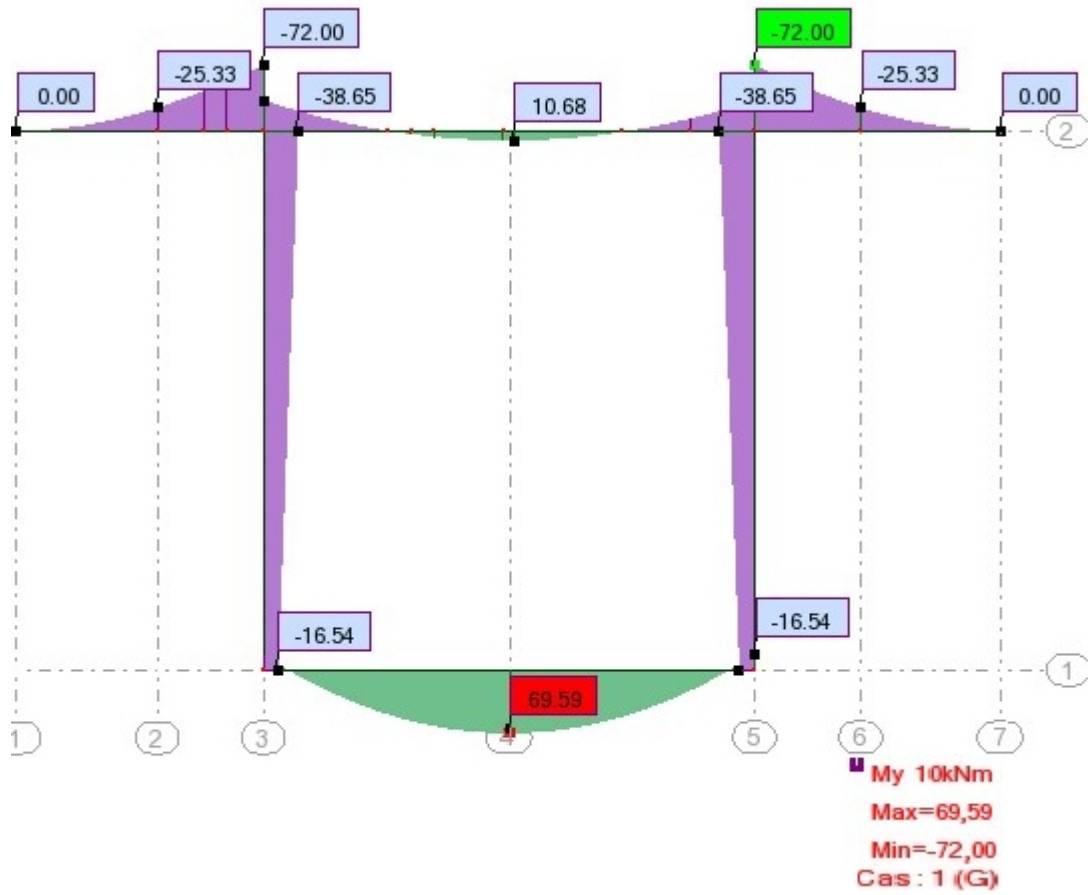


Moment transversal sous la combinaison : G+1.2 (BT+ST)+0.5T

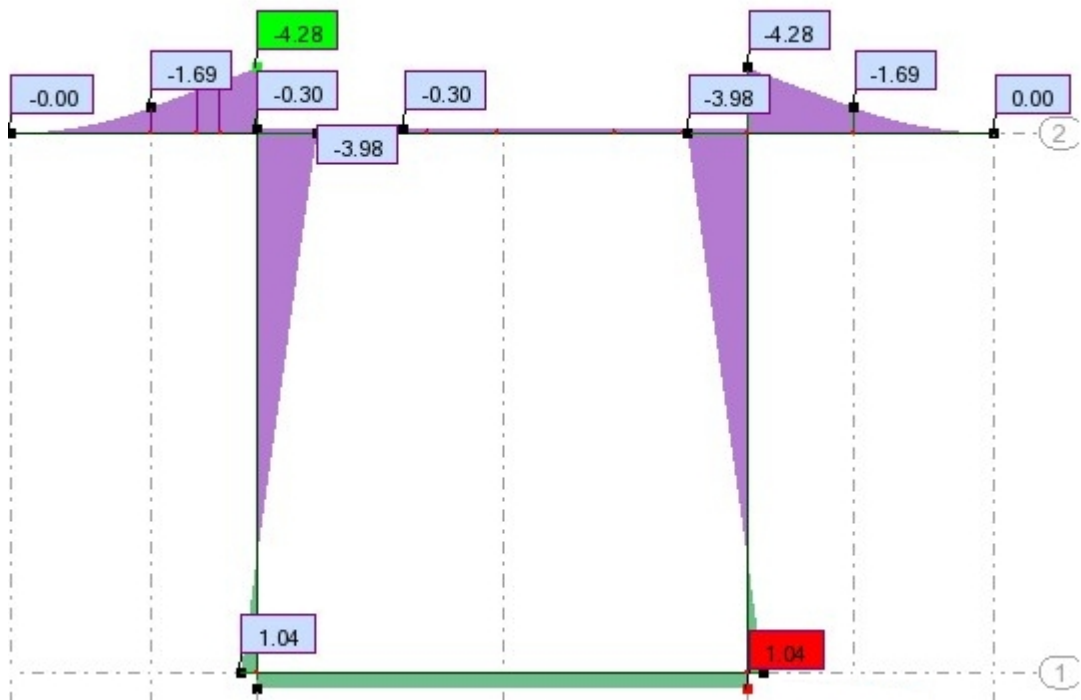


Section sur pile

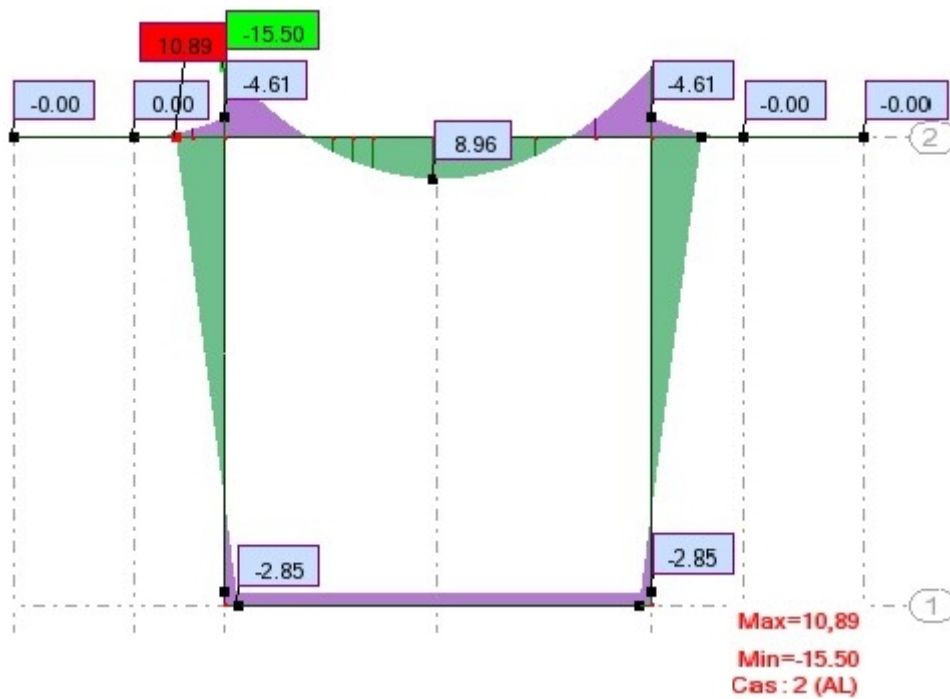
Moment transversal sous poids propre G :



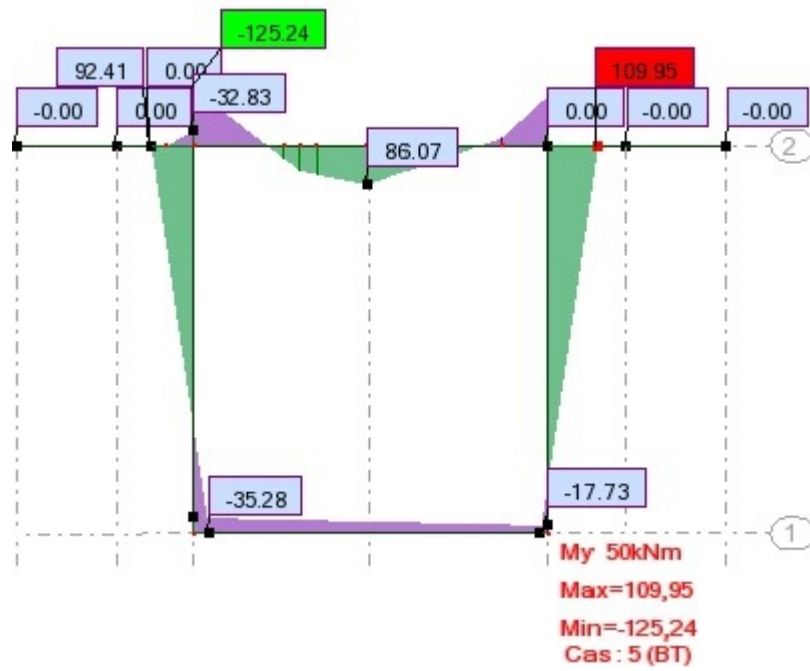
Moment transversal sous poids propre du trottoir :



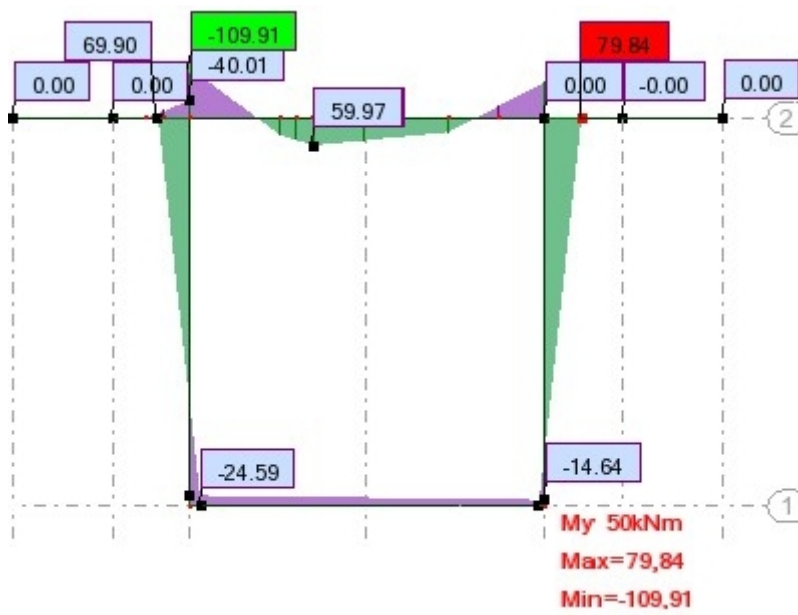
Moment transversal sous surcharge A(L)



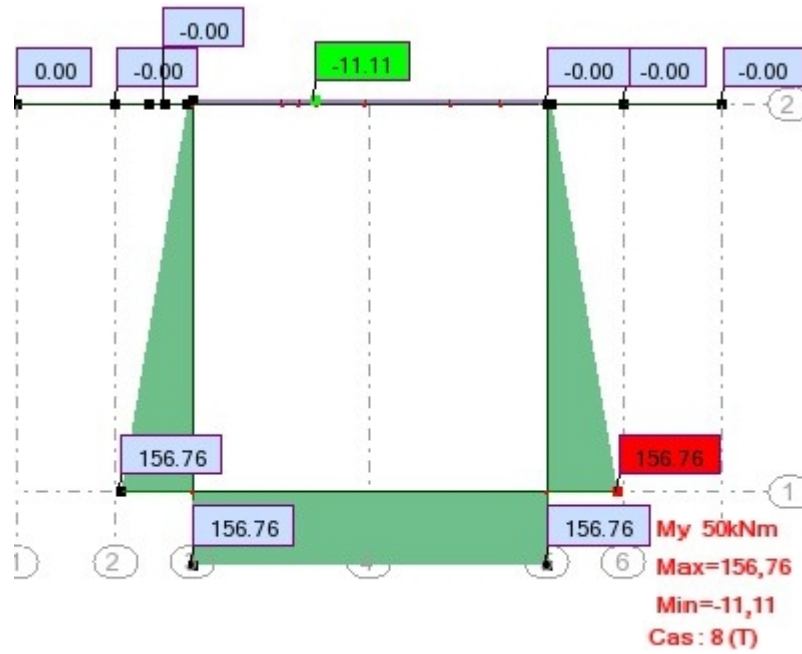
Moment transversal sous surcharge : BT



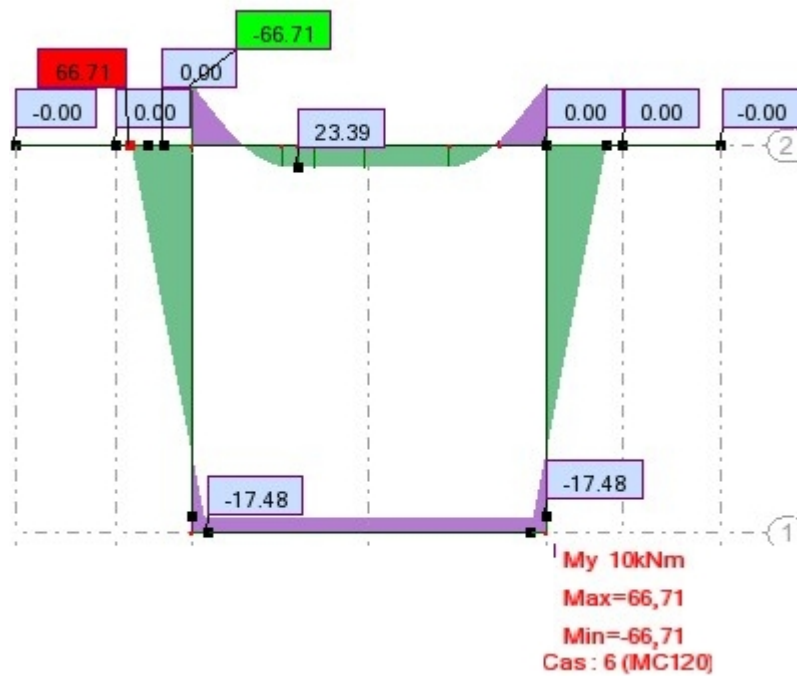
Moment transversal sous surcharge : BC



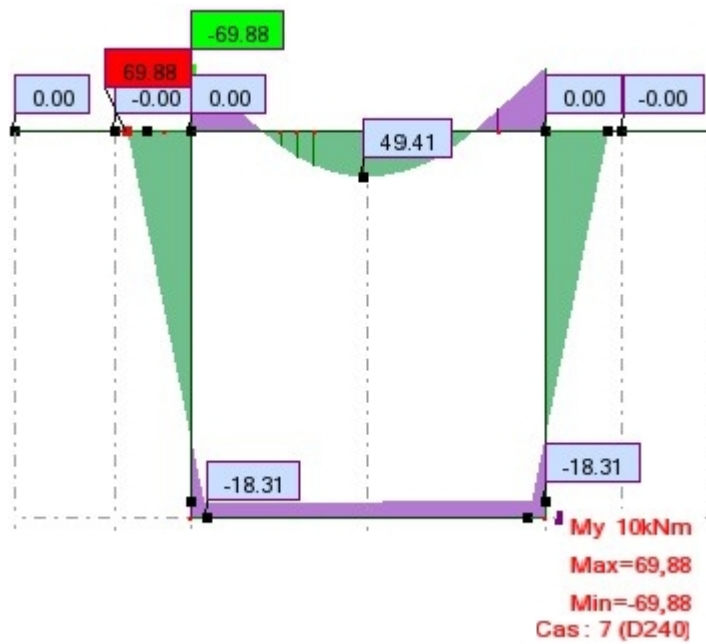
Moment transversal sous la température : T



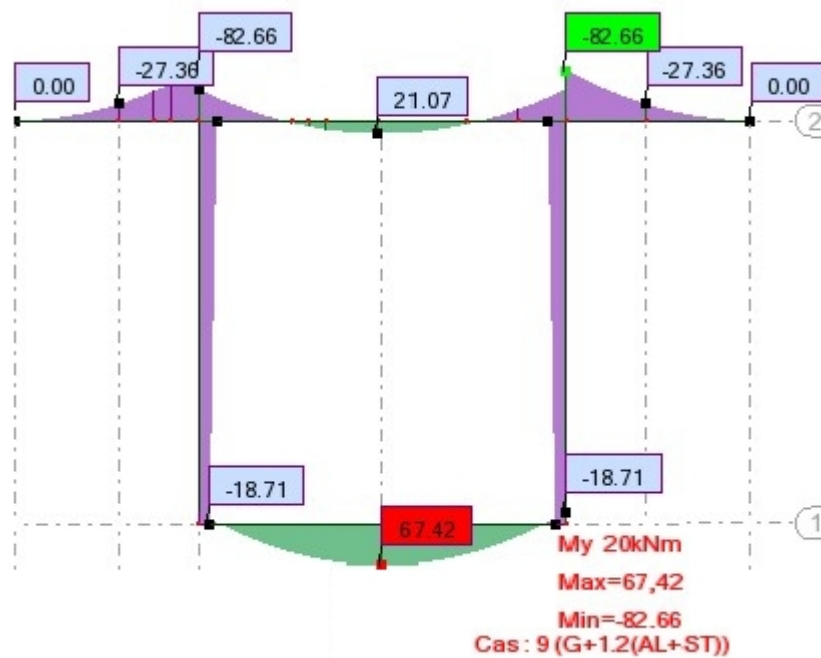
Moment transversal sous la température : MC120



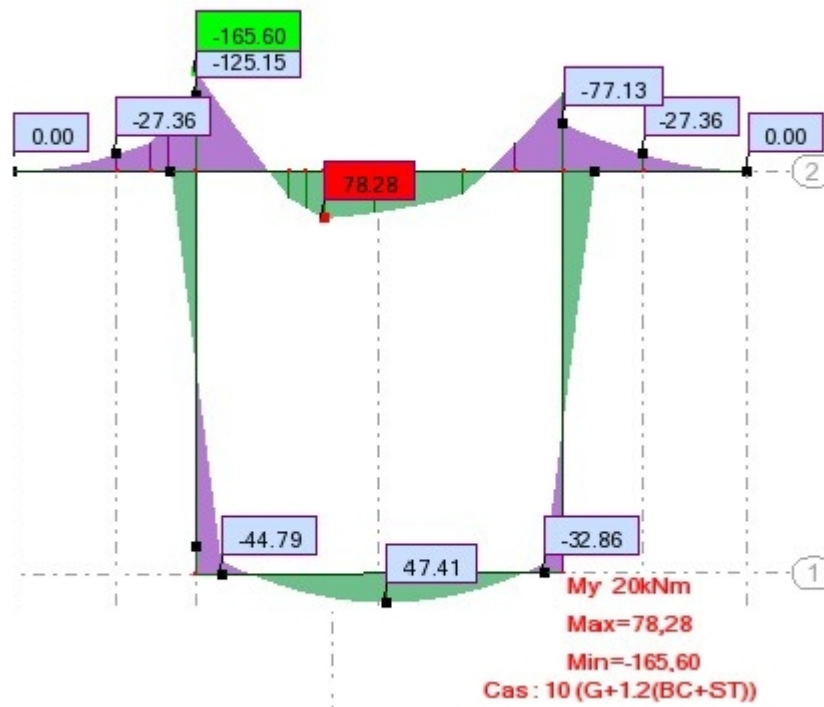
Moment transversal sous la température : D240



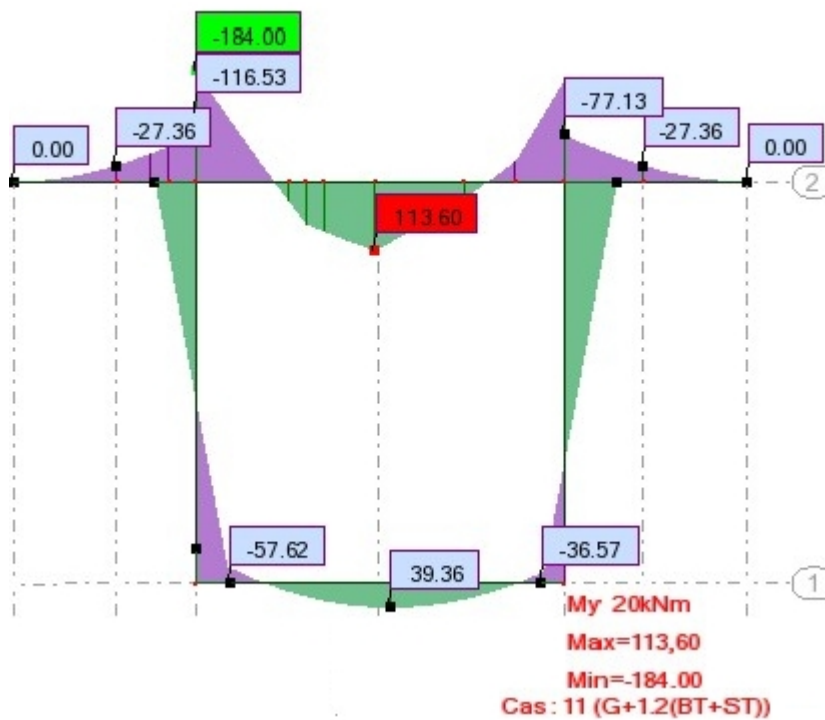
Moment transversal sous la combinaison : G+1.2(AL+ST).



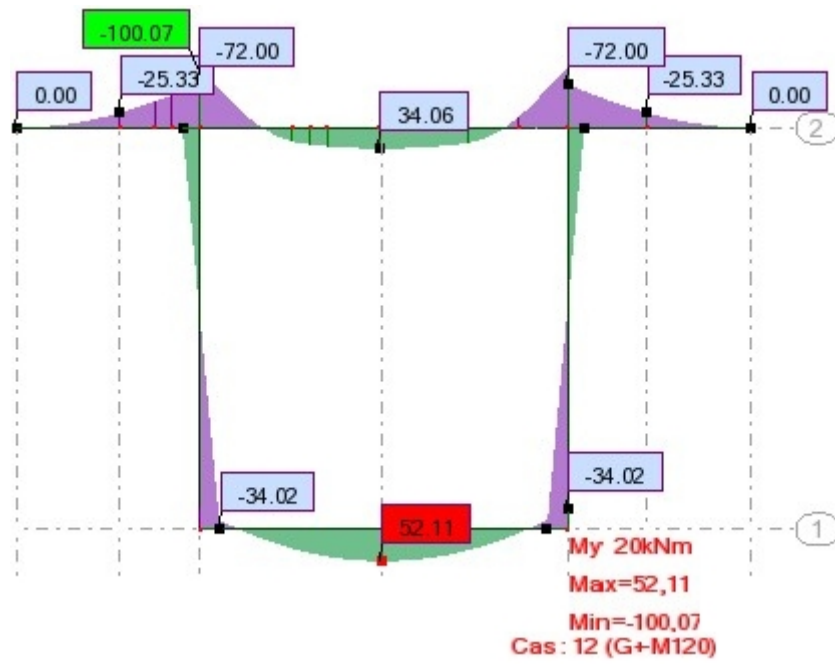
Moment transversal sous la combinaison : G+1.2(BC+ST).



Moment transversal sous la combinaison : G+1.2(BT+ST).



Moment transversal sous la combinaison : G+MC120.



Moment transversal sous la combinaison : G+D240.

