

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

**Conception et étude d'un pont dalle en béton armé sur
la nouvelle ligne ferroviaire Birtouta Zeralda SH04**

Proposé par :

M^r: Hammoudi fateh

Présenté par :

Tahtal Wissam

Touahria el Miliani Chahrazad

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENT

- ❑ *Nous remercions avant tout le dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude*
- ❑ *Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*
- ❑ *Nous exprimons toutes notre profonde reconnaissance à notre encadreur: M^r Hmoudi Fateh.*
- ❑ *Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants de l'ENSTP.*
- ❑ *Nous remercions aussi notre trinôme (Hicham Bellili) qui nous aide beaucoup afin de terminer ce PFE*



Dédicace ...

- ▣ *Je tiens, d'abord à remercier en premier lieu et avant tous, le bon dieu le tout puissant, qui ma donné la force et la patience d'accomplir ce travail dans les meilleures conditions.*
- ▣ *En second lieu, Mes très chère parents « ♥ Mohammed et Naïma ♥ » qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- ▣ *Mes sœurs Nawel et Linda et Hiame*
- ▣ *Mon frère Amar et sa femme Imane et sa petite enfant « Younace »*
- ▣ *Mon fiancer ♥ BEN TALEB OMAR ♥*
- ▣ *Mes grandes pères « Amar et Khaldi Mohammed » (رحمهما الله)*
- ▣ *Mes grandes mères « Zohra et Bahia »*
- ▣ *Ma cher amie et ma binôme Tahtal Ouissam et merci pour sa patience et sa coopération le long de cinq ans*
- ▣ *A toute ma famille « TOUAHRIA EL MILIANI ET TAIBI »*
- ▣ *Toute la promotion 2012*



Chahrazad

Tout d'abord je tien à remercier le dieu puissant.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
{ وقضى ربك ألا تعبدوا إلا إياه وبالوالدين إحسانا إما يبلغن عندك الكبر أحدهما أو كلاهما فلا تقل لهما أف ولا تنهرهما وقل لهما قولا كريما (32) واخفض لهما جناح الذل من الرحمة وقل رب ارحمهما كما ربياني صغيرا (33) } {الإسراء 32 - 33}

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du Fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la Gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

A ma meilleure ami : ma plus belle étoile qui allume toute ma vie & qui a reste a mes cotés depuis que je suis née la plus belle mère au monde SALIHA.

A mon cher père : qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études MOUHAMED.

Que dieu me le garde en très bonne santé.

A mes chers frères qui me soutient depuis tout le temps & qui je les aime beaucoup ZAKARIA, LOKMANE, TAKI EDDIN, HATEM, ABE ELMOUTTALIB(ANIS).

A mon grand- père & grand-mère ACHOUR & FEDIA (رحمهما الله).

A mon grand- père & grand-mère RABEH & KHIRA.

A mes oncle & ses petites familles & ses très belles enfants < doudou, moussab, roua, nour, maissam >

A mes tantes : GHANOU & FATI.

A toute la famille TAHTAL & CHELLAT

A mes trésors l'ami vrai ou bien ma sœur SAMIHA.

A ma chère chahra(CHAHAZAD TOUHRIA EL MILIANI) mon biodôme & mon ami.

A tous mes amis & mes collègues durant tous les périodes de mes études.

A tous les gens qui aiment WISSAM de près & de loin.

" إلى الذين نحبههم و نعزهم مكاتتهم لا تعبر في الأسطر و الصفحات لان مقامهم اسمي و اعلي فالقلب سكناهم و النكري نكرهم و القلب لن ينساهم "

WISSAM

SOMMAIRE

Chapitre I : introduction générale

I-1-introduction	1
I-2- Présentation de l'ouvrage	1
I-3-Donnes fonctionnelles	1
I-3-1- Données géométriques	2
I-4 Données naturelles	2
I-4-1-Données géotechniques	2
I-4-2-Données climatiques	2
I-5- Données sismologiques	3

Chapitre II : Caractéristiques Des Matériaux

II-1- Introduction	4
II-2-Le béton	4
II-2-2-Caractéristiques mécaniques du béton	4
II-2-3-Déformation longitudinale du béton	5
II-2-4-Déformation transversale du béton	5
II-3-L'acier	6
II-3-1-Caractéristiques mécaniques d'aciers passifs	7

Chapitre III : Conception et Pré dimensionnement

III-1-Introduction	9
III-2- Choix et type d'ouvrage	9
III-3- Proposition des variantes	9
III-3-1-Variante N01	9
III-3-2-Variante N02	10
III-3-3-Variante N03	11
III-4-Pré dimensionnement	11
III-4-1-Variante N01	11
III-4-2-Variante N02	12
III-4-3-Variante N03	15
III-5-Analyse multicritère	16

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV-1-Introduction	18
IV-2- Les actions	18
IV-2-1-Les actions permanentes	18
IV-2-2-Les actions variables	18
IV-2-3-Les actions accidentelles	18
IV-3- Calcul des charges	18
IV-4-Calcul des surcharges routières	19

IV-4-1- La surcharge de type A (L).....	20
IV-4-2-Système B.....	22
IV-4-3-La surcharge militaire M c 120.....	24
IV-4-4-La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.....	25
IV-4-5-Les surcharges sur trottoirs.....	25
IV-5- Combinaison de charges	25
Chapitre V : Calcul des efforts longitudinaux	
V-1- Les moments fléchissant longitudinaux	28
V-1-1-Moments fléchissant dû au poids propre	28
V-1-2- Moments fléchissant dû aux charges complémentaires permanentes	29
V-1-3-Moments fléchissant dû a Q r.....	29
V-1-4-Moments fléchissant dû a A(L).....	30
V-1-5-Moments fléchissant dû a B c.....	32
V-1-6- Moments fléchissant dû à b r.....	33
V-1-7-Moments fléchissant dû D240	33
V-1-8- Moments fléchissant dû MC120	34
V-2- Les efforts tranchants :	35
V-2-1-Efforts tranchants dû au poids propre	35
V-2-2-Efforts tranchants dû aux charges complémentaires permanentes	35
V-2-3-Efforts tranchants dû au Q r.....	36
V-2-4-Efforts tranchants A(L).....	38
V-2-5-Effort tranchant dû a B c.....	40
V-2-6- Effort tranchant dû à b r.....	41
V-2-7-Effort tranchant dû a MC120	41
V-2--Effort tranchant dû a D240	42
V-3- Combinaisons des efforts aux états limites	43
V-3-1- Moments fléchissant	44
V-3-2- L'effort tranchant	46
Chapitre VI : Ferrailage du tablier	
VI -1-Introduction	48
VI -2-Détermination du ferrailage longitudinal	48
VI -2-1-Les armatures supérieures	49
VI -2-2-Les armatures inférieures	49
VI -2-3-Vérification des contraintes	50
VI -3-Détermination du ferrailage transversal	50
VI -3-1-Vérification des aciers inférieurs	51
VI -3-2-Vérification de la liaison table nervure	51
Chapitre VII : Les équipements du pont	
VII-1-Introduction	53
VII-2-Les appareils d'appuis	53
VII-2-1-Fonction et disposition	53

VII-2-2- Réaction dus aux combinaisons du poids propre et surcharges	54
VII-2-3-Dimensionnement des appareils d'appui	54
VII-2-4- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui	56
VII-2-5-Répartition des efforts horizontaux sur les appuis	57
VII-2-6-Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions	59
VII-2-7-Vérification des appareils d'appuis	61
VII-3-Les dés d'appuis	64
VII-3-1- Fonction des dés d'appuis	64
VII-3-2- Dimensionnement des dés d'appuis	64
VII-3-3-Ferraillage des dés d'appuis : (support des appareils d'appuis)	65
VII-4-Le joint de chaussée	67
VII-4-1- Joints de faibles souffles	67
VII-4-2 Joints de souffles moyens	67
VII-4-3 Joints de grands souffles	68
II-5-Accessoires	69

Chapitre VIII : Etude de la Pile

VIII-1-Introduction	71
VIII-2-Pré dimensionnement de la pile	72
VIII-3-Ferraillage de voile	73
VIII-3-1- Evaluation des charges et surcharges	73
VIII-3-2-Evaluation des surcharges sismiques	73
VIII-3-3-Combinaisons	74
VIII-3-4-Ferraillage à la flexion compose	75

Chapitre IX : Les culées

IX-1- Introduction	79
IX-2-chois du type de culée	79
IX-3- Pré dimensionnement de la culée	80
IX-3-1- Mur de garde grève	80
IX-3- 2- Mur de front	80
IX-3- 3- Dalle de transition	80
IX-3- 4- Le corbeau	81
IX-3- 5- La semelle	81
IX-3- 6- Mur en retour	81
IX-4- Calcul la stabilité de la culée	82
IX-5- Calcul de coefficient de poussée	82
IX-6-Les Charges	82
IX-7-Vérification de la stabilité de la culée	85
IX-8- Ferraillage de la culée	87
IX-8-1-Mur garde greve	87
IX-8-2- La dalle de transition	91

IX-8-3- Corbeau	94
IX-8-4- Mur en retour	96
IX-8-5- Mur du front	99

Chapitre X : Fondation

X-1-Introduction	105
X-2-Etude de la semelle	105
X-2-1-Etude de la semelle sous pile	105
X-2-2-Etude de la semelle sous culée	110

Conclusion	117
-------------------------	------------

Bibliographe

1-Introduction générale :

I-1-Introduction :

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en sites terrestres.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception.

On peut classer les ponts selon :

- le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint...).

- la nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, ponts-canaux, ponts aqueduc ...).

- la structure (ponts à poutres, ponts-dalles éléviées, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ponts bow-strings, ...).

- la forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).

- leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

I-2-Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fera l'objet de notre étude est un pont dalle PSDA (passage supérieur en dalle armée). Il se situe dans le cadre de la réalisation de la ligne nouvelle à double voie électrifiée Birtouta / Sidi Abdallah (ville nouvelle) Zéralda (23km.) au PK 3+900.

Pour développer le projet d'exécution, ce passage supérieur est une plate-forme continue de 3 travées de (14+17+14) m la hauteur des piles est de 10,5m.

I-3-Données fonctionnelles :

I-3-1- Données géométriques:

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.

▣ Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, il est aussi en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

▣ Profil en travers :

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

- Largeur roulable : $L_r = 5\text{m}$
- Largeur chargeable : $L_c = 5\text{m}$
- Nombre de voies = 2 voies.
- La pente : 2.5 %

On peut assurer la pente transversale en dénivellant la couche de roulement.

I-4- Données naturelles :

I-4-1-Données géotechniques :

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

- les deux sondages réalisés montre que cet endroit est représenté par deux couches géotechniques principales définies ci-après :

Couche1 : marron foncé : $C=69 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=8,92^\circ$

Couche2 : argile jaunâtre marron clair : $C=17,7\text{T/m}^2$, $\varphi=21,15^\circ$

I-4-2-Données climatiques :

★ Le vent :

Le vent est introduit comme une charge horizontale appliquée dans les surfaces verticales : sa valeur est de $2,00 \text{ KN/m}^2$ en service.

Le vent développe une pression appliquée perpendiculairement à l'axe longitudinale dans toutes les surfaces de la structure. En général, afin de calculer les efforts occasionnés par le vent il est nécessaire de définir les surfaces qui sont soumis à la pression du vent.

★ La température :

Afin de calculer les effets de la température sur la structure, il est nécessaire de tenir compte de deux types d'actions thermiques :

Variation uniforme de la température : dans ce cas on a utilisé la norme Algérienne, qui mentionne que la variation de la température pour le Nord de l'Algérie varie entre $+35^{\circ}\text{C}$ à -5°C

Gradient thermique : les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne : $(\pm 7^{\circ}\text{C})$ « type 3 tablier en béton »

★ La neige :

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

I-5- Données sismologiques :

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

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

Notre ouvrage se situe dans la nouvelle ville de Sidi Abdellah-Zeralda, elle est classée par le Règlement Parasismique Algérien en zone 3.

Pour l'étude sismique on utilisera les normes suivantes : (RPOA2008 et l'EC-8)

II-Caractéristiques Des Matériaux :

II-1- Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, et de l'acier en relation directe avec le calcul et la conception des éléments en béton armé.

II-2-Le béton :

II-2-1-Introduction :

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

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton armé on a le béton résiste aux efforts de compression et les armatures d'acier sont disposées de manière à supporter les efforts de traction. Eventuellement lorsque le béton ne peut pas reprendre tout l'effort de compression ou à cause des dimensions qui peuvent être utilisées.

Pour le béton armé, le dosage du ciment est de l'ordre de 350 Kg/m³. Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A325.

II-2-2-Caractéristiques mécaniques du béton :

Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise ; celle-ci est notée " f_{c28} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} "; est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{Tj} = 0.6 + 0.06f_{Cj} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

Résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de « j » jours, on a : $f_{cj} = 0.685 \log(j+1) f_{c28}$ si $j \leq 28$ j.

Avec $f_{c28} = 35$ MPa pour le béton du tablier.
 $= 27$ MPa pour le béton d'appuis.

La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour le tablier)}$$

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

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

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \quad (2)$$

$$\theta = 1 \text{ pour } t \geq 24 \text{ heures}$$

$$0,9 \text{ Pour } 1 \leq t < 24 \text{ heures}$$

$$0,85 \text{ Pour } t < 1$$

On prend $\theta = 1$ parce que la durée d'application de la combinaison d'actions est supérieure à 24 heures

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

1,15 en situations accidentelles.

$$\text{D'où : } f_{bu} = 19,83 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,5$$

$$= 15,3 \quad // \quad //$$

$$f_{bu} = 25,87 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,15$$

$$= 19,96 \quad // \quad //$$

II-2-3-Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles B, A, E, L comme suit :

Module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ pour une durée d'application } < 24h \quad (3)$$

$$E_{ij} = 35981,72 \text{ MPa pour le béton du tablier.}$$

$$E_{ij} = 33000 \text{ Mpa pour le béton d'appuis.}$$

Module de déformation différé sous chargement de longue durée:

$$E_{vj} = E_{vj} / 3 = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (4)$$

$$E_{vj} = 11993,90 \text{ MPa pour le béton du tablier.}$$

$$E_{vj} = 11000 \text{ Mpa pour le béton d'appuis.}$$

II-2-4-Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \quad (5)$$

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale, il est donné par la formule suivante :

$$\nu = l \Delta a / a \Delta l \quad (6)$$

Avec :

l : longueur de l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2 \text{ pour calcul des déformations(ELS)} \\ 0 \text{ pour le calcul des sollicitations (ELU)} \end{array} \right.$$

Fluage du béton :

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées. QUOTE $\epsilon = \epsilon_{00} \approx 3\epsilon$ $\epsilon = \epsilon_{00} \approx 3\epsilon$;.

Phénomène de retrait Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir. Ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1:5 \cdot 10^{-4}$ à $5 \cdot 10^{-4}$ selon l'humidité de l'environnement. On notera que des pièces de béton conservées dans l'eau subissent, au contraire, un gonflement. Le retrait commence dès le premier jour de vie de la pièce en béton et on observe que 80% du retrait est atteint au bout de deux ans. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

-Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
- maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
- disposer des armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait,
- éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes,
- utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton vaut de 9 à $12 \cdot 10^{-6}$, et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé. On notera que la valeur du coefficient de dilatation de l'acier ($11 \cdot 10^{-6}$) est très proche de celle du béton. Une variation de température de 10°C induit une déformation de 10^{-4} , c'est à dire qu'un élément de 10m de long, son extrémité libre va se déplacer de 1mm . Dans la pratique, les éléments ne sont pas libres, et les variations de température entraînent des contraintes internes de traction. Pour éviter des désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle) des joints de dilatation espacés de 25 à 50 mètres selon la région (B.5.1). Notons que ces joints de dilatation sont aussi un moyen de lutter contre les désordres dus au retrait.

II-3-L'acier :

On distingue quatre types d'acier pour armature, du moins au plus écroui :

- Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa . Ce sont les ronds lisses (noté \varnothing), qui ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).
- Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dits aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14% .

▣ Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.

▣ Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines.

Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

On pourra retenir que l'action de l'écrouissage va augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et aussi diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s = 210\,000\text{MPa}$. La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

Sous quelle forme ?

▣ **Les barres :** On trouve des barres de longueur variant de 6:00m à 12:00m, lisses ou à haute adhérence, pour les diamètres normalisés suivants (en mm) :

5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40

On choisit le diamètre et le nombre de barres à mettre en place pour une largeur de section de béton donnée.

▣ **Les fils :** Les armatures sous forme de fils sont stockées sur des bobines. Les fils servent principalement à la réalisation de treillis soudés, de cadres, d'épingles et d'étriers en usine de façonnage d'armatures, ou pour le ferrailage d'éléments préfabriqués tels que les prédelles BA ou BP. On trouve des diamètres de 5 à 12mm et se sont généralement des aciers à haute adhérence.

▣ **Les treillis soudés :** Les TS sont utilisés pour ferrailer rapidement des éléments plans, tels que les voiles, dalles et dallages. Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux et sont composés d'aciers à haute adhérence. L'association technique pour le développement et l'emploi du TS (ADETS) propose 5 treillis anti fissuration et 11 treillis de structure standards. On peut imaginer de faire fabriquer un TS spécial si aucun des TS standards proposés par l'ADETS ne correspond (réservé à des gros chantiers pour de grandes quantités).

II-3-1-Caractéristiques mécaniques d'aciers passifs:

La limite élastique :

Le module d'élasticité longitudinal "EP des aciers est pris égal à :

200 000 MPa

Diagramme contrainte-déformation

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

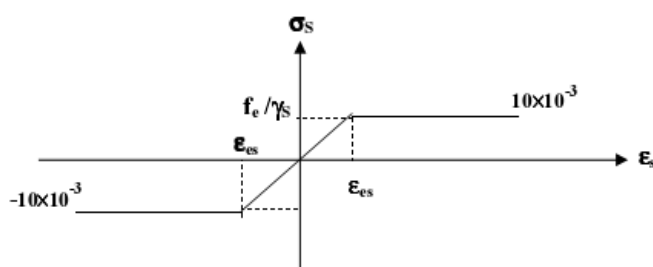


Figure 1

Modèle de calcul à l'ELS : Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

Modèle de calcul à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la Figure 1 où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$f_{su} = f_e / \gamma_s$$

Et γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.15 sauf pour les combinaisons accidentelles où il vaut 1.

Façonnage des aciers :

Afin de ne pas trop plastifier les aciers, il convient d'adopter des mandrins de façonnage dont les diamètres ne soient pas trop petits. On n'admet qu'un cadre, un étrier ou une épingle soit plus plastifié au niveau des coudes que les ancrages d'une barre longitudinale.

Les ancrages courbes : Les rayons de courbure R des ancrages courbes de barres longitudinales doivent vérifier :

$$R \geq 3\varphi \text{ pour un rond lisse de diamètre } \varphi$$

$$R \geq 5,5\varphi \text{ pour un HA de diamètre } \varphi$$

Les cadres, épingles et étriers : Pour les cadres, étriers et épingles, les rayons de courbures r sont :

$$r \geq 2\varphi \text{ pour un rond lisse de diamètre } \varphi$$

$$r \geq 3\varphi \text{ pour un HA de diamètre } \varphi$$

III- Conception et Pré dimensionnement :

III-1-Introduction :

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 projetée vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

III-2- Choix et type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

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.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- les conditions de maître l'ouvrage (ANESRIF).

Comment procéder au choix :

- Les différentes conditions imposées conduit, suivant les cas, à diverses conclusions :
- Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire à toutes les conditions. Ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée, dans ce cas, il faut faire modifier les conditions de base : soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités, soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits.
- Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement.
- Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. Si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter, on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus. Par exemple, pour des portées de l'ordre de 100m, on peut hésiter entre un pont en béton armé, béton précontraint et un pont métallique.

III-3- Proposition des variantes :

Quatre variantes sont envisagées :

Variante N01 : Pont à poutre en béton armé.

Variante N02 : Pont mixte en bipoutre une seule travée.

Variante N03 : Pont dalle en béton armé (3 travées).

III-3-1-Variante N01 : Pont à poutre en béton armé

Tablier à poutres de béton armé :

Ce tablier est constitué par une série de poutres en béton armé solidarisées entre elles par des entretoises d'about et des entretoises intermédiaires, ces dernières pouvant être supprimées.

L'ensemble poutres, entretoises est surmontés par une dalle d'épaisseur réduit

III-3-2-Variante N02 : Pont mixte en bipoutre une seule travée

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

Comme des avantages on cite :

- La possibilité de franchir des portées assez importante (30 à 100) m.
- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P).
- Des possibilités d'extension et de réparation.
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).

Un pont mixte peut être intéressant notamment par :

- Réduction du nombre de fondations.
- Préfabrication par grands éléments.
- Pour de grandes portées la solution devient compétitive

Les inconvénients:

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Une surveillance avec visite périodique.
- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les outre en I sensible au déversement pour les ensembles des pièces de pont montant ou entretoises.

III-3-3-Variante N03 : Pont dalle en béton armé (3 travées).

Dalle en béton armé :

Ce type de tablier est constitué par une dalle de béton armé d'épaisseur constante avec ou sans encorbellements latéraux, à travées indépendantes ou continues. Son domaine d'application peut aller jusqu'à une longueur de 15m à 20m.

Avantages des ponts dalle en béton armé :

- Minceur et légèreté relative.
- Construction rustique.
- Grande réserve de sécurité.
- Liberté dans la conception des formes.

Inconvénients des ponts dalle en béton armé :

- Echafaudage important.
- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.

III-4-Pré dimensionnement :

III-4-1-Variante N01 : Pont à poutre en béton armé de 3 travées (travée intermédiaire 18 m et deux travées rives 16m.)

★ Elancement de la poutre : $L/22 < ht < L/18 \Rightarrow 0.82 < ht < 1m$

On fixe : $ht = 0,95m$

★ La largeur de la table de compression : $0,6 ht < b < 0,7 ht \Rightarrow 0.57 < b < 0.66$

On fixe : $b = 0,65m$

★ Epaisseur de la table de compression : $12 \leq e \leq 15cm$

On fixe : $e = 12cm$

★ Largeur de talon : $40 < Lt < 55cm$

On fixe $Lt = 48cm$

★ Epaisseur du talon et :

On fixe $et = 20cm$

★ Epaisseur de l'âme en travée (b_0): $18 < b_0 < 25cm$

On prend : $b_0 = 20cm$

★ Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :

On prend : $b_0 = 40cm$

★ Goussets : C'est l'angle dispos pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier. Cet angle est fixe entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

Gousset du talon : En travée : $\alpha_3 = 30^\circ$, $e_3 = 10cm$

A l'appui : $e_3 = 10cm$

Gousset de la table de compression : En travée: $\alpha = 45^\circ$ $e = 16\text{cm}$
 A l'appui: $\alpha = 12^\circ$ $e = 6\text{cm}$

★ Hourdis (la dalle) h_0 : $30 < h_0 < 20$

On fixe : $h_0 = 20\text{cm}$

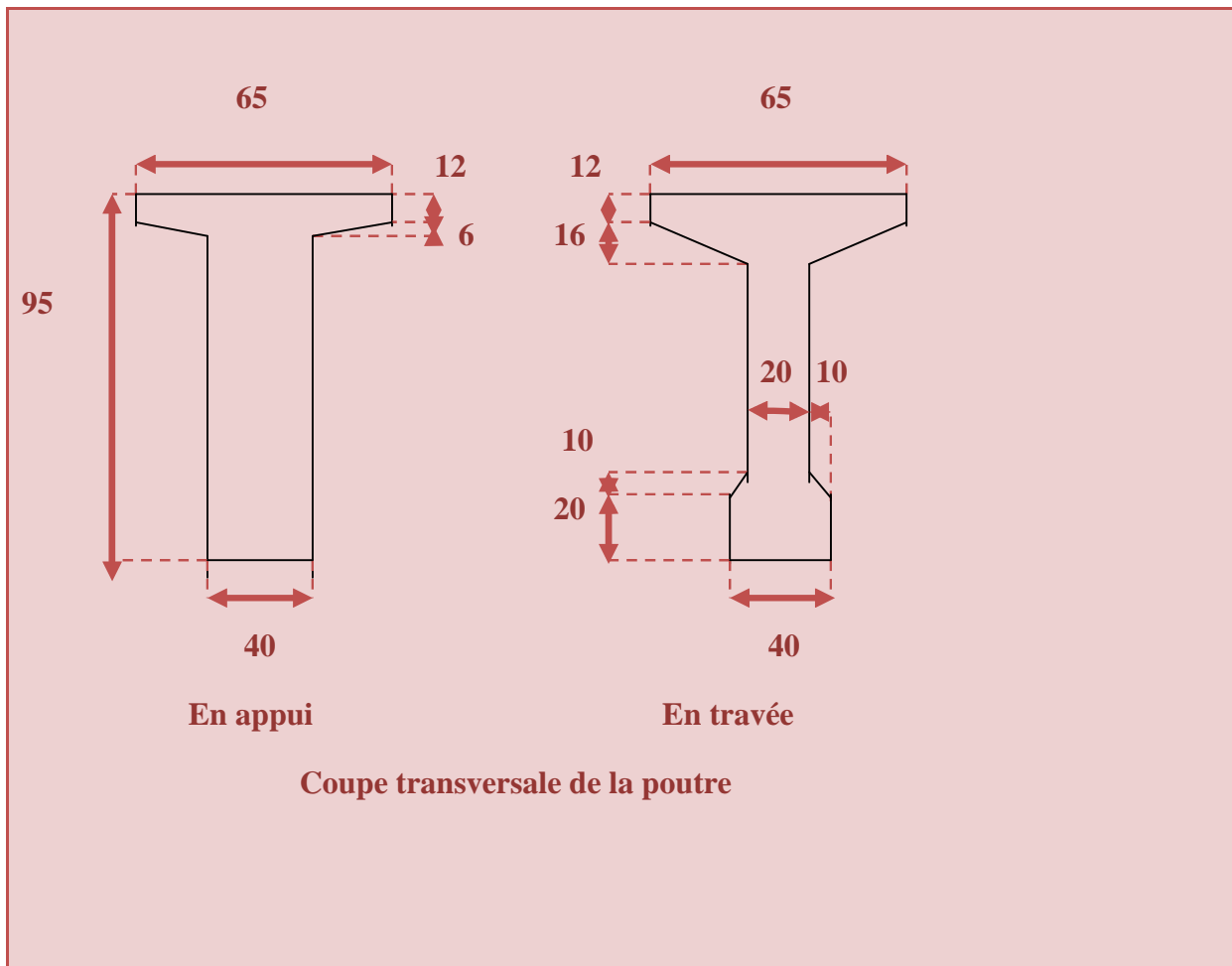
★ Nombre de poutres : Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et La espacement $N = (La / \lambda) + 1$

La : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale a 5

λ : est l'entraxe des poutres $\Rightarrow 1,5 \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$

Donc on prend: $\lambda = 2.4$

Nombre de poutres : 3poutres



III-4-2-Variante N02 : Pont mixte en bipoutre une seule travée :

L'appellation de « pont mixte » recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (pont à poutres sous chaussées), on distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

La dalle peut être constituée d'un hourdis en béton armé connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

Pré dimensionnement de la poutre :

- ★ Nombre de poutre : le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier (L_u) et l'entraxe (λ)

$$N = L_u / \lambda = 6.8 / 4 = 1.7 \quad \text{donc } N = 2 \text{ poutres}$$

- ★ Elancement de poutres : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $h = L / 25$ ce qui nous donne $h = 1.8\text{m}$, (avec $L = 45\text{m}$)
- ★ Epaisseur de l'âme des poutres : L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :
 - ★ Résistance au cisaillement.
 - ★ Flambement.
 - ★ Fatigue.
 - ★ Voilement.

On considérant ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui, sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8 et 14mm et ne dépasse pas 20mm sur appui donc nous prendrons :

✱ Une épaisseur de 10mm à mi travée

✱ Une épaisseur de 20mm sur appui

▣ Semelles : les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

❖ De résistance.

❖ D'instabilité.

▣ Epaisseur t_s (en travée)

$$12\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$$

Donc : $t_s = 15\text{mm}$

■ **Epaisseur t_s (sur appui)**

$$20\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$$

Donc : $t_s = 20$ mm

■ **Epaisseur t_i (en travée) :**

$$20\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$$

Donc : $t_i = 20$ mm

■ **Epaisseur t_i (sur appui)**

$$30\text{mm} \leq t_i \leq 60\text{mm}$$

Donc : $t_i = 30$ mm

■ **La largeur b_s : lorsque la portée déterminante va de 30 a 100m**

$$400\text{mm} \leq b_s \leq 800\text{mm}$$

Donc : $b_s = 400$ mm

■ **La largeur b_i : Lorsque la portée déterminante va de 30 a 100m**

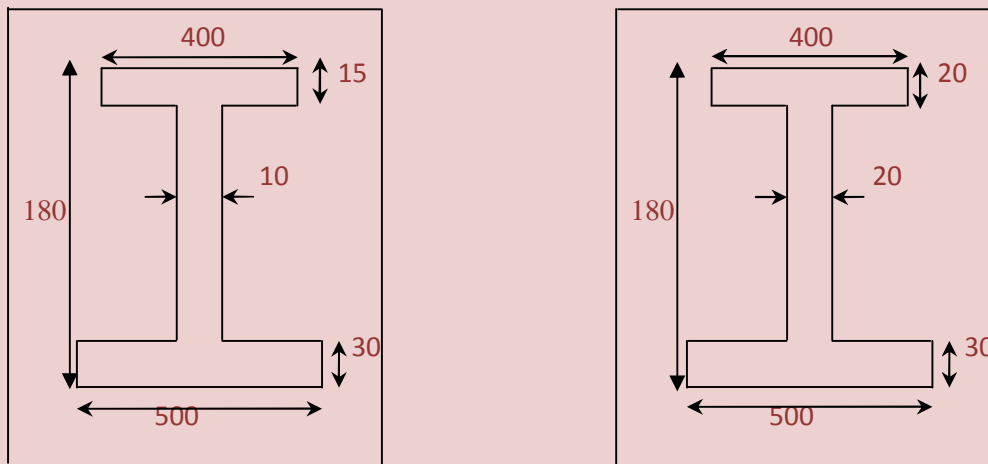
$$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$$

Donc : $b_i = 500$ mm

■ **Epaisseur de la dalle**

$$20\text{cm} \leq e_m \leq 24\text{cm}$$

Donc : $e_m = 20\text{cm}$



section transversale de la poutre à mi travée et sur appui

III-4-3-Variante N03 : Pont dalle en béton armé (3 travées)

Selon dossier **SETRA** les dimensions auront les valeurs suivantes :

■ L_T : largeur totale = 6,8 m

■ L_I : largeur de la nervure de l'intrados

$$L_I \geq 0,5 L_T$$

$$L_I = 4,2\text{m}$$

■ h : hauteur de la dalle

$$h = L/28 ; L : \text{la longueur de travers égale à } 17 \text{ m}$$

$h = 17/28 = 0,607\text{m}$ (on prend $h=0,9\text{m}$ pour réduire la section d'acier mise en place.

■ Largeur de l'encorbellement :

$$E = \frac{(L_T - L_I)}{2} = 1,3\text{m}$$

$$E < \frac{L}{5} = 3,4\text{m}$$

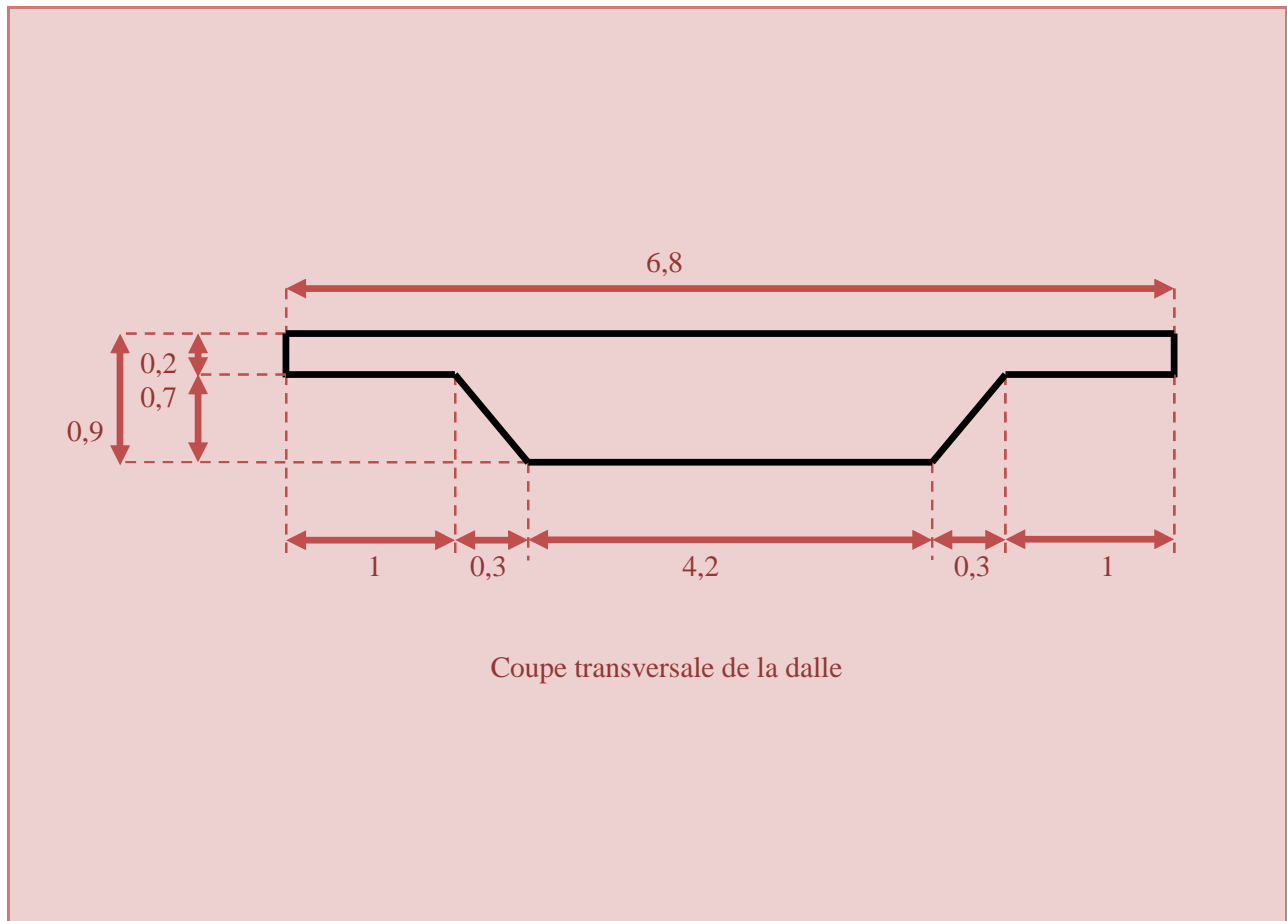
$$\Rightarrow E = 1,3\text{m}$$

On prend $E=1,00\text{m}$

★ $a = 0,30\text{m}$

★ $e_1 > 15\text{cm}$; soit $e_1 = 20\text{cm}$.

★ $e_2 = 70 \text{ cm}$



III-5-Analyse multicritère:

	Variante 1	Variante 2	Variante 3
économie	- /+	-	-
entretien	-	+	+
esthétique	+	-	+
exécution	+	+	+

+ : Favorable.
 - : peu favorable

Conclusion :

En fin il n'y a aucune variante qui répond à toutes les sujétions mais on a tendance à opter pour le pont à dalle en béton armé à 3 travées continue c.-à-d. la troisième variante qui nous semble celui qui peut satisfaire le mieux les conditions imposées et qui fera l'objet de notre étude.

Ce type présente des avantages malgré ses inconvénients et vu son domaine d'application qui ne dépasse pas les 18m, il peut envisager pour notre cas et c'est la meilleure solution puisque on peut encastrer les piles pour réduire les moments aux fondations.

IV-Calcul des charges et surcharges :

IV-1-Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

IV-2- Les actions :

IV-2-1-Les actions permanentes :

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

Les actions permanentes comprennent :

- le poids propre G^o des éléments de la structure.

- Le poids des équipements fixe de toute nature (dans le bâtiment par exemple, revêtement de sols et garde de corps, glissières de sécurité, etc....).

- Les efforts (poids, poussées et pressions) exercés par des terres, par des solides ou par des liquides dont les niveaux varient peu.

- Les déplacements différentiels des appuis

- Les forces dues aux déformations (retrait, fluage) imposées en permanence à la structure

IV-2-2-Les actions variables :

Les actions variables sont les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Ces actions comprennent :

- ★ les charges d'exploitation (poids et effets annexes tels que les forces de freinage, effet dynamique, etc....)

- ★ Les efforts (poids, poussées et pressions) exercés par des solides ou des liquides dont le niveau est variable.

- ★ Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc....).

- ★ Les actions naturelles : neige, vent, température climatique ou d'exploitation.

IV-2-3-Les actions accidentelles :

Les actions accidentelles sont les actions provenant de phénomènes rares et ont une faible durée d'application. Ces actions comprennent :

- ★ les séismes

- ★ les cyclones tropicaux

- ★ les explosions

- ★ les chocs de véhicules / bateaux

IV-3- Calcul des charges :

Le poids propre de la dalle :

$$S_1 = 0,20 \times (1 \times 2 + 0,3 \times 2 + 4,2) = 1,36 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (4,2 + 0,3) \times 0,70 = 3,15 \text{ m}^2$$

$$S=S_1+S_2=4,51\text{m}^2$$

$$C_p=S \times 2,5=11,275\text{t/ml}$$

📖 La charge complémentaire permanente (CCP) :

Elle contient le poids de la superstructure défini par les éléments suivants :

- ★ Revêtement.
- ★ La corniche.
- ★ Trottoirs.
- ★ Le garde-corps.

📖 Revêtement :

On a une couche de revêtement d'épaisseur 8 cm alors :

$$P_e = 0,08 \times 2,2 \times 5$$

$$P_e = 0,88\text{t/ml}$$

📖 Le trottoir :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants, en général par une simple surélévation par rapport à la circulation des véhicules. Sur les ponts des autoroutes le passage de service a une largeur qui ne dépasse pas 1,25m. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une route nationale la largeur des trottoirs sera.

Donc : $L_t=1\text{m}$

$$P_t=2 \times 1 \times 0,20 \times 2,5$$

$$P_t=1\text{t/ml}$$

📖 Les garde-corps :

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque côté du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont on va employer des garde-corps Standardiser en Algérie. Le poids de garde-corps : $P_g=0,1\text{t/m}$.

📖 La corniche :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse; en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué

Le poids de la corniche :

$$P_c=2 \times 2,5 \times 0,1 \times (0,2+0,15)$$

$$P_c=0,175\text{t/ml}$$

$$CCP=P_e+P_t+P_g+P_c=0,88+1+0,1+0,175=2,155\text{t/ml}$$

$$G=C_p+CCP=13,43 \times 45=604,35\text{t}$$

IV-4-Calcul des surcharges routières :

On distingue

- ★ La surcharge de type A (L).
- ★ Système B.
- ★ La surcharge militaire M c 120.
- ★ La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- ★ Les surcharges sur trottoirs.

La largeur roulable (L_r) :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

La largeur chargeable (L_c) :

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre projet on a

$$L_r = 5 \text{ m.}$$

$$L_c = 5 \text{ m.}$$

Le nombre de voie :

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = L_c / 3$$

$$\text{Donc : } N = \frac{5}{3} = 1,6 \text{ d'où } N=2$$

Classe de ponts routes :

On distingue trois classe de ponts, en fonction de leur largeur roulable :

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tableau .01. Classe de pont

On a $L_r = 5 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la 3eme classe

IV-4-1-Système de charges A (L) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, ce dernier est calculé par la formule suivante :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \text{ avec :}$$

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

L : portée du pont.

$$\star \text{ Pour la première travée on a : } L_1 = 14\text{m}$$

$$A(L_1) = 230 + \frac{36000}{14+12} = 1614,615 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L_1) = 1.614 \text{ t/m}^2$$

$$\star \text{ Pour la 2ème travée : } L_2 = 17\text{m}$$

$$A(L_2) = 230 + \frac{36000}{17+12} = 1471,379 \text{ kg/m}^2$$

$$17 + 12$$

$$A (L_2) = 1,471 \text{ t/m}^2$$

★ Pour la 1ère et la 2ème travée : $L_3 = 14 + 17 = 31 \text{ m}$

$$A (L_3) = 230 + \frac{36000}{31 + 12} = 1067,209 \text{ kg/m}^2$$

$$A (L_3) = 1,067 \text{ t/m}^2$$

★ Pour la 1ère et la 3ème travée : $L_4 = 14 + 14 = 28 \text{ m}$

$$A (L_4) = 230 + \frac{36000}{28 + 12} = 1130 \text{ kg/m}^2$$

$$A (L_4) = 1,130 \text{ t/m}^2$$

★ Pour la portée : $L_5 = 14 + 17 + 14 = 45 \text{ m}$

$$A (L_5) = 230 + \frac{36000}{45 + 12} = 861,578 \text{ kg/m}^2$$

$$A (L_5) = 0,861 \text{ t/m}^2$$

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, il est donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Tableau .2. Coefficient de dégressivité transversale de la charge

$$a_2 = v_0 / v = 2,75 / 2,5 = 1,1$$

Avec :

$v_0 = 2,75 \text{ m}$ (pont de 3ème classe)

v : largeur d'une voie

$$v = 5/2$$

$$v = 2,5 \text{ m}$$

Dans notre projet on a :

Tableau .3. Charge A (L) par voie

	Nombre de voies	a ₁	a ₂	A(L) × a ₁ × a ₂	LARGEUR DE VOIE	A (T/ML)
A(L ₁)	1	0,9	1,1	1,597	2,5	3,99
	2	0,8	1,1	1,162	5	5,81
A(L ₂)	1	0,9	1,1	1,456	2,5	3,64
	2	0,8	1,1	1,294	5	6,47
A(L ₃)	1	0,9	1,1	1,052	2,5	2,63
	2	0,8	1,1	0,935	5	4,67
A(L ₄)	1	0,9	1,1	1,118	2,5	2,79
	2	0,8	1,1	0,994	5	4,97
A(L ₅)	1	0,9	1,1	0,852	2,5	2,13
	2	0,8	1,1	0,757	5	3,78

IV-4-2- Le système de charge B :

Il comprend trois sous systèmes :

- ★ Sous système B c : se compose de camions types (30T).
- ★ Sous système B t : se compose d'une roue isolée.
- ★ Sous système B r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

Sous système B c :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (selon le fascicule 61 titre II). Et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : le nombre maximal de files que l'on peut disposer, est égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

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

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

Tableau .4.Coefficient b c

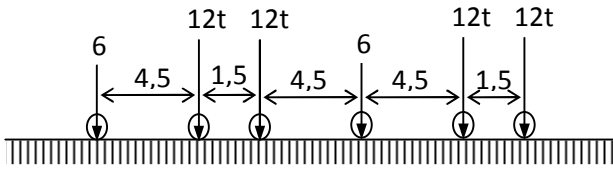


Fig.1. Longitudinalement

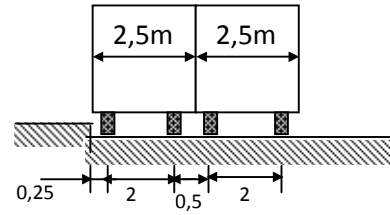


Fig.2. Transversalement

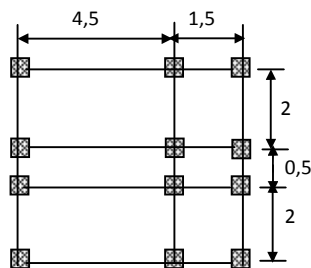


Fig.3. En plan

Chaque camion porte trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t donc Un essieu avant de 6t, et de deux essieux arrières de 12t chacune.

La disposition longitudinale et transversale est définie selon le fascicule 61 titre II.

La charge Max du système B c est :

$$S = n_{\text{camions}} * p_{\text{camions}} * b_c$$

Détermination de b c :

On a un pont de 3ème classe : pour 2 voies chargées b c = 0.80

Et pour une voie chargée b c = 1

Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + (0,4/1 + 0,2L) + (0,6/(1+4G/S)) \text{ Tel que:}$$

L : la longueur de l'élément exprimée en mètres

S : la surcharge maximale.

G : la charge permanente.

	Longueur de portée (chargeable) (m)	La charge permanente G (t)	Voies chargées	b_c	n	S	δ
La 2ème travée chargée	17	228,31	1 file	1	2	60	1,127
			2 files	0,8	4	96	1,147
La 1ère et la 2ème travée chargée	31	416,33	1 file	1	2	60	1,076
			2 files	0,8	4	96	1,088
La 3ème travée chargée	14	188,02	1 file	1	1	30	1,128
			2 files	0,8	2	48	1,141

Tableau. 5. Valeurs de b_c en fonction de voies et de travées chargées**Sous système B t :**

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

Les valeurs du coefficient b_t sont données dans le tableau ci-dessous :

CLASSE DU PONT	1	2
Coefficient b_t	1	0,9

Tableau .6. Coefficient (b t)

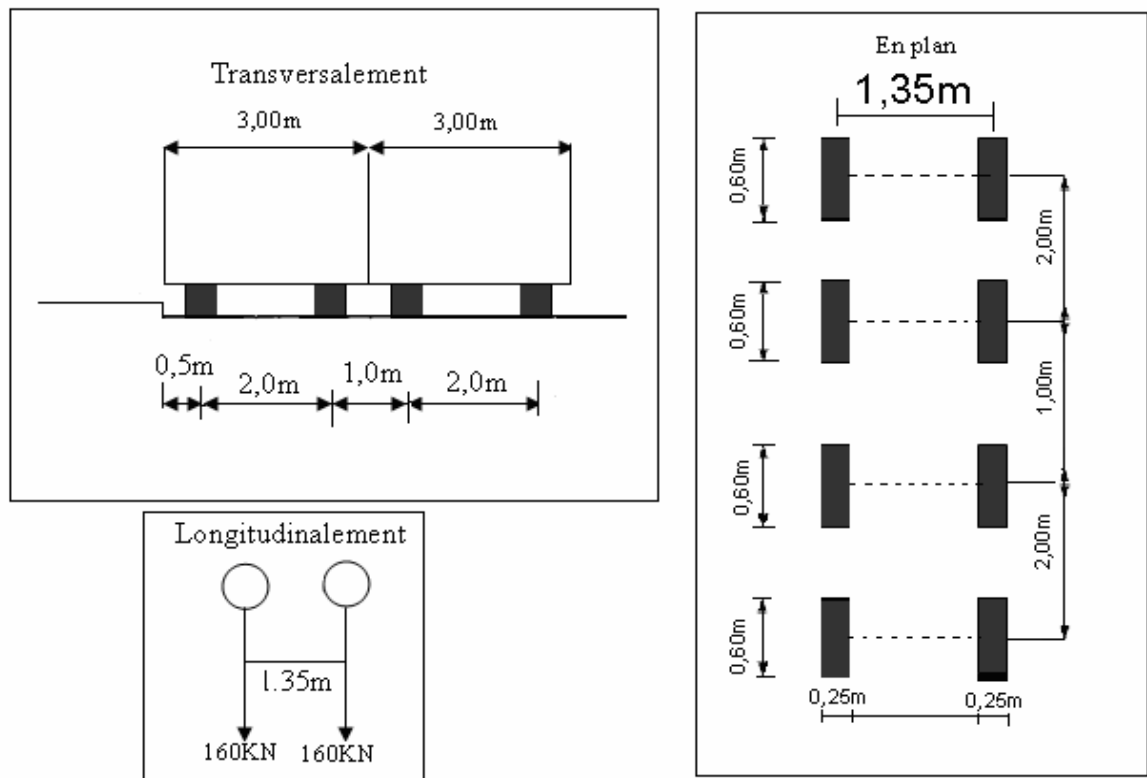


Figure 04 : les dimensions du système Bt

Sous système B r:

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

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

IV-4-3- Système militaire M c 120 :

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

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

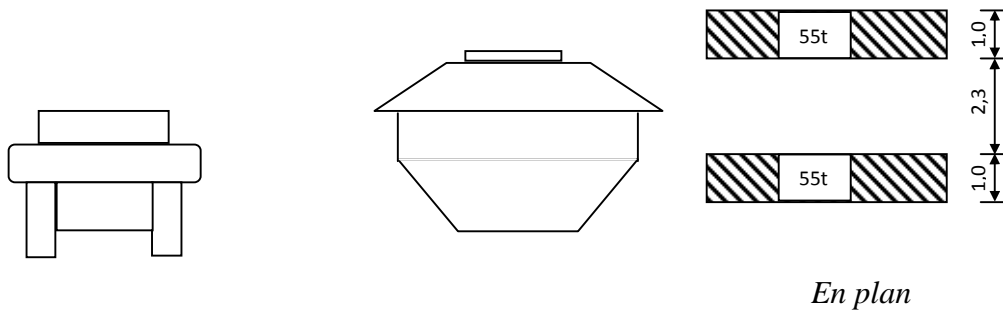
-Dans le sens transversal : un seul convoi circule quelque soit la largeur de la chaussée.

-Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est illimité et la distance qui sépare le 1^{ier} du 2^{ème} convoi vaut 30.5 m (fascicule 61 titre II).

-Poids total : 110t

-Longueur d'une chenille : 6.10m

-Largeur d'une chenille : 1.00m



Transversalement

Longitudinalement

Masse totale de chenille 110 t/ml.

$$\delta = 1 + (0,4/1 + 0,2 \times L) + (0,6/1 + (4 \times G / 110))$$

	Longueur de portée (chargeable) (m)	La charge permanente $G (t)$	S(T)	δ	P	Soit par ml de chenille
La 1ère travée chargée	14	188,02	110	1,181	129,91	21,29
La 2ème travée chargée	17	228,31	110	1,155	127,05	20,82
La 1ère et la 3ème travée chargées	28	376,04	220	1,137	250,14	41,00

Tableau 7 : valeurs de MC120

IV-4-4- Charge exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

P = 240 t

La longueur est de 18,6 m tandis que la largeur est de 3.2 m.

D'où : D240 = 12,90 t/ml

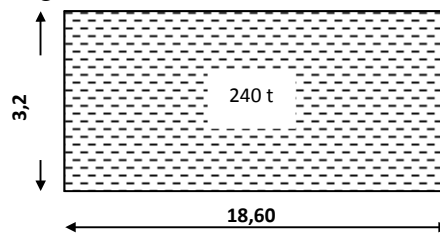


Fig.6. En plan

IV-4-5- Surcharge de trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m²

Largeur du trottoir est 1 m

- ★ Pour 1 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,15 \text{ t/ml}$$

- ★ Pour 2 trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0,15 = 0,30 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,30 \text{ t/ml}$$

IV-5- Combinaison de charges :

- ★ 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 majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : coefficients de majoration pour les différentes actions

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
système BC	1,6	1,2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1
Température (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	0
Surcharge de Trottoir	1,6	1,2

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

- ❖ G : les charges permanentes.
- ❖ Q r : charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.

- ❖ W : action du vent.
- ❖ ΔT : gradient thermique.

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(A(l) + ST)$	1
	$1,35G + 1,6(BC + ST)$	2
	$1,35G + 1,35MC120$	3
	$1,35G + 1,35D240$	4
A L'E.L.S	$G + 1,2(A(l) + ST)$	5
	$G + 1,2(BC + ST)$	6
	$G + MC120$	7
	$G + D240$	8
	$G + 1,2(A(l) + ST) + 0,5 \Delta T$	9
	$G + 1,2(BC + ST) + 0,5 \Delta T$	10
	$G + MC120 + 0,5 \Delta T$	11
	$G + D240 + 0,5 \Delta T$	12

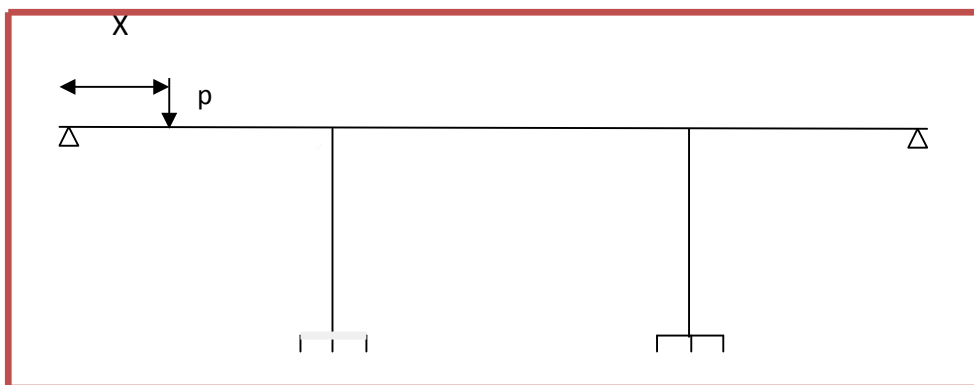
Tableau 9 : Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S

V-Calcul des efforts longitudinaux :

V-1- Les moments fléchissant longitudinaux :

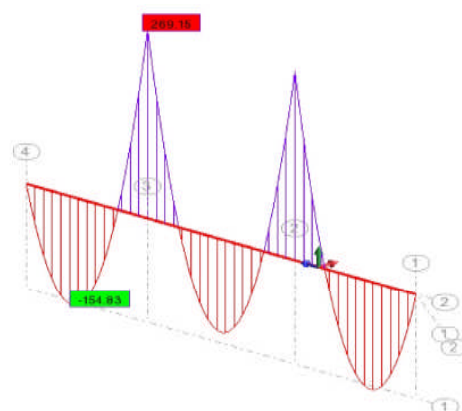
Pour déterminer les sections les plus sollicitées dans les trois travées du pont, on a recours à la notion des lignes d'influence et les charges qui peuvent nous provoquer les effets les plus défavorables dans la structure.

Définition : La ligne d'influence est une grandeur produite par un corps mobile de valeur constante circulant sur une construction, la grandeur peut être une rotation, un déplacement, ou une réaction ... La cause mobile est généralement une force. De façon général, la ligne d'influence est le diagramme obtenu en partant à partir d'une droite repère et perpendiculaire celle-ci à l'aplomb de chaque position de la cause mobile.



Remarque: il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la répartition des efforts longitudinaux, dans notre étude nous utilisons la méthode des lignes d'influence établie par le logiciel ROBOBAT 2010.

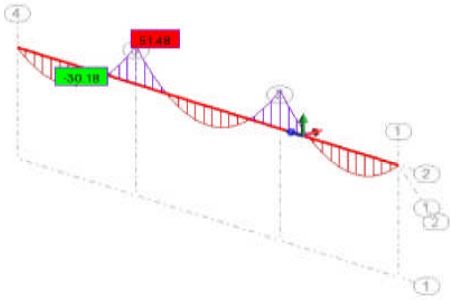
V-1-1-Moments fléchissant dû au poids propre :



Mz 2Tm
Max=269.15
Min=-154.83
PZ kG
Cases: 1 (G)

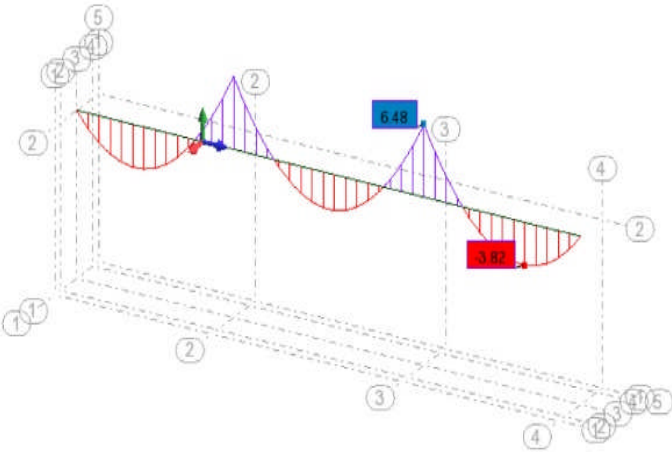


V-1-2- Moments fléchissant dû aux charges complémentaires permanentes :



Mz 2Tm
 Max=51.48
 Min=-30.18
 Cases: 2 (CCP)

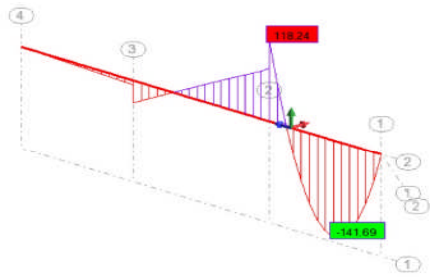
V-1-3-Moments fléchissant dû à Q r :



Mz 0.2Tm
 Max=6.48
 Min=-3.82
 Cases: 8 (QTr)

V-1-4-Moments fléchissant dû à A(L) :

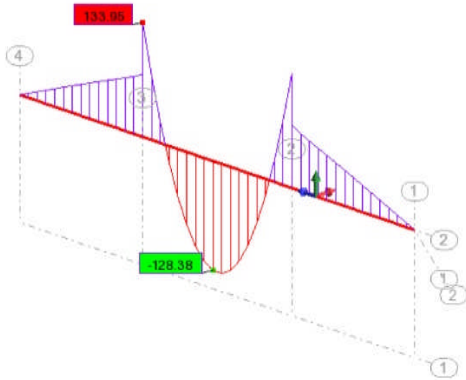
Moments fléchissant dû à A(L) 1:



Mz 2Tm
Max=118.24
Min=-141.69
Cases: 3 (A(L)1)



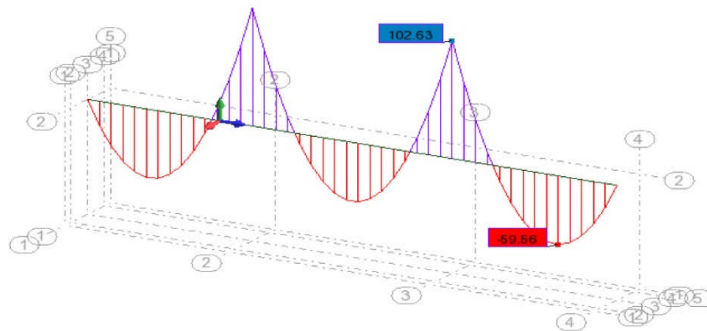
Moments fléchissant dû à A(L) 2:



Mz 2Tm
Max=133.95
Min=-128.38
Cases: 4 (A(L)2)

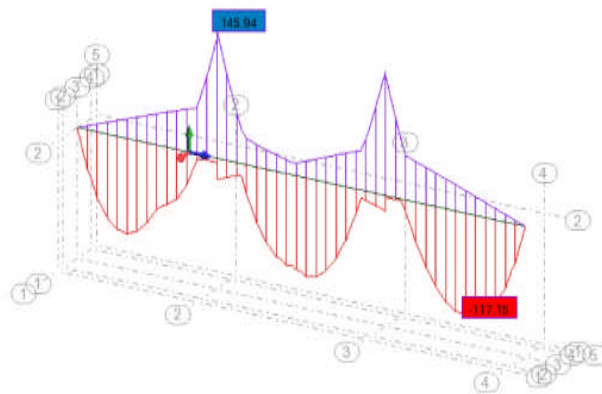


Moments fléchissant dû à A(L) 5:



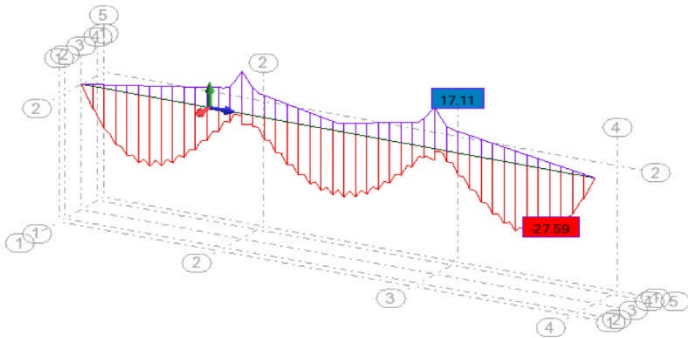
Mz 1Tm
Max=102.63
Min=-59.56
Cases: 7 (A(L)5)

V-1-5-Moments fléchissant dû à B c:



Mz 2Tm
Max=145.94
Min=-117.15
Cases: 21 (BC +)

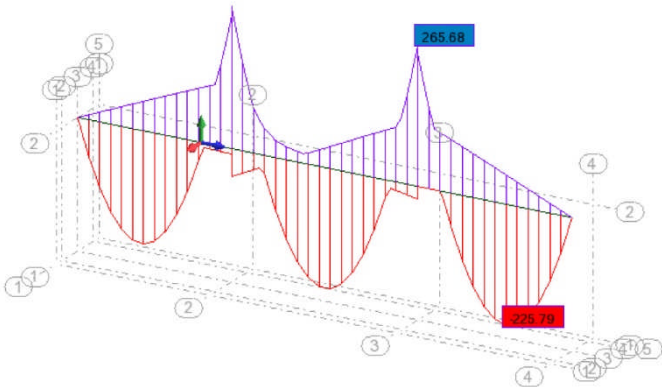
V-1-6- Moments fléchissant dû à B r :



Mz 1Tm
Max=17.11
Min=-27.59
Cases: 23 (Br +)



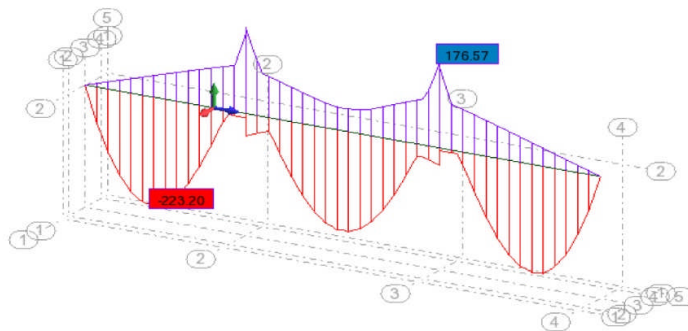
V-1-7-Moments fléchissant dû à D240 :



Mz 5Tm
Max=265.68
Min=-225.79
Cases: 27 (D240 +)



V-1-8- Moments fléchissant dû à MC120 :



■ Mz 5Tm
 Max=176.57
 Min=-223.20
 Cases: 25 (MC120 +)

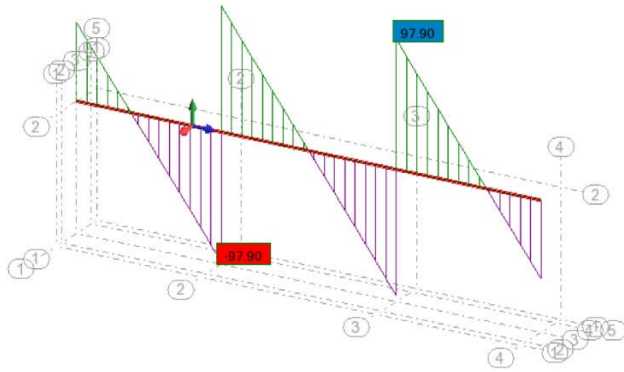


Tableaux des moments fléchissant dus aux surcharges et poids propre :

		M_{max}	M_{min}
Poids propre(G)		269,15	154,83
Charges complémentaires permanentes(CCP)		51,48	30,13
surcharge de trottoir (Q r)		6,48	3,82
A(L)	A(l)₁	118,24	141,69
	A(l)₂	133,95	128,38
	A(l)₃	148,58	80,19
	A(l)₄	78,36	101,14
	A(l)₅	102,63	59,58
Charge de B c		145,94	117,15
Charge de B r		17,11	27,59
Charge de MC120		176,57	223,20
Charge de D240		265,68	225,79

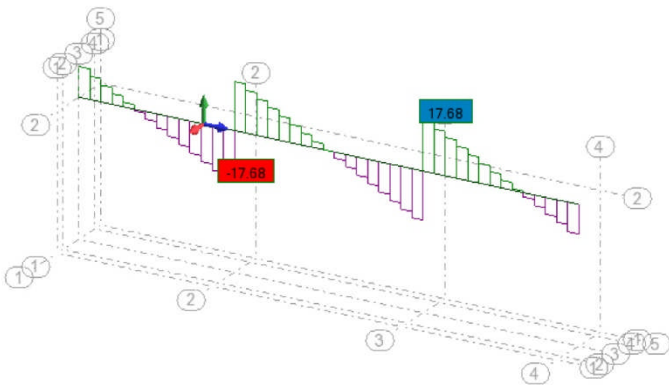
V-2- Les efforts tranchants :

V-2-1-Efforts tranchants dû au poids propre



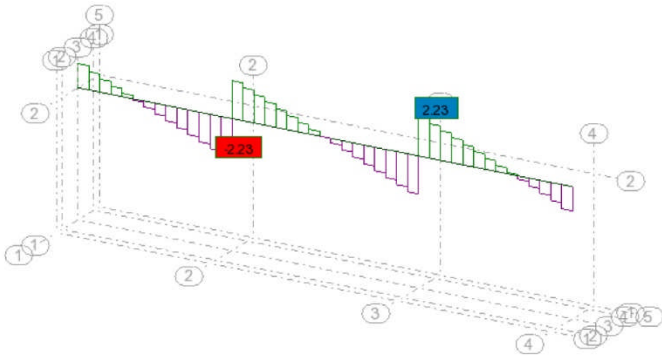
Fy 1T
Max=97.90
Min=-97.90
-PZ kG
Cases: 1 (G)

V-2-2-Efforts tranchants dû aux charges complémentaires permanentes :



Fy 1T
Max=17.68
Min=-17.68
Cases: 2 (CCP)

V-2-3-Efforts tranchants dû à Q r :

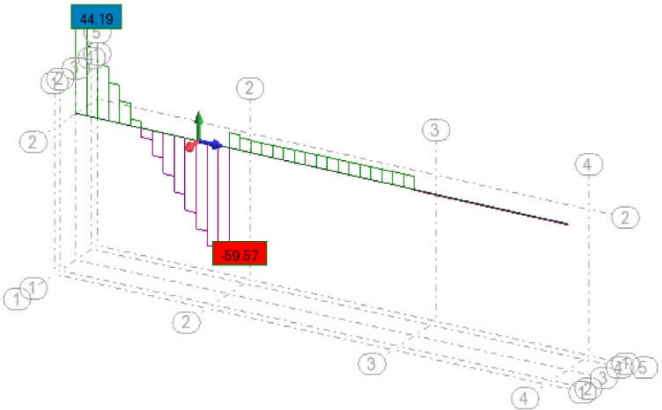


Fy 0.1T
Max=2.23
Min=-2.23
Cases: 8 (QTr)



V-2-4-Efforts tranchants dû à A(L) :

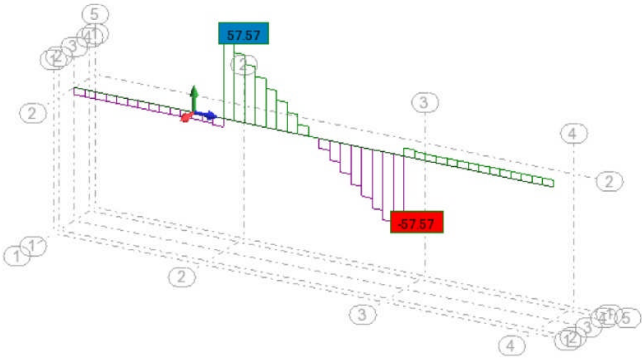
Efforts tranchants dû à A(L) 1 :



Fy 1T
Max=44.19
Min=-59.57
Cases: 3 (A(L)1)



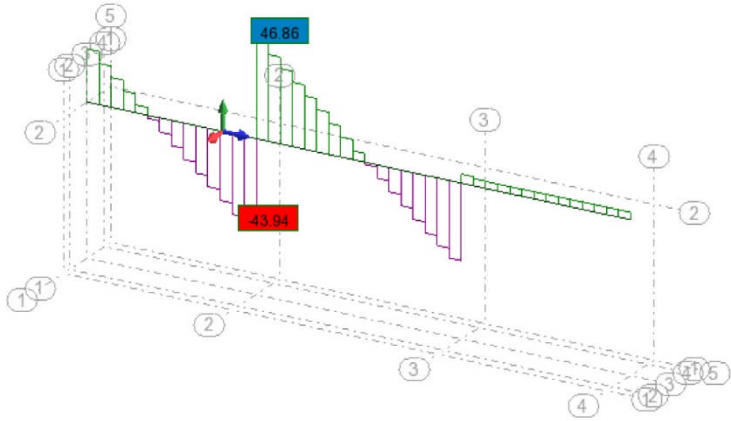
Efforts tranchants dû à A(L) 2 :



Fy 1T
Max=57.57
Min=-57.57
Cases: 4 (A(L)2)



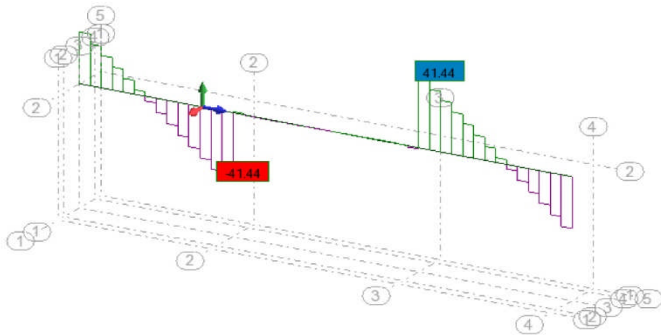
Efforts tranchants dû à A(L) 3 :



Fy 1T
Max=46.86
Min=-43.94
Cases: 5 (A(L)3)

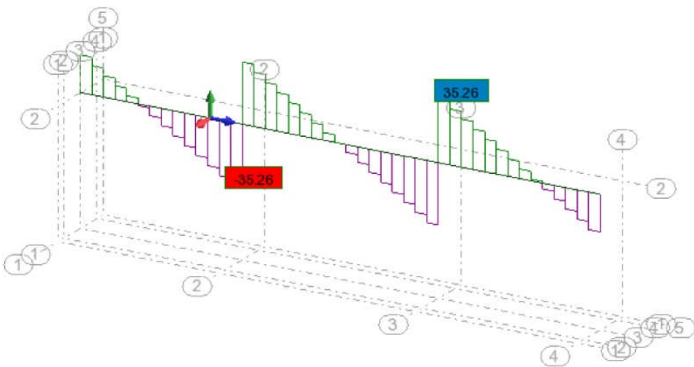


Efforts tranchants dû à A(L) 4 :



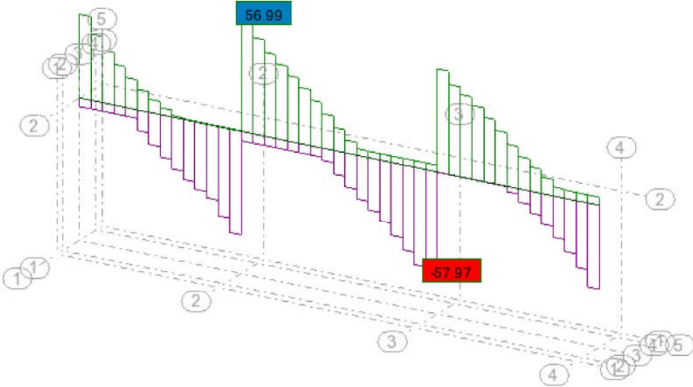
Fy 1T
Max=41.44
Min=-41.44
Cases: 6 (A(L)4)

Efforts tranchants dû à A(L) 5 :



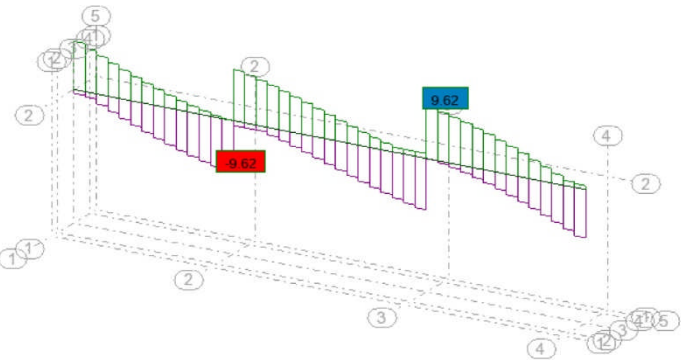
Fy 1T
Max=35.26
Min=-35.26
Cases: 7 (A(L)5)

V-2-5-Effort tranchant dû à B c :



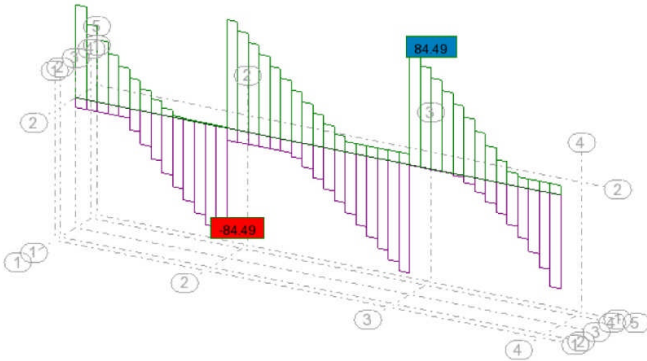
Fy 1T
Max=56.99
Min=-57.97
Cases: 21 (BC +)

V-2-6- Effort tranchant dû à B r :



Fy 05T
Max=9.62
Min=-9.62
Cases: 23 (Br +)

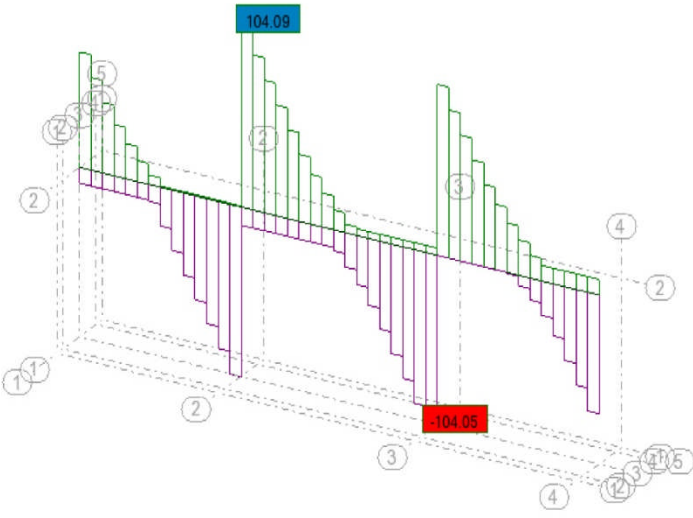
V-2-7-Effort tranchant dû à MC120 :



Fy 1T
Max=84.49
Min=-84.49
Cases: 25 (MC120 +)



V-2-8-Effort tranchant dû à D240 :



Fy 1T
Max=104.09
Min=-104.05
Cases: 27 (D240 +)



Tableaux des efforts tranchants dus aux surcharges et poids propre :

		T_{\max}	T_{\min}
Poids propre(G)		97.90	97.90
Charges complémentaires permanentes(CCP)		17.68	17.68
surcharge de trottoir (Q r)		2.23	2.23
A(I)	A(I)₁	44.19	59.57
	A(I)₂	57.75	57.75
	A(I)₃	46.86	43.94
	A(I)₄	41.44	41.44
	A(I)₅	35.26	35.26
Charge de B c		56.99	57.97
Charge de B r		9.62	9.62
Charge de MC120		84.49	84.94
Charge de D240		104.09	104.05

V-3-Combinaisons des efforts aux états limites :

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Pour la détermination, des efforts maximums on prend en considération les combinaisons définies dans le BAEL 91.

Les efforts maximums sont représentés dans les tableaux suivants :

V-3-1- Moments fléchissant :

Les combinaisons à l'ELS :

Désignation	M en travée(Tm)	M en appui(Tm)
G +1,2(A(l)₁ +ST)	375.24	470.29
G +1,2(A(l)₂+ST)	317.09	488.69
G +1,2(A(l)₃ +ST)	276.17	506.25
G +1,2(A(l)₄ +ST)	309.00	422.43
G +1,2(A(l)₅ +ST)	206.90	451.56
G +MC120 (2^{ème} travée chargée)	439.65	524.17
G +MC120 (1&3^{ème} travée chargée)	435.65	521.00
G +1,2(BC +ST) (1&2^{ème} travée chargée)	339.16	518.41
G +1,2(BC +ST) (3^{ème} travée chargée)	346.66	527.75
G+D240	407.72	585.91
G+1.2(B r+ST)	221.93	348.49

Après avoir déterminé les moments fléchissant il ressort ce qui suit :

- **En appui** $M_{\text{max}} = 585.91$ Tm obtenu sous (G+D240)
- **En travée** $M_{\text{max}} = 439.65$ Tm obtenu sous (G+MC120 (2^{ème} travée chargée))

Les combinaisons à l'ELU:

Désignation	M en travée (t.m)	M en appui (t.m)
1 ,35G +1,6(A(l) ₁ +ST)	479.40	632.40
1 ,35G +1,6(A(l) ₂ +ST)	425.44	656.93
1 ,35G +1,6(A(l) ₃ +ST)	371.30	680.34
1 ,35G +1,6(A(l) ₄ +ST)	415.08	568.58
1 ,35G +1,6(A(l) ₅ +ST)	350.94	607.43
1,35G +1,35MC120 (2^{ème} travée chargée)	593.47	707.59
1,35G +1,35MC120 (1&3^{ème} travée chargée)	588.14	703.35
1,35G +1,6(BC +ST) (1&2^{ème} travée chargée)	455.36	696.69
1,35G +1,6(BC +ST) (3^{ème} travée chargée)	465.32	709.10
1,35G +1,35D240	550.42	790.98
1 ,35G +1,6(B r +ST)	298.99	469.99

En appui $Mu_{max} = 790.98$ Tm obtenu sous (G+D240)

En travée $Mu_{max} = 593.47$ Tm obtenu sous (G+MC120 (2^{ème} travée chargée))

V-3-2- L'effort tranchant :

Les combinaisons à l'ELS :

Désignation	T_{\max} (t)	T_{\min} (t)
G +1,2(A(l)₁ +ST)	124.41	189.73
G +1,2(A(l)₂+ST)	184.19	184.19
G +1,2(A(l)₃ +ST)	171.35	170.98
G +1,2(A(l)₄ +ST)	167.97	167.97
G +1,2(A(l)₅ +ST)	160.56	160.56
G +MC120 (2^{ème} travée chargée)	213.17	213.17
G +MC120 (1&3^{ème} travée chargée)	211.65	211.64
G +1,2(BC +ST) (1&2^{ème} travée chargée)	189.49	190.76
G +1,2(BC +ST) (3^{ème} travée chargée)	193.14	194.47
G+D240	216.62	216.58
G+1.2(B r+ST)	129.79	129.79

D'où l'effort tranchant max est obtenu sous le cas de charge (G+D240) et sa valeur est de :

$$T_{\max} = 216.62t \text{ par (G+D240)}$$

Les combinaisons à l'ELU :

Désignation	T_{\max} (t)	T_{\min} (t)
1,35G +1,6(A(l) ₁ +ST)	167.72	254.90
1,35G +1,6(A(l) ₂ +ST)	247.47	247.47
1,35G +1,6(A(l) ₃ +ST)	230.34	229.90
1,35G +1,6(A(l) ₄ +ST)	225.89	225.89
1,35G +1,6(A(l) ₅ +ST)	216.00	216.00
1,35G +1,35MC120 (2 ^{ème} travée chargée)	287.75	287.75
1,35G +1,35MC120 (1&3 ^{ème} travée chargée)	285.73	285.72
1,35G +1,6(BC +ST) (1&2 ^{ème} travée chargée)	254.59	256.28
1,35G +1,6(BC +ST) (3 ^{ème} travée chargée)	259.43	216.21
1,35G +1,35D240	292.44	292.39
1,35G +1,6(B r +ST)	174.98	174.98

D'après les résultats présentés dans le tableau précédent on constate que l'effort tranchant max est obtenu sous le cas de charge (G+D240) et a pour valeur : $Tu_{\max} = 292.44$ t

VI -Ferrailage du tablier :

VI -1-Introduction :

En général, on prévoit un pont dalle en béton armé lorsqu'il s'agit de domaine de portées économiques situé entre 6 et 18 mètres pour les ouvrages comprenant 3 travées ou plus, le ferrailage du tablier de type PSI.DA (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée) est armé longitudinalement et transversalement, et il sera calculé à l'aide des sollicitations maximales évaluées dans le chapitre précédent.

VI -2-Détermination du ferrailage longitudinal :

- Sollicitation dans le tablier :

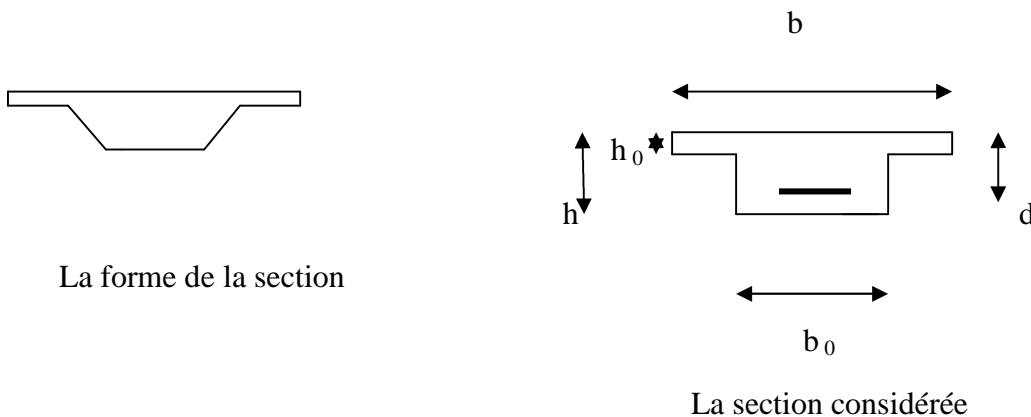
ELS :

- ★ En appui $M_{SER} = 585,91 \text{ t. m}$ obtenu par la combinaison (G+D240).
- ★ En travée $M_{SER} = 439,65 \text{ t. m}$ obtenu par la combinaison (G+MC120) (2ème travée chargée).

Données : - $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

- Barres HA, Acier fe E40 $Fe=400 \text{ MPa}$.
- $f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28}=2,7 \text{ MPa}$.
- Fissuration préjudiciable.

-On a la section de la dalle en forme quelconque, et pour calculer le ferrailage on va considéré la section de la dalle en forme de T.



Caractéristique mécanique de la section :

- $I = 0,3187 \text{ m}^4$.
- $v' = 0,49 \text{ m}$.
- $v = 0,41 \text{ m}$.

VI -2-1-Les armatures supérieures :

Calcul de la section d'armature à l'ELS :

$$M_{bt} = (\sigma_{st} (d-h_0/3) / 30(d-h_0)) b h_0^2$$

σ_{st} : la contrainte de traction des armatures.

$$\sigma_{st} = \text{Min} (2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}})).$$

$$\sigma_{st} = 228,63 \text{ MPa.}$$

$$d = 0,9h = 0,81 \text{ m.}$$

$$b = 6,8 \text{ m; } h_0 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{bt} = 2,526 \text{ MN. } m = 252,6 \text{ t. m}$$

on a : $M_{SER} > M_{bt} \rightarrow 585,91 > 252,6$ l'axe neutre passe dans la nervure ce qui implique un calcul d'une section en T :

$$Z = 0,93d = 0,7533 \text{ m}$$

$$A_{SER} = M_{SER} / Z \sigma_{st}$$

$$A_{SER} = 0,03401 \text{ m}^2 = 340,20 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 43\varphi 32$$

$$A_{\min} (\text{C.N.F}) = I_b \cdot f_{t28} / 0,81h \cdot v' f_e$$

$$A_{\min} (\text{C.N.F}) = 79,97 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{SER} > A_{\min}$$

C'est vérifiée

VI -2-2-Les armatures inférieures :

- $M_{SER} = 439,65 \text{ t. m}$ En travée.

$$A'_{SER} = M_{SER} / Z \sigma_{st} = 439,65 / 0,7533 \cdot 228,63 = 0,02552 \text{ m}^2$$

$$A'_{SER} = 255,27 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 32\varphi 32$$

$$A_{\min} (\text{C.N.F}) = I_b \cdot f_{t28} / 0,81h \cdot v' f_e$$

$$A_{\min} (\text{C.N.F}) = 60,16 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{SER} > A_{\min}$$

C'est vérifié.

Conclusion:

$$A_s = 43\phi 32 = 345,72 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 32\phi 32 = 257,36 \text{ cm}^2$$

VI -2-3-Vérification des contraintes:

$$M_{SER} = 5,8591 \text{ MN.m}$$

La position de l'axe neutre est déterminée par :

$$1/2 b_0 y + (h_0 (b - b_0) + 15(A_s + A'_s)) y - (h_0^2/2(b - b_0) + 15(A_s d + A'_s d')) = 0$$

$$\rightarrow Y = 35,99 \text{ cm} = 0,3599 \text{ m}$$

$$I = b/3 Y^3 - 1/3(b - b_0) (y - h_0)^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - d')^2$$

$$\rightarrow I = 0,285388719 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{SER}/I) y = 7,388 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (15 M_{SER}/I) (d - y) = 138,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = (15 M_{SER}/I) (y - d') = 138,609 \text{ MPa} < f_e / \gamma_s = 347,8 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée}$$

VI -3-Détermination du ferrailage transversal :

Ces armatures sont calculées pour reprendre les efforts tranchants dans les sections voisines des appuis, le calcul se fera uniquement à l'ELU.

La contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u}{b_0 d} \quad V_u = 2,9244 \text{ MN} ; b_0 = 4,2 \text{ m} ; d = 0,81 \text{ m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \tau_u = \text{Min}(0,15 f_c 28 / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} = 1,51 \text{ MPa} \leq 3,5 \text{ MPa}$$

Donc on peut disposer des armatures droites.

Pour les vérifications qui suivent on a les paramètres suivants :

Flexion simple

★ Avec reprise de bétonnage $\rightarrow K=0$

★ $A_t = 10 \text{ HA}16 = 20,1 \text{ cm}^2$ calculée en fixant $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ Calcul de S_t maximum :

$$S_{t1} \leq 0,9 \cdot f_e \cdot A_t / b_0 \cdot \tau_u \cdot \gamma_s \Rightarrow S_t \leq 17,62 \text{ cm}$$

★ L'espacement S_{t2} des cadres d'armatures transversales :

$$S_{t2} \leq \text{min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) = (72,9 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 40 \text{ cm}$$

★ Section minimale A_t des cadres transversaux :

$$S_{t3} \leq A_t \cdot f_e / 0,4b_0 = 47,85\text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 17,62\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

▣ Vérification du pourcentage minimum :

$$A_t \cdot f_e / b_0 S_t \geq \max(\tau_u / 2; 0,4\text{MPa}) \Rightarrow 1,085\text{MPa} > 0,4\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

★ Vérification de l'espacement maximum :

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 17,6\text{cm} < 40\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

★ Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\varphi_{\text{long}}; h / 35; b_0 / 10)$$

$$\Phi_t \leq \min(\varphi_{32}; 25,71; 42) \Rightarrow \Phi_t = 16\text{mm} < 25,71\text{mm} \quad \text{vérifiée}$$

VI -3-1-Vérification des aciers inférieurs :

▣ Les armatures inférieures doivent être capables d'équilibrer un effort de traction égal à l'effort tranchant.

$$A_s = 32\varphi_{32} = 257,36\text{cm}^2$$

$$\sigma_s = V_u / A_s = 113,63\text{MPa} < 347,8\text{MPa}$$

$$V_u / A_s < f_e / \gamma_s \Rightarrow A_s > V_u \cdot \gamma_s / f_e = 84\text{cm}^2$$

VI -3-2-Vérification de la liaison table nervure :

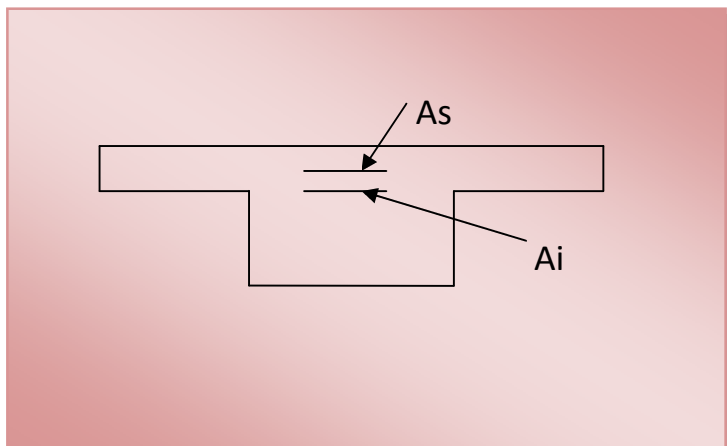
A_s et A_i étant les aciers supérieurs et inférieurs de la dalle, pour couder le plan $H H'$ qui est soumis à des contraintes tangentielles il faut que :

$$(A_s + A_i) / S_t \cdot f_e \geq 1,15 \cdot (V_u \cdot b_1) / (Z \cdot b)$$

$$b_1 = 1,3\text{m} \quad A_s = 345,72\text{cm}^2$$

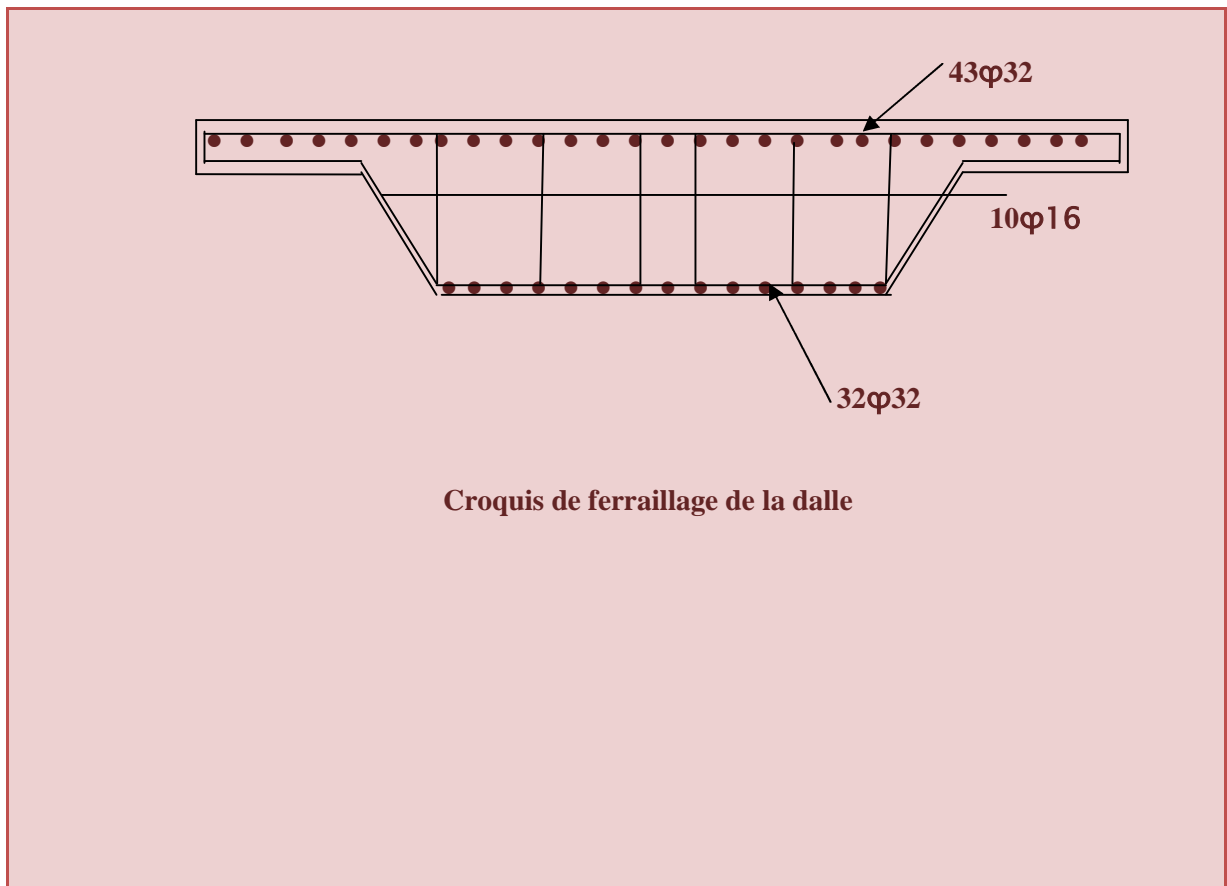
$$Z = 0,85\text{m} \quad A_i = 31,42\text{cm}^2 \quad (10\text{HA}20).$$

$$S_t = 15\text{cm}$$



Après application numérique on trouve

$101.104\text{MN/m} > 0.75\text{MN/m}$ vérifiée.



VII-Les équipements du pont :

VII-1-Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage, se sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

VII-2-Les appareils d'appuis :

VII-2-1-Fonction et disposition :

Les appareils d'appuis assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux (dalle armée) et les appuis (culées).ils contribuent au fonctionnement de l'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis l'action telle que les charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassement d'appuis, ça sous entend :

- ★ Les forces verticales et horizontales ;
- ★ Les déplacements de translation et de rotation.

Il existe quatre (04) types d'appareil d'appui :

- ★ Articulation en béton
- ★ Appareil d'appui en élastomère fretté
- ★ Appareil d'appui spécial
- ★ Appareil d'appui métallique

Dans notre cas on a opté à un appareil d'appuis en élastomère fretté, Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (néoprène) et de tôles d'acier ayant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène est obtenue par "adhésion" au moment de la vulcanisation, les appareils d'appuis en élastomère fretté présentent une meilleure déformabilité en effet ils reprennent élastiquement les efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général, de 8, 10 ou 12 mm (parfois 20 mm). l'appareil d'appui en élastomère fretté est le 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.

Le coût est relativement modéré.

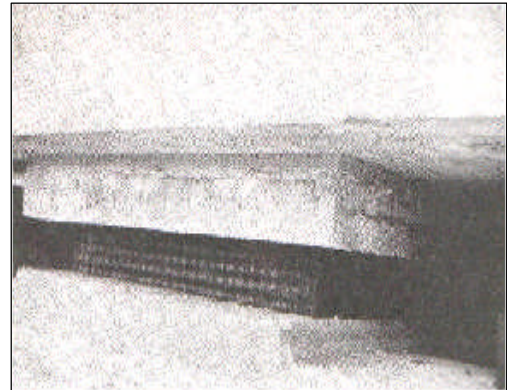
Ils transmettent aussi les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Leurs coût faible à moyen faible associe à la relative facilité de manipulation incite les projeteurs à les utiliser



Appareil d'appui en élastomère frette :



VII-2-2- Réaction due aux combinaisons du poids propre et surcharges :

La réaction est calculée à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

- 1) $G + 1, 2 (A (L) + ST)$
- 2) $G + 1, 2 (B_C + ST)$
- 3) $G + M_{c120}$
- 4) $G + D_{240}$

Désignation	Sur la culée (t / appareil d'appui)
$G + 1,2 (A(L) + ST)$	129.98
$G + 1,2 (B_C + ST)$	148.56
$G + M_{c120}$	163.08
$G + D_{240}$	147.47

Tableau des réactions

Après avoir déterminé les réactions d'appui, il ressort que la réaction maximale est donnée par la combinaison de G et M_{c120}

$R_{\max} = 163.08 \text{ t}$ Sur la culée

$R_{\max} = 81.54 \text{ t}$ pour chaque appareil.

VII-2-3-Dimensionnement des appareils d'appui :

D'après le document SETRA BT N°4/1974 :

Hauteur nette de l'élastomère :

La condition à vérifier est :

$$T \geq \frac{U_1}{0,5} \quad U_1 : \text{déformation lente (retrait, fluage, température).}$$

Déformation due au retrait pour chaque appui est :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \cdot L / 2 = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 45,00 / 2 = 0,0045 \text{ m}$$

L : étant la longueur du tablier.

Déformation due à la variation de température :

$$\Delta_T = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 45 / 2 = 0,00675 \text{ m} \quad \text{courte durée.}$$

$$\Delta_T = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 45 / 2 = 0,0045 \text{ m} \quad \text{longue durée.}$$

Déformation due au fluage pour chaque appui est :

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

On pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b , sa valeur est comprise entre 2 et 3.

$$L/2 = 22,5 \text{ m} : \quad \frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l_f = 0,00675 \text{ cm}$$

Avec :

$$U_1 = \Delta_r + \Delta_T + \Delta_f = 0,018 \text{ m} = 18 \text{ mm} \quad \text{courte durée.}$$

$$U_1 = \Delta_r + \Delta_T + \Delta_f = 0,01575 \text{ m} = 15,75 \text{ mm} \quad \text{longue durée.}$$

Donc : $T \geq 18,00 / 0,5 = 36 \text{ mm}$ on prend $T = 48 \text{ mm}$.

Soit : 4 feuilles de 12 mm

Hauteur totale de l'appareil d'appui :

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère

t_s : épaisseur d'une frette

SETRA BT N°4/1974 nous donne : $t = 12 \text{ mm}$; $t_s = 4 \text{ mm}$

D'où : $H_{totale} = 64 \text{ mm}$

VII-2-4- Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5 \quad \Rightarrow \quad 5T \leq a \leq 10T \quad \Rightarrow \quad 240 \leq a \leq 480 \text{ mm}$$

On prend : $a = 30 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

L'aire de l'appareil d'appuis :

★ l'aire choisie de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

Sachant que : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} < \bar{\sigma} \Rightarrow a \times b > \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}}$

$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg / c m }^2$ Tel que N_{max} est la réaction maximale.

★ les dimensions en plan de l'appareil d'appui sur culée:

Ces dimensions sont tirées à l'aide de tableau Freyssinet :

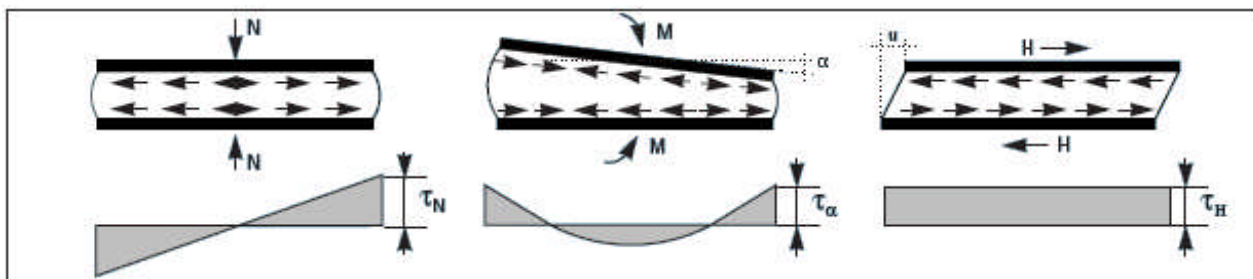
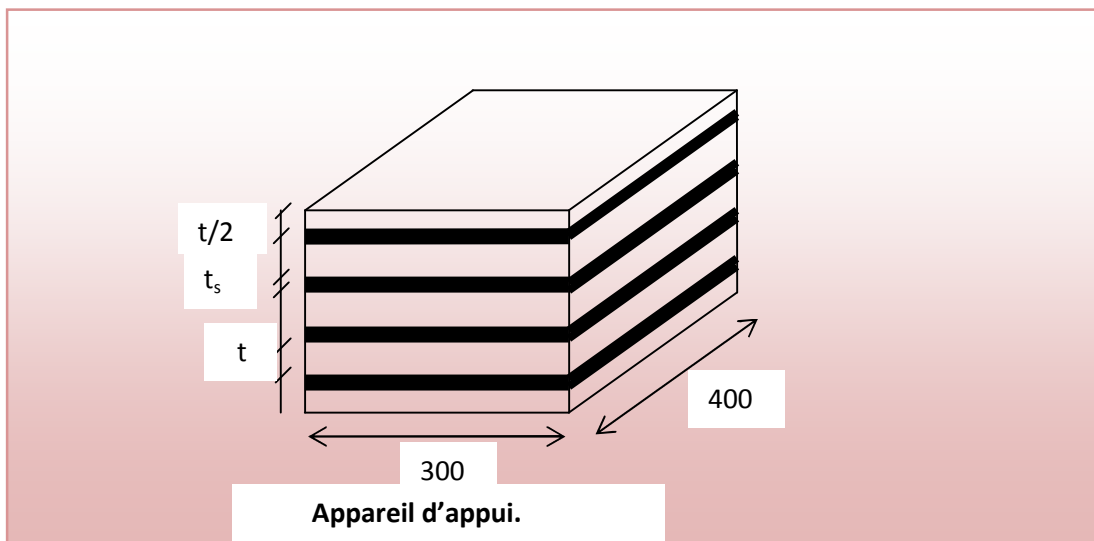
Alors pour : $N = 81.54t \Rightarrow a \times b = (400 \times 300).$

La hauteur nette de l'élastomère : (à partir du tableau de Freyssinet) :

★ Sur culée : $T = 4.8 \text{ cm}$

L'épaisseur des frettes :(à partir du tableau de Freyssinet)

★ Sur culée : $t = 12 \text{ mm}.$



Déformation d'appareil d'appuis.

VII-2-5-Répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

Calcul des rigidités:

La rigidité d'un appui est donnée par le document SETRA par la formule suivante :

$$R_i = 1 / \sum U_i. \quad \text{Avec } U_i = U_1 + U_2$$

U_1 : déplacement dû à la distorsion de l'appareil d'appui :

$$U_1 = \frac{T \times H}{nG \times a \times b} \quad \text{Ou :}$$

- ★ $G = 8\text{kg/cm}^2$
- ★ $T = 480\text{mm}$.
- ★ $a = 300\text{ mm}$ pour la culée.
- ★ $b = 400\text{ mm}$
- ★ $n = \text{nombre d'appareil d'appui} = 2$
- ★ $H = 1\text{kg}$

U_2 : déplacement dû à la flexion de fut de la pile.

$$U_2 = h^3 / m \cdot 3 \cdot EI.$$

Ou :

- ★ $h = \text{hauteur du voile}$
- ★ $E = \text{module de Young}$.
- ★ $I : \text{inertie}$.
- ★ $m = \text{nombre des fûts}$.

U_3 : déplacement dû à la rotation des fondations :

$$U_3 = 2h^2 L / d^2 ESK .$$

n : nombre d'appareils d'appuis (2 sur la culée)

K : nombre de pieux d'une file $K = 0$

d : entre axe des deux files de pieux.

S : section des pieux.

L : longueur du (pieux + semelle).

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 4.8\text{ cm}$

- Rigidité statique
- Rigidité dynamique.

G : Module de déformation transversale

$$G = \begin{cases} 0.8(\text{statique}) \\ 1.6(\text{dynamique}) \end{cases}$$

On a U_2 et U_3 sont nulles pour les deux culées

$$U_2=0$$

$$U_3=0$$

	Appuis.	Culée gauche.	Culée droite.
Rigidité statique (G =0,8).	U_1	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$
	U_2	/	/
	U_3	0,00	0,00
	$\sum U_i$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$
	$R_i = 1/\sum U_i$	400	400
Rigidité dynamique (G =1,60).	U_1	$1,25 \cdot 10^{-3}$	$1,25 \cdot 10^{-3}$
	U_2	/	/
	U_3	0,00	0,00
	$\sum U_1$	$1,25 \cdot 10^{-3}$	$1,25 \cdot 10^{-3}$
	$R_i = 1/\sum U_1$	800	800

Tableau récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis

La répartition des efforts horizontaux sur les différents appuis se fera en fonction de leur rigidité, ainsi pour chaque appui correspond un certain pourcentage de ces efforts.

VII-2-6-Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions:

Action dynamique:

L'effort dynamique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$H_{\text{dyn}} = f_{\text{hi}} \times R_{i \text{ dyn}} / \sum R_i$. Avec f_{hi} : effort horizontal sur le tablier développé par la charge dynamique.

L'effort du freinage :**Surcharge A(L) :**

$$\text{L'effort de freinage } f_{f A(l)} = A(L) \cdot \left(\frac{S}{20 + 0,0035 \times S} \right)$$

S : désigne la surface chargée en m^2

Une travée chargée :

$$A(L) = 0,861 \text{ t/m}^2$$

$$S = 5 \times 45 = 225 \text{ m}^2$$

$$f_{f A(l)} = 9,32 \text{ t.}$$

Surcharge Bc:

Un seul camion est supposé freiner :

$$f_{f Bc} = 30 \text{ t (CPS).}$$

Donc le freinage maximal est obtenu sous Bc : $F_{Bc} = 30 \text{ t}$

Effet de séisme :

$f_{hs} = \varepsilon_s G$ avec G: poids total du tablier

ε_s : accélération sismique horizontale d'après RPOA 2008 est prise égale à 0,3.

$$f_{hs} = 0,3 G$$

Avec $G = 13,43 \text{ t/ml}$

$$\text{D'où } G = 13,43 \times 45 = 604,35 \text{ t}$$

$$\text{et } f_{hs} = 0,3 \times 604,35 = 181,305 \text{ t}$$

$$f_{sis} = \mathbf{181,305 \text{ t}}$$

Surcharge du vent :

le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la chaussée une pression P; dans notre cas 2 KN/m^2

$$HV = P.L.h$$

Avec :

$P = 2 \text{ KN/m}^2$: pression du vent.

$L = 45 \text{ m}$: portée du pont.

$H = 0,9 \text{ m}$: hauteur du tablier.

$$HV = 0,2 \times 45 \times 0,9 = 8,1 \text{ t.}$$

L'effort dynamique repris par chaque appui est donné par :

$$H_i = \frac{H_{tot} \cdot R_i}{\sum R_i}$$

Avec :

- Effort de freinage : $H_{fbc} = 30 \text{ t}$
- Effort de freinage : $H_{A(l)} = 9.32 \text{ t}$
- Effort du au vent : $H_v = 8.1 \text{ t}$
- Effort du au séisme : $H_s = 181.305 \text{ t}$

	Culée gauche.	Culée droite.
R_i	800	800
$R_i / \sum R_i$	1/2	1/2
$H_{fA(l)} (t)$	4.66	4.66
$H_{fBc}(t)$	15	15
$H_{hv}(t)$	4.05	4.05
$H_{hs}(t)$	90.65	90.65

Tableau récapitulatif des efforts dynamiques.

VII-2-7-Vérification des appareils d'appuis :

On doit vérifier :

Limitation des contraintes de cisaillement :

Sollicitation sous charge verticale :

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

$$\tau_n = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

Avec :

$$N_{\max} = 81.54 \text{ t}$$

σ_m : contrainte de compression sous N_{\max}

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{30 \times 40}{2 \times 0.8 \times (30 + 40)} = \mathbf{10.714}$$

$$\text{Donc : } \sigma_m = \frac{0.8154}{0.3 \times 0.4} = 6.795 \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \tau_n = \frac{1.5 \times 6.795}{10.714} = 0.95 \leq 2,4 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement au niveau du frettage crée par cet effort :

$$\tau_n = 1.5 \times \sigma_m / \beta$$

Avec :

β : coefficient de forme et c'est égale à :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{30 \times 40}{2 \times 1.2 \times (30 + 40)} = \mathbf{7.14}$$

$$\tau_n = 1.5 \times 6.795 / 7.14 = 1.43 \text{ Mpa} = 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_n < \bar{\tau} = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ c'est vérifiée}$$

$$\bar{\tau} = 3 \times G = 3 \times 8 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = G \times U1 / T = G \text{ tg } \gamma_1$$

Avec :

G : module d'élasticité transversale

T : hauteur nette de l'élastomère T= 4.8cm

$$\tau_{H1} = G \times U1 / T = 8 \times 1.8 / 4.8 = 3 \text{ kg/cm}^2 = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.5 \times G = 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{H1} < \bar{\tau} \text{ c'est vérifiée.}$$

Sous un effort dynamique (freinage):

Force de freinage dûe au Bc :

On a deux appareils d'appui

Force de freinage due à Bc : $F = 30.10^3/16 \times 1.2 = 2.27t$

$\tau_{H2} = F / 2 \times a \times b = 2250 / 2 \times 30 \times 40 = 1.87 \text{ kg/cm}^2$

Déformation lente + Déformation rapide dues au freinage :

Il faut que : $\tau_H \leq 0,7 G$.

$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 3 + 0,5 \times 1,87 = 3,94 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau} = 0,7 \times G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_H < \bar{\tau}$ c'est vérifiée

Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \times \frac{a^2}{t^2} \times \alpha_t$$

$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$ Angle de rotation (rd) d'une feuille élémentaire

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose

- Pour un tablier de pont coulé sur place $\alpha_0 = 3/1000 \text{ rd}$
- Pour un tablier de pont préfabriqué $\alpha_0 = 10/1000 \text{ rd}$
- Pour un tablier métallique a $\alpha_0 = 3/1000 \text{ rd}$

Dans notre cas $\alpha = 3/1000 \text{ rd}$

α = Rotation calculée

α à vide = 0.0015 ; α charge = 0.002
d'où :

$$\alpha_T = 0.0015 + 3.10^{-3} = 0.0045 \text{ rd}$$

$$\alpha_T = 0.002 + 3.10^{-3} = 0.005 \text{ rd}$$

$$\tau_{\alpha} = 8 \times 30^2 (0,001125 + 3.10^{-3}) / 2 \times 1,2^2 \times 4 = 2,58 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7G_{ST} = 5,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_{\alpha} = 8 \times 30^2 (0,00125 + 3.10^{-3}) / 2 \times 1,2^2 \times 4 = 2,66 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7G_{ST} = 5,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifiée

Il faut aussi vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5 G$$

$$\tau = 1,43 + 0,394 + 0,266 = 2,09 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa. Vérifiée}$$

Condition de non cheminement :

D'après le bulletin technique N°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{m,\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2\text{MPa} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{\min} = N_G - N_{\text{prec}} = 219,81\text{t}$$

Vérification:

$$\sigma_{m,\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{59.54/2 \times 10^3}{30 \times 40} = 24.81 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2. \text{ Vérifiée}$$

Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G} \quad \text{On a :}$$

$$\beta = 7.14$$

Vérification:

$$1,125 \times 10^{-3} \leq \frac{3}{7.14} \times \frac{1.2^2}{30^2} \times \frac{24.81}{8} = 0.0021rd \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

VII-3-Les dés d'appuis :

VII-3-1- Fonction des dés d'appuis :

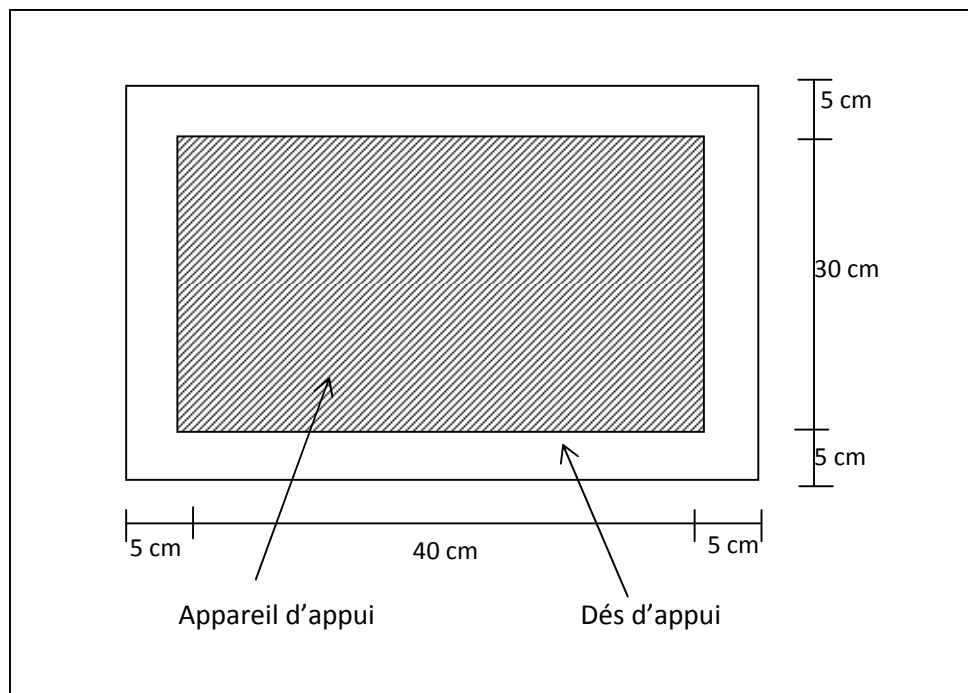
- 1- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- 2- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- 3- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui
- 4- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

VII-3-2- Dimensionnement des dés d'appuis :

On utilise la formule suivante définie dans le document SETRA :

$$h \geq 2ab/2(a+b) = 17.15 \text{ cm} \quad \text{soit : } h=20 \text{ cm}$$

$$d'ou \begin{cases} a1 = a + 10 = 40\text{cm} \\ b1 = b + 10 = 50\text{cm} \end{cases}$$



Les dimensions des dés d'appuis

VII-3-3-Ferraillage des dés d'appuis : (support des appareils d'appuis) :

Armature de chaînage 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$R = 0,25 R_{\max}$$

	Combinaison	Réaction(t)
ELS	G +1,2(A(I) +ST)	129.98
	G +1,2(BC +ST)	148.56
	G +MC120	163.08
	G + D240	147.47
ELU	1,35(G) +1,6(A(L) +ST)	174.48
	1,35(G) +1,6(B_C+ST)	199.29
	1,35G +1,35MC120	220.14
	1,35G +1,35D240	199.08

On remarque que la combinaison qui nous donne le cas le plus défavorable est obtenue sous G+Mc120 et on aura :

$$\text{ELS : } R_{\max} = 163.08\text{t}$$

$$\text{ELU : } R_{\max} = 220.14\text{t}$$

$$D'où : A_c = \max \begin{cases} 0,25 R_{u \max} / \sigma_{s10} = 0,158 \cdot 10^{-2} \text{m}^2 \\ 0,25 R_{ser \max} / \bar{\sigma}_s = 0,152 \cdot 10^{-2} \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_c (2/3) = 266.67 \text{ MPa pour } f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s10} = f_c / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On prend } A_c = 0.16 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_c = 16 \text{ cm}^2$$

soit : 8 HA 16

Armature de profondeur :

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $0,125 R_{\max}$.

$$D'o\grave{u}: A_h = \max \begin{cases} 0,125 R_{u \max} / \sigma_{s10} = 0,08 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \\ 0,125 R_{ser \max} / \bar{\sigma}_s = 0,075 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$A_h = 8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 8 HA 12}$$

Armatures de diffusion :

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- Ferrailage de surface (frette sup) :

Ces armatures sont capables de reprendre 4% de R_{\max}

$$D'o\grave{u}: A_s = \max \begin{cases} 0,04 R_{u \max} / \sigma_{s10} = 0,025 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \\ 0,04 R_{ser \max} / \bar{\sigma}_s = 0,024 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 6HA8}$$

2.5 Ferrailage inferieur ou d'éclatement (frette inf) :

Elles sont disposées sur une profondeur Z tel que : $b_0/3 \leq Z \leq b_0$ $R = 0,1 R_{\max}$

$$D'o\grave{u}: A_s = \max \begin{cases} 0,1 R_{u \max} / \sigma_{s10} = 0,063 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \\ 0,1 R_{ser \max} / \bar{\sigma}_s = 0,061 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 6,3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 7 HA 12}$$

VII-4-Le joint de chaussée:

Les joints de chaussée sont conçus pour assurer la continuité de circulation. en s'accommodant des mouvements de structures dus aux effets du fluage, du retrait, des variations de température et des déformations d'exploitation.

Il existe plusieurs types de joint de chaussée, on cite en titre d'exemple :

- ★ joints de faibles souffles tel que : joint JEP, WR et WOSd.
- ★ Joints de souffles moyens tel que : joint Wd.
- ★ Joints de grands souffles tel que: joint WP.
- ★

VII-4-1- Joints de faibles souffles :

Joint de chaussée JEP :

Ce joint est de la famille des joints à hiatus.il se compose de deux profilés en acier filé, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.

Ces éléments sont équipés de deux aciers sinusoidaux de scellement qui sont noyés dans une longrine en mortier de résine adhérente à l'ouvrage.

Joint de chaussée WR:

Ce joint est de la famille des joints à hiatus.il se compose de deux profilés extrudés en alliage d'aluminium, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.

Ces éléments sont scellés par une série de fixations légèrement inclinées dans des longrines en micro béton armé et ils sont fixés aux structures par des armatures de couture .une succession de couples de profilés installés bout à bout forme la ligne de joint.

Joint de chaussée WOSD:

Appartenant à la famille des joints à hiatus, ces joints se composent de deux profilés extrudés en alliage d'aluminium, livrables en longueur de trois ou six mètres et disposés face à face. Une succession de couples de profilés installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

VII-4-2 Joints de souffles moyens :

Joint de chaussée WD:

Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face.une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint

Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

VII-4-3 Joints de grands souffles :

Joint de chaussée WP:

Ces joints sont de la famille des joints à peigne en console. Ils se composent de couples d'éléments indépendants (peignes) à dents parallèles livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face.

Ces peignes sont soit oxycoupés dans une plaque en acier laminé, soit moulés en alliage d'aluminium. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations à serrage contrôlé assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Calcul du joint de chaussée :

Le calcul du joint de chaussée est en fonction des déplacements tel que :

- ★ Déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage.
- ★ Déplacement dû au séisme.

Déplacement dû au freinage :

$$\varepsilon_{f A(L)} = \frac{T \times H_f}{G_{dyn} \times S}$$

G : module de déformation transversale

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour des variations lentes}$$

$$G = 16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour des variations instantanées}$$

$$\varepsilon_{f A(L)} = \frac{4.8 \times 9.23 \times 10^3}{16 \times 30 \times 40} = 2.31 \text{ cm}$$

Déplacement dû au séisme:

$$\varepsilon_s = \frac{T \times H_s}{G \times S} \quad H_s = 45.325 \text{ t/appareil}$$

$$\varepsilon_s = \frac{45.325 \times 4.8 \times 10^3}{16 \times 30 \times 40} = 11.33 \text{ cm}$$

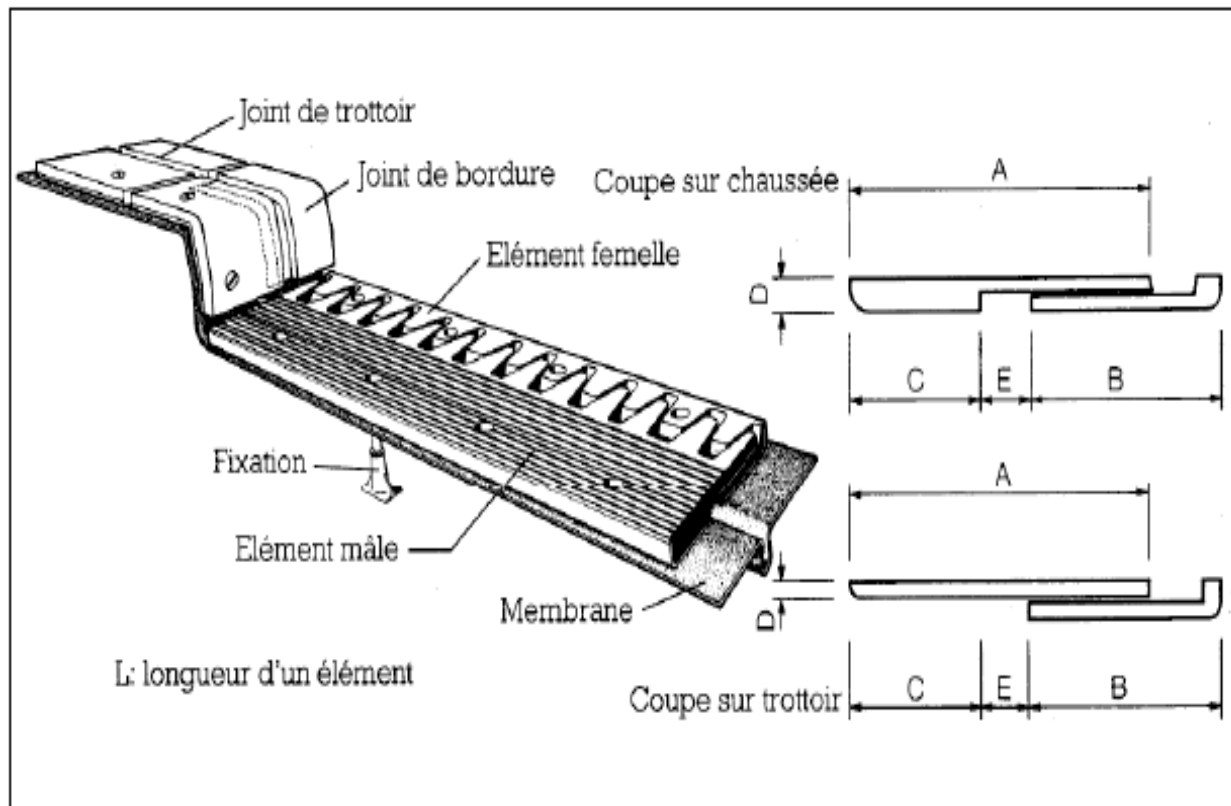
$$\Delta t = \Delta t_{ret} + \Delta t_{temp} + \Delta t_{flu} = 1,8 \text{ cm (voir appareil d'appui)}$$

Déplacement dû aux variations linéaires :

$$\Delta t + \varepsilon_f = 1,8 + 2,31 = 4.11 \text{ cm} = 41.1 \text{ mm}$$

$$\Delta t + \varepsilon_s = 1,8 + 11.33 = 13.13 \text{ cm} = 131.3 \text{ mm}$$

ON CHOISIRA PAR CONSEQUENT UN JOINT DE CHAUSSEE WP



VII-5-Accessoires :

Afin de compléter l'étanchéité générale au droit du joint de chaussée et la continuité du traitement du joint sur les trottoirs (ou zones non circulées), les accessoires suivant sont disponibles:

- Joint de trottoir de type PL et TO..
- Relevés de profilé d'extrémité + cache -bordures.
- ❖ Evacuation des eaux :

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

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

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de la pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière a une épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

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

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

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 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 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.

VIII-Etude de la Pile

VIII-1-Introduction :

Les piles :

Une pile est un appui intermédiaire, ont 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 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, soit 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.

Structure 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 portiques ...), et elle est constituée de d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

1. Une superstructure (où fût) : 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'appuis.

2. Une fondation: 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 encastrée avec le tablier elle repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert des descentes de charges aux sols.

Les caractéristiques sont définies dans le document SETRA « Appui des tabliers PP73 1.1.2 conception et choix des piles ».

Pile type voile :

Ils sont plus nombreux, par ce que généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car ils posent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes).L'hypothèse d'un chevron

est levée et la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

VIII-2-Pré dimensionnement de la pile :

Les piles sont constituées par une semelle horizontale et par un voile verticale qu'est encastree avec la dalle.

Epaisseur du voile :

$$1) E = \frac{4H_v + 1}{100} + 0,1$$

H_v = hauteur vue ($H_v = 10,43$ m)

$$2) E \geq 0,5h$$

$$3) E = \frac{H_v}{10}$$

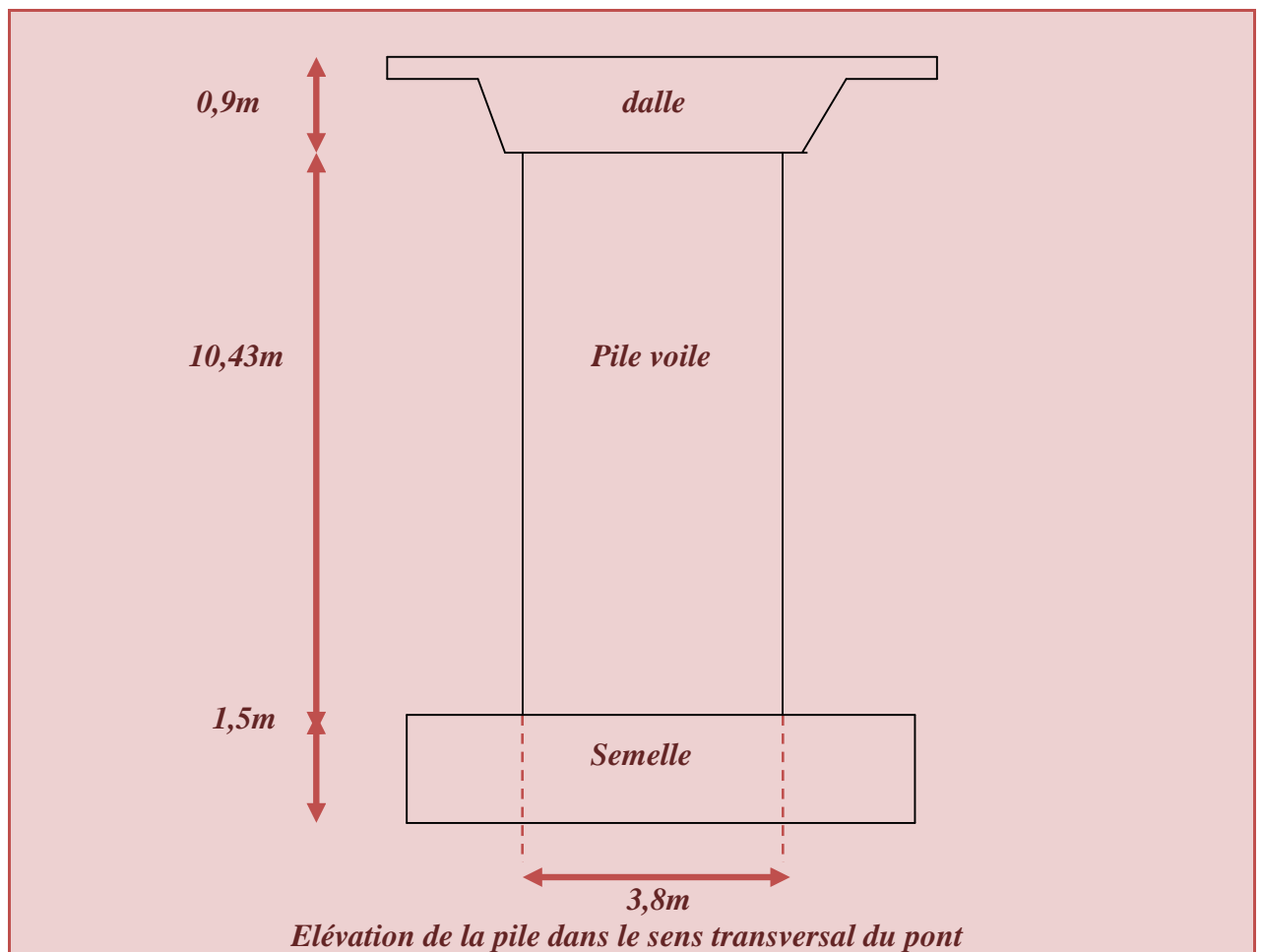
h : epaisseur de tablier $h = 0,9$ m

$$1) E = 0,527$$

$$2) E \geq 0,45$$

$$3) E = 1,043$$

On choisira notre voile une épaisseur de 0,8 m



VIII-3-Ferraillage de voile :

La pile sera considérer encastrée dans la semelle de fondation et dans le tablier c .a. d encastrée de deux extrémités.

VIII-3-1- Evaluation des charges et surcharges

$$\begin{aligned} \text{Charge verticale : tablier + pile} &= 194.28 + 80.85 \\ &= 275.13 \text{ t} \end{aligned}$$

Réaction due aux surcharges

$$\text{Surcharge A(L) : } R_A = 96.63 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge Bc : } R_B = 95.18 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge Mc120 : } R_{MC120} = 107.13 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge D240 : } R_{D240} = 195.56 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge de trottoir : } 4.67 \text{ t}$$

Charge horizontale : freinage dû au system A(L)

$$H_{A(L)} = 8.34 \text{ t}$$

Freinage dû au system B_C :

$$H_{BC} = 6.68 \text{ t}$$

VIII-3-2-Evaluation des surcharges sismiques :

$$E_1 = E_X + 0.3E_Y + 0.3E_Z$$

$$E_2 = E_Y + 0.3E_X + 0.3E_Z$$

$$E_3 = E_Z + 0.3E_X + 0.3E_Y$$

$$\text{Tq : } E_x = E_y = A \cdot G$$

$$E_z = 0.3 E_x = 0.3 A \cdot G$$

$$\text{On a } G = 194.28 \text{ t}$$

$$A = 0.3$$

$$E_x = E_y = 58.28 \text{ t}$$

$$E_z = 17.48 \text{ t}$$

Tableau des charges et surcharges :

Effort	F _V (t)	F _H (t)	M (t.m)
G	194.28	0.15	0.04
A(L)	96.63	8.68	60.74
B_c	95.18	6.68	49.09
MC120	107.13	10.65	77.68
D240	195.56	2.02	105.57
ST	9.97	0	0

VIII-3-3-Combinaisons :

	Effort	F _V (t)	M (t.m)
ELU	1,35(G) +1,6(A(L) +ST)	583.62	96.58
	1,35(G) +1,6(B_c+ST)	602.81	98.05
	1,35G +1,35MC120	588.57	120.57
	1,35G +1,35D240	685.55	142
ELS	G +1,2(A(L) +ST)	433.81	72.44
	G +1,2(BC +ST)	448.16	66.77
	G +1,2MC120	436	89.33
	G + D240	507.82	105.17
ELA	G+0.2D240+E1	402.01	474.85
	G+0.2D240+E2	388.09	150.18
	G+0.2D240+E3	459.61	151.74

C'est le D240 qui donne le cas le plus défavorable c'est pour ça on a calculé la combinaison sismique selon lui

G+0.2D240+E

Donc les efforts maximums les moments maximales sont représenté dans le tableau suivant:

	N	M
ELS	507.82	105.17
ELU	685.55	142
ELA	459.61	474.85

Tableau N_{MAX} et M_{MAX}

VIII-3-4-Ferraillage à la flexion compose :

Sollicitation de calcul :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_U = 142t.m \\ N_U = 685.55t \end{cases} \quad \text{et} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_S = 105.17t.m \\ N_S = 507.82t \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = \frac{142}{685} = 0.207m$$

$$l_f = 0,5 \times l_0 = 0,5 \times 10.43m = 5.21 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{5.21}{0,8} = 6.52 < \max \left\{ 15; \frac{20 \times e_1}{h} \right\} = 15$$

Donc :

On va calculer avec la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre on introduisant l'excentricité totale : $e = e_1 + e_a + e_2$

■ Calcul d'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = \frac{142}{685} = 0.207m$$

■ Calcul e_a :

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \{ 2\text{cm}, 4.2 \text{ cm} \} = 4.2\text{cm} = 0,042m$$

■ Calcul e_2 :

$$e_2 = 3 \times \frac{l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi) = 3 \times \frac{5,21^2}{10^4 \times 0,8} \times (2 + 2 \times 0,74) = 0,035 \text{ m}$$

Ou :

- L_f : longueur de flambement
- h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- α : Moment de premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanente divisé par le moment total du 1^{er} ordre (avant application des coefficients de pondération)
- $\varphi = 2$, rapport de la déformation finale due aux fluages, a la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{105,17}{142} = 0,74$$

$$l_f = 0,5 \times l_0 = 0,5 \times 10,43 \text{ m} = 5,21 \text{ m}$$

Donc:

$$e = e_a + e_1 + e_2 = 0,207 + 0,042 + 0,035 = 0,284 \text{ m}$$

$$M_u = N \times e$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_u = 194,7 \text{ t.m} \\ N_u = 685,55 \text{ t} \end{cases}$$

Ferraillage du voile A l'état limite ultime :

Nous connaissons les sollicitations on va les introduites au logiciel L'esperé et on va calculer la section d'armature à l'ELU et on vérifie les contraintes à l'ELS.

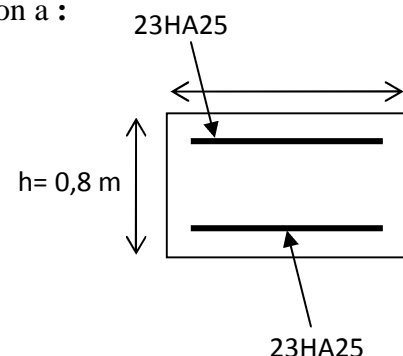
$$\begin{cases} M_u = 194,7 \text{ t.m} \\ N_u = 685,55 \text{ t} \end{cases}$$

L'EXPER nous donne : $A_s = 106,7 \text{ cm}^2$ par chaque nappe.

Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- ★ $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$
- ★ $f_e = 400 \text{ MPa}$
- ★ $b = 3,8 \text{ m} = 380 \text{ cm}$.
- ★ $d = 0,9h = 0,9 \times 0,8 \text{ m} = 80 \text{ cm}$



Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 80 \times 380 \times \frac{2,7}{400}$$

$$A_{s,\min} \geq 47,2 \text{ cm}^2$$

C'est vérifiée

On prend :

$$A_{SER} = 112,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 23\varnothing 25$$

Résultats des calculs aux ELS : (voir annexe L'Espère)

Contrainte du béton de fibre supérieure et de fibre inférieure respectivement :

$$3,5 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad 0 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$$

Contrainte des armatures supérieures et inférieures :

$$4,7 \text{ MPa} < 228,6 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad 49,1 \text{ MPa} < 228,6 \text{ MPa}$$

Ferraillage horizontal :

La section d'armature transversal à mettre en place est au moins égal à 0,05% de la section vertical de béton.

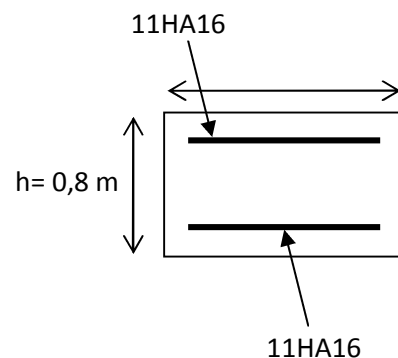
$$A_{SH} = 0,05\% \times h_p \times E$$

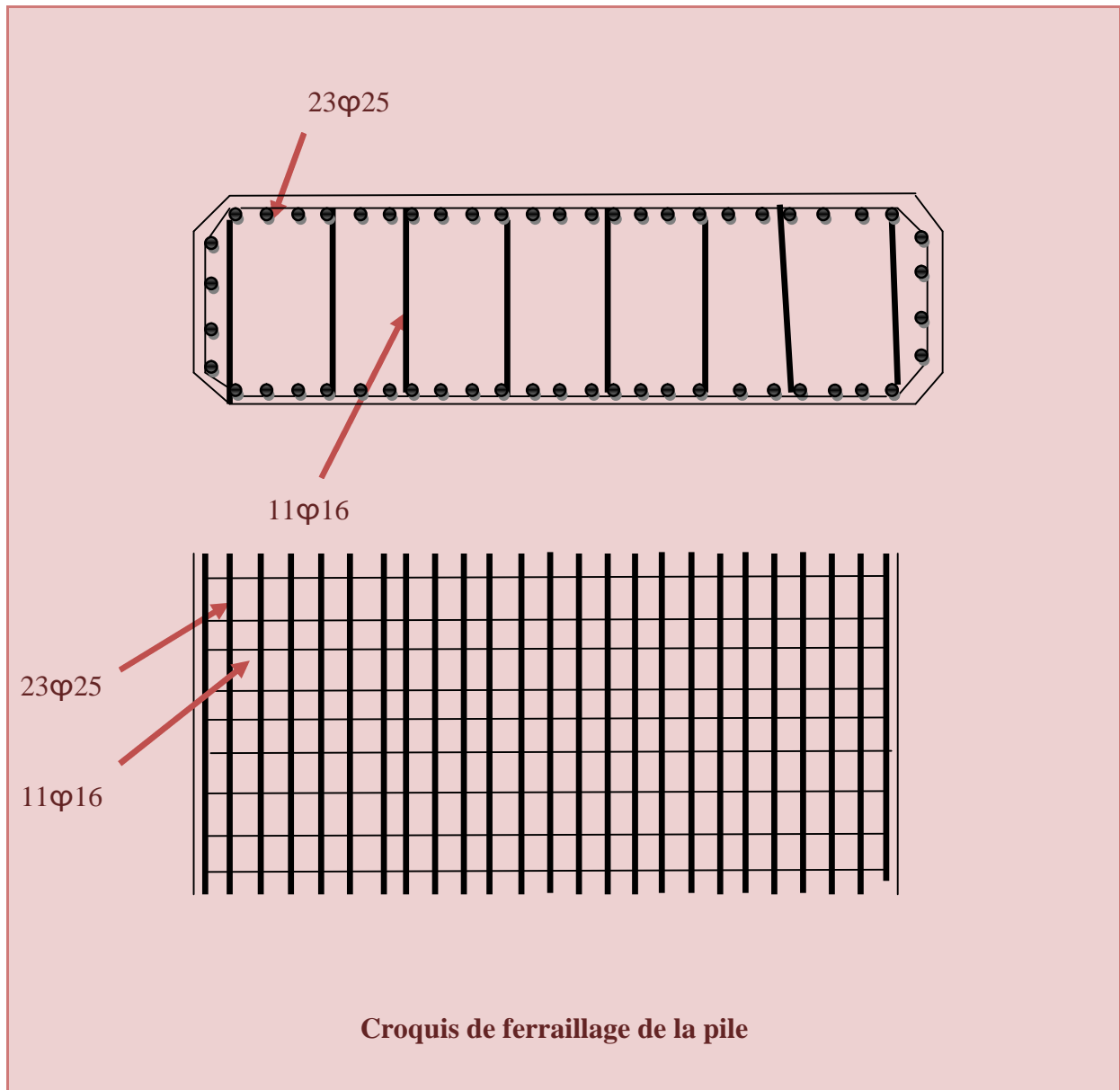
$$A_{SH} = 0,05\% \times 1043 \times 80$$

$$A_{SH} = 41,72 \text{ cm}^2$$

Soit 2x11 HA 16

Avec $S_t = \min(15 \Phi_L, 40 \text{ cm}, a+10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$





IX-Les culées :

IX-1-Introduction :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui et les déplacements verticaux (tassement).

Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis.

On distingue plusieurs familles de culées :

- ★ Les culées enterrées
- ★ Les culées remblayées
- ★ Les culées creuses
- ★ Les culées en terre armée
- ★ Les culées contrepoids

A) Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

B) Les culées remblayées :

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

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

IX-2-Choix du type de culée :

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant de la ligne nouvelle à double voie électrifiée. Pour le passage sous l'ouvrage il faut prévoir une culée qui maintienne les terres de remblai dont on choisit **la culée remblayée** qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Conclusion générale:

Nous avons opté pour un Pont dalle hyperstatique à trois travées, en béton armé à encorbellements latéraux de 14m de portée pour les travées de l'extrémité et 17m pour la

travée intermédiaire. Avec la culée de type remblayée, et les piles types voile (piles murs), ont les coordonnées suivant :

Implantation des culées :

	PK	Cordonnées	
		X	Y
Culée 1	0+281,693	498.023,133	4.053.048,711
Pile 1	0+295,693	498.030,144	4.053.060,829
Pile 2	0+312,693	498.038,658	4.053.075,543
Culée 2	0+326,693	498.045,670	4.053.087 ,661

La hauteur de la culée sera évaluer par la formule suivante: $H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$.

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	0+281,693	0+326,693
Côte projet (m)	46,059	46,059
Côte TN(m)	36,859	36,859
côte de la fondation (m)	35,359	35,359
Hauteur de la culée (m)	10,7	10,7

Tableau : implantation de la culée

IX-3- Pré dimensionnement de la culée :

IX-3-1- Mur de garde grève : La hauteur du mur garde grève h :

$$h = 1,087\text{m}$$

Epaisseur du mur :

$$e = \text{Max} (0,3\text{m} ; h / 8) = \text{Max} (0,3\text{m} ; 0,135) \text{ on prend } e = 0,5\text{m}$$

Longueur : et celle du tablier = 6,8m

IX-3- 2- Mur de front :

- Hauteur : $H = 9,811\text{m}$.
- Epaisseur : $E_f = 1,60\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 6,8m

IX-3- 3- Dalle de transition : Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

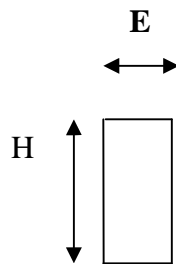
$$L = \text{Min} (6\text{m} ; \text{Max} (4\text{m} ; 0,6 \cdot h))$$

Avec : H étant la hauteur de remblai = 10,7m, donc $L = 6\text{ m}$.

Généralement elle a une épaisseur $e = 30\text{ cm}$.

IX-3- 4- Le corbeau :

- Hauteur : $H = 0,65$ m.
- Epaisseur : $E = 0,30$ m.
- Longueur : $L = 6,8$ m.

**IX-3- 5- La semelle :**

- Epaisseur : 2m.
- Largeur : 7,8 m.
- Longueur : 11,6m.

IX-3- 6- Mur en retour :

Epaisseur du mur en retour : $e_{\text{mur}} = 6\text{m}$

Longueur varie entre 7 et 8 m on prend $L = 6,85\text{m}$.

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivant

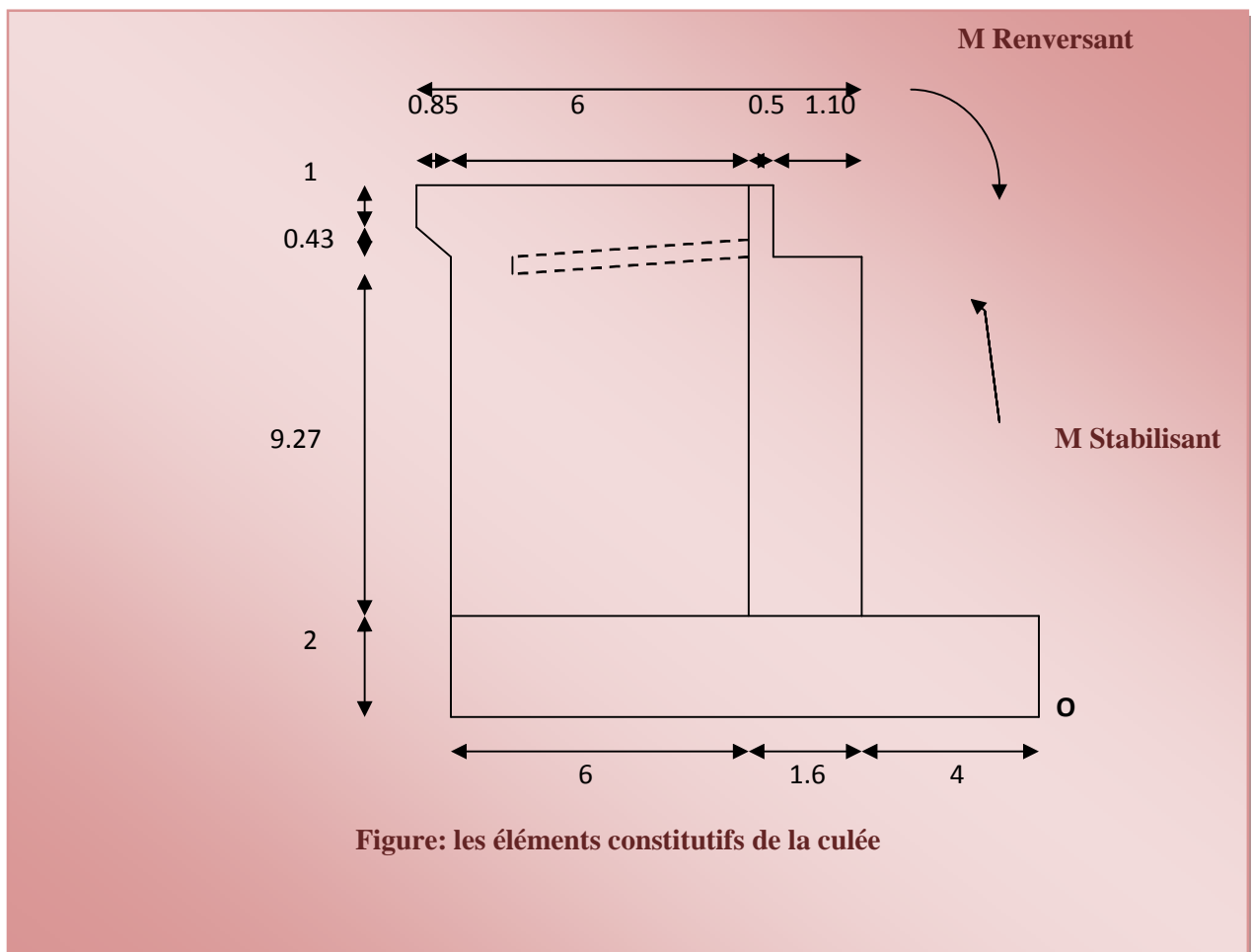


Figure: les éléments constitutifs de la culée

IX-4- Calcul la stabilité de la culée :

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

IX-5- Calcul de coefficient de poussée :

- Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \times \cos\beta}} \right]^2}$$

φ : angle de frottement interne (pour remblai $\varphi=30^\circ$)

β : Inclinaison de la culée ($\beta = 0^\circ$)

δ : angle de frottement sur le mur

H : la hauteur de la culée

$\varepsilon_H = 0.3$: Accélération du séisme dans le sens horizontal

$\varepsilon_V = 0.09$: Accélération du séisme dans le sens vertical

En conditions sismiques on prend : $\begin{cases} \varepsilon_H = 0.3 \text{ et } \varepsilon_V = 0.09 \\ \varepsilon_H = 0.3 \text{ et } \varepsilon_V = 0.00 \\ \varepsilon_H = 0.3 \text{ et } \varepsilon_V = -0.09 \end{cases}$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres : ε_H ε_V θ°

Action du séisme	ε_H	ε_V	θ°	K_{ah}
Condition normale	0	0	0	0.33
Condition sismique	0.3	0.09	15.38	0.54
	0.3	-0.09	18.24	0.603

IX-6-Les Charges :

Charge permanente :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants

		P	$\xi h \cdot P$	$(1+\xi v) \cdot P$	Z h	Z v	Mr	Ms
Mur garde grève	CN	9.239	0	9.239	5.35	12.35	0	49.42865
	CS	9.239	2.7717	10.07051	5.35	12.35	34.230495	53.8772285
		9.239	2.7717	8.40749	5.35	12.35	34.230495	44.9800715
Corbeau	CN	2.43	0	2.43	5.75	10.51	0	13.9725
	CS	2.43	0.729	2.6487	5.75	10.51	7.66179	15.230025
		2.43	0.729	2.2113	5.75	10.51	7.66179	12.714975
mur en retour 1	CN	17.125	0	17.125	9.025	12.2	0	154.553125
	CS	17.125	5.1375	18.66625	9.025	12.2	62.6775	168.4629063
		17.125	5.1375	15.58375	9.025	12.2	62.6775	140.6433438
mur en retour 2	CN	6.906	0	6.906	8.82	11.49	0	60.91092
	CS	6.906	2.0718	7.52754	8.82	11.49	23.804982	66.3929028
		6.906	2.0718	6.28446	8.82	11.49	23.804982	55.4289372
mur en retour 3	CN	139.05	0	139.05	8.6	6.63	0	1195.83
	CS	139.05	41.715	151.5645	8.6	6.63	276.57045	1303.4547
		139.05	41.715	126.5355	8.6	6.63	276.57045	1088.2053
mur de front	CN	221.723	0	221.723	4.69	8.9	0	1039.88087
	CS	221.723	66.5169	241.67807	4.69	8.9	592.00041	1133.470148
		221.723	66.5169	201.76793	4.69	8.9	592.00041	946.2915917
la semelle	CN	452.4	0	452.4	5.8	1	0	2623.92
	CS	452.4	135.72	493.116	5.8	1	135.72	2860.0728
		452.4	135.72	411.684	5.8	1	135.72	2387.7672
la dalle de transition	CN	18	0	18	8.1	10.98	0	145.8
	CS	18	5.4	19.62	8.1	10.98	59.292	158.922
		18	5.4	16.38	8.1	10.98	59.292	132.678
poids de trottoir sur culée	CN	7.35	0	7.35	7.6	12.8	0	55.86
	CS	7.35	2.205	8.0115	7.6	12.8	28.224	60.8874
		7.35	2.205	6.6885	7.6	12.8	28.224	50.8326
G	CN	59.54	0	59.54	4.5	11.13	0	267.93
	CS	59.54	17.862	64.8986	4.5	11.13	198.80406	292.0437
		59.54	17.862	54.1814	4.5	11.13	198.80406	243.8163
poids de terre	CN	616.32	0	616.32	8.6	7.37	0	5300.352
	CS	616.32	184.896	671.7888	8.6	7.37	1362.6835	5777.38368
		616.32	184.896	560.8512	8.6	7.37	1362.6835	4823.32032

Tableau des moments et efforts agissants sur la culée

Calculs des poussées dues aux terres :

On calcule dans la condition normale par la formule suivant : $P = \frac{1}{2} K_{ad} \gamma H^2 L$

Avec $\gamma = 2 \text{ t / m}^3$, poids volumique des terres.

Et pour la condition sismique on a la formule suivant : $P = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$

Désignation	Colonne1	P	V	MR
Mur GG +Mur de Front	0.33X2X4.8X10.70X10.70/2	181.35	5.56	1008.306
	0.54X(1+0.09)X2X4.8X10.70X10.70/2	323.46	7.35	2377.431
	0.603X(10.09)X2X4.8X10.70X10.70/2	301.555	7.35	2216.42925
Semelle	0.33X2X7.8X2X2/2	10.296	0.66	6.79536
	0.54X(1+0.09)X2X7.8X2X2/2	18.364	1	18.364
	0.603X(1-0.09)X2X7.8X2X2/2	17.121	1	17.121

Tableau : poussée de terre

Calculs des poussées dues aux Surcharges :

Désignation	Colonne1	P	V	MR
Mur GG +Mur de Front	0.33X4.8X10.70x(1)	16.948	7.35	124.5678
	0.54X4.8X10.70x (1+0.09)	30.23	7.35	222.1905
	0.603X4.8X10.70X (1- 0.09)	28.182	7.35	207.1377
Semelle	0.33X(1) X7.8X2	5.148	1	5.148
	0.54X7.8X2X (1+0.09)	9.18	1	9.18
	0.603X7.8X2X (1-0.09)	8.56	1	8.56

Tableau : surcharge sur remblai

Calcul la force de freinage :

On calcule la force de freinage par A(l) et B_C (le cas plus défavorable)

Freinage A (l):

$$F_{A(t)} = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ avec: } S = 5 \times 45 = 225 \text{ m}^2 \text{ (surface charge par m}^2\text{)}$$

$$\text{Et } A = 0,861 \text{ alors } F_{A(t)} = \frac{0.861 \times 225}{20 + 0.0035 \times 225} = 9.32 \text{ t}$$

Freinage B_C :

$$F(B_C) = 15 \text{ t} \text{ donc on prend } F = 15 \text{ t}$$

	P	$\xi_h P$	$(1 \pm \xi_v)$	Z_h	Z_v	Mr	Ms
Freinage	15	0	15	/	11,81	0	/
	15	4.5	16.35	/	11,81	35,145	/
	15	4.5	13.65	/	11,81	35,145	/

Tableau de la force de freinage

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Tableau : Récapitulatif.

IX-7-Vérification de la stabilité de la culée:

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

Stabilité au renversement :

$M_s/M_r \geq 1,5$ condition normale

$M_s/M_r \geq 1,00$ condition sismique

Stabilité au glissement :

$(V/H) \text{ tg } \varphi \geq 1.5$ condition normale

$(V/H) \text{ tg } \varphi \geq 1.0$ condition sismique

Cas	V(t)	H(t)	Mr	Ms	Ms/Mr	(V/H) tg φ
Condition normale	76.835	131.74	1144.8172	10908.438	9.53	4.23
Condition sismique	76.835	133.87	5443.9797	11890.197	2.18	1.16
	76.385	133.87	5266.0622	9926.6786	1.88	1

Stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} = 1,55 > 1,5 \text{ vérifiée.}$$

Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \text{tg } \varphi = 1,70 \geq 1,00 \text{ vérifiée.}$$

Donc, la stabilité de la culée est vérifiée en conditions sismiques

Vérification de l'excentricité :

On vérifié la stabilité de la culée en enfoncement pour le cas (culée + remblais + tablier).

Le moment au centre de gravité de la semelle M_G :

$$M_G = |M_s \pm M_r| = |F_v \times d \pm F_H \times e|$$

$$e = \frac{M_G}{F_v} \text{ et on doit vérifier que } 0 < e < \frac{B}{6} \text{ avec } B : \text{ la largeur de la semelle.}$$

Vérification de l'excentricité en service :

$$M_G = |M_s \pm M_r| = |F_v \times d \pm F_H \times e|$$

$$d = x - x_G = x - 5.8$$

$$e = y - y_G = y - 1$$

$$\text{D'ou: } M_G = |F_v(x - 5.8) \pm F_H(y - 1)| \text{ avec:}$$

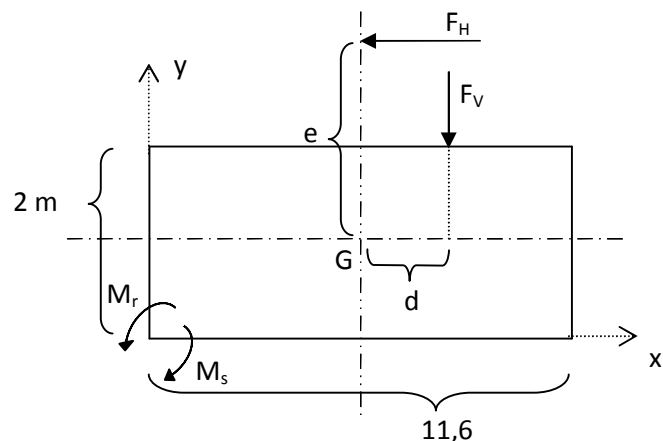
$$x = \frac{M_s}{F_v}, \quad y = \frac{M_r}{F_H}$$

Cas normale:

$$x = 5,35\text{m.}$$

$$y = 6,96\text{m.}$$

$$\Rightarrow M_G = 1978,18 \text{ t.m}$$



Désignation	Condition	$\xi h \times P$	$(\xi v+1)P$	H	V	MR	MS
Total	CN	213.742	1565.083	76.835	131.74	1144.81716	10908.4381
	H+V	850.7589	1705.94047	76.835	133.87	5443.97971	11890.1975
	H+V	824.9429	1424.22553	76.835	133.87	5266.06216	9926.67864

Cas sismique:

$$x = 6,96\text{m.}$$

$$y = 6,39 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow M_G = 2606,69 \text{ t.m}$$

Vérification de l'excentrement: $e = \frac{M_G}{F_v} \rightarrow$ Cas normale : $e = 1,26 < B/6 = 1,93$. Vérifiée

Cas sismique: $e = 1,52 < B/6 = 1,93$. Vérifiée.

IX-8- Ferailage de la culée :

IX-8-1-Mur garde greve:

Le mur garde greve est soumis essentiellement à l'action des forces horizontale sur la face arriere :

- ★ poussée des terres
- ★ poussée des charges locales
- ★ effort de freinage

. Evaluation ses efforts:

► Moment dû a la poussée des terres :

Le moment maximal à l'encastrement (M_T) à pour expression :

$$M_p = P_x h/3 \text{ avec } P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L \quad \text{Avec :}$$

$$- K_{ah} = 0,333$$

$$- \gamma = 2 \text{ t / m}^3.$$

$$- H = 1,087 \text{ m.}$$

$$- L = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } P = 0,39 \text{ t.} \Rightarrow M_p = 0,141 \text{ t.m.}$$

$$M_p u = 1,35 \times 0,141 = 0,190 \text{ t / ml.}$$

$$M_p \text{ ser} = 0,141 \text{ t / ml.}$$

Moment due à la force de freinage B_c :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}.$$

Avec : μ : coefficient de pondération $\mu = 1,6$ à l'E.L.U

$\mu = 1,2$ à l'E.L.S

- Nous considérons un essieu d'un camion B_c au contact du mur garde-greve, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue 6t. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur

garde-grève.

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$$M_{f_u} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2.1,6 \times 6 \times 1,087}{0.25 + 2(1,087)} = 8,61 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{f_{ser}} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2.1,2 \times 6 \times 1,087}{0.25 + 2 \times 1,087} = 6,46 \text{ t.m/ml.}$$

►) **Moment dû à la poussée des charges locales:**

Les charges réelles, qui sont deux roues de 6t distantes de 0,5m, seront remplacées par une roue équivalent uniforme de $6 \times 2 = 12 \text{ t}$ répartie sur un rectangle de dimension $0,25\text{m} \times 0,75$

Le moment à l'encastrement à pour expression :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

avec : $k = K_a \times \mu \times s \times bc$

K_a : coefficient de poussée = 0,333

μ : coefficient de pondération $\mu = 1.2$ à l'E.L.S

$\mu = 1.6$ à l'E.L.U

$S=1$: coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

bc : coefficient de réduction = 1,141 pour deux voies chargées.

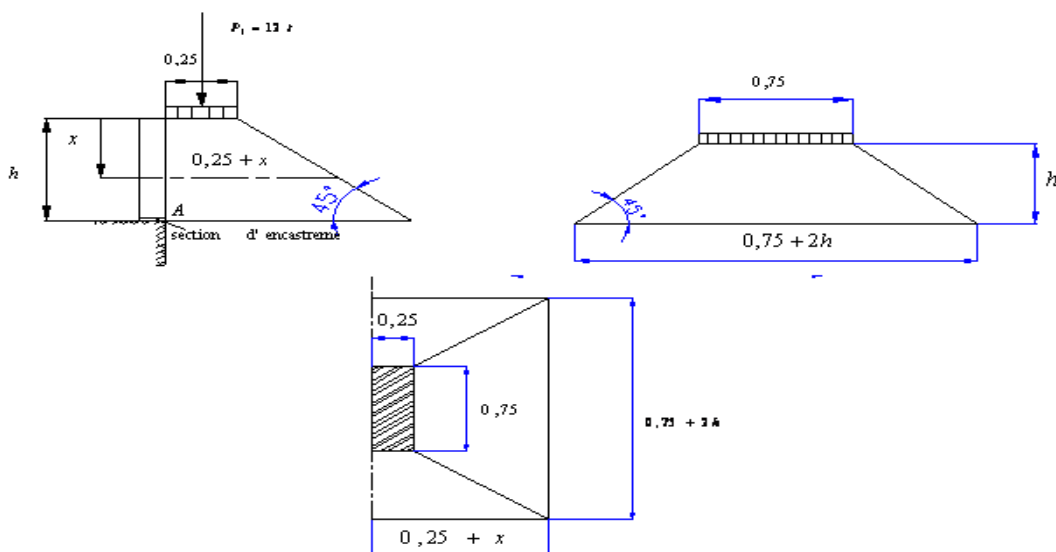


Schéma d'étalement de la surcharge

La valeur M_p / K est explicitée ci-dessous pour différents valeurs de h :

h (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
M_p/K (t.m/ml)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Dans notre cas $h = 1,087$ par interpolation

$$\frac{6.11 - 4.41}{1.5 - 1} = \frac{M_{p/K} - 4.41}{1,087 - 1} \Rightarrow M_p / K = 4.7058tm.$$

Donc : $K = 0,333 \times 1,141 \times 1 \times \mu = 0,38\mu$

$$\mu = 1.2 \text{ à l'E.L.S} \quad K = 0,456$$

$$\mu = 1.6 \text{ à l'E.L.U} \quad K = 0,61$$

$$M_{ch u} = 2.87 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ch ser} = 2.145 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison d'action:

A l'E.L.U:

$$M_u = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q$$

$$M_u = 0,190 + (2,87 + 8,61) = 11,67 \text{ t.m/ml}$$

A l'E.L.S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2 \times M_Q$$

$$M_{ser} = 0,141 + (2,145 + 6,46) = 8,746 \text{ t.m/ml}$$

Ferraillage :

Il sera en considérant des bandes d'un mètre de largeur encastrées dans le mur chevêtre.

$$M_u = 11,67 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 8,746 \text{ t.m/ml}$$

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. Le calcul se fait à l'E.L.S :

$$X = \frac{15 \times \sigma_{bc}^-}{15 \times \sigma_{bc}^- + \sigma_{st}^-} \times d$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times F_{C28} = 0.6 \times 27 = 16.2MPa$$

$$\sigma_{st}^- \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times Fe; \max \left(0.5 \times Fe; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right\}$$

$$\sigma_{st}^- \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max \left(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.22} \right) \right\}$$

$$\sigma_{st}^- = 207,31 \text{MPa}; \quad d = 0.9h = 0.45 \text{m}$$

$$X = \frac{15 \times 16.2}{15 \times 16.2 + 207.31} \times 0.45 = 0.242 \text{m}$$

$$M_1^- = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \sigma_{bc}^- \cdot X \cdot Z \Rightarrow Z = d - X/3 = 0.45 - (0.242/3) = 0.369 \text{m}$$

$$M_1^- = \frac{1}{2.1,087.16,20,242,0,369} = 0.786 \text{MN.m}$$

$M_{SER} \leq M_1 \rightarrow 0.087 \text{MN.m} \leq 0.786 \text{MN.m}$. Alors section sans armature comprimé (S.S.A.C)

$$Z' = \min(z; d-h/3) = \min(0.802; 0.283) = 0.283 \text{m}$$

$$\Rightarrow A_{SER} = (M_{SER}/Z' \cdot \sigma_{st}^-)$$

Tell que :

$$A_{SER} = 0,087 / (0,283 \cdot 207,31) = 0,001482 \text{m}^2 \Rightarrow A_{SER} = 14,83 \text{cm}^2$$

On prend :

$$A_{SER} = 16,08 \text{cm}^2 \Rightarrow 8\phi 16$$

$$A'_s = A_s / 3 = 5,36 \text{cm}^2$$

$$A'_s = 6,28 \text{cm}^2 \Rightarrow 8\phi 10$$

Le ferrailage horizontal $A_{sy} = \frac{A_s}{4} = 4,02 \text{cm}^2 / \text{ml}$

$\rightarrow 8\text{HA}8$ soit:

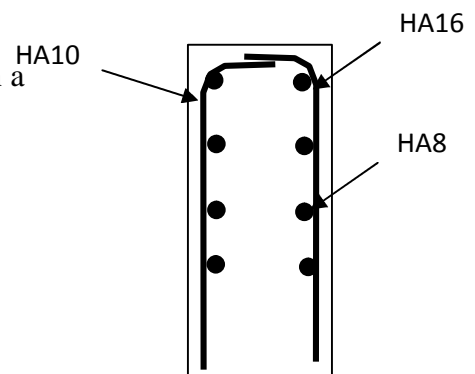
$$A_{SY} = 4,02 \text{cm}^2 \Rightarrow 8\phi 8$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL on a

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $f_{tj} = 2,22 \text{MPa}$
- $f_e = 400 \text{MPa}$
- $b = 1,087 \text{m} = 108,7 \text{cm}$
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,5 \text{m} = 0,45 \text{m}$



Ferrailage de Mur garde greve

Donc:

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 1,087 \times 0,45 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{s,\min} \geq 0,000624, m^2 = 6,24 cm^2$$

$A_{SER} > A_{\min}$ vérifiée

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable : $\sigma_{st}^- \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,22}) \right\}$

$$\sigma_{st}^- = 207,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 27 = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15(M_{SER}/I) (d-x) \quad \sigma_{bc} = (M_{ser}/I) X;$$

On calcule X par l'équation suivant:

$$1/2x^2 - 15,16,08 \cdot 10^{-4}(0,45-x) = 0$$

$$1/2x^2 + 0,02412x - 0,010854 = 0 \longrightarrow X = 0,125 \text{ m}$$

$$I = (1 \cdot X^3/3) + 15,16,08 \cdot 10^{-4}(0,45-X)^2 = 0,003198716 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,40 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 16,2 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 132,59 \text{ MPa} > \sigma_{st}^- = 207,3 \text{ MPa. Vérifié} \end{cases}$$

IX-8-2- La dalle de transition :

La dalle de transition est soumise à l'action des surcharges poids de remblai au dessus de la dalle.

Son rôle est d'éviter le dénivellement possible qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais d'arrière la culée.

Elle se calcule comme une travée indépendante appuyée d'un côté sur le corbeau arrière solidaire à la culée de l'autre côté le remblai lui-même qui réellement un appui élastique.

Evaluation ses efforts:

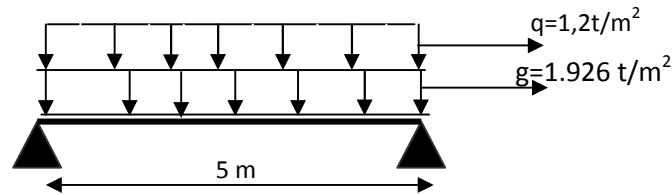
$$\text{Poids de la dalle de transition : } g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Poids du remblai : } g_2 = 2 \times 0,5 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Poids propre du revêtement : } g_3 = 2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Poids total: } G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1,926 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Surcharges : } Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2.$$



Dalle de transition

	Charge (t/m ²)	M (t.m)	T (t)
Charges permanents G	1,926	6.018	4.815
Surcharge Q	1,2	3.75	3

Tableau : Elément de réduction au D.D.T

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_q = 14.124 \text{ t.m /ml}$$

$$T_{\text{ELU}} = 1.35 T_G + 1.6 T_q = 11.30 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELU}} = \mathbf{0,14124 \text{ MN.m}} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELU}} = \mathbf{11.30t /ml.}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_q = 10.518 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELS}} = T_G + 1.2 T_q = 8.415 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELS}} = \mathbf{0, 10518 \text{ MN.m}} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELS}} = \mathbf{8.415 \text{ t /ml.}}$$

Ferraillage:

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1\text{m}; d = 0.27\text{m}; \sigma_{bc}^- = 16, 2 \text{ MPa}; \sigma_{st}^- = 207. 3 \text{ MPa.}$$

$$M_1 = 1/2 b X \sigma_{bc}^- Z \quad \text{avec :} \quad X = \frac{15 \times \sigma_{bc}^-}{15 \times \sigma_{bc}^- + \sigma_{st}^-} \times d = 0.145\text{m}$$

$$Z = d - X/3 = 0.221\text{m}$$

$M_{\text{SER}} \leq M_1 \rightarrow 0.10518 \text{ MN.m} \leq 1,297 \text{ MN.m.}$ Alors section sans armature comprimé (S.S.A.C)

$$Z' = \min (z ; d-h / 3) = \min (0.221 ; 0.17) = 0.17\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{\text{SER}} = (M_{\text{SER}} / Z' \sigma_{st}^-)$$

Tell que :

$$A_{\text{SER}} = 0,10518 / (0,17 \cdot 207, 31) = 0,00298\text{m}^2 \Rightarrow A_{\text{SER}} = 29,84\text{cm}^2$$

On prend :

$$A_{SER}=30,91\text{cm}^2 \Rightarrow 6\varphi 20 \text{ et } 6\varphi 16$$

Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 10,30\text{cm}^2$$

$$A'_s = 10,46\text{cm}^2 \Rightarrow 9\varphi 10 \text{ et } 3\varphi 16$$

Le ferrailage horizontal :

$$A_{sy} = \frac{A_s}{4} = 7,73\text{cm}^2 \rightarrow \text{soit: } 6\text{HA}8 + 6\text{HA}10$$

$$A_{SY}=7,73\text{cm}^2 \Rightarrow 6\varphi 8 \text{ et } 6\varphi 10$$

Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL on a

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- ★ $f_{tj} = 2,22\text{MPa}$
- ★ $f_e = 400\text{MPa}$
- ★ $b = 1\text{m}$
- ★ $d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 \text{ m} = 0,27\text{m}$

Donc: $A_{SER} > (A_{\min} = 3,44\text{cm}^2)$ vérifiée

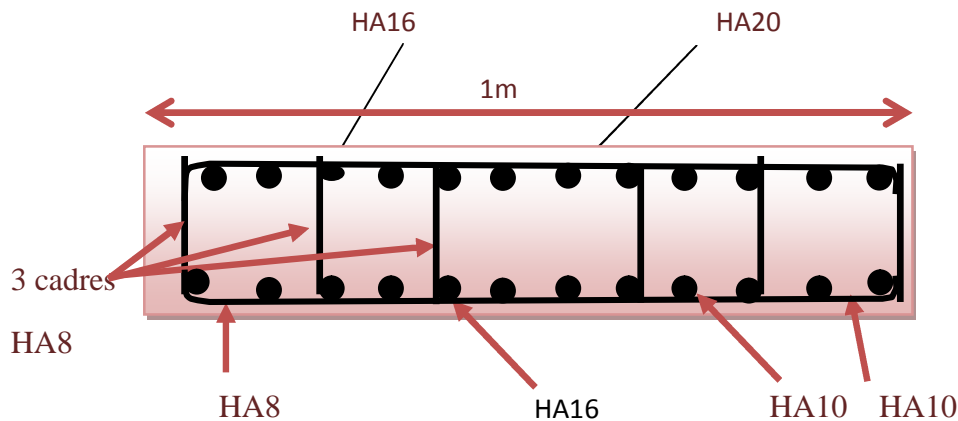
Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable: $\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) X$; $\sigma_s = 15(M_{SER}/I) (d-x)$

$$\text{Avec: } 1/2x^2 - 15,16,08 \cdot 10^{-4}(0,45-x) = 0 \quad X = 0,118\text{m};$$

$$I = (1 \cdot X^3/3) + 15,30,91 \cdot 10^{-4}(0,45-X)^2 = 0,001618894\text{m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 7,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 148,132 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 207,3 \text{ MPa. Vérifié} \end{array} \right.$$



Ferraillage de la dalle de transition

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 11,3 \cdot 10^{-2} / 0,27 = 0,418 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa. Pour les fissurations préjudiciable ou très}$$

$$\tau'_s > \tau_u \quad \text{Vérifié.}$$

$$A_t / S_{t \leq} \tau_u b / 0,8 f_e = 0,418 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,13 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min [0,9d; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 20 \times 0,13 = 2,6 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimal :

$$A_t / S_t \leq 0,4 b / f_e = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm. Avec } S_t = 20 \text{ cm et } A_t > 2,6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit 3 cadres de HA8/ml pour } A_s = 3,02 \text{ cm}^2.$$

IX-8-3- Corbeau :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle-ci

Evaluation des charges et surcharges :

- ★ Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,87 \text{ t/ml.}$
- ★ Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0,5 \times 5 \times 2 / 2 = 2,5 \text{ t/ml.}$
- ★ Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 \text{ t/ml.}$
- ★ Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL / 2 = 2 \times 0,65 \times 2,5 / 2 = 1,625 \text{ t/ml.}$
- ★ Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml.}$

Réactions : $RELU = 1,35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 13.48 \text{ t/ml.}$

$RELS = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = 10.035 \text{ t/ml.}$

Moments : $MELU = [1,35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5] \times 0,25 = 3.37 \text{ t.m/ml.}$

$MELS = [(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5] \times 0,25 = 2.508 \text{ t.m/ml.}$

Ferraillage:

Le ferraillage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Le calcul se fait à l'E.L.S :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1\text{m}; h = 0,65 \text{ m}; d = 0.585\text{m}; \sigma_{bc}^- = 16,2 \text{ MPa}; \sigma_{st}^- = 207,3 \text{ MPa.}$

$$M_1 = 1/2 b X \sigma_{bc}^- Z \quad \text{avec :} \quad X = \frac{15 \times \sigma_{bc}^-}{15 \times \sigma_{bc}^- + \sigma_{st}^-} \times d = 0.315 \text{ m}$$

$$Z = d - X/3 = 0.48 \text{ m}$$

$M_{SER} \leq M_1 \rightarrow 2.508 \text{ MN.m} \leq 3,88 \text{ MN.m.}$ Alors section sans armature comprimée (S.S.A.C)

$$Z' = \min(z; d-h/3) = \min(0.48; 0.368) = 0.368 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{SER} = (M_{SER} / Z' \sigma_{st}^-)$$

Tell que : $A_{SER} = 2,508 / (0,368 \cdot 207,31) = 0,000329 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{SER} = 3,29 \text{ cm}^2$

On prend : $A_{SER} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\varnothing 12$

$$A_{\min} (C.N.F) = 0,23 (f_{ij} / f_c) b d = 0,23 (2,22 / 400) \cdot 1,0 \cdot 585 = 0,000746 \text{ m}^2 = 7,46 \text{ cm}^2$$

$A_{SER} > A_{\min} \rightarrow$ non vérifier

Alors : $A_{SER} = 7,46 \text{ cm}^2$

on prend : $A_{SER} = 8,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\varnothing 16$

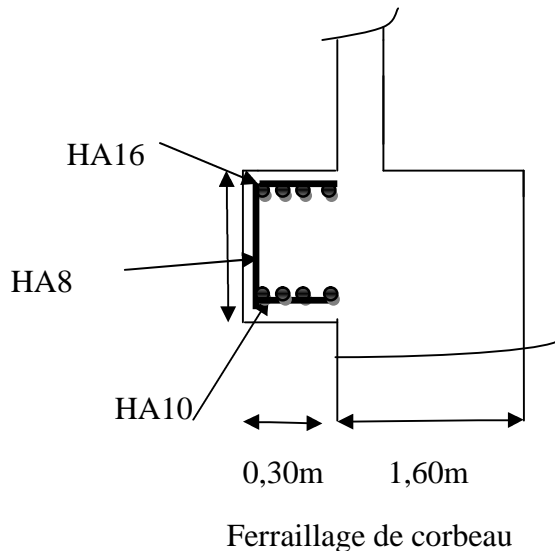
Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 2,68 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\varnothing 10$$

Armature des cadres :

$$A_{SY} = \frac{A_s}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA8}$$

$$A_{SY} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\varphi 8$$



IX-8-4- Mur en retour :

Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- ★ Poids propre du mur y compris la superstructure
- ★ Les poussées horizontales réparties.
- ★ Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

Efforts horizontaux :

- ★ Poussée des terres : $P_t = [0,333 \times 2 \times (10,7)^2 \times 1] = 38,13 \text{ t/ml}$.
- ★ Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 10,7 \times 0,333 \times 1 = 4,27 \text{ t/ml}$.
- ★ Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$.

Les moments :

- ★ Poussée des terres : $M_t = 38,13 \times 1/3(10,7) = 135,99 \text{ t.m/ml}$.
- ★ Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 4,27 \times 3,56 = 15,24 \text{ t.m/ml}$.
- ★ Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 10,7 = 25,68 \text{ t.m}$.

Les combinaisons :

ELU : $MELU = 1,35 M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 249,06 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $MELS = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 185,09 \text{ t.m/ml}$.

Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $PG = 1 \times 1 \times 10.7 \times 2,5 = 26.75 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $Psc = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.
- Poids propre de la superstructure: $Psu = 1 \times 2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/ml}$.

Les moments :

- Poids propre du mur : $MG = 26.75 \times (6.85/2) = 91.62 \text{ t.m/ml}$.
- Poids propre de la superstructure: $Msu = 0.176 \times 0,5 = 0,088 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $Msc = 4,8 \times 6.85 = 32.88 \text{ t.m}$.

Les combinaisons :

ELU : $MELU = 1.35 (MG + Msu) + 1.6 Msc = 163.25 \text{ t.m/ml}$.

ELS: $MELS = (MG + Msu) + 1.2 Msc = 131.82 \text{ t.m/ml}$.

On résume ces résultants dans le tableau suivant :

	Les charges	P(t/ml)	M (t.m/ml)	ELU (t.m/ml)	ELS (t.m/ml)
Efforts horizontaux	Poussée des terres	38.13	135.99	249.06	185.09
	Poussée des surcharges sur remblai	4.27	15.24		
	Poussée de la surcharge concentrée (2t)	2,4	25.68		
Efforts verticaux	Poids propre du mur	26.75	91.62	163.25	131.82
	Poids propre de la superstructure	0.176	0,088		
	Poussée de la surcharge concentrée (4t)	4,8	32.88		

Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Le calcul se fait à l'E.L.S :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$; $d = 0.9 \text{ m}$; $\sigma_{bc}^- = 16, 2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}^- = 207, 3 \text{ MPa}$.

$$M_1 = 1/2 b X \sigma_{bc}^- Z \quad \text{avec :} \quad X = \frac{15 \times \sigma_{bc}^-}{15 \times \sigma_{bc}^- + \sigma_{st}^-} \times d = 0.48 \text{ m}$$

$$Z = d - X/3 = 0.74 \text{ m}$$

$M_{SER} \leq M_1 \rightarrow 1.85 \text{ MN.m} \leq 2,88 \text{ MN.m}$. Alors section sans armature comprimée (S.S.A.C)

$$Z' = \min (z ; d - h/3) = \min (0.74 ; 0.56) = 0.56 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{SER} = (M_{SER} / Z' \sigma_{st}^-)$$

Tell que :

$$A_{SER} = 1,85 / (0,56 \cdot 207,31) = 0,015935 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{SER} = 159,35 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{SER} = 160,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20\varnothing 32$$

$$A_{\min} (\text{C.N.F}) = 0,23 (f_{tj} / f_c) b d = 0,23 (2,22 / 400) \cdot 1,09 = 0,001148 \text{ m}^2 = 11,48 \text{ cm}^2$$

$A_{SER} > A_{\min} \rightarrow$ vérifier

$$A'_s = A_s / 3 = 53,6 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 62,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20\varnothing 20$$

Ferraillage vertical:

$$A_{SY} = \frac{A_s}{4} = \frac{160,80}{4} = 40,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 20\text{HA}16$$

$$A_{SY} = 40,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20\varnothing 16$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable: $\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) X$; $\sigma_s = 15 (M_{SER} / I) (d - X)$

$$\text{Avec: } 1/2 X^2 - 15 \cdot 160,8 \cdot 10^{-4} (0,9 - X) = 0 \rightarrow X = 0,460 \text{ m}$$

$$I = (1 \cdot X^3 / 3) + 15 \cdot 160,8 \cdot 10^{-4} (0,9 - X)^2 = 0,079141653 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 10,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_s = 154,35 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa. Vérifié} \end{array} \right.$$

Ferraillage de suspension :

$M_{ELU} = 163,25 \text{ t.m /ml}$. $M_{ELS} = 131,82 \text{ t.m /ml}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 \text{ m}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa}$.

$M_1 = 1/2 b X \bar{\sigma}_{bc} Z$ avec :

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,48 \text{ m}$$

$$Z = d - X/3 = 0,74 \text{ m}$$

$M_{SER} \leq M_1 \rightarrow 1,31 \text{ MN.m} \leq 2,88 \text{ MN.m}$. Alors section sans armature comprimée (S.S.A.C)

$$Z' = \min(z; d-h/3) = \min(0,74; 0,56) = 0,56 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{SER} = (M_{SER} / Z' \cdot \sigma_{st})$$

Tell que :

$$A_{SER} = 1,31 / (0,56 \cdot 207,31) = 0,011355 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{SER} = 113,55 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{SER} = 117,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 24 \varnothing 25$$

$$A_{\min} (\text{C.N.F}) = 0,23 (f_{tj} / f_c) b d = 0,23 (2,22 / 400) \cdot 1,0 \cdot 9 = 11,48 \text{ cm}^2$$

$A_{SER} > A_{\min} \rightarrow$ vérifier
 $A'_s = A_s / 3 = 39,29 \text{ cm}^2$

$$A'_s = 41,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16 \varnothing 20 + 8 \varnothing 12$$

IX-8-5- Mur du front:

Le mur de front est encasté sur la semelle, il travaille en flexion composée car il est sollicité par :

➤ Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- 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, du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable

Colonne1	Colonne2	P	$\xi h.P$	$(1+\xi v).P$	Zh	Zv	Mr	Ms
Mur garde grève	CN	9.239	0	9.239	0.45	10.7	0	4.15755
	CS	9.239	2.7717	10.07051	0.45	10.7	29.65719	4.5317295
corbeau	CN	2.43	0	2.43	0.85	10.01	0	2.0655
	CS	2.43	0.729	2.6487	0.85	10.01	7.29729	2.251395
mur en retour 1	CN	17.125	0	17.125	4.125	10.2	0	70.640625
	CS	17.125	5.1375	18.66625	4.125	10.2	52.4025	76.9982813
mur en retour 2	CN	6.906	0	6.906	3.92	9.49	0	27.07152
	CS	6.906	2.0718	7.52754	3.92	9.49	19.661382	29.5079568
mur en retour 3	CN	139.05	0	139.05	3.7	4.63	0	514.485
	CS	139.05	41.715	151.5645	3.7	4.63	193.14045	560.78865
mur de front	CN	221.723	0	221.723	0	0	0	0
	CS	221.723	66.5169	241.67807	0	0	0	0
freinage	CN	55.57	55.57	0	0.6	10.16	564.5912	0
	CS	55.57	0	0	0.6	10.16	0	0
la dalle de transition	CN	18	0	18	3.2	10.31	0	57.6
	CS	18	5.4	19.62	3.2	10.31	55.674	62.784
poussée des terres	CN	181.35	5.56	181.35	0	3.56	19.7936	0
	CS	323.46	7.35	323.46	0	5.35	39.3225	0
G	CN	59.54	0	59.54	0.6	10.16	0	35.724
	CS	59.54	17.862	64.8986	0.6	10.16	181.47792	38.93916
CCP	CN	11.25	0	11.25	0.6	10.16	0	6.75
	CS	11.25	3.375	12.26			34.29	7.356
TOTALE	CN	722.183	61.13	666.613			584.3848	718.494195
	CS	864.293	152.9289	852.39417			612.923232	783.157173

Tableau : Ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal.

➤ **Condition normal :**

Effort normal: $\sum (1+\xi_v) P = 666.613 \text{ t.}$

ELS: $N = 62.30 \text{ t/ml.}$

ELU : $N=84.105 \text{ t/ml}$

Moment: $M = \sum M_r - \sum M_s = 134.11 \text{ t.m.}$

ELS: $M = 12.54 \text{ t.m/ml.}$

ELU: $M = 16.92 \text{ t.m/ml.}$

➤ **Condition sismique :**

Effort normal : $\sum (1+\xi_v) P = 852.39 \text{ t.}$

ELS : $N = 54.62 \text{ t/ml.}$

ELU : $N=73.73 \text{ t/ml}$

Moment: $M = \sum M_r - \sum M_s = 170.234 \text{ t.m.}$

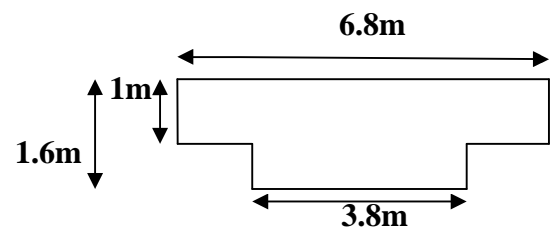
ELS: $M = 15.91 \text{ t.m/ml.}$

ELU: $M = 21.48 \text{ t.m/ml.}$

Ferrailage à la flexion compose :

Sollicitation de calcul:

Verticalement :



Le ferrailage se fait en flexion composé, Le calcul se fait à l'E.L.U :

On dimensionnement d'une section en T

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1\text{m}; h = 1.6 \text{ m}; d = 0.9 \times 1.6 = 1.44\text{m}; h_0 = 1\text{m.}$

$M_{au} = M_u + N_u (d - h/2)$

$M_{au} = 16.92 + 84.105 \times (1.44 - 0.9) = 62.34 \text{ t.m/ml}$

$A = (0.337 h - 0.81 C') \times b h f_{bu} = (0.337 \times 1.6 - 0.81 \times 0.05) \times 1.6 \times 15.3 \times 10^2$

$A = 1220.82 \text{ t.m/ml}$

$B = N_u \times (d - C') - M_{au} = 84.105 \times (1.44 - 0.05) - 62.34$

$B = 54.57 \text{ t.m/ml}$

$C = (0.5h - C') \times b h f_{bu} = (0.5 \times 1.6 - 0.05) \times 1.6 \times 15.3 \times 10^2$

$C = 1836 \text{ t.m/ml}$

B ≤ A

Section Partiellement Comprimée

$$A_s = A_s \text{ (flexion simple)} - N_u / \sigma_s$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{Ud}}{Z} + N_u \right]$$

$$M_t = b h_0 F_{bu} (d - h_0 / 2) \quad \text{tell que: } F_{bu} = 0,85.27/1,5 = 15,3 \text{ MPa}$$

$$M_t = 37,21 \text{ MN.m}$$

$M_u \leq M_t \rightarrow 0,62 \text{ MN.m} \leq 37,21 \text{ MN.m}$. Alors (oui) organigramme section rectangulaire

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,02$$

$$\mu_c = 0,28 \quad (\rho = M_u / M_{SER} = 1,35; f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

$$\mu_c \quad \text{oui} < \mu$$

$$= (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,421\alpha$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,2$$

$$\mu < 0,186 \quad \text{oui}$$

$$\xi = 10.10^{-3} > \xi_{es} = 1,7.10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f_c / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A = (M_u / Z. (f_c / 1,15)) - (N_u / (f_c / 1,15)) = -2,97 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s' = 0 \quad \text{pas d'armature comprimé.}$$

$$\text{C.N.F: } A_s = (f_{t28} / f_c) \times b \times d \times 0,23$$

$$\text{Avec } A_s = 18,216 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 18,85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 6\text{HA}20$$

$$A_s' = A_s / 3 = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s' = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 6\phi 12$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / b d = 0,61 / 1,44 = 0,42 \text{ MPa.}$$

$\tau'_s = \inf(4 \text{ MPa}; 0,1 f_{c28}) = 2,7 \text{ MPa}$. Pour les fissurations préjudiciable ou très Préjudiciable.

$$\tau'_u > \tau_u \rightarrow \text{Vérifie.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0,42 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,13 \text{ cm}^2.$$

$S_t \leq \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}] = 40 \text{ cm}$. Soit $S_t = 30 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 30 \times 0,13 = 3,9 \text{ cm}^2.$$

Parentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm}. \text{ Avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t > 3\text{cm}^2.$$

Soit 4HA12/ml pour $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$.

Horizontalement:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$.

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

À l'ELU :

$$M_{au} = 21,48 + 73,73 \times (1,44 - 0,9) = 61,29 \text{ t.m/ml}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 C') \times b h f_{bu} = (0,337 \times 1,6 - 0,81 \times 0,05) \times 1,6 \times 19,96 \times 10^2$$

$$A = 1592,65 \text{ t.m/ml} \quad (\text{avec } f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / 1,15)$$

$$B = N_u \times (d - C') - M_{au} = 73,73 \times (1,44 - 0,05) - 61,29$$

$$B = 41,19 \text{ t.m/ml}$$

$$C = (0,5h - C') \times b h f_{bu} = (0,5 \times 1,6 - 0,05) \times 1,6 \times 19,956 \times 10^2$$

$$C = 2395,2 \text{ t.m/ml}$$

B ≤ A Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{0,6129}{1 \times 1,44^2 \times 19,956} = 0,0148$$

$$\mu < \mu_R$$

$$Z = 1,44 \times (1 - 0,4\alpha) = 1,429 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{46,71}{1,126 \times \frac{400}{1}} - \frac{80,17}{\frac{400}{1}} < 0$$

$A'_s = 0$ pas d'armatures comprimées

$$\mu < 0,186 \text{ oui}$$

$$\xi = 10.10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f_c / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A = (M_u / Z. (f_c / 1,15)) = 10,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F: } A_s = (ft28 / f_c) \times b \times d \times 0,23$$

$$\text{Avec } A_s = 18,216 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 18,85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 6\text{HA}20$$

$$A'_s = A_s / 3 = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A'_s = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 6\varphi 12$$

X-Fondation :

X-1-Introduction :

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées, en outre c'est le principal facteur de détermination du type de fondation, de ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouille, rabattement de la nappe..), ou celles provenant d'autres parties du projet (assainissement, Tpc....).

Selon la nature de sol de fondation le choix du type de fondation s'effectue entre la fondation sur semelles superficielle ou fondation profonde.

Choix de type de fondation :

Sur la base des résultats des coupes de sondage réalisées sur l'ouvrage au niveau de la pile P1 et P2 le sol est constitué de différentes couches illustrées sur la figure suivante :

Fondation adoptée :

D'après le rapport géotechnique établi par ANESRIF. Il s'agit d'un bon sol. La contrainte admissible est de 2 bars.

Par conséquent on adoptera une **fondation superficielle**.

Fondation superficielle :

Le type de fondation le plus simple et bien entendu la fondation superficielle lorsque le bon sol est peu profond. La semelle qui repose alors sur une couche de gros béton non armé (10cm d'épaisseur environ) doit être suffisamment épaisse pour résister à tout poinçonnement, sans que des armatures verticales (cadres et étriers) soient nécessaires. Les seuls problèmes d'exécution sont liés à la protection des talus des fouilles, que l'on protège généralement à l'aide de membranes synthétiques.

Quel que soit le type de pile (ou d'appui) ou le nombre des éléments porteurs verticaux, la fondation comporte une semelle unique, éventuellement raidie, pour absorber les hétérogénéités locales du sol (points durs ou poches de moindre résistance). La longueur des semelles est fixée par la dimension des appuis à leur base et leur largeur est fixée par la qualité du sol de fondation au niveau considéré, par la descente de charges et son centrage, ainsi que par le poids des terres sus-jacentes. Son épaisseur doit être suffisante pour lui conférer une bonne rigidité.

X-2-Etude de la semelle :

X-2-1-Etude de la semelle sous pile :

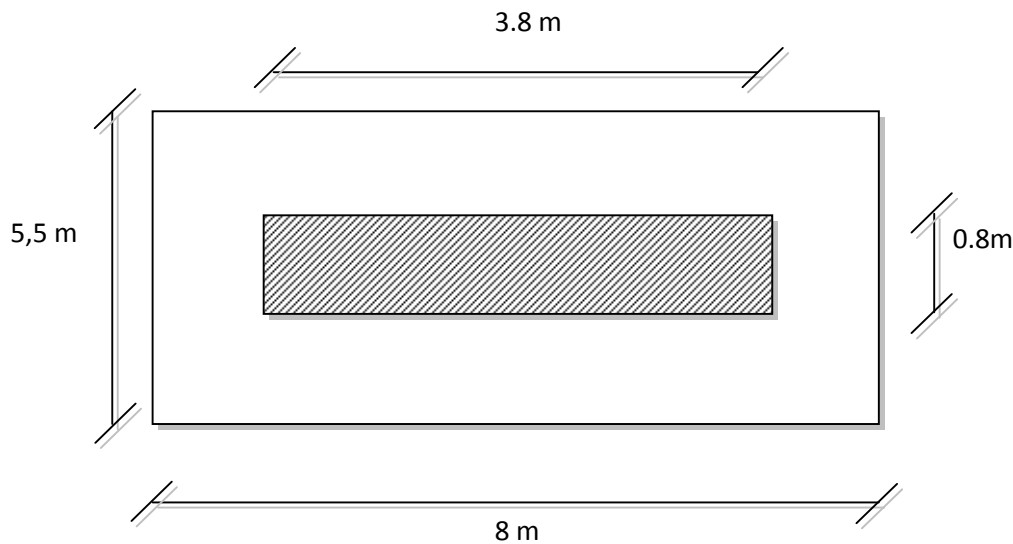
La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges.

On a une semelle rectangulaire sous voile, sollicitée par un effort normal N et un moment M tous les deux centrés.

Les dimensions de la semelle:

Longueur : $L = 8,00$ m

Largeur : $B = 5,50 \text{ m}$
 Epaisseur : $E = 1,5 \text{ m}$



Vue en plan de la pile

Le cas normal :

Les charges :

Les efforts normaux :

- Poids propre de la semelle : $8,00 \times 5,50 \times 1,5 \times 2,5 = 165,00 \text{ t}$.
- Poids des terres sur semelle : $P_R = [(8 \times 5,5) - (0,8 \times 3,8)] \times 2 \times 2 = 163,84 \text{ t}$
- $N(G+D240) = 507,82 \text{ t}$

$$N = N_{\text{semelle}} + N_{PT} + N_{(G+D240)}$$

$$N = 836,66 \text{ t}$$

Les moments :

$$\text{➤ } M = 52,57 \text{ t.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{52,57}{836,66} = 0,06$$

$$e_0 < B/6 = 5,5/6 = 0,92 \quad \rightarrow \text{C.A.D. le diagramme des contraintes est trapézoïdal}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$A = 8,00 \text{ m}$$

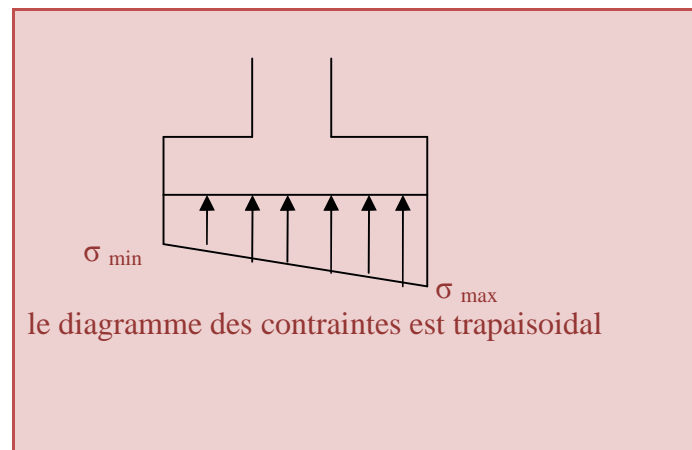
$$B = 5,50 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 20.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{AB} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 17.77 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{3}{4} \sigma = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 19.63 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 25 \text{ t/m}^2 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$



Le cas sismique :

Les charges :

Les efforts normaux :

- Poids propre de la semelle : $(8,00 \times 5,50 \times 1,5 \times 2,5) = 165,00 \text{ t}$.
- Poids des terres sur semelle : $P_R = [(8 \times 5,5) - (0,8 \times 3,8)] \times 2 \times 2 = 163,84 \text{ t}$
- $N (G+D_{240}) = 507,82 \text{ t}$

$$N = (165 + 163,84 + 351,37) \times 1,39 = 941,32 \text{ t}$$

$$N = 941,32 \text{ t}$$

Les moments :

$$M = M_G + 0,2 \times D_{240} + M_E$$

- $M_G = 0$
- $M_{D_{240}} = 0,2 \times 52,57 = 10,51 \text{ t/m}^2$
- $M_E = 0,3(GX_{d1} + GX_{d2}) + 0,09(GX_{d1} + GX_{d2})$

$$T \text{ q: } d_1 = 10,92 \text{ m}$$

$$d_2 = 5,46 \text{ m}$$

$$M=1010.16 \text{ t/m}^2$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1010.16}{941.32} = 1.07 \text{ m}$$

$e_0 > B/6 = 5.5/6 = 0.92 \rightarrow$ C.A.D. le diagramme des contraintes est triangulaire

Vérification des contraintes :

$$X/3 = (B/2 - e_0)$$

$$X = 3(5.5/2 - 1.07) = 5.04 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times N}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e \right)} = 46.69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = AX + B \quad \sigma = 0 \quad X = 0$$

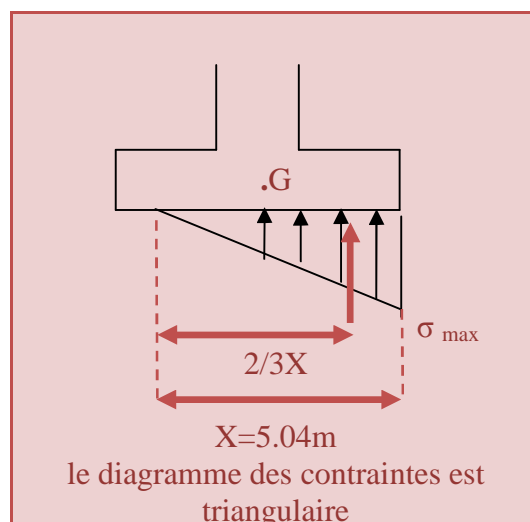
$$\sigma = 46.69 \text{ t/m}^2 \quad X = 5.04 \text{ m}$$

$$A = 46.69/5.04 = 9.26 \quad \& \quad B = 0$$

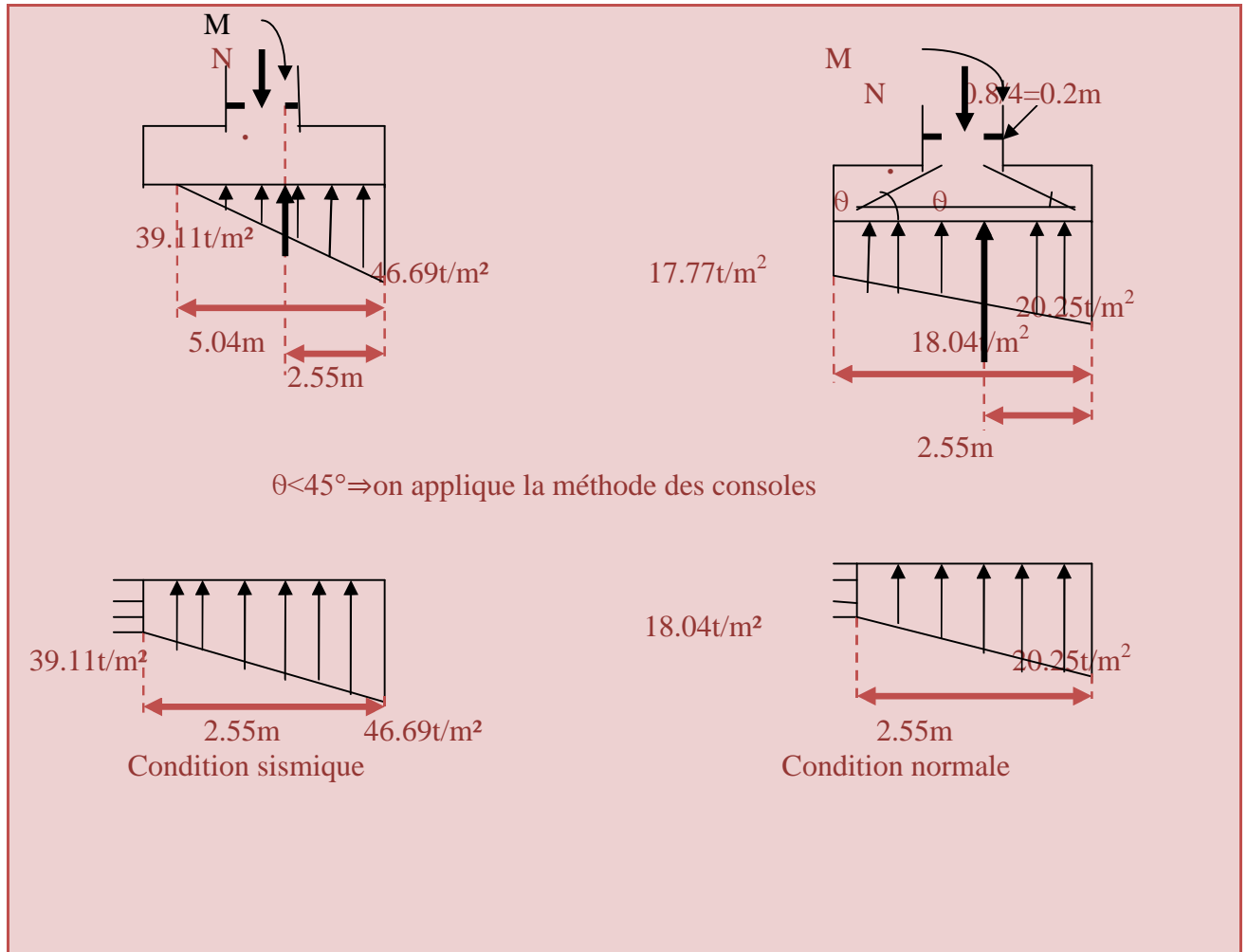
$$\sigma = 9.26X$$

Pour $x = 3.36$

$$\sigma = 31.11 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{ADM}} = 25 \times 1.5 = 37.5 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$



Le ferrillage de la semelle sous pile :



CN :

$$M_{ser} = 61.015 \text{ t/m}^2$$

CS :

$$M_a = 142.46 \text{ t/m}^2$$

Donc en va Ferrié pas M_a

D'après RPOA

Si A_s n'atteint pas la section minimale on le prend :

$$A_s = 0.25 \times A_b = 37.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

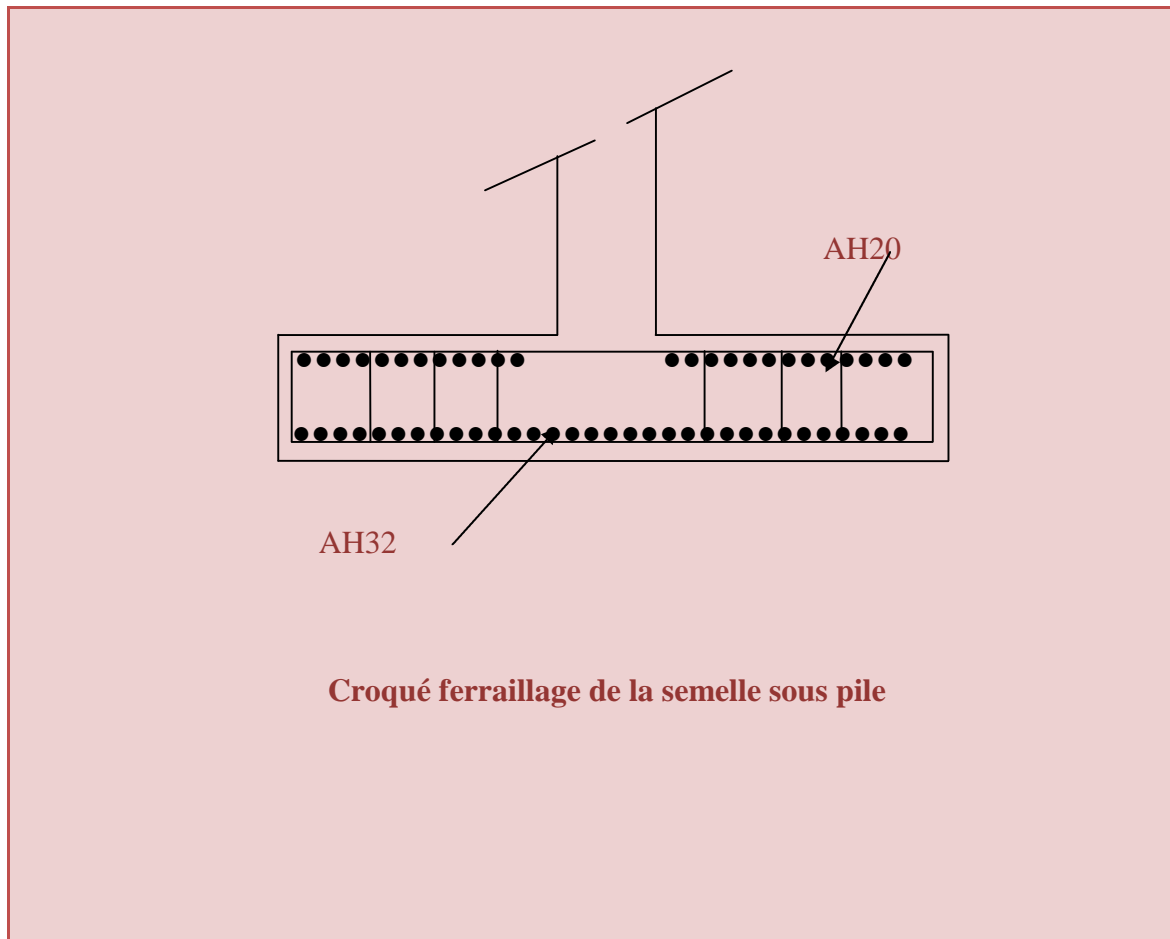
Par l'expert on a **6HA32**

Nappe supérieur :

$$A=0.1\%A_b$$

$$A=15\text{cm}^2/\text{ml}$$

Par l'expert on a 6HA20



X-2-2-Etude de la semelle sous culée :

Les démentions de la semelle:

Longueur : $L = 11,60 \text{ m}$

Largeur : $B = 7.80 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 2 \text{ m}$

Les sollicitations sur la semelle sont représenté dons le tableau suivant :

		P	$\xi h.P$	$(1+\xi v).P$	Zh	Zv	Mr	Ms
Mur garde grève	CN	9.239	0	9.239	-0.45	11.35	0	-4.15755
	CS	9.239	2.7717	10.07051	-0.45	11.35	31.458795	-4.5317295
corbeau	CN	2.43	0	2.43	-0.05	9.51	0	-0.1215
	CS	2.43	0.729	2.6487	-0.05	9.51	6.93279	-0.132435
mur en retour 1	CN	17.125	0	17.125	3.225	11.2	0	55.228125
	CS	17.125	5.1375	18.66625	3.225	11.2	57.54	60.1986563
mur en retour 2	CN	6.906	0	6.906	3.02	10.49	0	20.85612
	CS	6.906	2.0718	7.52754	3.02	10.49	21.733182	22.7331708
mur en retour 3	CN	139.05	0	139.05	2.8	5.63	0	389.34
	CS	139.05	41.715	151.5645	2.8	5.63	234.85545	424.3806
mur de front	CN	221.723	0	221.723	-1.11	7.9	0	-246.11253
	CS	221.723	66.5169	241.67807	-1.11	7.9	525.48351	-268.262658
la semelle	CN	452.4	0	452.4	0	0	0	0
	CS	452.4	135.72	493.116	0	0	0	0
la dalle de transition	CN	18	0	18	2.3	9.98	0	41.4
	CS	18	5.4	19.62	2.3	9.98	53.892	45.126
pois de trottoir sur culée	CN	7.35	0	7.35	1.8	11.8	0	13.23
	CS	7.35	2.205	8.0115	1.8	11.8	26.019	14.4207
G	CN	59.54	0	59.54	-1.3	10.13	0	-77.402
	CS	59.54	17.862	64.8986	-1.3	10.13	180.94206	-84.36818
pois de terre	CN	616.32	0	616.32	2.8	6.37	0	1725.696
	CS	616.32	184.896	671.7888	2.8	6.37	1177.78752	1881.00864
poussée sur semelle	CN	10.296	/	/	/	0.66	6.79536	/
	CS	18.364	/	/	/	1	18.364	/
surcharge semelle	CN	5.148	/	/	/	1	5.148	/
	CS	9.18	/	/	/	1	9.18	/
total	CN	1565.527	0	1550.083	/	/	11.94336	1917.95667
	CS	1577.627	465.0249	1689.59047	/	/	2344.18831	2090.57276

Tableau : des sollicitations sur la semelle sous culée

Le cas normal

Les charges :

Les efforts normaux :

$$\text{Poids des terres sur semelle : } P_R = 2 \times 2.2 \times 7.8 \times 4 = 349.44 \text{ t}$$

$$N = N_T + N_{PT} + N_{MC120}$$

$$N = 1550.1 + 349.44 + 1.155 \times 79.90 = 1991.82 \text{ t}$$

Les moments :

$$M = (M_S - M_R) - M_{\text{remblai}} - M_{\text{Poussé}} - M_{MC120}$$

$$M = (1917.96 - 11.94) - 349.44 \times 3.8 - 181.35 \times 4.56 - 1.155 \times 19.96$$

$$M = 368.77 \text{ t.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{368.77}{1991.82} = 0.18$$

$$e_0 < B/6 = 11.6/6 = 1.93 \quad \rightarrow \quad \text{C.A.D. le diagramme des contraintes est trapézoïdal}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$A = 7.80 \text{ m}$$

$$B = 11.60 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 24.06 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = 19.96 \text{ t/m}^2$$

$$3/4 \sigma = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.03 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 25 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Le cas sismique :

Les charges :

Les efforts normaux :

$$\triangleright N = N_{GT} + 0.2N + N_E$$

$$N = 1689.59 + 0.3 \times 1689.59 + 349.44 \times 1.39 + 0.2 \times 79.9$$

$$N = 2698.17 \text{ t}$$

Les moments :

$$M = M_{GT} + 0.2 \times M_{MC120} + M_{pd}$$

$$\text{➤ } M_G = 253.62 \times 1.3$$

$$\text{➤ } M_{M240} = 0.2 \times 79.9 \times 1.3$$

$$\text{➤ } M_{pd} = 349.44 \times 1.39 \times 3.8$$

$$M = 2196.22 \text{ t/m}^2$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1.21 \text{ m}$$

$$e_0 < B/6 = 11.6/6 = 1.93 \quad \rightarrow \quad \text{C.A.D. le diagramme des contraintes est trapézoïdal}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$A = 7.80 \text{ m}$$

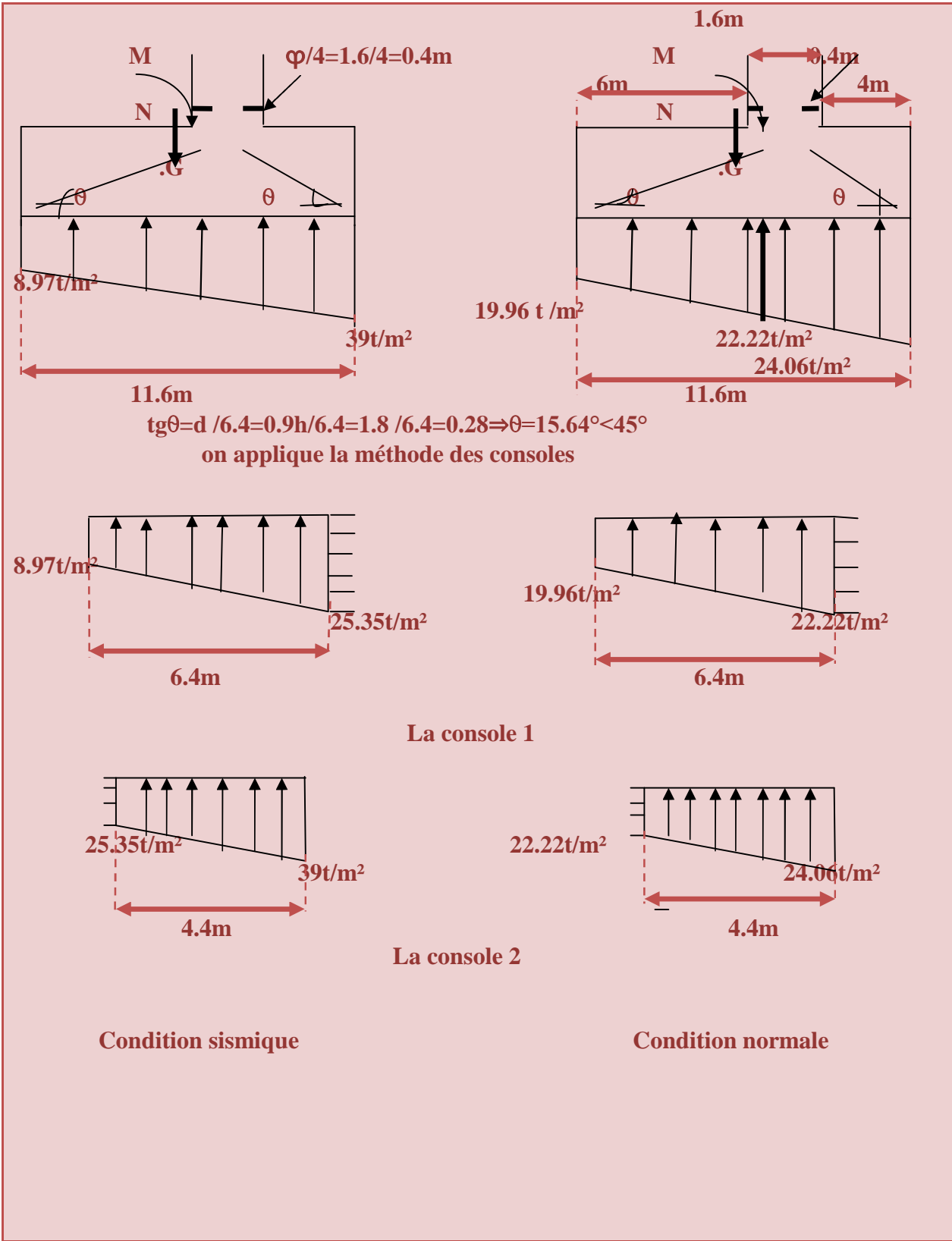
$$B = 11.60 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 39 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = 8.97 \text{ t/m}^2$$

$$3/4 \sigma = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 31.49 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 25 \times 1.5 = 37.5 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$



Le ferrailage de la semelle sous culée :

Calcul de moment : La console 1

M à ELS :

$$M = (22.22 - 19.96) \times 6.4/2 \times 6.4/3 + 19.96 \times 6.4/2 \times 6.4 = 424.21 \text{ t.m/ml}$$

M à ELA :

$$M = (8.976 \times 6.4 \times 6.4/2 + (25.35 - 8.97) \times 6.4/2 \times 6.4/3) = 296.75 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de moment : La console 2

M à ELS :

$$M = (24.06 - 22.5) \times 4.4/2 \times 4.4/3 \times 2 + 22.5 \times 4.4/2 \times 4.4 = 227.87 \text{ t.m/ml}$$

M à ELA :

$$M = (27.6 \times 4.4 \times 4.4/2 + (39 - 27.6) \times 4.4/2 \times 2 \times 4.4/3) = 340.74 \text{ t.m/ml}$$

On utilise la 2^{ème} console pour le ferrailage.

La console 1 n'est pas dimensionnante pour la semelle puisque le centre de gravité de cette dernière et aussi le point d'application des charges, est situé à approximatif du point d'application de la force résultante du diagramme des contraintes.

Le Ms qui va nous donner le ferrailage

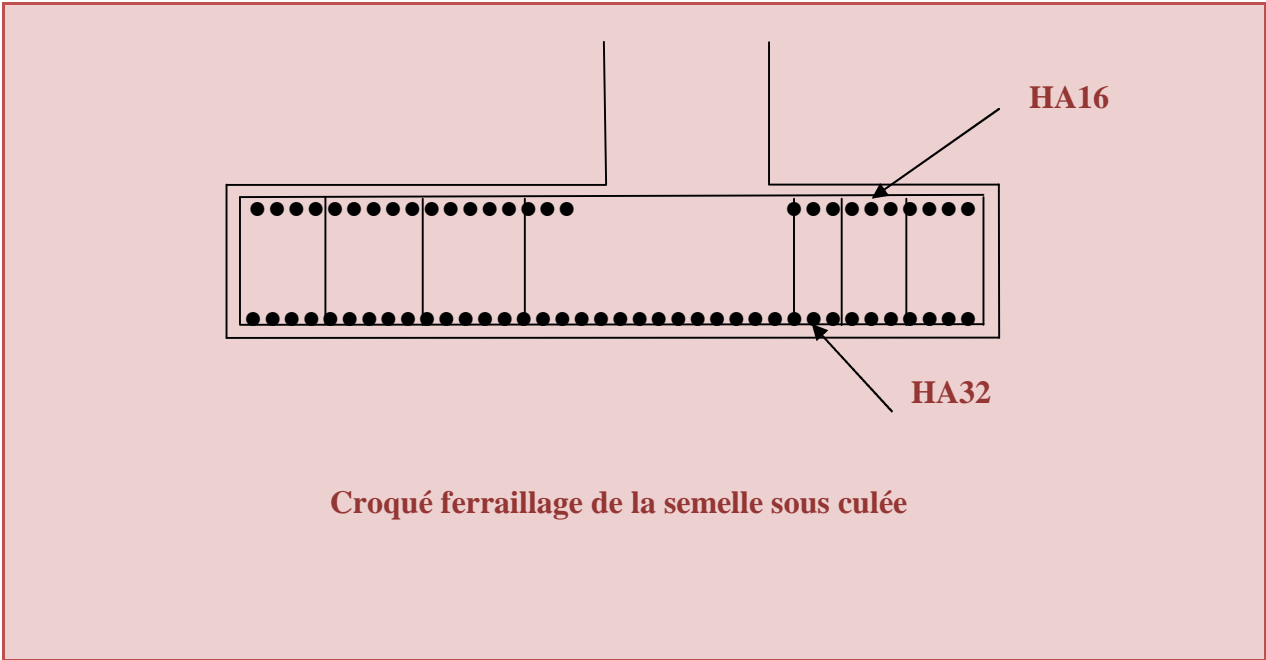
$$M_s = 227.87 \text{ t.m/ml}$$

Par l'espère on a 10HA32/ml

Les armatures de construction

$$A = A_s / 10 = 20 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$$

10HA16/ml



Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi comment applique toutes les règlements (RPOA et RPA, B.A.E.L...etc.).

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux ainsi que le calcul numérique par ordinateur.