

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 viaduc de liaison reliant
la rocade Sud à la radiale Oued Ouchaiah -
Wilaya d'Alger

Encadré par :

MAKHOLOUFI FARID

Présenté par :

**MAKHOLOUFI AMIRA
KALI FELLA**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Introduction :

Généralités :

Le terme ‘ Pont ’ désigne en général tout ouvrage permettant le franchissement en élévation d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, etc. . . .) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc. . . .).

Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert ou non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc.

Un pont se compose de quatre parties: les fondations, les appuis, le tablier et les superstructures.

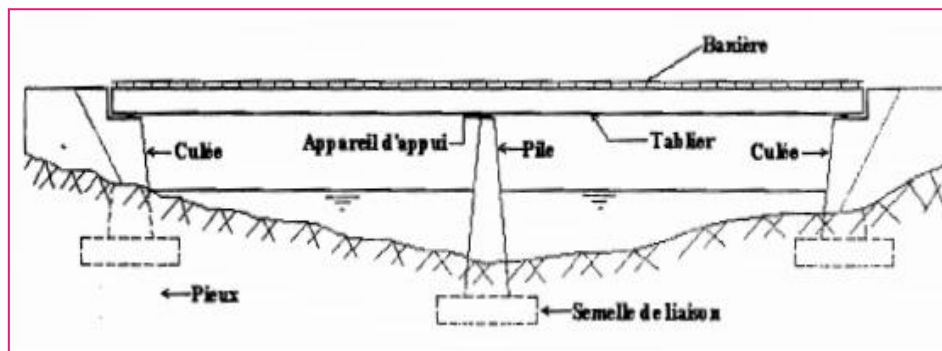


Fig : Structure général d'un pont

Les ponts peuvent être classés suivants différentes manières :

Selon sa forme, un ouvrage d'art peut donc porter un nom particulier :

- Ponceau : petit pont d'une seule travée, de l'ordre de 5-8 m ;
- Aqueduc : canal souterrain ou aérien destiné à transporter de l'eau ;
- Buse : aqueduc souterrain de forme circulaire pour le passage d'un ruisseau sous un remblai ; il porte aussi le nom de dalot quand il est en maçonnerie ;
- Viaduc : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche ;
- Passerelle : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes,... ;
- Tunnel : ouvrage enterré ou creusé dans le paysage, de grande longueur par rapport à sa largeur, différent du pont cadre par son importance et ses équipements annexes tels que système de ventilation, éclairage, etc.

Ou bien selon :

- Leurs structures porteuses : les ponts à poutres, les arcs et les ponts à câbles.
- Les éléments constitutifs de leurs sections transversales : ponts dalles, ponts à poutres en T, ponts à poutres caissons....etc.
- La voie portée : ponts routes, ponts rails, ponts canaux, passerelles...etc.
- Le matériau principal : ponts en bois, ponts en maçonnerie, ponts en aciers, pont en béton armé, ponts en béton précontraint....etc.
- Leurs dispositions en plan : ponts droits, ponts biais, ponts courbes.

- La longueur de leurs portées : ponts de petites portées (20m) jusqu'aux ponts de très grandes portées (supérieur à 200m).

Les différentes parties d'un pont :

Un pont comprend trois parties distinctes :

- Le tablier : Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée) au dessus de la brèche à franchir. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

Il existe plusieurs types de tabliers :

- Les tabliers en dalle.
- Les tabliers à poutres sous chaussée.
- Les tabliers à poutres latérales.
- Les tabliers en caisson.
- Les tabliers métalliques.

- Les appuis : Culés aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu.

- Les fondations : elles permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain.

1.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en la réalisation d'un viaduc de liaison reliant Oued Ouchaih à la Rocade Sud, la longueur totale est de 1116.26 m du PK 337,36 au PK 1453,62.

Notre viaduc comporte trois ouvrages d'accès (mixte) de portées respectives 250m, 650m, 50m et deux ouvrages principaux (bow-string) de portées égales de 100 m.

1.1.2. Justification du projet :

L'importance de ce projet est bien connue, remédier à un problème important de la circulation le trafic qui parcourt l'ALN le long de la mer, à partir du port à Bordj EL Kiffan ne disposent pas de solution simple pour accéder à l'autoroute vers Blida, en excluant le passage par Hydra, on est en effet obligé d'arriver à Hussein Day, traverser Kouba à travers le chemin Benhabiles ou par une autre solution mineure pour ensuite arriver à Bir Mourad Rais, où passe la RN1. pendant les heures de pointe, pour un parcours qui à vol d'oiseau ne serait que de 3-4 Km, les temps sont absolument inacceptables. Comme il est aussi intolérable que les poids lourds sortant du port soient obligés de passer par une chaussée urbaine pour aller prendre l'autoroute vers l'Ouest.

L'obstacle le plus important concernant la réalisation de ce projet de liaison est le bidonville des tunisiens qui se trouve exactement sur le tracé sur lequel il nous est impossible de poser des piles et des fondations suite à des problèmes d'expropriation.

1.2. Données du projet :**1.2.1. Données géométriques :****1.2.1.1. Tracé en plan ;**

L'alignement du pont sur un plan horizontal nous donne la définition géométrique du tracé de l'axe de la voie, cette perspective permet de définir la longueur de l'ouvrage .

1.2.1.2. Profil en long :

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

1.2.1.3. Le profil en travers :

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

Largeur rouable : $L_r = 13.5 \text{ m}$.

Largeur utile : $L_u = 16.6 \text{ m}$.

Largeur de trottoir : $l = 1.1 \text{ m}$.

Nombre de voies de circulations : $N = 3 \text{ voies} + \text{une voie d'urgence}$.

Dévers unique de 2,5 %

Gabarit :

On appelle gabarit la hauteur minimale à dégrader au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie. En ce qui concerne les routes, les hauteurs minimales sont fixées par des textes normatifs.

Le gabarit à respecter est : **5,25m**.

Du point de vue topographie, le site imposé par le tracé présente une topographie onduleuse.



Fig: vue aérienne du viaduc

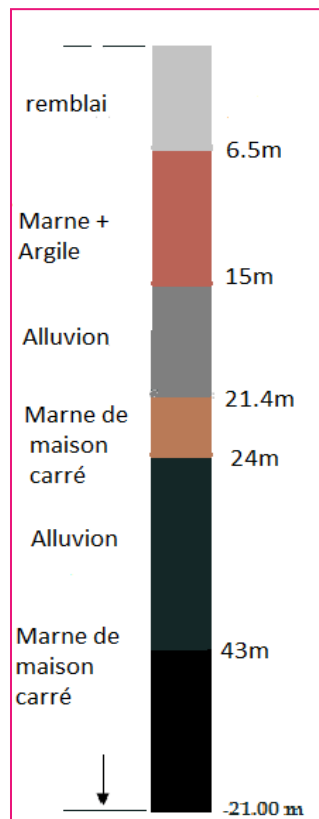
1.2.2. Données naturelles et géotechniques

Du point de vue géologie, les principales formations rencontrées, sont :

- Des marnes jaunâtres à grisâtres (les marnes de maison carrée).
- Des dépôts alluvionnaires constitués de sable grossier avec graviers et galets (alluvions avec passage de conglomérat) .
- Des tourbes noirâtres par endroit.
- Des bancs de grès beige à blanchâtre.

La campagne de reconnaissance géotechnique menée par LCTP comporte l'exécution les essais suivants :

- Quatorze sondages carottés de 50 mètres de profondeur avec pose piézomètres.
- Un(01) sondage carotté de 30 mètres de profondeur équipé de piézomètre.
- Quarante six (46) essais pressiométriques de 50 mètres de profondeur comprenant le forage et l'essai tous les 1.00m de profondeur.
- Neuf (09) puits de 3.00m de profondeur.
- Deux (02) essais au pénétromètre statique.
- Prélèvement des échantillons paraffinés pour les essais au laboratoire.



Sondage S01

1.2.3. Données climatiques :

1.2.3.1. Les actions dues au vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charges (fascicule 61, titre II), la valeur est fixée à 2KN/m^2 .

1.2.3.2. Les actions dues à la variation de la température :

Les effets de la variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

1.2.3.3. Les actions atmosphériques :

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion d'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70 %. La présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorise le déclenchement de ce phénomène. La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

Pour la région, l'humidité ambiante est de 65%.

1.2.3.4. Les actions dues à la neige :

Les effets de la neige sont sans influence majeure, la prise en compte de cet effet n'est pas considérée dans le calcul de notre ouvrage.

1.2.4. Données sismologiques :

La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et du règlement parasismique algérien en vigueur.

La région d'Alger est située dans une zone de forte sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de se référer au règlement parasismique algérien en vigueur 2008).

1.3. Matériaux :

Il est nécessaire, avant de commencer toute modélisation d'une structure, de définir les caractéristiques des matériaux. Car leurs définitions permettent de concevoir un pré-dimensionnement et ainsi le vérifier.

En matière de génie civil (acier, béton,...), le choix des matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés :

1.3.1 Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28jours notée f_{c28} , avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$).

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

➤ **La résistance caractéristique à la compression :** Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,410+0,95j} f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$\Rightarrow$

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 27 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

➤ **La résistance caractéristique à la traction :**

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

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

⇒

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa).} \end{cases}$$

➤ **Module de déformation longitudinal du béton E :**

- Module de déformation instantané :

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

$$\Rightarrow f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.72 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

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

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12103 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{27} = 11100 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte ultime de compression :**

$$F_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$$

[Art.4/BAEL 91 modifié en 99]

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

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

D'où :

$$F_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa.} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,87 \text{ MPa} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$F_{bu} = \begin{cases} 15,30 \text{ MPa.} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19,95 \text{ MPa} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul pour l'E.L.S:**

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

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,15. Au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton la valeur $\nu = 0,3$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

➤ **Déformation transversale du béton :**

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

1.3.2 Les Aciers :

Aciers d'armatures :

Les aciers utilisés dans notre ouvrage sont de classe **FeE400** avec une limite d'élasticité $F_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

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

➤ **Contrainte limite de traction :**

En fissuration peu nuisible : $\overline{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

[Art.4.3.2/ BAEL 91 modifié en 99]

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situations durables ou transitoires.} \\ 1 & \text{En situations accidentelles.} \end{cases}$$

[Art.4.3.2/ BAEL 91 modifié en 99]

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\mu f_{tj}}\right)$

[Art.4.5,32/ BAEL 91 modifié en 99]

En fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} F_e, 90 \sqrt{\mu f_{tj}}\right)$

[Art.4.5,32/ BAEL 91 modifié en 99]

Avec : $\mu = 1,6$ Aciers à haute adhérence. et $\mu = 1$ Pour rond lisse.

Diagramme contrainte - déformation : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

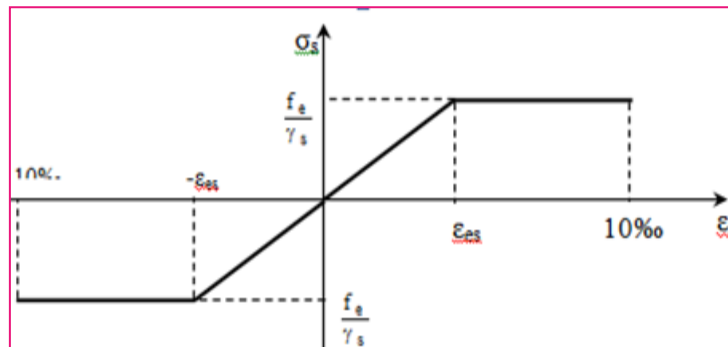


Fig : diagramme contrainte- déformation

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

F_e : contrainte élastique de l'acier.

ϵ_s : déformation élastique de l'acier.

Acier de la charpente :

En construction, on définit un acier par :

- Sa limite élastique σ_e qui représente la contrainte.
 - Sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.
- Ils sont classés en trois catégories selon la limite d'élasticité f_y :

- Aciers normaux : $f_y \leq 300 \text{ MPa}$

- Aciers à haute limite élastique : $300 \text{ MPa} < f_y \leq 400 \text{ MPa}$.

- Aciers à très haute limite élastique : $f_y \geq 400 \text{ MPa}$.

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales et des raidissements transversaux est un acier de type S355.

Pour les aciers couverts par le présent Eurocode, on doit prendre en compte dans calculs les valeurs de propriétés suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de poisson $\nu_a = 0.3$.
- Masse volumique $\rho_a = 7,87 \text{ t/m}^3$.

Les connecteurs :

On a retenu des goujons en aciers S350.

Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux :

➤ Pour l'ELU :

Situation de projet	γ_b (béton)	γ_s (acier passif)	γ_M (la charpente)	γ_v (goujons)
Durable et transitoire	1,15	1,5	$\gamma_{M0} = 1,0$ plastification, instabilité local	1,25
			$\gamma_{M1} = 1,1$ instabilité de l'élément.	
			$\gamma_{M2} = 1,25$ ruine de la section nette tendue	

tab : Coefficients de sécurité à l'ELU.

➤ Pour l'ELS :

$\gamma_b(\text{béton})$	$\gamma_s(\text{acier pa})$	$\gamma_M(\text{charp})$	$\gamma_v(\text{goujons})$
1	1	1	1,25

tab : Coefficients de sécurité à l'ELS.

2.1. Choix du type d'ouvrage :

Le choix du type de l'ouvrage est une démarche itérative qui consiste en la recherche de la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte fonctionnel et naturel du franchissement des obstacles.

2.2. Critères de choix du type d'ouvrage :

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

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.
- L'esthétique de l'ouvrage.
- L'entretien après la mise en service.
- Le cout et la durée de réalisation.
- Le mode d'exécution.

2.3. Conception du tablier :

Nous proposons les trois variantes suivantes :

Variante 1 : pont en béton précontraint par post-tension.

Variante 2 : pont à voussoirs (hauteur constante).

Variante 3 : pont mixte isostatique.

2.3.1 **Variante N°1** : pont en béton précontraint par post tension:

Le précontraint est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures.

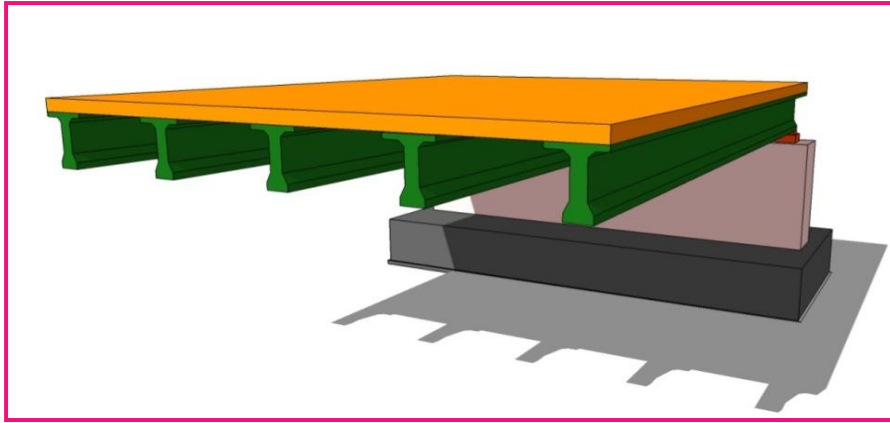


Fig : Travée de pont en béton précontraint par post tension.

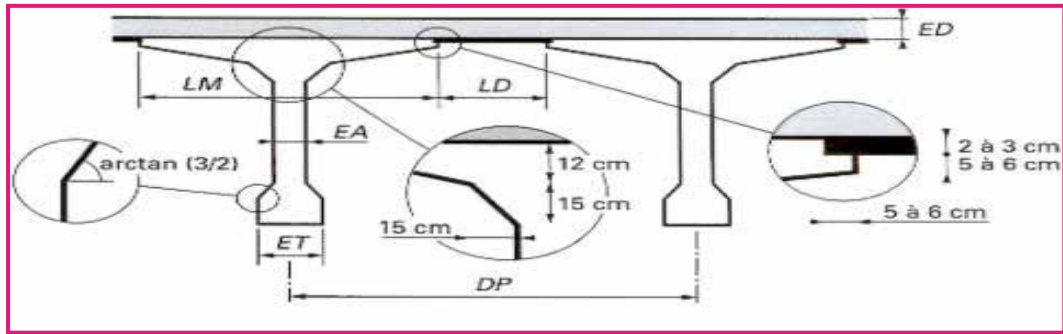
Les avantages et les inconvénients de la poutre précontrainte :

a) Les avantages :

- La facilité et la rapidité d'exécution des travaux.
- La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portées peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en poste tension.)
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Bonne protection des armatures et des aciers.

b) Les inconvénients :

- le poids propre très important (très lourds).
- Sensibilité au tassement différentiel.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décintrer ou décoffrer.
- La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

Pré dimensionnement de la poutre :**Fig :Pré dimensionnement des poutres en béton précontraint.****Nombre de poutres :**

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

L'espace entre poutres est compris entre : $2.5m \leq \lambda \leq 3.5m$

Prenons $\lambda = 2.74m$ Alors $N = (15.5/2.74) + 1 = 7.65$

$\Rightarrow N = 8$ poutres

Hauteur totale (poutre+dalle) h_t :

$$L/h_t = 17 \Rightarrow h_t = 2.30m$$

Épaisseur de dalle ED :

$18cm \leq ED \leq 20cm \Rightarrow$ on prend $ED = 20cm$.

Hauteur de poutre H:

$$H = h_t - ED \Rightarrow H = 2.10m.$$

Epaisseur d'âme EA:

EA (30 a 35cm si coffrage en bois, 21 a 24cm si coffrage métallique).
On prend $EA = 24cm$.

Largeur de membrure LM:

$1.8m \leq LM \leq 2.8m \Rightarrow$ On prend $LM = 1.8m$.

Epaisseur du talon ET:

$60cm \leq ET \leq 90cm \Rightarrow$ On prend $ET = 60cm$.

Largeur de la dalette LD :

$60\text{cm} \leq LD \leq 100\text{cm} \Rightarrow$ On prend $LD=60\text{cm}$.

2.3.2 VARIANTE N° 2 :

Pont à voussoirs bicellulaire à hauteur constante par encorbellement successifs pour les deux viaducs d'accès (250m, 650m) et par étaielement pour le dernier de (50m)

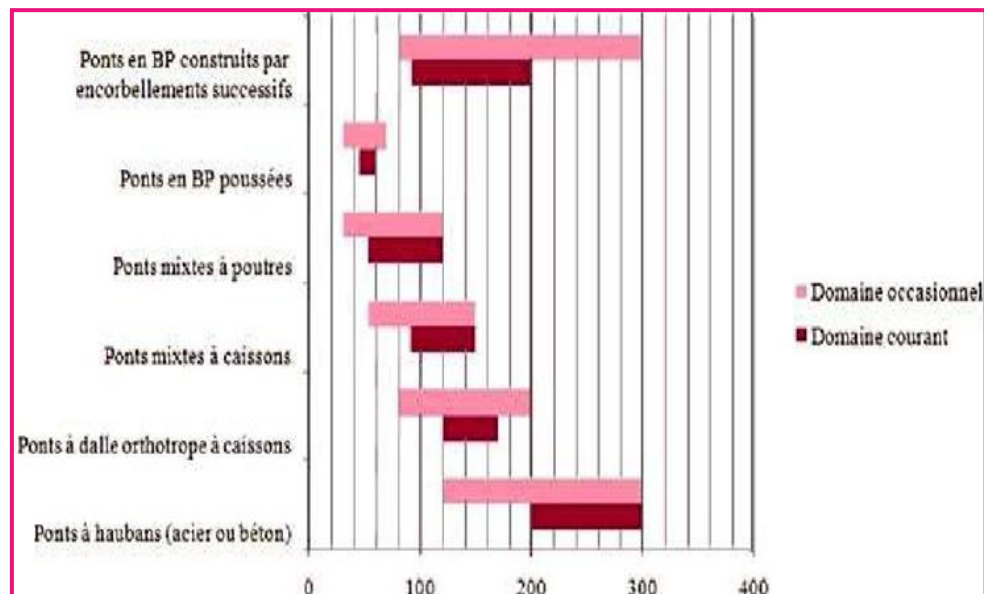


Fig: Domaine d'application de la construction par encorbellements successifs.

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

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

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

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

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

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

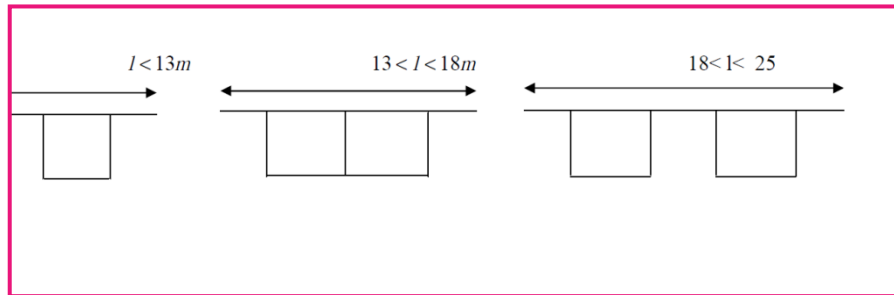


Fig : Domaine d'application des voussoirs.

Avantages et inconvénients de la construction par encorbellements :

a) Les avantages :

La construction par encorbellement successifs présente de nombreux avantages :

- Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au dessus de rivières à fortes crues ou au dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- Elle s'accommode très bien de piles de grandes hauteurs, dont la construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants. Aussi, a-t-elle concurrencé, jusqu'à pratiquement les éliminer, les grands arcs en béton.
- La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteurs constantes ou variables. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires.
- La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracée en plan peuvent être construits sans difficultés.
- La construction par éléments de **3 à 4m** de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriquée la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids

des éléments à poser et donc de réduire le cout du matériel de pose. Cette préfabrication est avantageuse à divers titres.

- La fabrication des voussoirs a lieu en atelier et donc avec une qualité supérieure à celle des chantiers ; lors de la mise en place des voussoirs, une partie notable du retrait s'est déjà effectué, et les mises en précontrainte se font sur un béton durci.
- Ensuite il faut noter la rapidité d'exécution permise par ce procédé : avec des voussoirs coulés en place, on réalise normalement une paire de voussoirs par semaine et par fléau (exceptionnellement deux paires de voussoirs par semaine) ; si l'on préfabrique le tablier, on réalise de 3 à 4 voussoirs par jour.

b) Les inconvénients :

La construction par encorbellement successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients :

- A portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondation sont médiocres ou lorsqu'on est en zone Sismique.
- Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites. Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teintes entre deux voussoirs successifs

c) Domaine d'application de la construction par encorbellement :

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caissons en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre **80 et 150m**, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à **200m**, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

Pré dimensionnement :

(Le pré dimensionnement se fait à partir du viaduc d'accès dont la longueur est de 650m).

Le pré dimensionnement des voussoirs consiste à choisir une section résistante et esthétique.

$$2/3L + 5 L + 2/3 L = 650 \text{ m}$$

$\Rightarrow L = 102.6 \text{ m}$ on prend $L=102 \text{ m}$ pour des raisons pratiques (la longueur de la portée déterminante).

$$\Rightarrow L' = 2/3 L = 70 \text{ m} \quad (\text{la longueur de la porté de rive}).$$

- **Hauteur du voussoir :**

La hauteur H est généralement

$$H = H_p = H_c = L/22 \text{ à } L/20$$

Tel que L désigne la portée déterminante du tablier.

On a :

$$H = L/20 = 102/20$$

on va prendre $H=5\text{m}$ (coffrage disponible)

- **Les distances D et C** dépendent de la largeur totale du tablier tel que :

$$D = B/2$$

$$C = D/2$$

La largeur de tablier est $B=15.5\text{m}$

$$D = 15.5/2 = 7.75\text{m}$$

$$C = 7.75/2 = 3.87\text{m}$$

- **Épaisseur des âmes :** L'âme doit assurer une bonne résistance à l'effort tranchant ainsi qu'une bonne facilité de bétonnage et doit permettre l'ancrage des câbles de fléau.

Pour une portée déterminante de l'ouvrage L égale 102.6m.

$$e_a (\text{cm}) = 26 + L(\text{m}) / 5 (\text{cm}).$$

$$\text{Donc: } e_a = 26 + 102.6/5 = 46.5\text{cm}$$

. Dans notre cas on a un câblage de 12T15 On prend l'épaisseur de l'âme **50cm** constante sur toute la portée.

[Guide de conception Ponts en BP construit par encorbellements successifs SETRA 2003 Art 2.4.4].

- **Épaisseur de l' hourdis inférieur e_i :**

$$e_i \geq \text{Max} \{18\text{cm}, , e_a/3\}.$$

$$e_i \geq \text{Max} \{18\text{cm}, 15\}$$

On prend $e_i = 20\text{cm}$ (en travée).

Au voisinage des piles, l'épaisseur de l'hourdis inférieur est déterminée par le niveau d'intensité des contraintes normales dues à la flexion générale. Pour un dégrossissage rapide, et avec les élancements définis au paragraphe précédent, elle peut être prise égale à trois fois l'épaisseur minimale que nous avons définie pour un tablier de hauteur constant.

Donc : $e_i = 54\text{cm}$ on prend : $e_i = 55\text{cm}$ (sur pile).

- **Épaisseur de l'hourdis supérieur e_s :**

L'hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes.

D'après GUYON la formule de e_0 de l'hourdis supérieur est :

On prend l'épaisseur de l'hourdis supérieur **20cm** constante sur toute la portée.

- **Epaisseur e' :**

$20\text{cm} \leq e' \leq 25\text{cm}$. On prend: **$e' = 25\text{cm}$**

- **La longueur de voussoir L :**

La longueur des voussoirs varie entre 3 et 4 m.

On prend $L = 4\text{m}$.

- **la largeur de voussoir B :** La largeur de voussoir vaut 16,50 m.

2.3.3 .Variante N°3 :pont mixte isostatique :

Le tablier est composé de poutres principales en P.R.S (profilés reconstitués soudés) supportant une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

La liaison entre les poutres et la dalle est assurée par des connecteurs et pour rigidifier l'ensemble des poutres nous avons prévus des entretoises d'about et des entretoises intermédiaires.

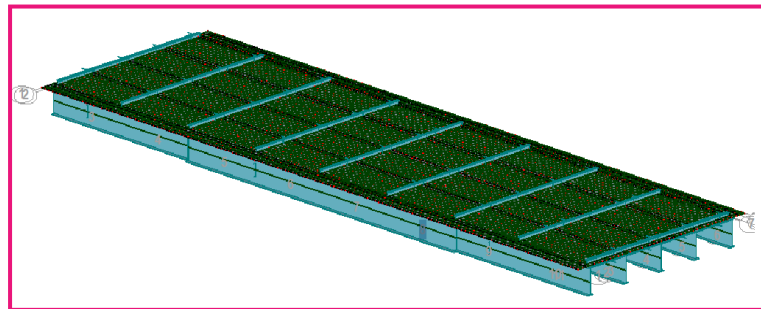


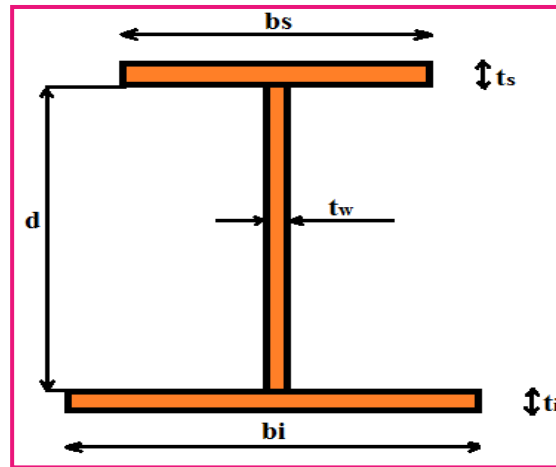
Fig :Pont mixte multi-poutre.

Les avantages et Les inconvénients de la poutre (cas générale) :**a) Les avantages :**

- La Légèreté du tablier mixte par rapport aux tabliers en béton précontraint, donc la diminution du nombre des pieux.
- La possibilité de franchir les grandes portées .
- N'est pas sensible au tassement différentiel.
- La rapidité d'exécution globale.
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- Le mixte permet de multiples possibilités de conception architecturale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées.
- La simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines
- Des possibilités d'extension et de réparation.

b- Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts métalliques et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- 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.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en **I** sont sensibles au flambement et au déversement lorsqu'elles sont comprimées ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Les sollicitations climatiques qui résultent de la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

Pré dimensionnement de la poutre :**Fig : Dimension des poutres en acier.****Pré dimensionnement du tablier :****Poutre :**

Le tablier est constitué par des poutres métalliques fabriquées «sur mesures» par soudage, la poutre prend le nom de «**Poutre Reconstituée Soudée**», ou PRS. La pose de ces poutres se fera par travées successives, ces poutres sont espacées entre elle de **3.6 m**.

- **Nombre de poutres (N)**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement.

$$N = \frac{La}{d} .$$

La : La largeur du tablier égale à **15.5 m**.

On fixe l'espacement : **d = 3.6 m** .

$$N = \frac{15.5}{3.6} = 5 \text{ poutres.}$$

N = 5 poutres.

- **Elancement de poutres :**

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ on prend **h = 2 m**.

- **Semelles :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

a) Semelle supérieure :

Pour des portées de 30 m à 50 m la largeur de la semelle supérieure (b_s) sera égale à 500 mm « selon ciollina ».

b) Semelle inférieure :

Pour des portées de 30 à 50 m la largeur de la semelle inférieure varie entre 500 et 700mm « selon ciollina ».

Donc : on prend 600 mm.

c) Epaisseur de semelle supérieure t_s :

$$\frac{b}{t} \leq 22 \Rightarrow t \geq \frac{b}{22} \quad b \text{ étant la largeur de la semelle}$$

On prend : $t_s = 20\text{mm}$

d) Epaisseur de semelle inférieure t_i :

On prend : $t_i = 30\text{mm}$.

- **L'âme :**

Son épaisseur dépend :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseur).
- De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

a) Hauteur d'âme d :

$$d = h - (t_s + t_i) \Rightarrow d = 195\text{mm}.$$

b) Epaisseur d'âme t_w :

$$\frac{d}{t_w} \leq 200 \Rightarrow t_w \geq 7 \text{ et } t_w \geq 12\text{mm}$$

$\Rightarrow$ On prend $t_w = 14\text{mm}$.

A titre indicatif, pour un ouvrage continu, d'élanement courant et de largeur moyenne, le tableau suivant donne les largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée.

Portée	Largeur de la semelle supérieure b_s (mm)	Largeur de la semelle inférieure b_i (mm)
< 30	400	500
30 à 50	500	500 – 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

- **Dalle :**

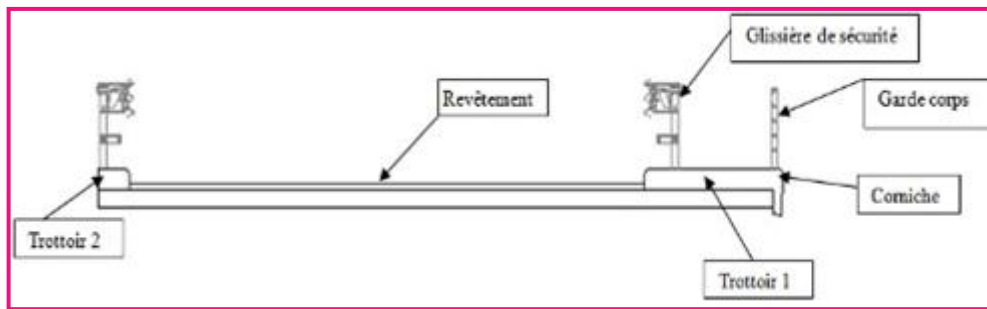
Selon Ciollina :

Pour le cas d'un ouvrage à entretoises, l'épaisseur de la dalle est de 20 cm. La dalle peut être soit coulé en place, soit préfabriqué, le coulage en place est le procédé le plus utilisé, il doit être fait sur toute la largeur de l'ouvrage « selon Ciollina ».

2.4 Dispositifs de retenus :

Les dispositifs de retenue animent la face vue du tablier et présentent donc une forte incidence sur l'aspect de l'ouvrage. Leur choix doit satisfaire à la fois à des critères de sécurité et d'esthétique.

En ce qui concerne la sécurité, les critères de choix et d'implantation sont conditionnés d'une part par la destination de l'ouvrage (ponts-routes, ponts rails, etc.) et d'autre part par la définition des objectifs à atteindre (catégories de véhicules et conditions de choc pour les quels le dispositif doit être efficace).

Eléments linéaires :**➤ Gardes corps**

Les gardes corps ont essentiellement pour objectif de protéger les piétons. Ils ont souvent une fonction esthétique (en milieu urbain) leur conception doit respecter les prescriptions du fascicule 61 titre II.

Les gardes corps sont classés en trois catégories :

- Type **S** (passage supérieur) le cas où la circulation des piétonniers est admise
- Type **I** (passage inférieur) réservé aux ouvrages autoroutiers et la circulation des piétonniers n'est pas admise.
- Type **U** (zone urbaine).

Pour notre cas, le type choisi est de forme S, poids est de **0,1 t/ml**, la hauteur est au minimum **1,2 m**.

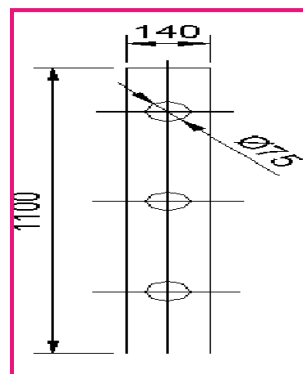


Fig : Coupe transversale garde corps

➤ Glissière de sécurité

Il existe principalement deux types de glissières.

- **Glissière rigide** : Se sont de forme profilée et de hauteur limitée, elles sont rigides et esthétiques.
- **Glissière souple** : Se sont les plus courantes, le poids de la glissière souple standard est de **0,06 t/ml**.

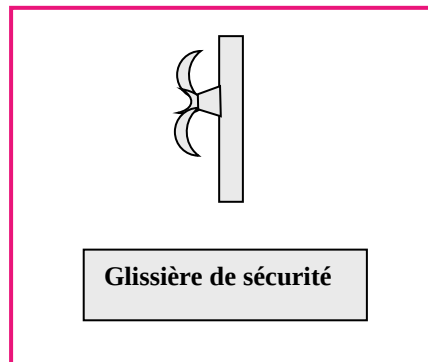


Fig : Coupe transversale de glissière

➤ Trottoirs

Sont élevés entre **10 a 25 cm** par rapport au niveau de la chaussée, pour notre cas on prendra une élévation de **20 cm**.

➤ Corniche :

Les corniches font partie des éléments les plus visibles de l'ouvrage. Elles ont pour fonction d'habiller et de protéger les bords du tablier, de couronner et de souligner la continuité du profil en long.

Bien entendu, le choix du type, de la forme et de la texture des parements des corniches doit être guidé par des considérations d'aspect et de facilité d'entretien.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

On utilise des corniches préfabriquées de dimensions suivantes:

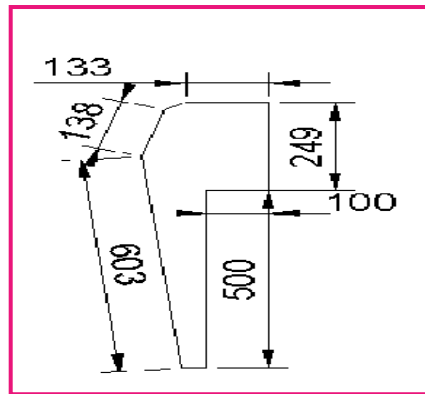


Fig :Coupe transversale corniche

➤ Gargouille :

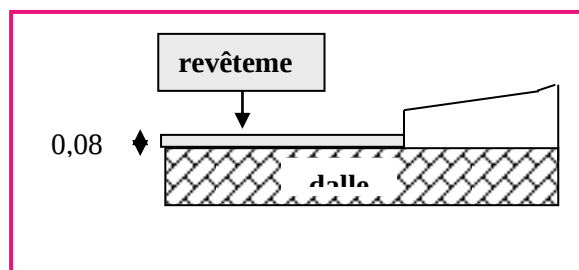
L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée
- Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs. Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire : elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches caniveaux.

➤ Eléments de surface

• Revêtement:

L'épaisseur du revêtement contient une couche de roulement et une chape d'étanchéité dans le cas général l'épaisseur est de 5 à 10 cm, dans notre cas on prend une épaisseur 8 cm.



- **Joints transversaux de tablier :**

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température et du chargement, les joints de chaussée permettent les libres dilatations du tablier et assurent la continuité de la chaussée. Donc il faut avoir un souffle (jeu maximal entre positions extrême)

➤ **Calcul du souffle des joints :**

e : Ouverture du joint fermé

e' : Ouverture du joint ouvert

s : Souffle et $\Delta l = e' - e$

Il faut avoir $S \geq \Delta l$

Les deux critères principaux qui définissent le type de joint de chaussée à employer pour les ponts en béton armé ou précontraint sont :

- ✓ L'intensité du trafic.
- ✓ Le souffle.

Il y a plusieurs type de joint, pour les plus grands souffles, on rencontre trois familles sont : les joints à néoprène comprimé, les joints à peigne et les joints spéciaux de grande ouverture.

➤ **Les entretoises :**

On distingue deux types d'entretoises selon leur position et positionnement :

- **Entretoises intermédiaires :**

Les entretoises sont formées avec une simple poutre en **I** symétrique. Elles sont souvent constituées d'un profilé laminé, avec une hauteur comprise entre un dixième et un quinzième de l'excentricité des poutres principales. Les entretoises se positionnent à la mi-hauteur des poutres principales pour être efficace contre le déversement des poutres pendant le lançage et même en service.

Une hauteur libre entre la dalle et l'entretoise est nécessaire pour permettre son entretien mais aussi pour permettre le passage du coffrage lors du coulage de la dalle. L'assemblage de l'entretoise avec le montant est plus facile à réaliser que dans le cas d'une pièce de pont, du fait qu'il n'y a pas d'intersection des membrures.

Les entretoises doivent être de type rigide et identique à ceux des pièces de pont. Dans le cas de montant en simple plat, l'âme de l'entretoise est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant est soudé également sur les deux membrures de l'entretoise.

Lorsque la largeur du tablier est assez faible, le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage des pièces de pont, l'utilisation d'entretoise suffit à assurer la conservation des angles des sections et à limiter les risques de déversement.

- **Entretoises d'about :**

Leurs rôle est de supporter la dalle de couverture (pour faire une dalle appuyée sur les 04 cotés), elles peuvent également recevoir des connecteurs dans le cas ou la largeur de la semelle supérieure ne permet pas de respecter les espacements minimums entre les goudjons ,elles sont aussi très utiles pour le vérinnage du tabliers .

- **Pré dimensionnement des entretoises :**

Dans notre cas, on prend des entretoises profilées métalliques :

- IPE 500 pour les entretoises intermédiaires.
- IPE 75022 pour les entretoises d'about.

Entretoises	Hauteur H (mm)	Aire A (cm ²)	Inertie I (cm ⁴)
IPE500	500	116	48200
IPE75022	778	283.4	278205

Tab : caractéristiques des entretoises.

Calcul du nombre d'entretoise sur la longueur de l'ouvrage :

On va prendre l'espacement entre les entretoises égale à :5m ,donc le nombre des entretoises est égale à 9 intermédiaires et 2 au niveau des appuis.

La variante retenue:

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

Après avoir recensé l'ensemble des données relatives à notre ouvrage, il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes qui ressortent de cette analyse.

Le choix de la solution résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures des tabliers, le mode de construction, les dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

Après comparaison des trois variantes, on a constaté que la solution (pont **mixte**) est la plus adaptée sur notre site vu les avantages cités précédemment, notamment le gabarit et le poids propre. Donc c'est cette solution qui fera objet de notre étude.

2.5. Conception des appuis :

Les appuis intermédiaires, appelés piles, et les appuis d'extrémités, appelés culées assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles.

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles : les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts) et les appareils d'appui spéciaux ou à pot.

2.6. Conception de la pile :

Les piles sont des appuis intermédiaires, elles ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondations, la conception des piles est tributaire du type et mode de construction du tablier.

Parmi les critères de conception des piles:

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.
- Les contraintes naturelles du site.
- Mode d'exécution des fondations et liaison avec le tablier.

De façon générale ces appuis sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- des appareils d'appuis définitifs.

- de niches à vérins pour le changement des appareils d'appuis.

Il y a deux types de piles:

***les piles de type voile :**

Le modèle de base le plus simple est un voile continu d'épaisseur constante, facilement exécutable de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

***les piles de type poteau :**

Les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appui, ou liés par un chevêtre dans les cas contraire.

Le principal problème de ce type de pile est un problème de robustesse vis-à-vis des chocs de véhicule.

On a choisi une pile de type poteau (fut) pour ces avantages :

- Modélisation simple.
- Résister aux chocs d'écoulement d'oued.
- Facilement exécutable.
- Plus esthétique.

2.7. Conception de culée :

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.

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 semelle 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.

Choix du type de culée :

Notre pont se trouve sur un terrain en remblai, on choisit la culée remblayée.

2.8. Les fondations :

La fondation a pour but d'assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charge de la construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

La fondation doit transmettre les charges qu'elle reçoit de la superstructure au sol d'assise choisie (grâce aux données de l'étude géotechnique). Les charges qui arrivent depuis la superstructure sont redirigées vers le sol de manière linéaire ou de manière ponctuelle suivant la configuration (élément de type voile ou de type poteau).

Quel qu'en soit le type, la fondation doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$Q_{\text{fond}} \leq q_{\text{sol}} \cdot$$

a) Les fondations superficielles :

Semelles isolées, filantes ou radiers, les fondations constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol, elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

b) les fondations profondes :

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans notre projet on préconise des piles composées d'un chevrete prenant appui sur cinq (05) fûts circulaires de 1.50 m de diamètre reposant sur le sol au moyen de fondation profonde sur pieux dont la longueur est de 40 m et le diamètre 1.20 m.

Les appuis extrêmes du pont sont des culées en béton armé fondés directement sur pieux de 40 m de longueur et de 1.20 m de diamètre.

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons déterminer le poids total du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leurs dispositions sur le tablier, enfin nous calculerons le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque type de surcharge.

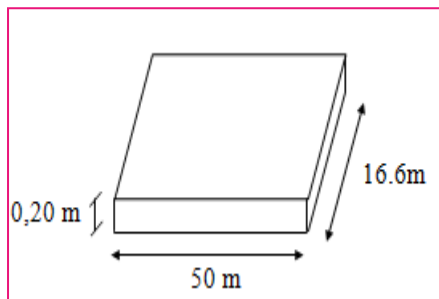
3.1.évaluation des charges :

Les charges permanentes sont constituées du poids des éléments suivant : poutres, dalle, Revêtement, corniche, glissière, garde-corps, trottoirs, entretoises

a) Poids des poutres :

$$P_p = n \cdot V \cdot \rho_b$$

$$PP = 5 \times 7,87 \times (0,5 \times 0,05 + 1,95 \times 0,014 + 0,6 \times 0,05) = 3.238 \text{ t/ml.}$$

b) Poids de la dalle :

Longueur de la dalle : $L = 50 \text{ m}$

Largeur de la dalle : $l = 16.6 \text{ m}$

Epaisseur de la dalle : $e = 0.20 \text{ m}$

$$P_d = \rho_d \cdot V_d = \rho \cdot L \cdot l \cdot e$$

$$P_d = 2,5 \times 16,6 \times 0,20 \Rightarrow P_d = 8.30 \text{ t/ml}$$

c) Revêtement :

Pour le revêtement, on a une couche de béton bitumineux **BB** de **8cm**.

Le BB a une densité de $2,2 \text{ t/m}^3$

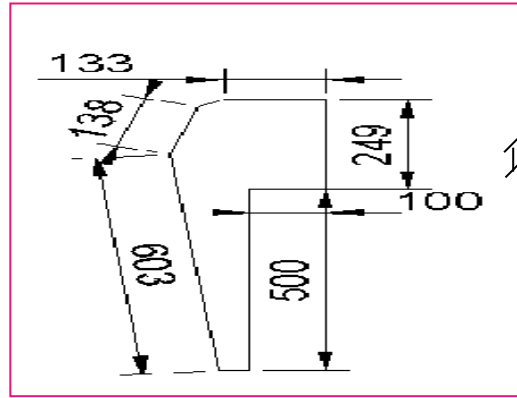
$$P = 0,08 \times 2,2 \times 13,5 = 2.376 \text{ t/ml}$$

c) Poids des corniches :

$$S = \sum S_i = 0,081 \text{ m}^2$$

$$P_{cor} = 2,5 \times 0,081 = 0.202 \text{ t / ml}$$

$$P_{cor} = \rho_b \cdot S$$

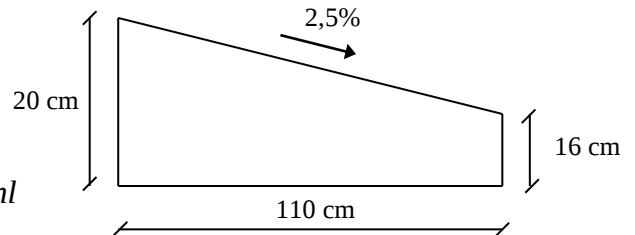
**d) Poids du trottoir :**

$$S_{trott} = \sum S_i$$

$$S_{trott} = 0,1710 \text{ m}^2$$

$$P_{tr} = 2 \cdot \rho_b \cdot S_{trott} \cdot L$$

$$P_{trott} = 2 \cdot 2,5 \cdot 0,1710 \Rightarrow P_{trott} = 0.855 \text{ t / ml}$$

**e) Poids propre de l'entretoise :**

$$P \text{ entretoise} = (2 \times 0.02834 + 9 \times 0.0134) \times 7,87 \times 14.4 = 20,100 \text{ t}$$

f) Poids de garde corps :

$$q_{gc} = 0,1 \text{ t / ml}$$

$$P_{gc} = q_{gc} = 0,1 \text{ t / ml}$$

g) Poids des glissières :

$$q_{gl} = 0,06 \text{ t / ml}$$

$$P_{gl} = q_{gl} = 0,06 \text{ t}$$

j) Poids total du tablier :

Eléments	Poids (t)	G (t/ml)
Poutres	161.900	3.238
Dalle	415.00	8.30
Revêtement	118.8	2.376
Corniches	10.12	0.202
Trottoirs	42.75	0.855
Glissières	3	0.06
Gardes corps	5	0.1
Entretoises	20.100	0.41
Σ	776.67	15.541

Poids total du tablier :

$$P = \sum P_i = 776.67t$$

3.2. Evaluation des surcharges :**3.2.1 Caractéristiques du tablier :****Largeur chargeable et largeur roulable :**

La largeur roulable est la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures de trottoir. Elle comprend outre la chaussée, les bandes d'arrêt d'urgence et les bandes dérasées. La largeur chargeable, se déduit de la largeur roulable en déduisant 50 cm le long des dispositifs de sécurité. Les bordures de trottoir ne sont pas des dispositifs de sécurité.

[Article 2.1.Fascicule n° 61 titre II]

$$\text{Largeur roulable} = \text{largeur chargeable} : L_c = L_r = 13.5m$$

- Nombre de voies :**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

- Nombre de voies de circulation** : $n = \left(\frac{lc}{3} \right) = 4.5 \text{ voies}$

d'où

$$N = 4 \text{ (3 voies de 3,5m chacune, avec une ligne de bande d'arrêt d'urgence de 2,5m).}$$

- Largeur d'une voie** : $l_v = \frac{lc}{4} = 3.375 \text{ m}$

- Classe du pont** $L \geq 7 \text{ m}$, donc notre pont de 1ere classe

[Article 3.Fascicule n° 61 titre II]

- Portée** : $L = 49m$.

3.2.2 Surcharges routiers :

- Système de charge A :**

C'est une charge uniformément répartie qui est appliquée sur toute la largeur de chacune de voies considérées :

$$A = a_1 a_2 \quad A(l) \quad \text{Pour une portée } l \leq 200m$$

Avec :

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

l : longueur chargée en (m).

a_1 : coefficient de pondération dynamique qui dépend de la classe du pont ainsi que le nombre de voies chargées.

	Nombre des voies chargées			
Classe du pont	1	2	3	4
1	1.20	1.10	0.95	0.80
2	1.00	1.00	/	/
3	1.00	0.8	/	/

Tab : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

a_2 : Coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont.

$$a_2 = \frac{l_{v0}}{l_v} = 1 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_{v0} = 3.5 \text{ m} & (\text{Pont de 1ère classe}) \\ l_v = 3,375 \text{ m} & (\text{Largeur de la voie}) \end{cases}$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{(12 + 49)} = 820.16 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

On doit vérifier que :

$$a_1 A(l) > (400 - 0,2 l) \Rightarrow 820.16 > 390.2$$

Nbr V	a1	a2	A(t/m2)
1	1	1,037	2.869
2	1	1,037	5.739
3	0.9	1,037	7.748
4	0,75	1,037	8.609

- **Système de charge B :**

Il comprend 3 systèmes distincts : B_c , B_t et B_r .

-Système B_c :

Il se compose de deux camions type à trois essieux et ayant un poids de 30 t.

Longitudinalement : le nombre de camion est limité à deux.

Transversalement : Autant de convois que de voies

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, les valeurs des charges du système **Bc** prises en compte sont multipliées par les coefficients **bc** du **tableau**.

nbr de voies chargées	1	2	3	4
Pont de 1 ^{ère} classe	1.20	1.10	0.95	0.80

Tab : Valeurs de bc.

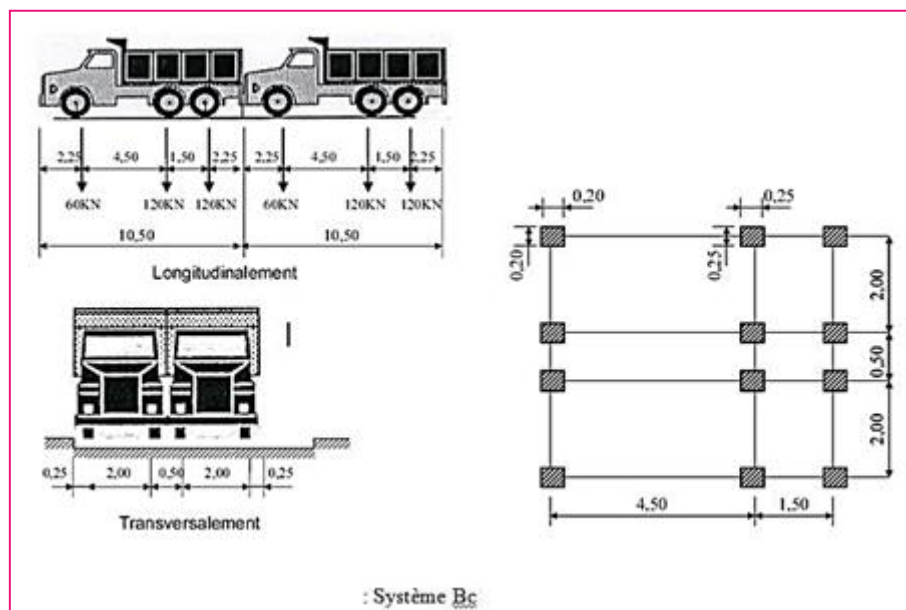


Fig: Schéma système B_c

Système B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée de 10 t d'intensité que l'on peut disposer n'importe où sur la largeur roulable :

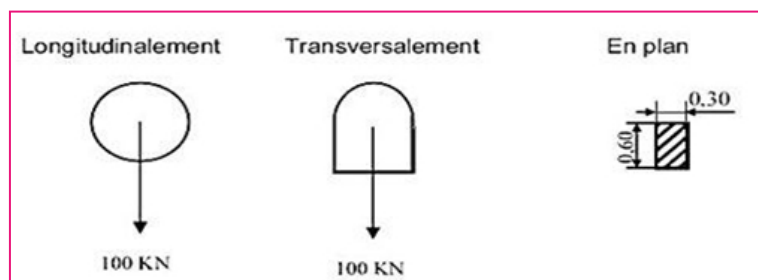


Fig : Schéma du système B_r

Système B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160 kN
- Distance des deux essieux 1.35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

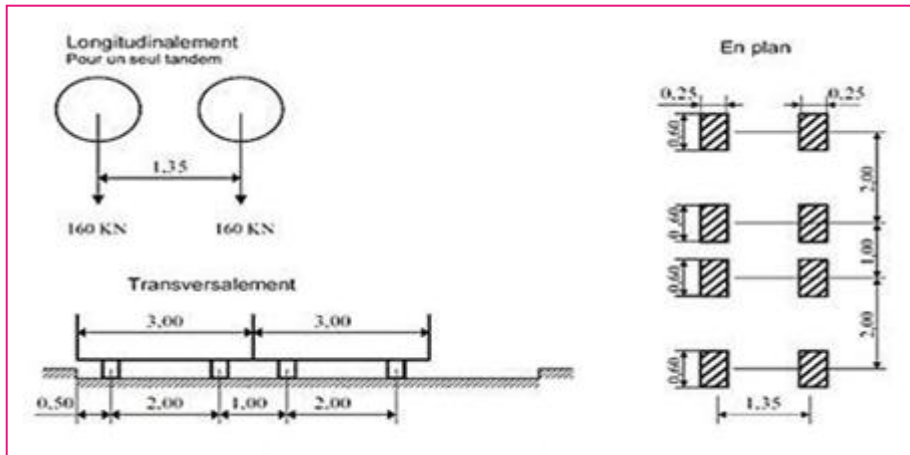


Fig : Schéma du système B_t

- **Système de charge militaire M_{C120} :**

C'est un système à deux chenilles (fig), qui a le poids de 110 t, chaque chenille a une surface de contact de (6,1x 1) m² ce qui engendre une charge répartie

$$\text{de : } q_{MC120} = \frac{110}{6,1} = 18,032 \text{ t / ml}$$

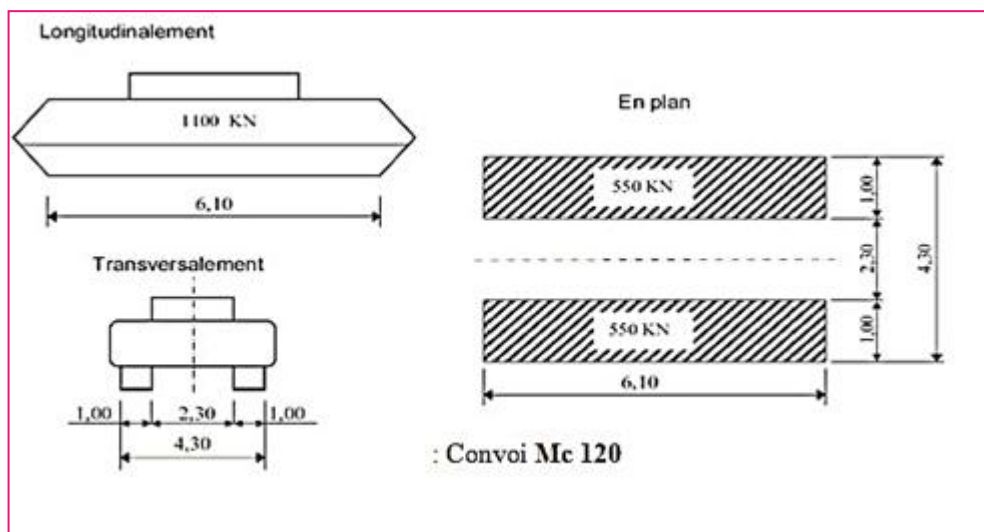


Fig : Schéma du M_{C120}

- **Système de charges exceptionnelles D240 :**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieu de 2400 kN de poids total. Ce poids est supposé réparti sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t / ml}$$

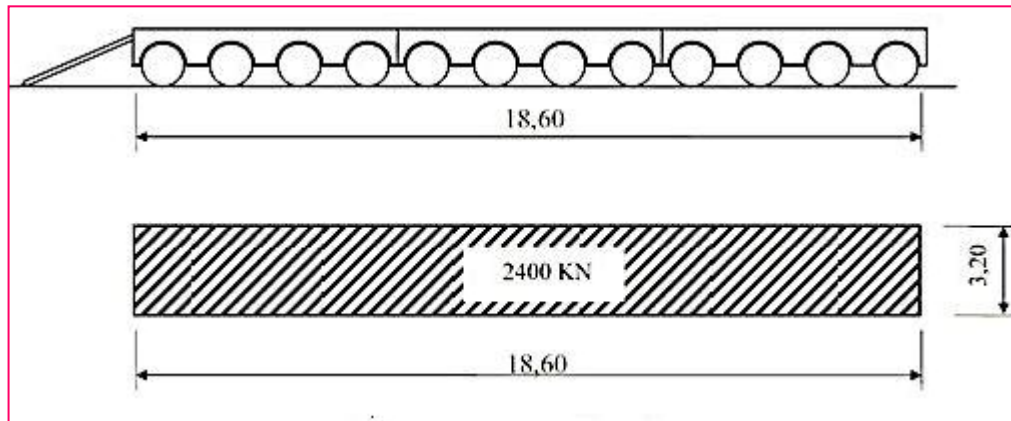


Fig: Système D₂₄₀

Surcharges des trottoirs :

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de pont portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs. Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées de majoration dynamique.

- **Surcharge locales :**

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier dans le sens transversal, une charge uniforme de **4.50 kN/m²** est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées. Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

- **Surcharge générale :**

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier dans le sens longitudinal, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de **1.50 kN/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

3.2.3 Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

Les systèmes B et M_{c120} sont majorés par un coefficient de majoration dynamique δ .

Le système B_t est pondéré par un coefficient b_t qui dépend de la classe de pont.

Pour notre pont qui est de 1^{ère} classe $\rightarrow b_t = 1$.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique.

- **Application à la poutre :**

$$\delta = 1 + \alpha + B \quad \text{avec :} \quad \alpha = \frac{0,4}{1 + 0,2L} \quad , \quad B = \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L = 49 : Portée de la travée.

G = 776.67t : Poids total du tablier.

S: Charge maximum qu'on peut appliquer sur le tablier de cette travée

➤ **Système B :**

$$S = \max (b_c B_c, b_t B_t, B_r) = (0,8 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 30, 1 \cdot 2 \cdot 32, 10) = 192t$$

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

La charge Max du système Bc est un chargement sur 4 voies, donc on a :

$$S1 = 4 \times 30 \times 2.$$

$$S1 = 240t.$$

Détermination du coefficient bc :

On a un pont de 1^{ère} classe et 4 voies chargées donc le bc = 0.80

D'où: $S = S1 \times bc$

$$S = 240 \times 0.80 \quad \text{D'où} \quad S = 192 \text{ t}$$

$$\alpha = 0,037$$

$$B = 0,033 \Rightarrow \delta_B = 1,070.$$

Nb de voies	bc	Charge par essieu (t)		
1	1.2	E.AV	6x1, 2x1, 070	7.70
		E.AR	12x1, 2x1, 070	15.41
2	1.1	EAV	2x6x1, 1x1, 070	14.12
		EAR	2x12x1, 1x1, 070	28.25
3	0.95	EAV	3x6x0, 95x1, 070	18.30
		EAR	3x12x0, 95x1, 070	36.60
4	0,80	EAV	4x6x0, 80x1, 070	20.54
		EAR	4x12x0, 80x1, 070	41.09

Tab : Charge due à Bc.

➤ système de charge militaire M_{C120}

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\alpha = 0,037$$

$$B = 0.019$$

$$\delta M c = 1,056$$

$$P = 110 \times 1,056 = 116,210 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 116.210/6,10 \Rightarrow \mathbf{Smc120 = 19.05t/ml.}$$

Le vent :

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

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à (selon le (selon fascicule 61-titre II).

$P=2.00\text{kn/m}^2$ pour les ouvrages en service.

$P=1.25\text{kn/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction (durée> un mois).

La température :

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

Force centrifuges :

Les effets des forces centrifuges ne sont pas cumulés avec les effets du freinage, on prend le plus défavorable. Elles sont calculées uniquement à partir du système B_C.

Valeur de la force centrifuge développée par un essieu :

$$R_{(m)} \leq 400 \text{ m fraction du poids égale à } \frac{R + 150}{6R + 350}$$

$$R_{(m)} \leq 400 \text{ m fraction du poids égale à } \frac{R + 150}{6R + 350}$$

$$R_{(m)} > 400 \text{ m fraction du poids égale à } \frac{80}{R}$$

Pour notre ouvrage nous avons un rayon de courbure égal à $R(m) = 420\text{m}$.

La valeur de la force centrifuge est égal à

$$F = 80/420 = 0,190 \text{ t.}$$

3.3. Définition des combinaisons :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude longitudinale sont indiquées dans le BPEL 91 modifié 99, sont prises en compte celles qui sont susceptibles de donner les efforts les plus prépondérants, elles sont résumées dans le tableau suivant :

actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharges A(L)	1.6	1.20
Système BC	1.6	1.20
militaire MC120	1.35	1
Exceptionnelles D₂₄₀	1.35	1
Température (ΔT)	0	0.5
Trottoirs	1.6	1.2

Tab : coefficients des combinaisons de charges

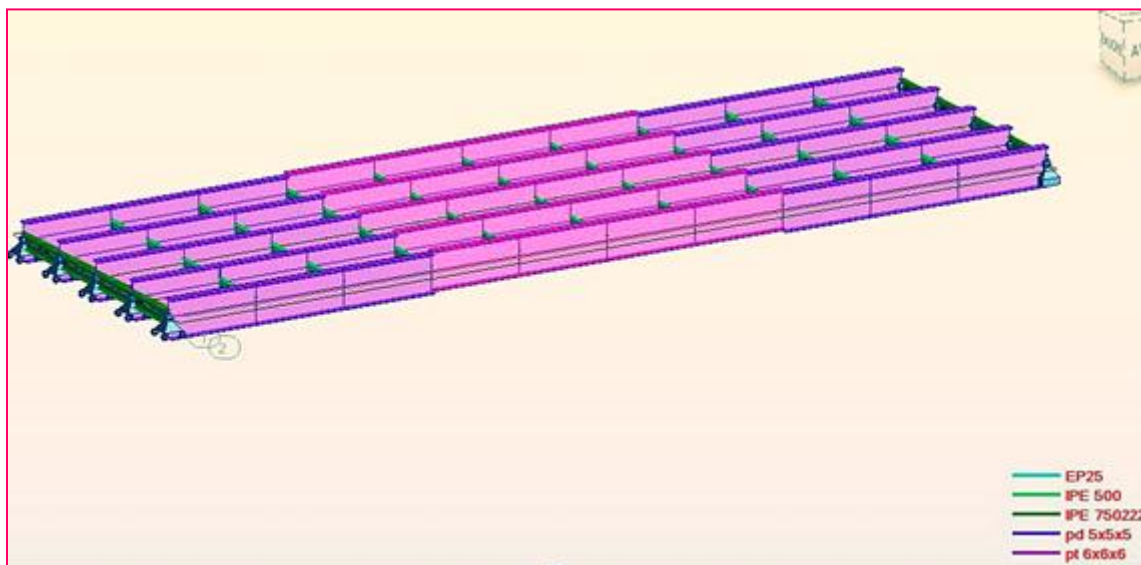
4.1. Modélisation:

Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisit d'utiliser le logiciel Autodesk robot structural analysis 2010.

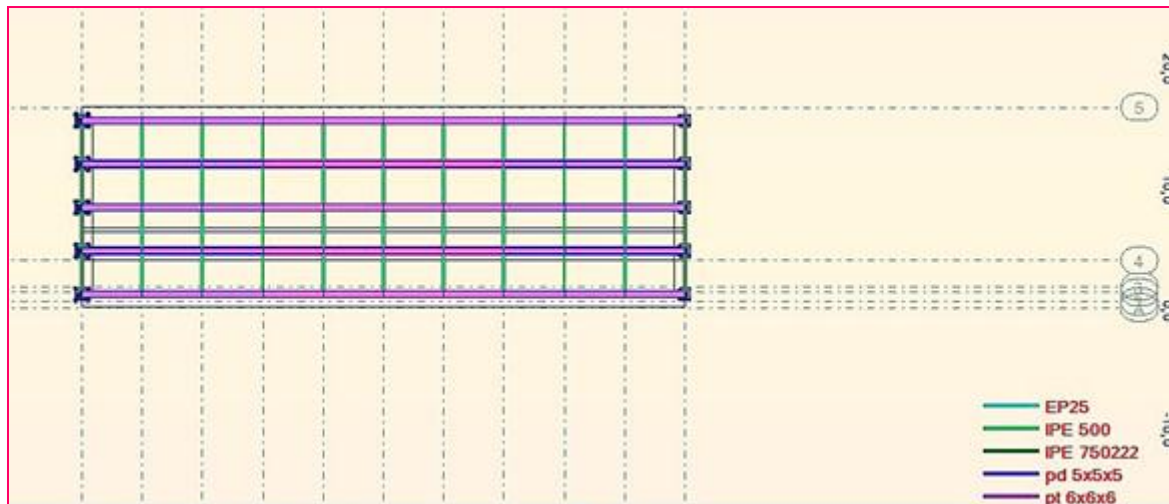
C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles. Elle a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

L'ouvrage une fois réaliser nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différentes charges.



EN 3D



EN 2D

4.2. Calcul des efforts (résultat du Logiciel) :



Fig : Réactions et diagramme de moment sous G

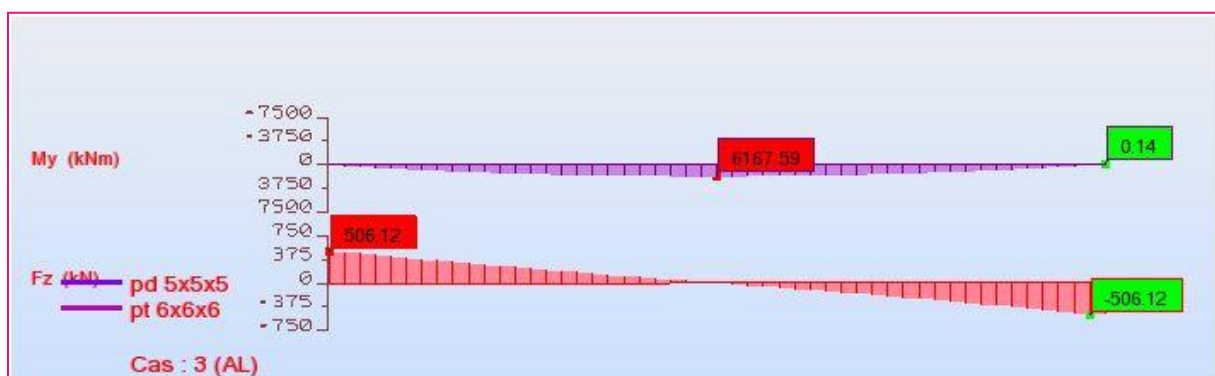


Fig : Réactions et diagramme de moment sous A(l)

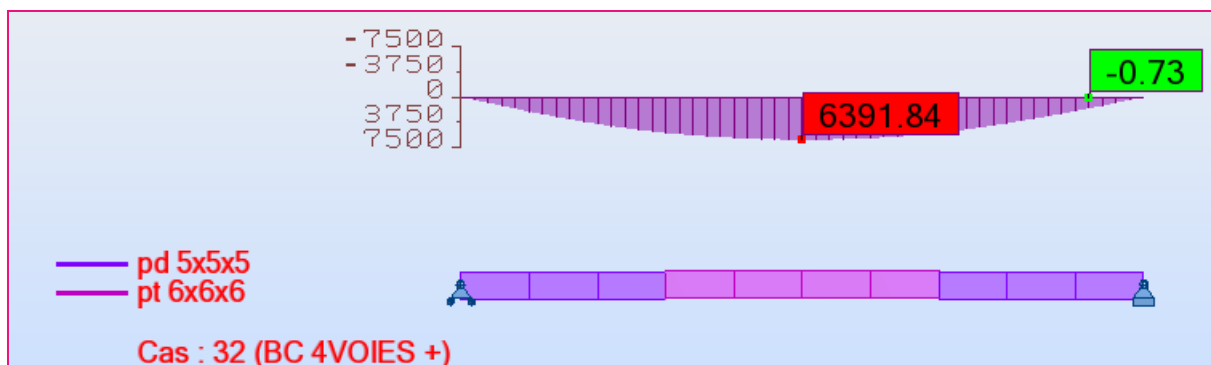


Fig :Réactions et diagramme de moment sous Bc



Fig : Réactions et diagramme de moment sous Mc 120.

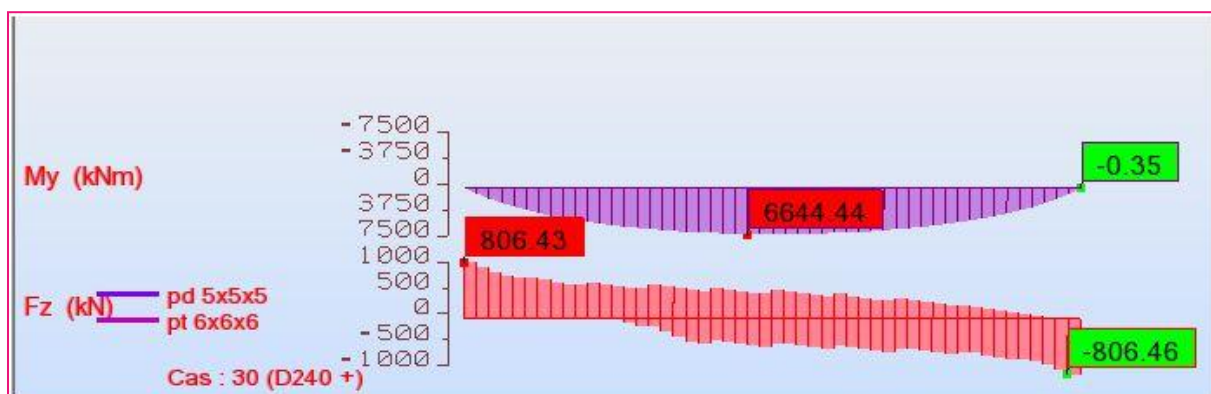


Fig : Réactions et diagramme de moment sous D240



Fig: Réactions et diagramme du moment sous ST.

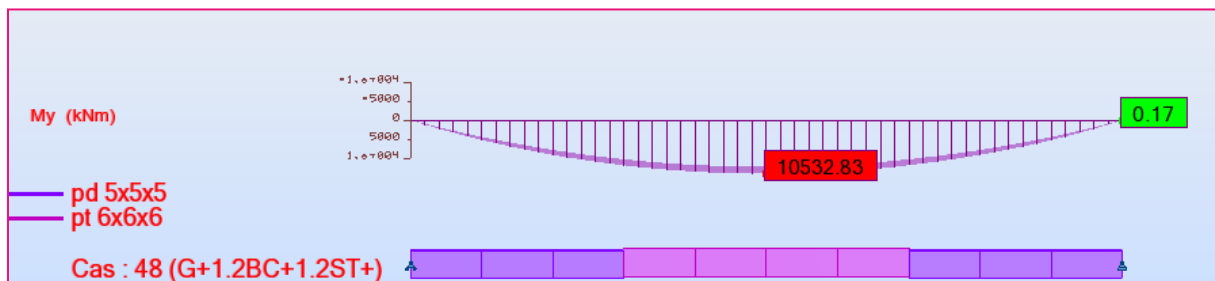
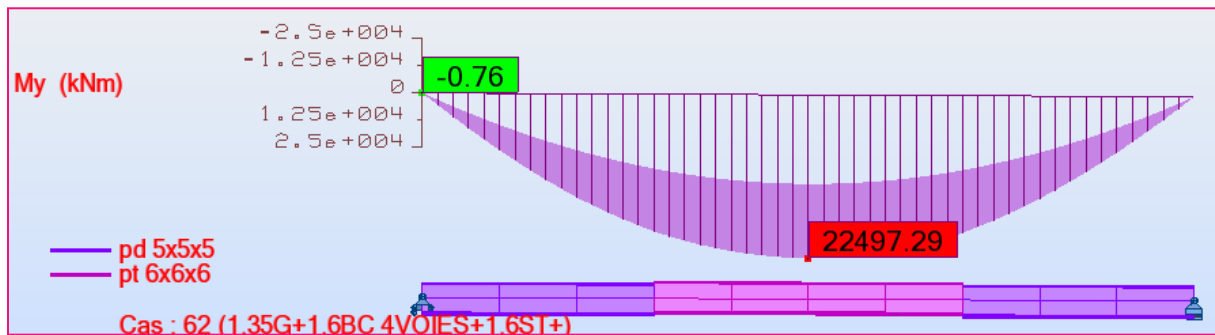


Fig : Diagramme du moment sous la combinaison la plus Défavorable à l'ELU et l'ELS.

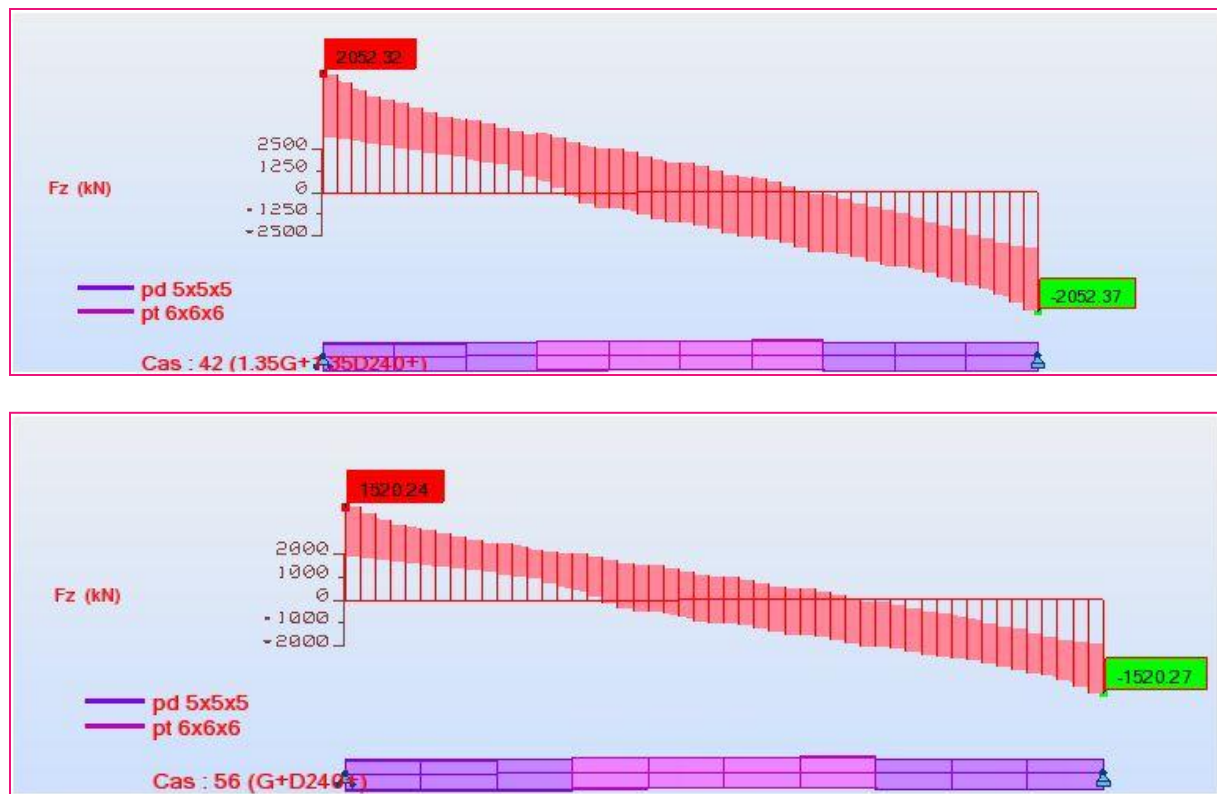


Fig : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS .

4.3 Section mixte :

4.3.1. Hypothèse de calcul d'une section mixte :

La dalle est bétonnée après montage des poutres métalliques. L'action combinée ne s'exerce qu'après durcissement du béton, de sorte que le poids propre (acier+béton) soit repris par la poutre métallique seule. Théoriquement la dalle n'est pas sous tension après bétonnage les surcharges ultérieures sont reprises par la poutre mixte. Par suite du retrait et du fluage la poutre métallique subit dans le temps des sollicitations secondaires.

Nous avons prévu des ancrages capables de reprendre l'effort s'exerçant au niveau de la jonction acier-béton, ce qui nous permet d'admettre que les parties en béton et en acier forment un seul et même élément. Nous calculerons les tensions dans cet élément en supposant que la loi de **Hooke** est applicable, moyennant l'introduction de coefficient d'équivalence (n) comme dans le calcul du béton armé.

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

-La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés *Connecteurs*.

-L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de **Hook**, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

Pour l'acier: $(\delta l / l)_a = \sigma_a / E_a$

Pour le béton: $(\delta l / l)_b = \sigma_b / E_b$

D'après la première hypothèse on a :

$$(\delta l / l)_a = (\delta l / l)_b \Rightarrow \sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n.$$

n : Coefficient d'équivalence varie en fonction de **E_b**, ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

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

Sollicitation	Champ d'application	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Charge permanente	18
Effets différés	Retrait	15

Inertie d'une section mixte :

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

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

Position du centre de gravité de section mixte :

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

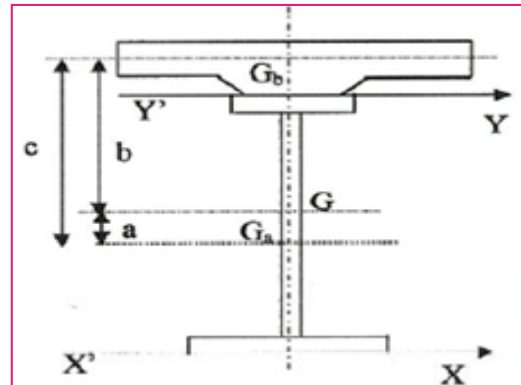


Fig : Dimensions de la section mixte

On a :

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

L'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G est:

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

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

I_B : inertie propre de l'acier par rapport à G_b .

Longueur de la dalle participante :

$$b_{eff} = 3.6 \text{ m.}$$

Détermination des efforts internes de la section mixte :

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

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

Effets du retrait :

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

-Hypothèse de calcul :

- 1- Nous considérons une poutre à inertie constante.
- 2- Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
- 3- $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δx dû au retrait peut se faire librement (Figure **a** et **b**)

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif dans les surfaces de contact.

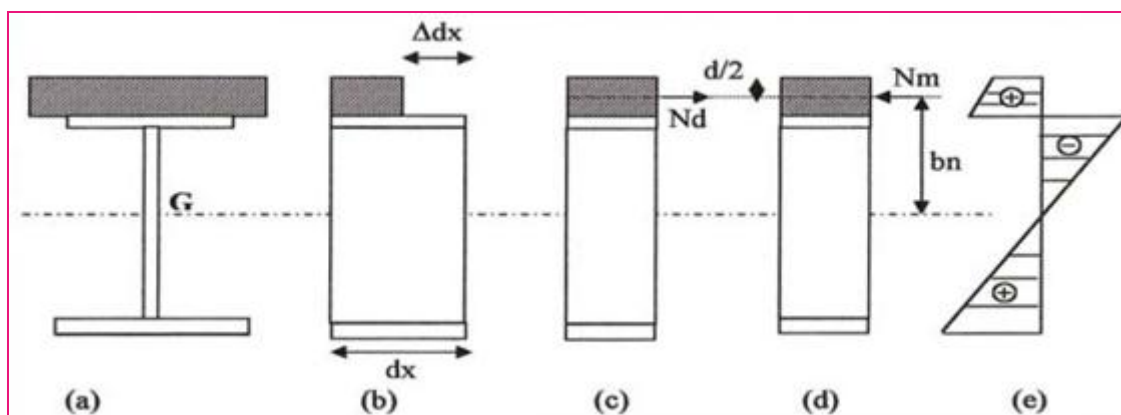


Fig : Déplacements dues au retrait

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

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_r$$

Avec: $E_b = E_a / n$ et ϵ_r : coefficient de retrait.

En considérant que $\Delta x = \epsilon_r \cdot dx$ (figure b), avec ϵ_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à : $\epsilon_r = 4 \times 10^{-4}$.

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

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$.
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m.b_n = \sigma_b.\omega$.

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta.\beta.\sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m.b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta.(\sigma_b.\omega/I).V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta.\sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m.b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = (\sigma_b.\omega/I).V_b$.

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta.\beta.\sigma_b + -\eta.(\sigma_b.\omega/I).V_a$

Dans le béton : $\sigma_b = -\beta.\sigma_b - (\sigma_b.\omega/I).V_b$.

Notation :

n = 15 (coefficient d'équivalence).

β = $B_n/(B_n+A) = B_{15}/(B_{15}+A)$.

B15: Section du béton rendue homogène pour **n** = 15.

B : Section du béton.

A : Section d'acier.

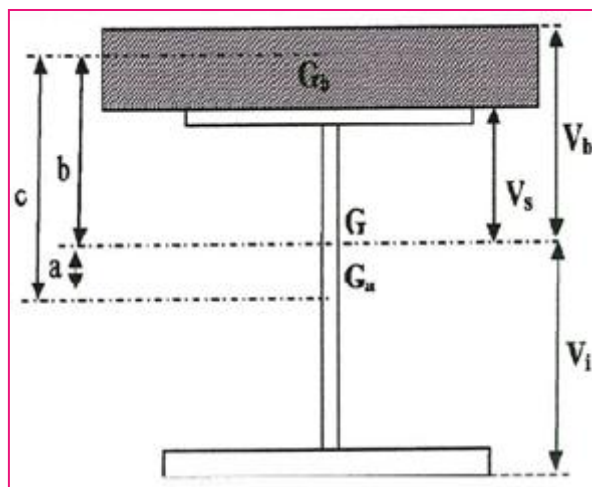


Fig : Section mixte

ω : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour $n=15$.

$\omega = B15 \times B15$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n=15$.

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton:

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

- Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique.

Avec :

ϵ_t : coefficient de retrait dû à la différence de température. $\epsilon_t \Delta T = 10^{-5} \cdot 10 = 10^{-4}$.

- Dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0^\circ\text{C}$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra

$n = 6$.

Calcul de la contrainte due à ΔT :

$$\sigma_{b0} = \epsilon_t \cdot E_a / n \quad \text{avec : } n = 6.$$

$$\sigma_{b0} = \pm 10^{-4} \times (2,1 \times 10^6) / 6 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Les contraintes dans le béton sont:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{b0} \\ \sigma_{b1} = -\beta \cdot \sigma_{b0} \\ \sigma_{b2} = -(Mm/I) \cdot V_b = -\frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_b \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{bT} = (1 - \beta) \cdot \sigma_{b0} - \frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_b$$

Les contraintes dans l'acier sont:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{a0} \\ \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} \\ \sigma_{a2} = -\eta (Mm/I) \cdot V_a = -\eta \frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_a \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{aT} = \eta \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma_{b0} - \eta \frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_a$$

W6 : Moment statique de la section homogénéisée pour $n=6$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n=6$.

A : Section d'acier.

B : Section du béton.

4.3.2. Etude la section mixte :

La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant positif M est la suivante :

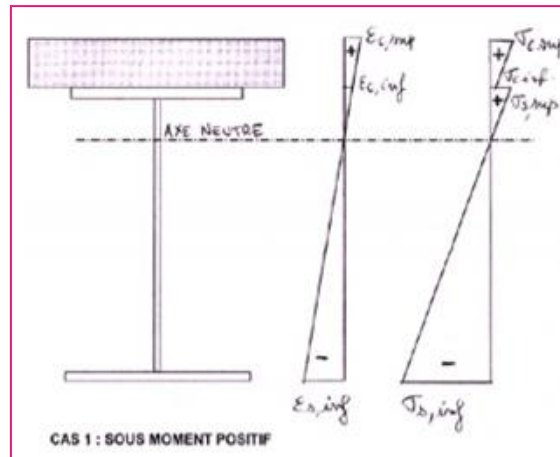


Fig : Distribution des contraintes sous $M_{positif}$

Les formules de NAVIER sont applicables à condition de tenir compte de l'homogénéité de la section, les contraintes sont données par les relations suivantes :

- Acier : -Fibre supérieur : $\sigma_s = (M.V_s)/I$.
-Fibre inférieur : $\sigma_i = (M.V_i)/I$.
- Béton : $\sigma_b = (1/n).(M.V_i)/I$.

Caractéristiques géométriques de la section en acier:

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	z ² (cm ²)	SΔ=B.Z	I0(cm ⁴)	IΔ
semelle sup	250	106,08	11252,966	26520	520,83	2813762,4
semelle inf	300	93,92	8820,9664	28176	625	2646914,9
l'âme	273	1,08	1,1664	294,84	865068,75	865387,18
Σ	823					
SΔ				54990,84		
IΔ						6326064,5

$$V' = S\Delta / B = 66,817546 \text{ cm}^3$$

$$IGA = I\Delta - S\Delta \times V' = 2651712 \text{ cm}^4$$

Section homogénéisée de la poutre mixte:

$$S_n = A + (B/n)$$

n	S _n
1E+30	823
6	2064,6667
15	1319,6667
18	1236,8889

Position du CDG de la section d'acier /section mixte:

$$C = 123,16$$

$$a_n = B \cdot C / n \cdot S_n$$

n	a _n
1E+30	1,115E-27
6	74,067
15	46,35221
18	41,211912

Position du CDG de la section du béton/section mixte:

$$b_n = A \cdot C / S_n$$

n	b _n
1E+30	123,16
6	49,093
15	76,80779
18	81,948088

moment d'inertie de la section mixte:

$$I_{G_{BA}} = I_a + (I_b/n) + (A \cdot B/n \cdot S) \cdot C^2$$

n	I _{G_{BA}}
1E+30	6326064,5
6	13879925
15	11042908
18	10518791

Caractéristiques géométriques de la section mixte:

N	1E+30	6	15	18
Sn(cm ²)	823	2064,667	1319,6667	1236,889
an(cm)	1,115E-27	74,067	46,35221	41,21191
bn(cm)	123,16	49,093	76,80779	81,94809
Ig(cm ⁴)	6326064,5	13879925	11042908	10518791
Vbn(cm)	133,58	59,513	87,22779	92,36809
Wb=I / Vb	47357,872	233225,1	126598,5	113879,1
Vsn(cm)	108,58	34,513	62,22779	67,36809
Ws=I / Vs	58261,784	402165,1	177459,42	156139,1
Vin(cm)	96,42	170,487	142,77221	137,6319
Wi=I / Vi	65609,464	81413,39	77346,338	76426,98

Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section:**a)Effet de retrait:**

$$\sigma_b = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\beta &= (B/15)/(A+B/15) = 0,376358 \\ W_{15} &= b_{15} \times B/15 = 38147,87 \\ M_{15} &= \sigma_b \times W_{15} = 2136281\end{aligned}$$

Contraintes résultantes:

$$\begin{aligned}\text{Dans le béton : } \sigma_{br} &= \sigma_b \cdot (1-\beta) - (M/W_b) = 18,04952 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} &= -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (M/W_s) = -496,7125 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Dans l'acier : } \sigma_{ir} &= -n \cdot \beta \cdot \sigma_b + n \cdot (M/W_i) = 98,15468 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Contraintes pondérées dues au retrait $\alpha=1,32$:

$$\begin{aligned}\sigma_{br} &= 23,825361 \text{ Kg/cm}^2. \\ \sigma_{sr} &= -655,6605 \text{ Kg/cm}^2. \\ \sigma_{ir} &= 129,56417 \text{ Kg/cm}^2.\end{aligned}$$

b) Effet de la différence entre la température de l'acier et le béton:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \pm 35 \text{ Kg/cm}^2. \\ \beta &= (B/6)/(A+B/6) = 0,601388. \\ W_6 &= b_6 \times B/6 = 95369,67.\end{aligned}$$

$$M6 = \sigma_b \times W6 = 3337939.$$

Contraintes résultantes:

Dans le béton : $\sigma_{bt} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) - (M/W_b) = -0,360686 \text{ Kg/cm}^2$

Dans l'acier : $\sigma_{st} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (M/W_s) = -176,0911 \text{ Kg/cm}^2$

Dans l'acier : $\sigma_{it} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b + n \cdot (M/W_i) = 119,7077 \text{ Kg/cm}^2$

Contraintes pondérées dues à $\Delta T \alpha=1,50$:

$$\left. \begin{array}{ll} \sigma_{bt} = & -0,541028 \\ \sigma_{st} = & -264,1366 \\ \sigma_{it} = & 179,56148 \end{array} \right\} \text{ pour } \sigma_{b0} = +35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{ll} \sigma_{bt} = & 0,5410283 \\ \sigma_{st} = & 264,13664 \\ \sigma_{it} = & -179,5615 \end{array} \right\} \text{ pour } \sigma_{b0} = -35 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de la résistance de la section:

$$\sigma_b = M/n \cdot W_b$$

$$\sigma_s = M/W_s$$

$$\sigma_i = -M/W_i$$

	N	M (t.m)	$\sigma_b(\text{Kg/cm}^2)$	$\sigma_s(\text{Kg/cm}^2)$	$\sigma_i (\text{Kg/cm}^2)$
CP	1E+30	714,52	1,509E-27	1226,396	-1089,05
CCP	18	196,15	9,5691181	125,6252	-256,6502
Surcharge	6	664,44	47,482027	165,2157	-816,1311
Retrait	15	/	23,825361	-655,6605	129,56417
$\Delta T(+14)$	15	/	-0,541028	-264,1366	179,56148
$\Delta T(-14)$	15	/	0,5410283	264,1366	-179,5615
contrainte max	/	/	80,335478	597,4395	-1852,706
contraintes admissibles	/	/	222	2366	2662

c'est vérifié

c'est vérifié

c'est vérifié

Vérification de la résistance de la section:

$$\tau_{\max} \leq \tau = 0,6\sigma_e = 21,3 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = T/(b \times e) = 5,568755 \text{ KN/cm}^2$$

c'est vérifié vis-à-vis du cisaillement.

4.4. Voilement des parois des poutres

4.4.1. Présentation du phénomène :

Les poutres métalliques ont des sections transversales ouvertes et sont constituées de parois (semelles et âmes). Ces parois, considérées isolément, sont des plaques (et non des poutres), compte tenu de leurs dimensions. Une plaque au sens de la résistance des matériaux est un corps plat dont les 2 dimensions dans le plan de la plaque, longueur et largeur, sont très grandes vis-à-vis de l'épaisseur. Par conséquent, les semelles et âmes des poutres ont un comportement de plaques. Si de plus, les épaisseurs de ces parois sont davantage plus faibles, elles ont alors un comportement de plaques minces et peuvent entraîner la ruine des poutres par instabilités locales dont le type est appelé : **voilement**.

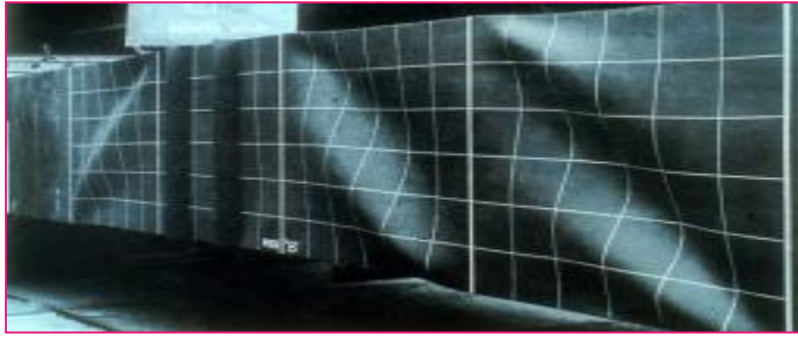


Fig : Voilement de l'âme et des semelles d'une poutre.

Une plaque mince et de grande surface telle que l'âme de la poutre d'un pont mixte doit présenter une sécurité vis-à-vis du voilement.

Les justifications reposent principalement sur -La théorie des contraintes critiques- correspondant au mode de sollicitation.

4.4.2. Contraintes critiques :

L'âme de la poutre est une plaque mince séparant la semelle supérieure de la semelle inférieure.

Les dimensions de l'âme sont : $a \times b \times l$

a : Distance entre entretoise.

b : Hauteur de l'âme.

l : Epaisseur de l'âme.

La flexion pure introduit dans la plaque des contraintes normales de compression dans la partie supérieure et des contraintes de traction dans la partie inférieure (moment positif).

L'étude de la stabilité par les méthodes de l'énergie par exemple conduit à définir une contrainte σ^* dite **contrainte critique de voilement**.

Théoriquement si ($\sigma > \sigma^*$) l'équilibre de la tôle vis-à-vis du voilement devient instable. Dans le cas d'un cisaillement pur, l'âme résiste jusqu'à ce que les contraintes obliques atteignent la limite élastique σ avec l'utilisation de l'énergie interne du système, on peut déterminer les contraintes critiques σ^* et τ^* .

$$\sigma^* = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{1}{b}\right)^2 \times K_\sigma = \sigma_c \times K_\sigma$$

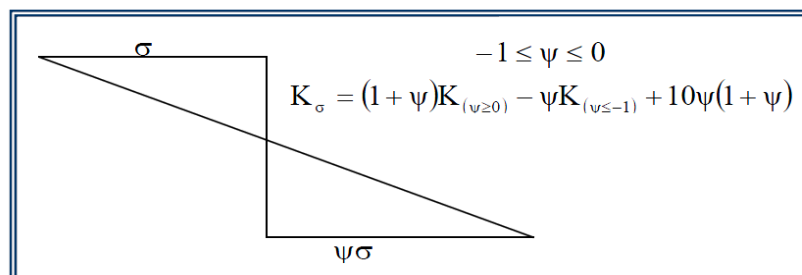
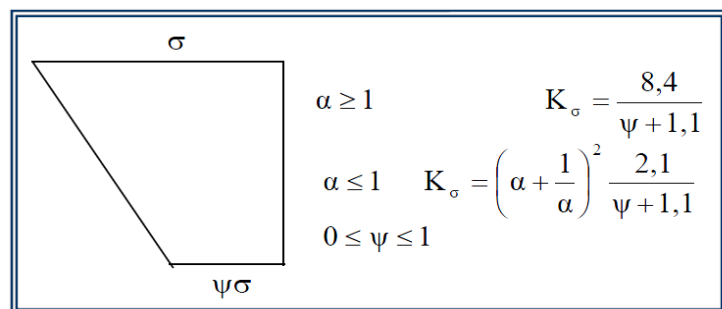
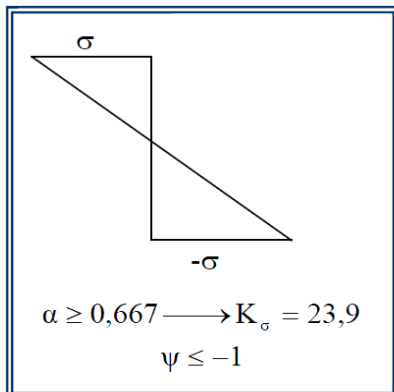
Avec :

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{1}{b}\right)^2 \times K_\sigma \begin{cases} \nu = 0,3 : \text{coeff de poisson} \\ E = 2.10^5 \text{ Mpa} : \text{module d'élasticité de l'acier} \end{cases}$$

$$\tau^* = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{1}{b}\right)^2 \times K_\tau = \sigma_c \times K_\tau$$

- Les valeurs des coefficients K_σ et K_τ pour les différentes sollicitations affectant un panneau non raidi et supposé articulé sur les 4 bords sont données ci-après.

K_σ : tient compte du diagramme des contraintes.

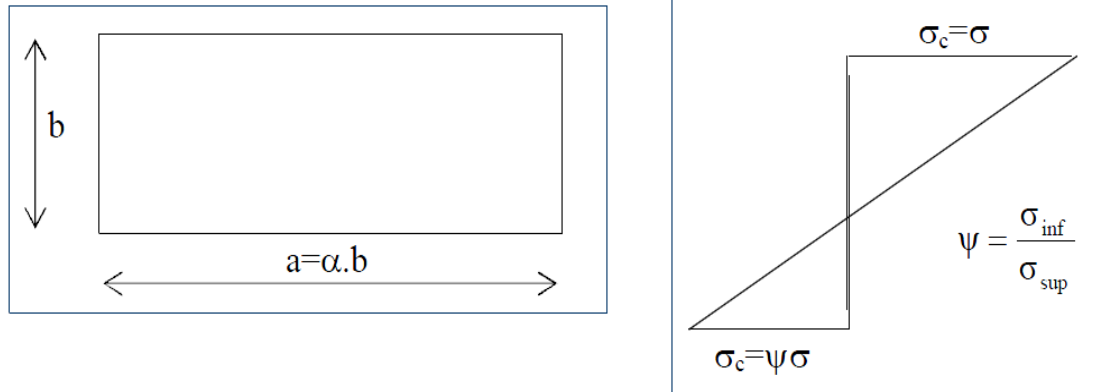


$$\alpha \geq 1 \rightarrow K_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$$

Cisaillement τ :

$$\alpha \leq 1 \rightarrow K_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$$

*Remarque : Les valeurs K_{σ} et K_{τ} ci-dessus concernent un panneau non raidi et articles les bords. Le paramètre ψ étant le rapport de la contrainte de traction σ_{inf} sur la contrainte de compression σ_{sup} .



4.4.3. Principe de vérification :

Cette vérification est basée sur la méthode des ‘raidisseurs rigides’ qui suppose que chaque panneau est bordé par des lignes indéformables dans le cas où ces lignes sont constituées par les semelles des poutres principales et les montants d’entretoises, on dit que c’est un ‘panneau d’ensemble’, par contre, si le panneau est bordé de raidisseurs rigides (verticaux ou horizontaux), alors c’est ‘un panneau élémentaire’.

La stabilité de chacun de ces panneaux, supposés simplement appuyés sur leurs bords, sera justifiée de la même manière.

La méthode des raidisseurs rigides présente dans l’Article 18-3 du Titre V de CPC pourra tout de même être utilisée.

Pour chaque panneau supposé articulé à ses bords, on doit vérifier que :

$$(S_{\sigma} \sigma / \sigma^*)^2 + (\tau / \tau^*)^2 \leq 1.8$$

Avec : σ et τ Contraintes de compression et de cisaillement évaluées à mi-distance entre les raidisseurs principaux σ^* et τ^* , contraintes critiques du panneau élémentaire.

$$\begin{aligned} S_{\sigma} &= 1.8 & \text{si } \Psi &= 1. \\ S_{\sigma} &= 1.4 + 0.4 \Psi & \text{si } -1 \leq \Psi \leq 1. \\ S_{\sigma} &= 1 & \text{si } \Psi \leq -1. \end{aligned}$$

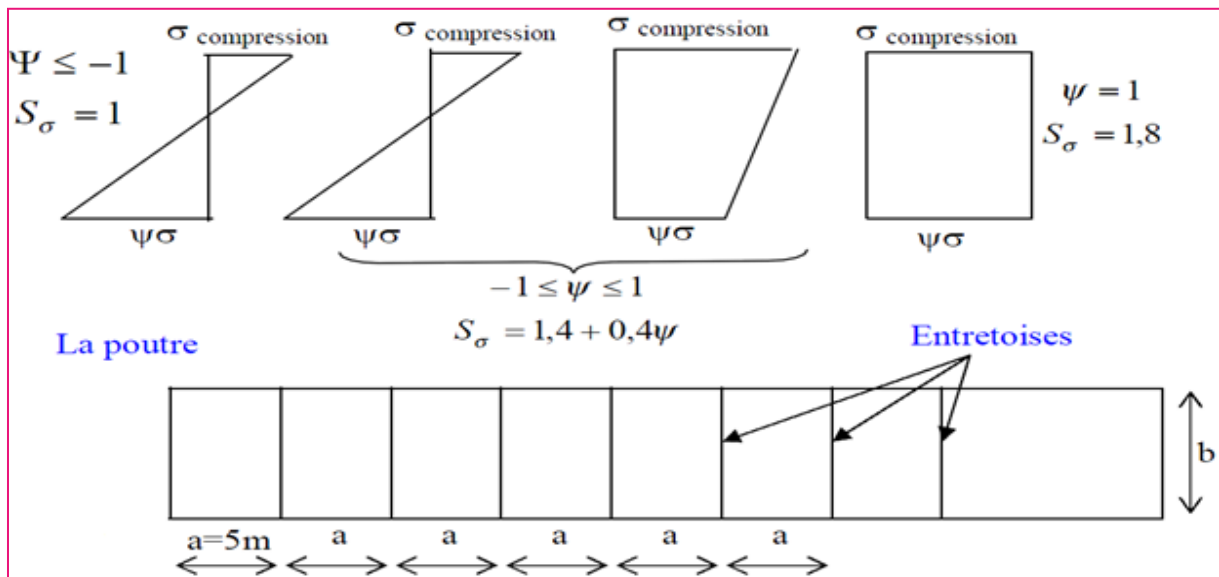


Fig : Les coefficients $S_\sigma \psi$ en fonction des contraintes

Vérification au voilement de l'âme de la poutre:

$$\begin{aligned}
 a &= 500 \text{ cm} \\
 b &= 195 \text{ cm} \\
 t &= 1,4 \text{ cm} \\
 \alpha &= a/b = 2,5641026 \\
 Kt &= 5,34 + (4/\alpha^2) = 5,9514 \\
 \sigma_c &= [\pi^2 \cdot E / 12 \cdot (1 - \nu^2)] \times (t/b)^2 = 97,733354 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \tau^* &= Kt \cdot \sigma_c = 581,65028 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \tau_{\max} &= 556,87546 \text{ Kg/cm}^2 \\
 (\tau/\tau^*)^2 &= 0,9166262 \\
 \sigma_s &= 597,43945 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \sigma_i &= -1852,706 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \psi &= \sigma_i / \sigma_s = -3,101077 \\
 S_\sigma &= 1 \\
 K_\sigma &= 23,9 \\
 \sigma^* &= 2335,8272 \\
 S_\sigma \cdot (\sigma/\sigma^*)^2 &= 0,0654194 \\
 (\tau/\tau^*)^2 + S_\sigma \cdot (\sigma/\sigma^*)^2 &= 0,982046 \\
 \text{valeur admissible} &= 1,8 \\
 &\text{c'est vérifié}
 \end{aligned}$$

Conclusion :

Le voilement étant vérifié il n'est donc pas nécessaire de mettre des raidisseurs d'âme.

4.5. Vérification de la poutre au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumise à la flexion.

Il se manifeste par la tendance naturelle des fibres comprimées de la section fléchie d'un élément à se dérober sous la contrainte en s'échappant dans un plan perpendiculaire au plan de cette contrainte. Il est caractérisé par :

- déformation latéral de l'aile comprimée.
- Une rotation de la section par rapport au l'axe longitudinal de la pièce.

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

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

- On admet que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma^* f)$$

σ^* : Contrainte critique de déversement.

$$f(\sigma^* f) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \times \frac{\sigma_e}{\sigma^* f} \right) \text{ si } \sigma_f^* \geq 0.75 \sigma_e$$

$$f(\sigma_f) = 0.66 \cdot \sigma_f^* \text{ si } \sigma_f^* \leq 0.66 \sigma_e$$

Le moment critique de déversement :

$$M^* = \frac{m_1 \cdot m_2}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot K}$$

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

Pour une charge uniformément répartie :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a} \right]$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$$

$$a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{1}{b} \right)^2$$

Vérification au déversement de la poutre :**Caractéristiques géométriques de la section en acier:**

Désignation	B(cm²)	Z(cm)	z²(cm²)	SΔ=B,Z	I0(CM4)	IΔ	ti3	ai x ti3
semelle sup	250	106,08	11252,966	26520	520,83	2813762,4	125	6250
semelle inf	300	93,92	8820,9664	28176	625	2646914,9	27	1620
l'ame	273	1,08	1,1664	294,84	865068,75	865387,18	7414875	10380825
Aire	823							
SΔ				54990,84				
IΔ						6326064,5		10388695

$$V' = S\Delta / B = 66,817546 \text{ cm}$$

$$IGA = I\Delta - S\Delta \times V' = 2651712 \text{ cm}^4$$

I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axe YY' dans le plan de déversement.

B : Hauteur de la pièce (b = 205cm).

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

E : Module d'élasticité longitudinal = $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

G : Module d'élasticité transversale.

$$G = \frac{1}{2 \times (1 + \nu)} E = \frac{1}{2 \times (1 + 0,30)} 2,1 \times 10^6 = 0,8077 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification du déversement :

$$K = 1/3 \sum a_i \times t_i^3 = 3462898 \text{ cm}^4$$

$$a^2 = (4GK/EIGA) \cdot (L/b)^2 = 11,94153$$

$$a = 3,4556519$$

$$m1 = 3,54 \cdot [\sqrt{(1 + 2,1/a^2)} - 1,45/a] = 2,3532748$$

$$m2 = \sqrt{(1 + \pi^2/a^2)} = 1,3511685$$

$$M^* = (m1 \times m2 / L) \cdot \sqrt{(E \cdot I_y \cdot G \cdot K)} = 2,509E+10 \text{ kg/cm} \quad 2508658,7 \text{ t/mm}$$

$$\sigma^* f = M^* / W_s = 0,0430584 \text{ t/mm}$$

$$0,75 \times \sigma_e = 0,026625 \text{ t/mm}$$

$$f(\sigma^* f) = \sigma_e \cdot (1 - 0,375 \cdot \sigma_e / \sigma^* f) = 0,0245244 \text{ t/mm}$$

$$\sigma f = (M / W_s) = 0,0051772 \text{ t/mm}$$

$$\sigma f < f(\sigma^* f)$$

c'est vérifié

4.6. Calcul des Déformations :

Les déformations dues au moment de flexion sont généralement prépondérantes et sont le plus souvent seules prises en compte. Elles sont déterminées par les méthodes de la résistance des matériaux.

La flèche est donnée par la méthode de double intégral :

$$EIY'' = -M$$

Avec :

E : module d'élasticité de l'acier = 2.1×10^5 Mpa.

I : inertie de la section mixte

Y'' : la courbure (la deuxième dérivée de la flèche).

M : le moment fléchissant.

Donc on donne aux poutres une contre flèche calculée y.

La flèche maximale se trouve au droit de la section où le moment est max.

le calcul des flèches se fera sur une seule travée (49m) du fait de l'isostaticité du pont

Les moments max s'exerçant sur chaque poutre est donné par le logiciel robot 2010

- **Charge permanente:**

Sous Cp (avant durcissement du béton $n=\infty$)

$$f = \frac{M_{\max} L^2}{9.6 EI} = \frac{714.52 \times (49^2)}{9.6 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.0632} = 13.46 \text{ cm.}$$

$$Y_{CP} = 13.46 \text{ cm.}$$

- **La charge CCP :**

Sous Ccp (après durcissement du béton $n=18$)

$$f = \frac{M_{\max} L^2}{9.6 EI} = \frac{196.15 \times (49^2)}{9.6 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.105} = 2.22 \text{ cm.}$$

$$Y_{CCP} = 2.22 \text{ cm.}$$

- **Surcharge de trottoir : ($n=6$)**

$$f = \frac{M_{\max} L^2}{9.6 EI} = \frac{11.16 \times (49^2)}{9.6 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.138} = 0.01 \text{ cm}$$

$$Y_{TR} = 0.01 \text{ cm.}$$

- **Convoi D240 :**

$$Y_{D240} = 12 \text{ cm.}$$

La flèche maximum:

$$Y = 27.7 \text{ cm}$$

Selon L'EN 1990/A1 , les combinaisons des charges à prendre en compte pour la détermination de pré contre fléchage doivent être définies pour chaque projet .par exemple, le DIN FB pour structure composite (DIN FB 104 ,2009) recommande la combinaison des charges permanentes .

Il est important de noter que pour la définition d'un contre fléchage, une déformation réaliste de la construction est cruciale, cela ouvre le choix du module de Young ainsi que la considération du béton fissuré (raidissement en traction du béton).

$$Y=16\text{cm}$$

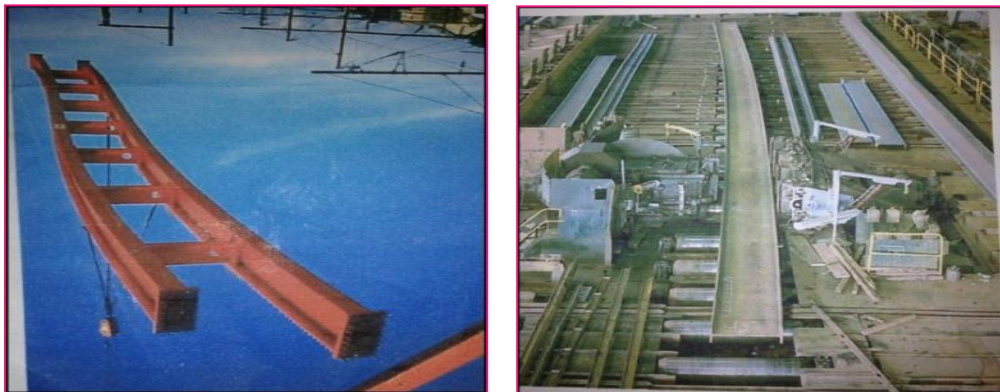


Fig:Contre-fléchage de la poutre d'acier

4.6. Calcul de la dalle :

a) Fonctionnement :

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

Le calcul des sollicitations dans la dalle a été effectué par le logiciel ROBOT 2010 à l'aide des coupes longitudinales ou transversales.

Le ferrailage sera calculé dans les deux sens pour 1m linéaire de dalle.

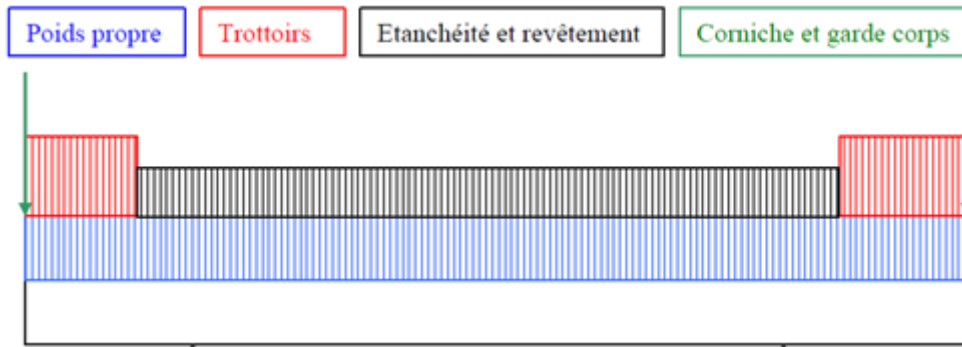


Fig : Répartition des charges sur la dalle

b) La modélisation de la dalle :

On a une dalle de 20cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm d'épaisseur.

On va étudier une section rectangulaire en flexion simple, on aura le moment transversal le plus défavorable sous combinaisons (par le logiciel ROBOT).

La dalle est modélisée comme une poutre supportée par 5 appuis (les poutres principales) dans le sens transversal.

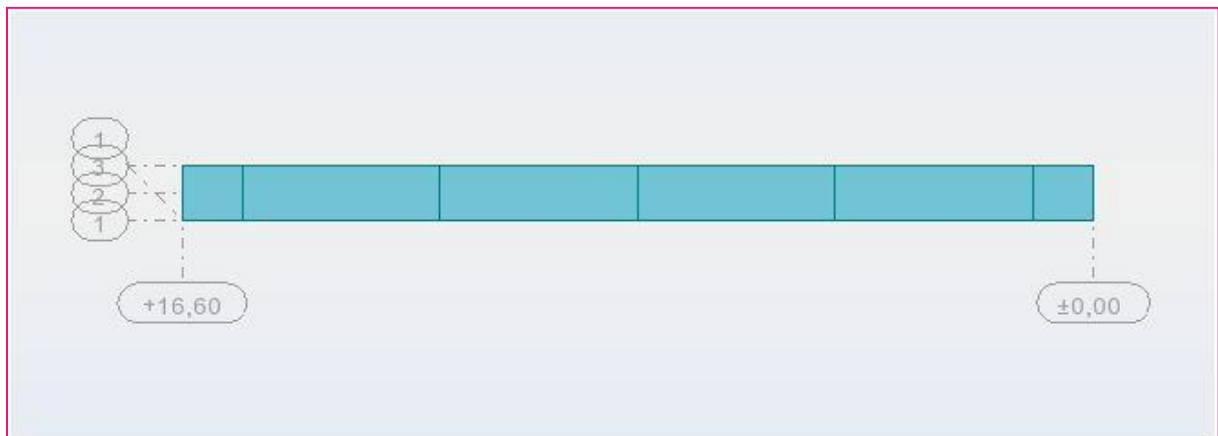


Fig : Modélisation de la dalle.

Pour la détermination, des moments maximums on prend en considération les combinaisons suivantes à l'ELS :

- 1) $G + 1,2 (A(L) + ST)$.
- 2) $G + 1,2 (B_C + ST)$.
- 3) $G + 1,2 (B_t + ST)$.
- 4) $G + D240$.

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales, les moments maximums sont représentés dans le tableau suivant :

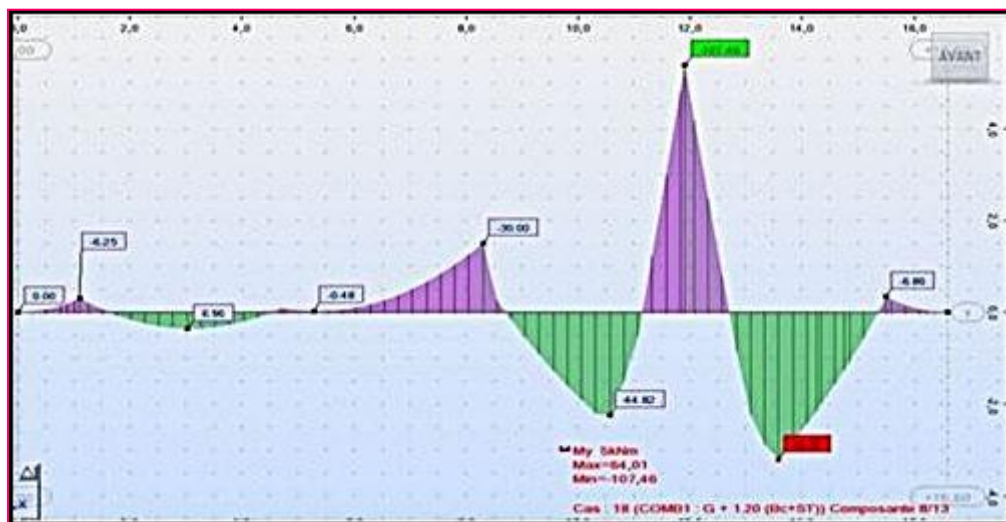
Désignation	En travée (kn.m)	Sur appui (kn.m)
G +1,2 (A(L) +ST)	11,43	-18,4
G +1,2 (B _{C'4voies} +ST)	94,4	-107,46
G + MC120	53,03	-67,45
G+D240	7,34	-9,97

Tab : combinaisons sur appuis et en travée (Kn.m)

Après avoir déterminé les moments transversaux, le moment maximum est donné par :

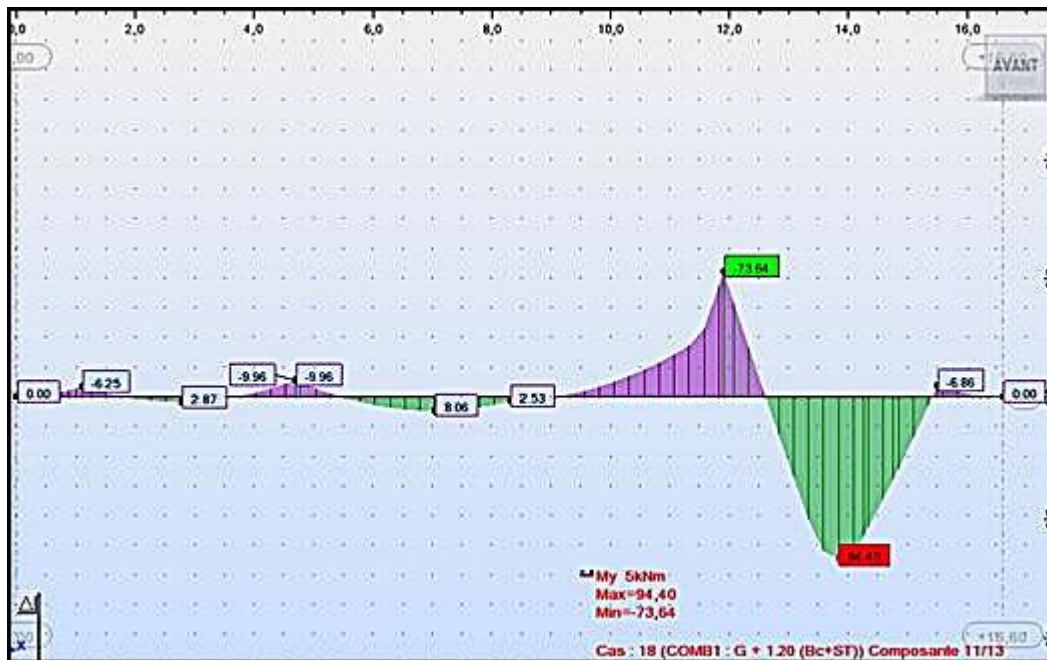
La combinaison 2, sur appui.

$M_{\max} = -107,46 \text{ KN.m/ml.}$



Le moment maximum est donné par la combinaison 2, En travée :

$$M_{\max.} = 94,40 \text{ KN.m/ml}$$



4.7.1 Ferrailage transversal de la dalle :

- Hypothèses de calculs :

Matériaux :

Béton B35

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$;

Arm Acier HA Fe E400 , $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Enrobage des aciers : $c = 3 \text{ cm}$.

Nous nous placerons dans le cas de fissuration préjudiciable. Nous allons mener les calculs des aires d'acier nécessaires à l'ELS. Nous retiendrons l'aire d'acier maximale pour chacune des sections S1 et S2.

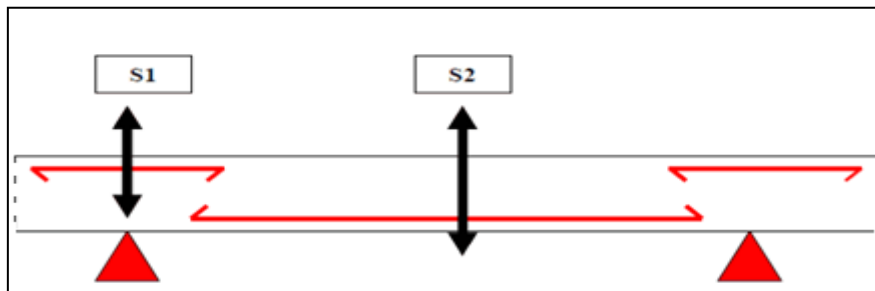


Fig: Disposition des armatures transversales correspond aux sollicitations maximums.

En section S2 :

➤ En travée (Fibres inférieures tendues) :

$$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{n f_{tj}})\right\} \text{ en cas de fissuration préjudiciable.}$$

Remarque : Fissuration préjudiciable, donc le ferrailage doit se faire à l'ELS.

avec : $n = 1.6$;

$$F_{tj} = 2.7 \text{ MPa ;}$$

$$\sigma_s = 266.66 \text{ MPa ;}$$

$$\bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}} \quad \text{avec } M_{ser} = 94,40 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{ser} = \frac{0.094}{1 \times 0.18^2 \times 21} = 0.138$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 266.66} = 0.5415$$

$$\mu_{rb} = 0.5\alpha_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.2218$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rb} \rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.147 \text{ m}$$

$$A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{z\sigma_s} = 23.98 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{0.23.f_t.b.d}{f_e}$$

Pour une section de $100 \times 20 \text{ cm}^2$ on a :

$$A_s \geq 2,80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 23.98 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On adopte le ferrailage suivant :

8HA20/ml, St = 12.5cm.

En section S1**➤ Sur appui (Fibres supérieures tendues) :**

$$M_{\text{ser-app}} = 107,46 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{0,10746}{1 \times 0.18^2 \times 21} = 0.158 ;$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 266.66} = 0.5415 ;$$

$$\mu_{\text{rb}} = 0.2218 ;$$

$$\mu_{\text{ser}} < \mu_{\text{rb}} \rightarrow A'_{\text{ser}} = 0 ;$$

$$z = 0.147 \text{ m} ;$$

$$A_{\text{sser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \sigma_s} = 38.47 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{0,23.f_t.b.d}{f_e}$$

Pour une section de $100 \times 20 \text{ cm}^2$ on a :

$$A_s \geq 2,80 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_s = 38,47 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On adopte le ferrailage suivant :

8HA25/ml, $St = 12.5 \text{ cm}$ avec $A_s = 38,80 \text{ cm}^2$.

4.7.2. Ferrailage longitudinal de la dalle:

Les armatures longitudinales sont des armatures de répartition leur section est égale à $1/3$ de la section des armatures transversales :

$$\text{- Armatures inférieures : } A_t = A_s/3 = 7.99 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : 7HA14 /ml ; $St = 15 \text{ cm}$.

$$\text{- Armatures supérieures : } A_r = A_s/3 = 11.23 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : 7HA16 /ml ; $St = 15 \text{ cm}$.

Les figures ci-dessous schématisent la disposition du ferrailage dans les deux sens :

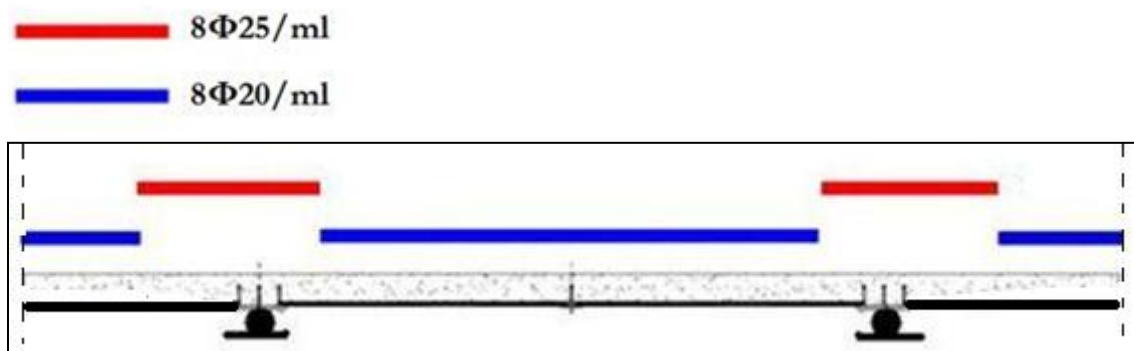


Fig: Disposition du ferrailage dans le sens transversal.

4.8. Calcul des entretoises :

Définition :

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi qu'un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type Fe E360, ayant une limite élastique égale à 355 MPa.

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises découlent d'un calcul électronique donné par le logiciel de calcul **robot 2010**.

4.8.1. Les entretoises intermédiaires :

Leur rôle est d'assurer la stabilité des poutres au déversement et au voilement, dans les ponts mixtes l'espacement entre deux entretoises est d'environ 5m.



Fig : Entretoise intermédiaire

L'entretoise courante est un **IPE 500**.

Semelle: 200 x 16; $A = 116 \text{ cm}^2$

Ame: 468 x 10.2; $I = 48200 \text{ cm}^4$; $I/v = 1930 \text{ cm}^3$

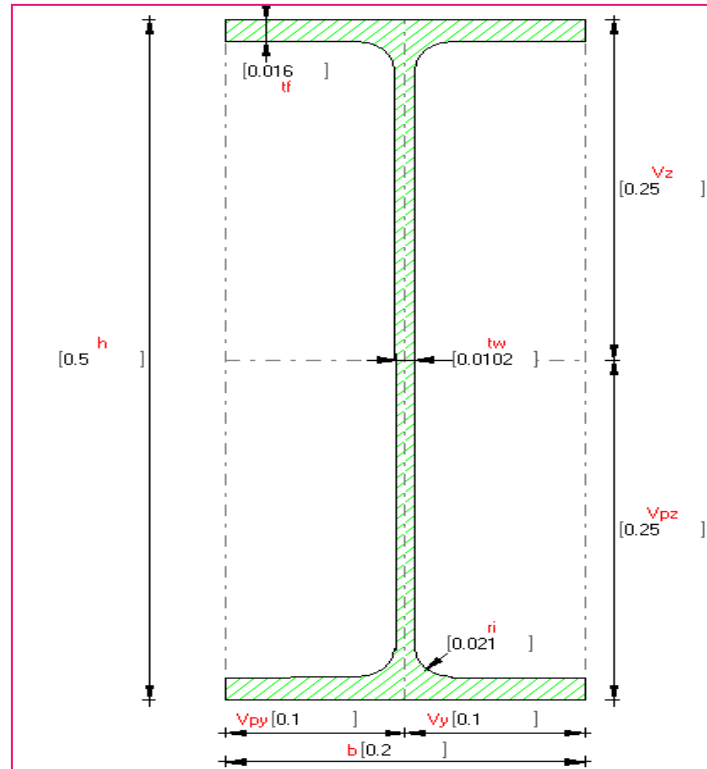
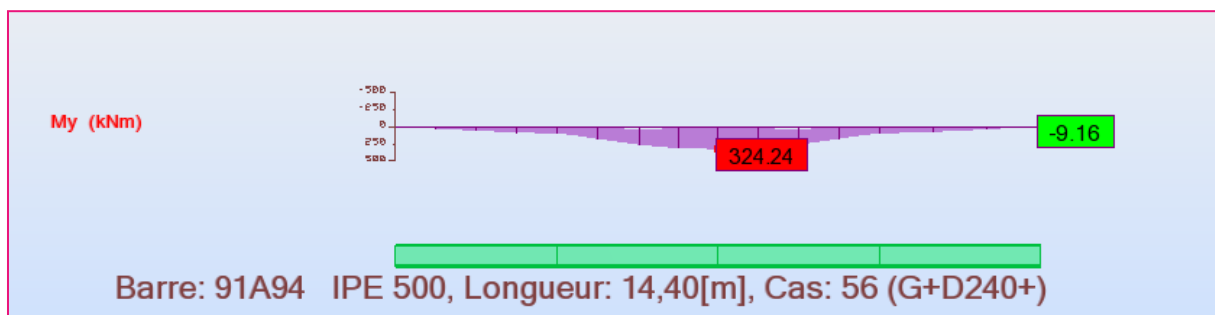


Fig: Dimensions de l'entretoise intermédiaire

Les résultats de l'effort tranchant et du moment transversal max sont les suivants :

$T_{\max} = 106.8 \text{ KN}$.

$M_{\max} = 324.2 \text{ KN.m}$.



Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{\Omega_{Ame}} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times 3550 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = T_{\max} / \Omega_{Ame} = 106.8 \times 10^2 / 43.45 = 245.9 \text{ kg/cm}^2 < 2130 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

Vérification de contraintes :

$$\sigma = \frac{M}{(I/V)} < \bar{\sigma}$$

$$\sigma = 324.24 \times 10^4 / 1930 = 1680 \text{ kg/cm}^2 < 3550 \text{ kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

Vérification au voilement :

a (cm)	360
b (cm)	42,6
t (cm)	1,02
$\alpha = a/b$	8,4507042
$K\tau = 5,34 + (4/\alpha^2)$	5,3990111
$\sigma_c = [\pi^2 \cdot E / 12 \cdot (1 - \nu^2)] \times (t/b)^2$	1087.01891
$\tau^* = K\tau \cdot \sigma_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	5868,8272
$\tau_{\max} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	429,65886
$(\tau/\tau^*)^2$	0,0053598
$\psi = \sigma_i / \sigma_s$	-1
$S\sigma$	1
$K\sigma$	23,9
σ^*	25979,752
$S\sigma \cdot (\sigma/\sigma^*)^2$	0,0007901
$(\tau/\tau^*)^2 + S\sigma \cdot (\sigma/\sigma^*)^2$	0,0061498
valeur admissible	1,8

c'est
vérifié

Donc le voilement n'est pas à craindre.

4.8.2 Les entretoises d'about :

Les entretoises d'about sont des poutres transversales, aux niveaux des appuis elles sont sollicitées par les cas de charges suivants :

- Les efforts transmis par le tablier.
- Les efforts de vérinage du tablier lors du changement des appareils d'appuis.

Entretoise sur appuis :

Le schéma statique de ces entretoises est défini par la permanence des efforts du tablier (somme des 5 réactions d'appuis sous charge permanente du tablier) et parfois par le vérinage (4 forces de soulèvement des vérins).

L'entretoise courante est un **IPE 75022**.

Semelle: 269 x 29.5 ; A = 283.4 cm²

Ame: 685 x 17 ; I = 278205 cm⁴ ; I/v = 7151.8 cm³.

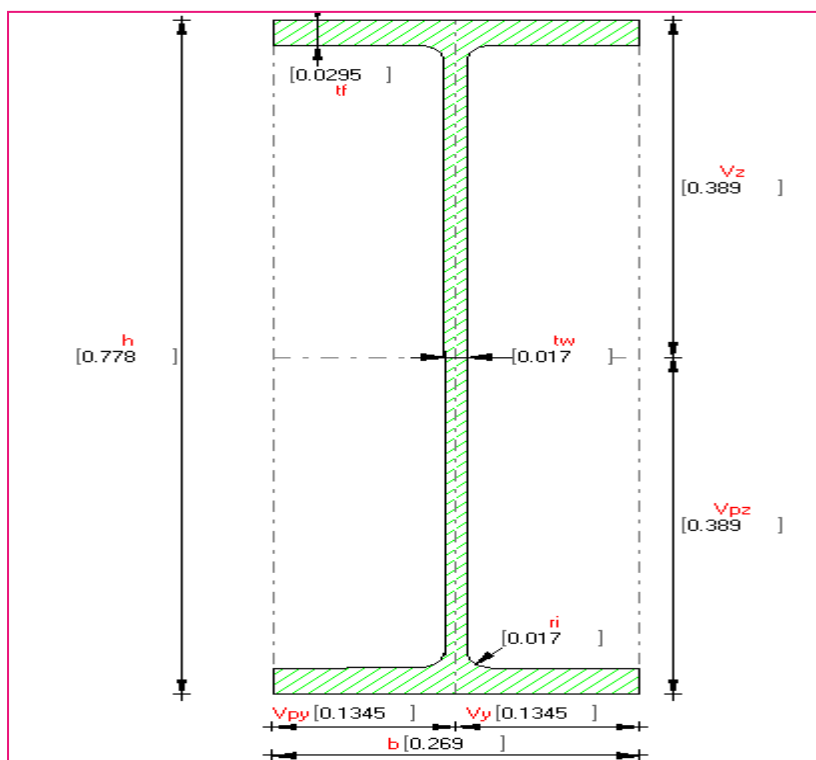
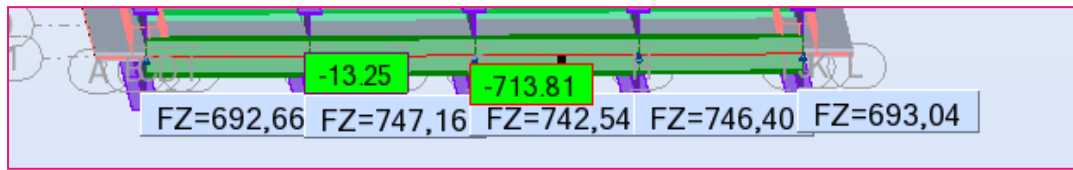


Fig : Dimensions IPE 75022.

Le poids propre du tablier est égale à 761.77 t .

$R_{\max} = 76.16$ t (calculs manuels).

* le logiciel nous donne une réaction d'appuis maximale du au poids propre de 74.7 t *



$$M_{\max} = 76.16 \times 1.8 = 137.088 \text{ t.m.}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{\Omega_{Ame}} \leq \overline{\tau}$$

$$\overline{\tau} = 0.6 \times 3550 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = T_{\max} / \Omega_{ame} = 76.16 / 0.0116 = 6540.14 \text{ t/m}^2 = 654.014 \text{ kg/cm}^2 < 2130 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

Vérification de contraintes :

$$\sigma = \frac{M}{(I/V)} < \overline{\sigma}$$

$$\sigma = 137.088 / 7.15 \times 10^{-3} = 19173.14 \text{ t/m}^2 = 1917.314 \text{ kg/cm}^2 < 3550 \text{ kg/cm}^2$$

C'est vérifié.

4.9. Etude de l'assemblage par soudage :

Assemblage :

C'est la Solidarisation de pièces élémentaires pour constituer une pièce plus longue ou plus complexe ou une partie d'ouvrage.

Pendant cette étape, les pièces débitées (semelles, âme, raidisseurs) sont assemblées en atelier pour donner la forme aux poutres constitutives du Viaduc,

Soudage :

C'est l'étape principale où les éléments assemblés auparavant sont soudés et finis, y compris le soudage des connecteurs sur les semelles supérieures des PRS.

Quelques notions sur le soudage:

L'opération de soudage par **fusion avec fil-électrode fusible** consiste à faire fondre un métal d'apport en même temps que les plats ou les profilés à assembler. et ce en vue d'élaborer un joint qui doit présenter une structure métallurgique et des propriétés mécaniques au moins égales à celles du métal de base et de réduire les contraintes résiduelles de soudage.

Les avantages du soudage, par rapport aux autres techniques d'assemblage sont:

- La continuité métallique de la pièce, lui conférant ainsi des caractéristiques au niveau de l'assemblage, équivalentes à celles du métal.
- La réponse à des sollicitations élevées,
- La durabilité (insensible aux variations de température et aux conditions climatiques)
- La garantie l'étanchéité de la pièce soudée.

L'acier est le métal le plus facile à souder car on peut utiliser avec lui toute la gamme des procédés de soudage. Un soudage de qualité est celui qui trouve la bonne adéquation entre nuance et qualité d'acier, métal d'apport, procédé de soudage et les exigences par rapport au produit final.

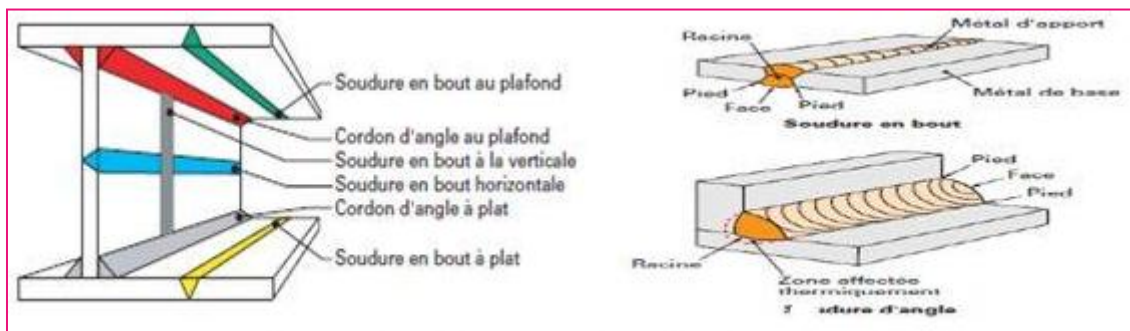


Fig : Terminologie des cordons selon la position de sondage.

Procédure de soudage :

Les procédés utilisés peuvent être classés en trois catégories :

- le soudage manuel qui reste le seul moyen possible pour réaliser des soudures dont l'accès est difficile ou de petite longueur ;
- le soudage semi-automatique (avancement automatique de l'électrode avec une torche tenue à la main). C'est celui qui est appliqué de manière générale ;
- le soudage automatique (la tête de soudage est montée, soit sur un chariot dont l'avancement est automatique, soit sur un robot de soudage). Il s'applique surtout aux soudures continues d'une certaine longueur : assemblage âme – semelles des profilés reconstitués soudés (PRS) par exemple.

Pendant son refroidissement, le métal chaud de la zone de soudage se contracte, conduisant au développement de retrait dans le joint. La contraction étant gênée par le métal froid qui entoure le joint, les contraintes qui se développent, supérieures à la limite d'élasticité, créent des déformations plastiques. Cela peut amener une déformation ou même une instabilité locale.

Trois types de retrait sont présents : le retrait longitudinal, le retrait transversal et le retrait combiné:

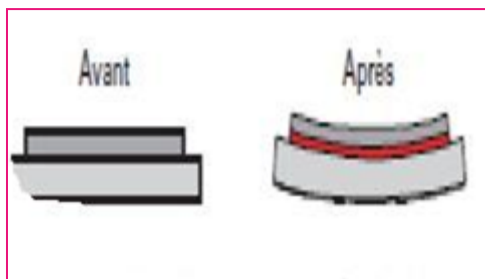


Fig: Effet retrait longitudinal.

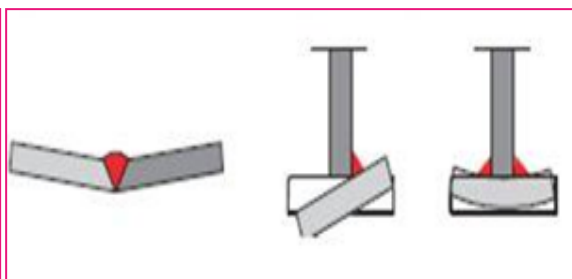


Fig: Effet retrait transversal .

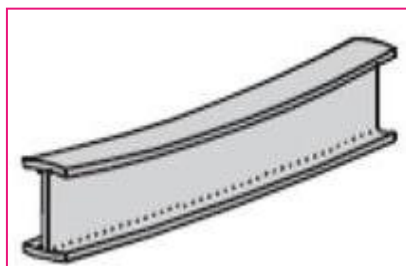


Fig: Effets du retrait longitudinal et du retrait transversal combinés.

Les différents types de soudure sont :

- Soudures à cordon d'angle

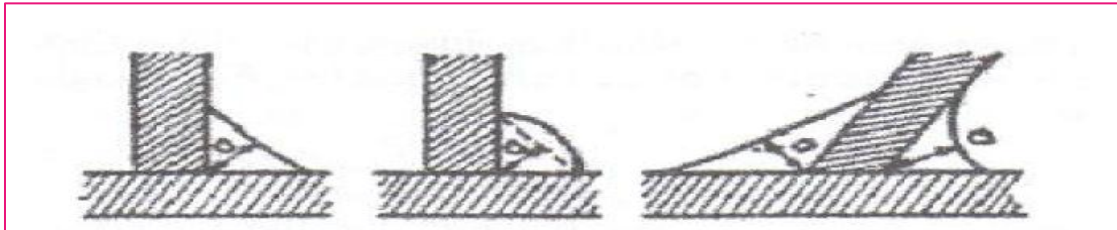


Fig : Soudures à cordon d'angle

Les soudures à cordon d'angle peuvent être utilisées pour relier des parties ayant un angle compris entre 60° et 120° [8].

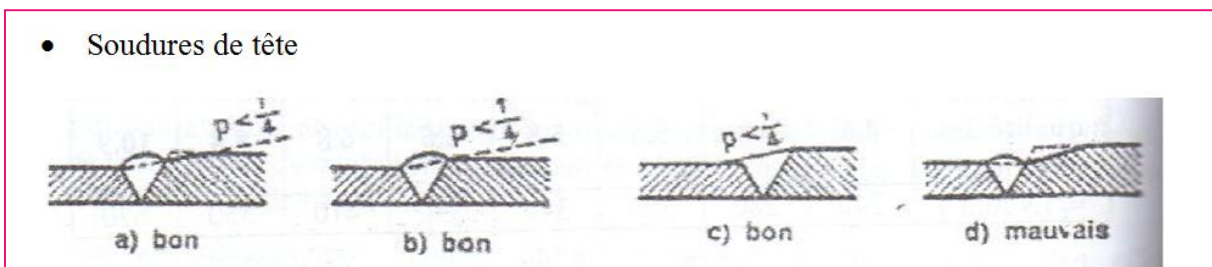


Fig : Soudures à cordon d'angle

. Connecteurs à cisaillement: Goujons

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

Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

On distingue plusieurs genres de connexion se différenciant par leur mode de fonctionnement; Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type Goujons.

Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique. La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

Pour le calcul des goudons (nombre et espacement), on se référera à la section la plus sollicitée par l'effort coulissement soit sur pile.

4.10. Les Connecteurs :

Les connecteurs sont les organes qui assurent la liaison acier-béton, ils doivent reprendre les efforts de glissement relatifs aux deux matériaux en contact mais aussi le soulèvement relatif ils sont ancrés dans le béton par adhérence et fixés à la membrure de la poutre par soudure ils doivent assurer une liaison aussi continue que possible entre les matériaux, aussi doit-on disposer à cet effet un grand nombre de petits connecteurs dont l'espacement ne dépasse pas 3 fois l'épaisseur de la dalle.

Il existe plusieurs types de connecteurs :

-Goudons à tête :

Il s'agit des connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode, la tête de goudon permet d'empêcher l'arrachement de celui-ci et le soulèvement de la dalle de béton, c'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue.

-Butées :

Il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métalliques, qui ne permettent pas la redistribution des efforts rasants.

-Equerres en acier façonné à froid :

il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage froid au pistolet, ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiment. Il existe encore d'autres façons de réaliser la connexion entre l'acier et le béton (par exemple des boulons précontraints ou des ancrages réalisés à l'aide de barres d'armature). L'emploi des goudons à tête est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose. de plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toute les directions.

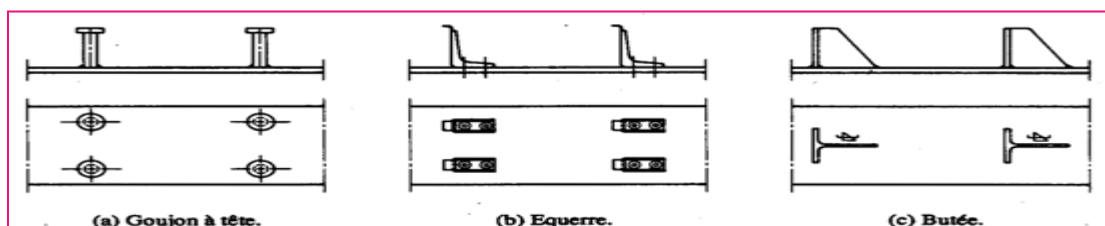


Fig: type de connecteurs

Calcul des connecteurs :

-Principe du calcul :

Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs (espacement longitudinal). Les connecteurs sont soumis au glissement dû aux actions générées après prise du béton et sous le poids CCP des superstructures (équipements du tablier) et les différentes actions variables. Le nombre des connecteurs nécessaires sera déterminé à l'ELS et à l'ELU.

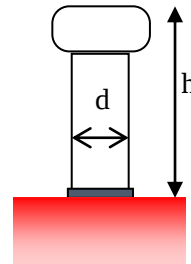
On utilise des goujons à tête ronde :

$d=22\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, limite élastique garantie : S 350 N/mm^2

$h_{\text{tête}} = 20 \text{ mm}$.

$d_{\text{tête}} = 35 \text{ mm}$.

$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$.



Les dimensions de goujon

Résistance de calcul d'un goujon à tête (Eurocode 1994-2):

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

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

$$P_{RK}^{(1)} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}$$

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

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{cj} E_{ij}}$$

f_u : La résistance ultime à la traction du matériau du goujon (ne doit pas excéder 500 MPa)

f_{cj} : La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge considéré.

E_{ij} : Module d'élasticité de béton.

h : La hauteur du goujon.

γ_v : Le coefficient partiel devant être pris égal à 1,25 pour les états limites ultimes.

$\alpha = 0,2(h/d + 1)$ Si $3 \leq h/d \leq 4$, sinon $\alpha = 1$

d : Le diamètre de la tige du goujon (compris entre 16 et 25 mm).

$$P_{RK}^{(1)} = 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times (0,022)^2}{4} = 0,1368 \text{ MN}.$$

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \times 1 \times (0,022)^2 \sqrt{35 \times 35982} = 0,157 \text{ MN}.$$

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

$$P_{RK} = \min(P_{RK}^{(1)}, P_{RK}^{(2)}) = 0,1368 \text{ MN}$$

La résistance de calcul :
$$P_{Rd} = \frac{P_{RK}}{\gamma_v} = \frac{0,1368}{1,25} = 0,1094 \text{ MN}$$

➤ À l'ELU : $P_{Rd(ELU)} = P_{Rd} = 0,1094 \text{ MN}.$
 À l'ELS : $P_{Rd(ELS)} = 0,6 P_{Rd} = 0,0656 \text{ MN}.$

Disposition constructives relatives à la connexion :

Les dispositions constructives suivantes s'appliquent pour les dalles coulées en place.

• **Critères liés à la poutre principale de charpente :**

De manière générale pour assurer un comportement mixte de la poutre, l'espacement longitudinal maximal entre les deux rangées de connecteurs successives est fixe à :

$$e_{\max} = \min(80 \text{ cm}, 4 h_b) .$$

Aussi il faut que les rangées de connecteurs soit suffisamment rapprochée pour l'empêcher de voiler entre 2 rangées successives. Cela se traduit par un critère supplémentaire sur $e_{\max}$:

$$\frac{e_{\max}}{t_f} \leq 22\varepsilon = 22 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

t_f : épaisseur de la semelle supérieure.

f_y : la limite élastique de l'acier de cette semelle.

Ce critère est complété par la donnée d'une distance maximal entre la rangée longitudinale de connecteurs la plus excentrée et le bord libre de la semelle supérieure comprimée, là encore pour éviter le voilement local de cette semelle le long de son bord libre :

$$\frac{e_D}{t_f} \leq 9\varepsilon .$$

Cette distance e_D ne doit pas non plus être trop faible pour assurer un soudage correct des goujons, il faut donc vérifier $e_D \geq 25 \text{ mm}$.

On a $t_f = 50 \text{ mm}$, $f_y = 335 \text{ MPa} \Rightarrow e_{\max} = 922 \text{ mm}$ et $e_{D,\max} = 377 \text{ mm}$.

• **Critères liés à la nature du connecteur :**

Les critères relatifs à la charpente principale donnent des espacements longitudinaux maximum à respecter, il existe des espacements minimum à respecter lorsque des goujons sont utilisés.

- dimensions de la tête de goujon :
 $h_{\text{tête}} \geq 0,4 d \Rightarrow 20 > 0,4 \times 22 = 8,8 \text{ mm}$ vérifié.
 $d_{\text{tête}} \geq 1,5 d \Rightarrow 35 > 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$ vérifié.
- $h \geq 3d \Rightarrow 150 > 3 \times 22$.

- Sens longitudinal : $e_{\text{min,long}} \geq 5d$
 $\Rightarrow e_{\text{min,long}} \geq 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$

- Sens transversal : $e_{\text{min}} \geq 2,5d$

$$\Rightarrow e_{\text{min,tran}} \geq 2,5 \times 22 = 55 \text{ mm}$$

$$e_{\text{min,tran}} = \frac{b}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ mm} > 55 \text{ mm} \text{ Vérifié.}$$

Principe de dimensionnement :

Lorsque le comportement de la structure demeure élastique dans une section donnée, chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal $V_{L, Ed}$ à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique.

$$V_{L, Ed} = \frac{V_{Sd} \times \mu_c}{I_m} \text{ avec :}$$

μ_c : est le moment statique de la dalle par rapport au centre de gravité de la section mixte

I_m : est le moment d'inertie de la section mixte.

$$\mu_c = \frac{b_{\text{eff}} \times h_b \times b_n}{n}$$

n : Coefficient d'équivalence qui remplace le béton par une section d'acier.

Compte tenu des variations du coefficient d'équivalence (donc des grandeurs μ_c et I_m mixte) avec les différentes actions et les phases de construction, le flux de cisaillement doit être calculé successivement sous chaque cas de charge et combiné ensuite avec les coefficients partiels de sécurité de l'état limite de service (combinaison caractéristique) et de l'état limite ultime.

Le flux de cisaillement final s'obtient en additionnant algébriquement les contributions de chaque cas de charge élémentaire et en respectant le phasage de construction.

- ❖ Dans toute section de tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement (**Selon l'Eurocode 04**).

On doit vérifier :

$$V_{L, Ed} \leq \frac{N}{e_{\text{long}}} P_{Rd}$$

e_{long} : L'espacement des rangées.

On place les rangées de connecteurs de $N=4$ goujons par rangée (4 files).

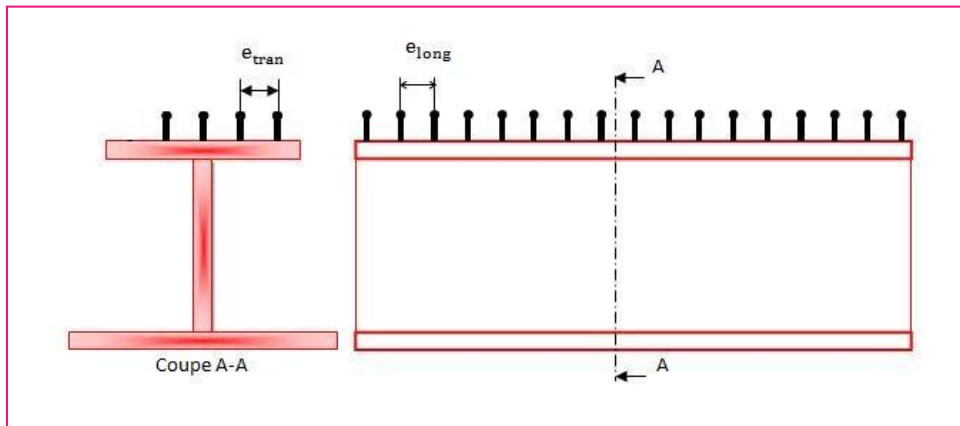


Fig : schéma statique représente la distribution des goujons.

n	∞	18	16
$S_n(\text{cm}^2)$	823	1236.88	2064.66
a (cm)	∞	41.21	74.06
b(cm)	123.16	31.94	49.06
$I(\text{cm}^4)$	6326064.527	10518791.5	13879924.8

- Caractéristique de la section mixte sur appui.

Dimensionnements sous l'ELS caractéristique :

Comme à l'ELS le comportement de la structure reste entièrement élastique, on détermine alors le flux de cisaillement par :

N	sollicitation	coefficient	Vsd (t)	Im(m4)	bn (m)	$\mu c(\text{m}^3)$	$V_{L,Ed}(\text{t/ml})$
∞	CP	1	56,08	0,0632	1,231	0	0
18	CCP	1	15,38	0,1051	0,819	0,032	4,68
6	D240	1	80,64	0,1388	0,49	0,058	33,89
							38,57

-Le calcul de flux de cisaillement à l'ELS

$$e_{\text{long}}(\text{ELS}) = \frac{n \times P_{Rd(\text{ELS})}}{V_{L,Ed}} = \frac{4 \times 0,0656}{0,385} = 68 \text{ cm} .$$

Dimensionnements sous l'ELU fondamental :

Quelque soit le comportement de l'ouvrage à l'ELU, le dimensionnement de la connexion débute par une analyse élastique du flux de cisaillement, calculé à partir des efforts tranchants à l'ELU et des caractéristique d'une section résistante non fissurée(élastique), en respectant le phasage.

N	sollicitation	coefficient	Vsd (t)	Im(m4)	bn (m)	μc (m3)	V _{L, d} (t/ml)
∞	CP	1 ,35	56,08	0,0632	1,231	0	0
18	CCP	1,35	15,38	0,1051	0,819	0,032	4,68
6	D240	1, 35	80,64	0,1388	0,49	0,058	33,89
							52,06

$$V_{L, Ed} \leq \frac{n}{e_{long}} P_{Rd(ELU)}$$

$$e_{long(ELU)} = \frac{4 \times P_{Rd(ELU)}}{\max V_{L, Ed}} = \frac{4 \times 0,1094}{0,520} = \mathbf{84 \text{ cm.}}$$

L'espacement qui reprend le flux de cisaillement :

$$e_{long} = \min (e_{long(ELU)} , e_{long(ELS)}) = \mathbf{68 \text{ cm.}}$$

LES EQUIPEMENTS DU TABLIER :

On désigne par équipement l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Trop souvent considérés comme des accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis à vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

5.1. Les appareils d'appuis

L'appareil d'appui est un élément vital qui assure une bonne transmission des efforts supportés par l'ossature aux fondations, son rôle est de donner un schéma de descente de charges dans les corps de pile et culée qui soit compatible avec les calculs. Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant les charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques :

- 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'appuis spéciaux.
- Appareil d'appui métallique.

Le choix des appareils d'appuis pour cet ouvrage correspond à un type spécial et complexe appelé ALGASFERON. Il s'agit d'appareils élasto-plastique composés d'un dissipateur d'énergie en C en acier et qui dissipe l'énergie par plastification. Entre les C, des disques de glissement en matériau Xlide sont placés. Ces appareils sont fixés au tablier à l'aide des plaques d'encrage et des boulons HR.

La vérification de ces éléments consiste à la détermination des forces maximales d'élasticité et de plasticité et il faut vérifier que la force sismique appliquée soit comprise entre les valeurs de ces deux forces.

Retenues antisismiques unidirectionnelles :

Elles empêchent le mouvement transversal et libèrent le mouvement longitudinal, sont placées au niveau de la pile et la pile culée (voir figures).

Retenues antisismiques multidirectionnelles :

Elles empêchent le mouvement transversal et longitudinal, sont placées au niveau de la culée.



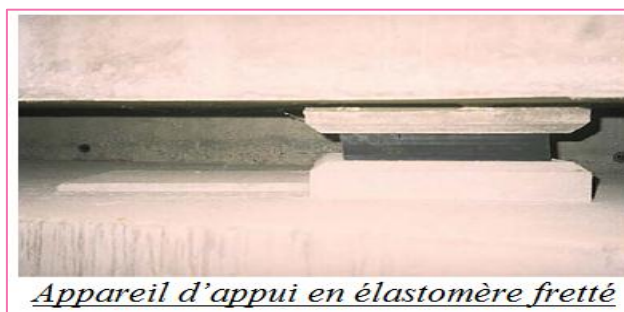
Fig: Photo réelle des retenus antisismiques sur culée.



Fig : Retenue antisismique transversales sur pile

N.B : Vu la complexité de ces appareils d'appuis de point de vue dimensionnement et vérification qui nécessite beaucoup de temps pour son élaboration, pour notre étude, on opte pour un autre dispositif qui est moins complexe. Ce dispositif sera abordé dans le paragraphe suivant.

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère, fretté. Ils sont constitués 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 étant obtenue par "adhésion" au moment de la vulcanisation. Ils présentent une meilleure déformabilité : en effet, ils reprennent élastiquement les efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations ; leur coût faible à moyen faible associé à la relative facilité de manipulation incite les projeteurs à les utiliser.



Appareil d'appui en élastomère fretté

Fig : constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté

Dimensionnement des appareils d'appuis:

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

- sous force horizontale τ_H .
- sous rotation τ_α .

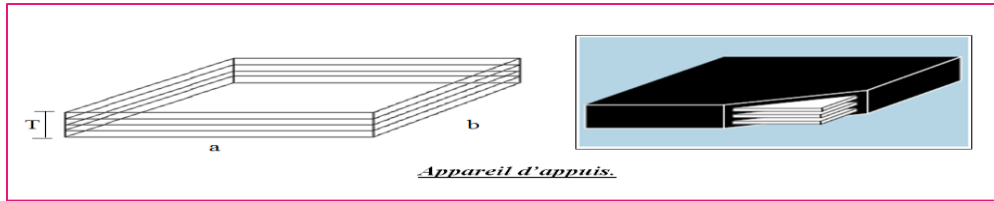


Fig : Dimension d'appareil d'appui

a- Compression :

Sous l'effet d'un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

La valeur maximale de ces contraintes vaut :

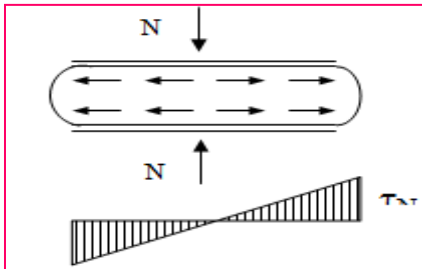


Fig : Cisaillement dû à un effort normal

σ_m : Contrainte moyenne de compression.

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{B} \quad \text{Contrainte de cisaillement.}$$

$$B = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} \quad \text{Coefficient de forme.}$$

a : dimension en plan de côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : dimension en plan de côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b- Distorsion:

La distribution des contraintes est uniforme deux cas de déformation qui se présentent :

Déformation lente U_1 (retrait, fluage, température) :

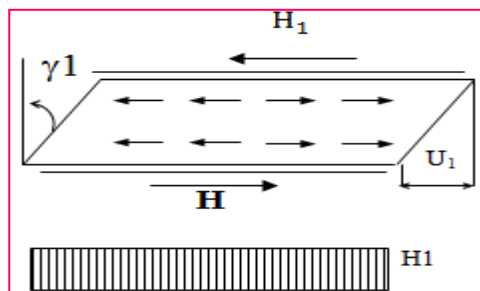


Fig : Déformation dû au retrait fluage et température.

La déformation de l'appareil est lente (dilatation....) est connue ce qui permet de déterminer l'angle de distorsion.

$$\operatorname{tg}_{\gamma_1} = \frac{U_1}{T} \quad \tau_{H1} = G \times \operatorname{tg}_{\gamma_1}$$

$$H_1 = a \times b \times \tau_{H1} = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T}$$

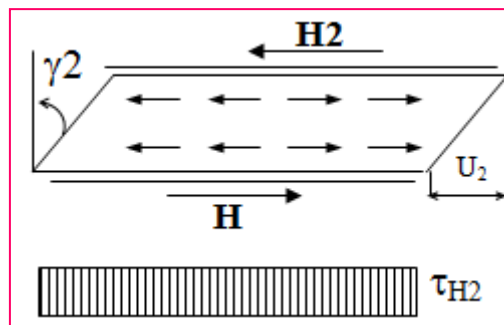
$$\tau_{H1} = \frac{G U_1}{T} \quad \text{Avec :}$$

G : module d'élasticité transversale

T : épaisseur total de l'élastomère = n. t

t : hauteur d'une couche d'élastomère.

Cas d'un effort dynamique H_2 (freinage, vent, séisme) :



Déplacement du à un effort lent

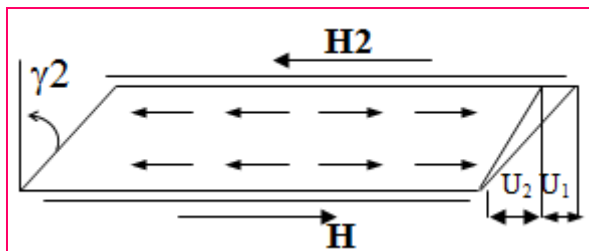
$$\operatorname{tg}_{\gamma_2} = \frac{U_2}{T}$$

En cas d'un effort dynamique on constate expérimentalement que le module d'élasticité transversal vaut 1,8 MPa.

$$\tau_{H2} = G \times 2 \operatorname{tg}_{\gamma_2}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a.b}$$

Les deux cas peuvent se présenter simultanément :



$$U = U_1 + U_2$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}$$

c- Rotation :

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet, il apparaît des contraintes de cisaillements. La contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur.

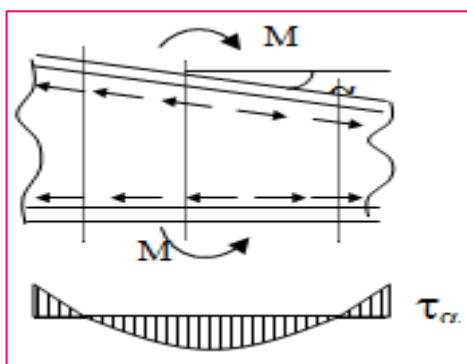


Fig : Variation de la contrainte de cisaillement

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \frac{a^2}{t^2} \times \alpha_t \quad ; \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

α_t : Angle de rotation (rd) d'une feuille élémentaire

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

α = Rotation calculée.

α_0 : on prend les valeurs suivantes

Pour un tablier de pont coulé sur place $\alpha_0 = 3/1000$ rd .

En zone sismique, même pour de fortes descentes de charges, il est préférable de prévoir des appareils en élastomère frette. En effet, en l'absence de point fixe, et compte tenu de la souplesse qu'ils apportent, le comportement global de l'ouvrage sous séisme d'amplitude modérée est meilleur. Sous fort séisme, ils se déchireront, et leur remplacement sera moins coûteux que s'il s'agit d'appareils à pot.

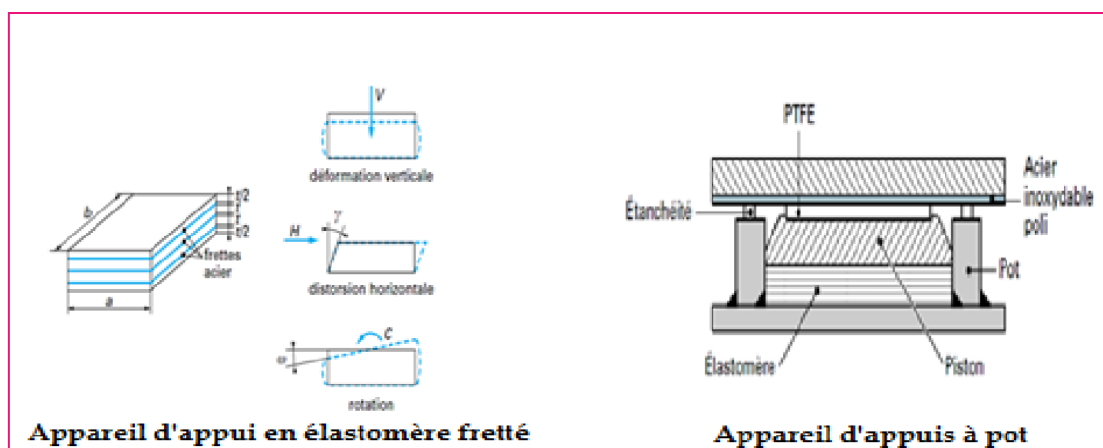


Fig : Appareil d'appuis

Pré dimensionnement de l'appareil d'appui sur culée :

La contrainte de compression ne doit pas dépasser 15 MPa.

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

$N_{\max}$: effort normal appliqué donné par la combinaison (G+A(l))

$N_{\max} = 125.9 \text{ T.}$ (voir chapitre descente de charges sur culée)

$$\text{Donc : } \Rightarrow a \times b \geq \frac{125.9 \cdot 10^2}{15} = 839.34 \text{ cm}^2 \text{ On prendra : } a \times b = 350 \times 250.$$

La hauteur totale de l'élastomère est donnée par la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 35 \leq T \leq 70 \Rightarrow T = 40 \text{ mm.}$$

Pré dimensionnement de l'appareil d'appui sur pile :

$N_{\max}$ l'effort normal appliqué donné par la combinaison (G+A(l))

$N_{\max} = 112.57 \text{ T.}$ (voir chapitre descente de charges sur pile)

$$a \times b \geq \frac{112.57 \cdot 10^2}{15} = 750 \text{ cm}^2$$

On prendra : $a \times b = 350 \times 250.$

La hauteur totale de l'élastomère est donnée par la condition de non flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow T = 40 \text{ mm.}$$

Dimensionnement des frettes :

Les frettes sont en aciers doux Fe 235 .L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases} \quad \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ MPa} \quad B = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} = \frac{350 \times 250}{2 \times 10(350+250)} = 7.3$$

Alors :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{350}{7.3} \times \frac{14,38}{235} \geq 4\text{mm} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Donc on choisit $t_s = 3\text{mm}$

Conclusion :

On adopte un appareil d'appui type : $350 \times 250 \times 4(10+3)$ pour La pile.

On adopte un appareil d'appui type : $350 \times 250 \times 4(10+3)$ Pour la culée.

Répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

L'effort horizontal se répartit sur les différents appuis suivant leurs rigidités, cette rigidité sera calculée à partir des coefficients d'amortissement des éléments constituant l'appui.

U_1 : pour l'appareil d'appui.

U_2 : pour les appuis.

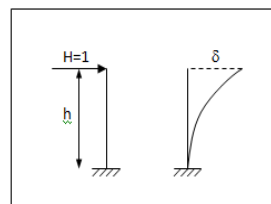
U_3 : pour les fondations.

Calcul de déplacement :

PILE ; CULEE

Les efforts horizontaux se répartissent dans les appuis en fonction des rigidités de ces derniers.

La rigidité d'un appui : $R_i = \frac{P}{U}$



Modélisation de la pile.

U: déplacement d'un élément d'appui sous effort horizontal unitaire,

Avec: $U = \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$

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

U_2 : déplacement dû à la flexion du fût.

U_3 : déplacement dû à la rotation de la fondation.

Calcul de U_1 :

U_1 : déplacement (distorsion) de l'appareil d'appui sous une charge unitaire

$$U_1 = \frac{1}{n} \cdot \frac{T}{G \cdot a \cdot b}$$

n : le nombre d'appareils d'appui

T : somme des épaisseurs de plaques néoprènes.

n : **n culée = 5** **n pile = 10**

T : **$T=40\text{mm}$.**

G module d'élasticité de l'élastomère :

$G_{\text{statique}} = \mathbf{0,8 \text{ MPa}}$ variations lentes (pont route).

$G_{\text{dynamique}} = \mathbf{1,6 \text{ MPa}}$ pour variations instantanées (pont route).

*Les culées sont infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment. Le nombre d'appareils d'appuis par culée est de 5 selon le nombre de poutres.

	Culée	Pile	Unité
nb d'appuis	5	10	
a*b	0,0875	0,0875	m2
P =	1	1	MN
T = 40 mm =	0,04	0,04	m
G statique	0,8	0,8	MPa
G dynamique	1,6	1,6	MPa

$$U_{1\text{Statique}} \text{ (m)} = \quad 0,1143 \quad 0,0571$$

$$U_{1\text{Dynamique}} \text{ (m)} = \quad 0,0571 \quad 0,0286$$

Calcul de U2 :

$$U_2 = \frac{1}{m} \cdot \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m : \text{nombre de fûts} \\ I : \text{inertie du fût, } I = \pi \times \Phi^4 / 64 \\ h : \text{hauteur du fût} \\ E_{\text{dynamique}} = 11000 \sqrt[3]{27} \\ E_{\text{statique}} = \frac{E_{\text{dynamique}}}{3} \end{array} \right.$$

U2 : déplacement dû à la flexion du fût.

m : Nombre de fûts = 5

I : Inertie du fût = **0,2484m4**

h:hauteur du fût = **12,2m**

$$F_{c28} = 27 \text{ MPA}$$

	Culée	Pile	Unité
h de Futs	0	12,2	m
m : nb de Futs	0	5	/
I mt d'inertie	0,2484	0,2484	m4
E_{dynamique}	33000,000	33000,000	MPa
E_{statique}	11000	11000	MPa

$$U_{2\text{Statique}} (m) = - 0,0443$$

$$U_{2\text{Dynamique}} (m) = - 0,0148$$

Calcul de U3 :

$$U_3 : \text{déplacement dû à la rotation de la fondation.} \quad U_3 = \frac{2h^2 l}{d^2 E S K}$$

K : Nombre de pieux par file = 5

d : l'entraxe des pieux = 3,60 m

l : Longueur du pieu + semelle = 41,5000m

S : Section d'un pieu = 1,131 m²

h : Hauteur du fut + hauteur du chevêtre = 13,70m

h : Hauteur du mur frontal = 4,00m.

	culée	Pile	Unité
L : long (pieux+sem)	41,00	41,5000	m
h : haut du m-frontal	4,00	12,20	m
d : entre axes pieux	3,60	3,60	m
S : surface d'1 pieu	1,131	1,131	m2
K : nb de pieux /file	5	5	

$$U_{3\text{Statique (m)}} = 0,0016 \quad 0,0153$$

$$U_{3\text{Dynamique(m)}} = 0,0005 \quad 0,0051$$

La déformation due à la fondation est négligeable.

		Culée	Pile	TOTAL
Efforts statique	U₁(m)	0,1143	0,0571	
	U₂(m)	0,0000	0,0443	
	U₃(m)	0,0016	0,0153	
	ΣU_i	0,1159	0,1168	
	R_i (MN/m)	8,626	8,564	25,8149
Efforts dynamique	U₁(m)	0,0571	0,0286	
	U₂(m)	0	0,0148	
	U₃(m)	0,00055	0,00511	
	ΣU_i	0,05769	0,04845	
	R_i (MN/m)	17,333	20,640	55,3073

Action dynamique :

- Efforts dû au freinage :

$$H_d = H_i \frac{R_{dyn}}{\sum R_{dyn}}$$

H_i : effort horizontal développé sur le tablier.

Sous Bc : Un seul camion est supposé freiner et sa force de freinage est égale à son poids.

$$H_{Bc} = 30 \text{ t}$$

Surcharge A

l'effort de freinage du au convoi A (l) est fonction de la portée $L = 49,00 \text{ m}$ et la largeur chargeable $= 13.5 \text{ m}$.

$$H_A = \frac{A \cdot S}{20 + (0,0035) \cdot S}$$

Une Travée Chargée : $A(l) = 0,811 \text{ t/ml}$.

Deux Travées Chargées : $A(l) = 0,551 \text{ t/ml}$.

Une travée $S = 661,5 \text{ m}^2$

Deux travées $S = 1323 \text{ m}^2$

$$H_A \text{ Une travée chargée} = 24,0303 \text{ t}$$

$$H_A \text{ Deux travées chargées} = 29,6194 \text{ t}$$

- Efforts dû au séisme :

$$H_s = \zeta_s \cdot G \quad G = 842,000 \text{ t}$$

L'accélération sismique horizontale est prise égale à $x_s = 0,3 \text{ m/s}^2$.

Donc : $\zeta_s = 0,3$

$$H_s = 252,6t$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

		Culée	Pile
$R_i/\sum R_i$		0,275	0,450
$H_{Bc} (t)$		8,243	13,514
$H_{dA(l)}(t)$	1 travée	6,603	10,825
	2 travées	8,138	13,343
$H_{ds} (t)$		69,406	113,789

Action statique :

$$H = \varepsilon \cdot x_i \cdot R_i$$

x_i : distance entre l'appui « i » et le centre de rigidité « x_{cR} ».

$x_{0(m)}$	$x_{1(m)}$	$x_{2(m)}$	$x_{3(m)}$
0	49	98	0

Détermination du centre de rigidité :

$$X_{cR} = \frac{\sum R_i \cdot x_i}{\sum R_i} = 49m$$

Efforts dû à la variation linéaire : (Fvl)

Dans le cas de poutres mixtes (acier – béton) le fluage est pris en compte dans le terme du retrait à long terme.

$$F_{T^o} = \varepsilon_T \cdot x_i \cdot R_i \quad \text{avec : } \varepsilon_T = 10^{-4}$$

$$F_{\text{flui}} = \varepsilon_{\text{ret}} \cdot x_i \cdot R_i \quad \text{avec : } \varepsilon_{\text{ret}} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Culée	Pile
$R_{i(\text{statique})}$	862,57	1298,76
X_i	49	0
F_{vl}	16,91	0,00

Tab : Répartition des efforts statiques horizontaux

Vérification des appareils d'appuis :**Sur pile :****➤ Contrainte de compression :**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1.12}{0,25 \times 0,35} = 12.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

➤ Efforts de cisaillement dû à l'effort normal:

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{B} \quad \text{Où} \quad B = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} = \frac{350 \times 250}{2 \times 10 (350 + 250)} = 7.3$$

$$\Rightarrow \tau_N = \frac{1,5 \times 12.8}{7.3} = 2.63 \text{ MPa}$$

➤ Efforts de cisaillement dû à l'effort horizontal :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} \leq 0,7 G.$$

Efforts de cisaillement dû à la déformation lente :

$$\tau_{H1} = \frac{G U_1}{T} = \frac{0,025 \times 0,8}{0,04} = 0.5 \text{ MPa}$$

Efforts de cisaillement due effort dynamique H_2 :

La combinaison sismique la plus défavorable : $H_2 = 0.036 \text{ MN}$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a.b} = \frac{0.03}{0,35 \times 0,25} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.5 + 0,17 = 0.67 \text{ MPa} < 1.12 \text{ MPa}$$

Sur culée :

➤ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1.26}{0,35 \times 0,25} = 14,4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Efforts de cisaillement dû à l'effort normal:**

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{B} \quad \text{Ou} \quad B = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} = \frac{350 \times 250}{2 \times 10 (350 + 250)} = 7.3$$

$$\Rightarrow \tau_N = \frac{1,5 \times 14.4}{7.3} = 2.95 \text{ MPa.}$$

➤ **Efforts de cisaillement dû à l'effort horizontal :**

$$\tau_{H1} = \frac{G U_1}{T} = \frac{0,025 \times 0,8}{0,04} = 0.5 \text{ MPa.}$$

La combinaison sismique est plus défavorable :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a.b} = \frac{0,05}{0,35 \times 0,25} = 0.57 \text{ MPa.}$$

$$\tau_H = 0.5 + 0,28 = 0.78 \text{ MPa} \leq 0,7 \times G = 1.12 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

5.2. Les dés d'appuis :

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

Dimensionnement des dés d'appuis :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5 cm.

Sur pile et culée:

$$A = 25 + 10 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

$$B = 35 + 10 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

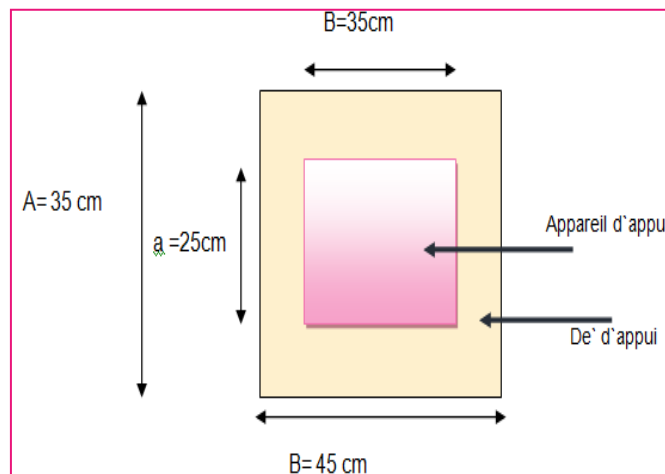


Fig : Dimensions du dé d'appui

Ferraillage des dés d'appui :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures, la section totale du frettage doit reprendre un effort de :

$$0,04 R_{\max} = 0,04 \times 112,571 = 4.502 \text{ t.}$$

$$S = \frac{0,04 R_{\max}}{\sigma_a}$$

$$S = \frac{4.502 \times 10^3}{2666.7} \cong 1.7 \text{ cm}^2. \quad S = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend donc } \mathbf{3 \text{ HA } 12}$$

par nappe Soit : $A = 3.4 \text{ cm}^2$.

Les plaques de fixation :

Elles sont en acier pour assurer la fixation des appareils d'appuis sur les dés appuis et pour empêcher son glissement avec les poutres. Les plaques de fixation ont une épaisseur de 30mm avec des dimensions supérieures de 5cm de chaque coté par rapport à l'appareil d'appuis.

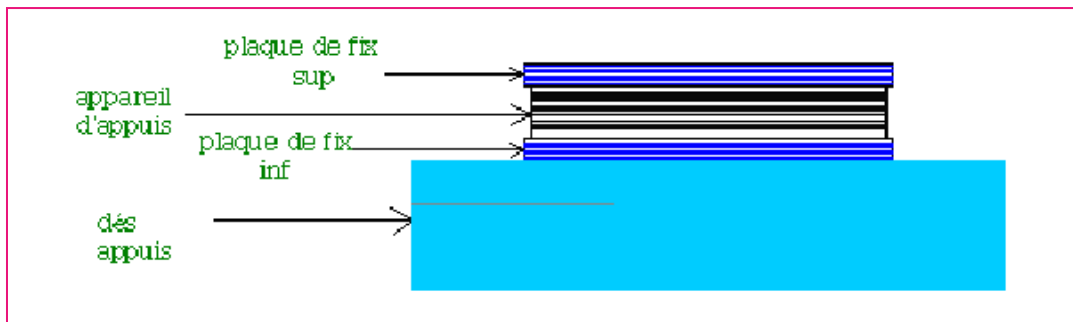


Fig: Schéma d'ensemble de l'appareil d'appui

5.3. Plots parasismiques :

Ils sont en béton armé, ils sont encastrés au chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Leurs rôles est d'empêcher le déplacement transversal du tablier lors d'un séisme transversal.

Conception des plots parasismique :

On a choisi quatre plots parasismiques sur chaque appui qui prend les caractéristiques suivantes :

- une hauteur de 50cm.
- une section de 60x60cm.
- un espacement de 5cm par apport à la poutre.



Fig: Disposition des plots parasismiques

5.4. Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont des dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée et pour les ponts à plusieurs travées isostatiques, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre, fluage, le retrait, séisme et freinage. Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

Confort et esthétique :

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement
Absence de bruits de vibrations.

Résistance :

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

Étanche :

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

Fiabilité :

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

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissent donc le souffle du tablier. Pour le cas de notre ouvrage nous ne tiendrons compte des déplacements maximums dus à la dilatation thermique, retrait, freinage et au séisme.

Les actions à prendre en compte et les déformations résultantes :

- **La température climatique :**

Ce sont ces effets qui constituent la part la plus importante du souffle.

$$VT = l \times \lambda \times \Delta T$$

l : la longueur dilatable,

λ : le coefficient de dilatation,

ΔT : la différence de température, en degrés Celsius.

$$VT = 50 \times 10^{-5} \times 30 = 1.5 \text{ cm.}$$

- **Retrait et fluage:**

Le raccourcissement relatif du au retrait et au fluage vaut approximativement :

$$Vre + fl = 4 \times 10^{-4} \times L$$

$$Vre + fl = 4 \times 10^{-4} \times 50 = 2 \text{ cm.}$$

Le souffle sera donc :

$$\Delta t = V_{re} + V_{fl} + V_T$$

$$\Delta t = 3.5 \text{ cm.}$$

- **Déplacement dû au freinage :**

$$V_{fr} = \frac{n \times e \times T}{2G_{ab}}$$

$$\Delta f = V_{fr} = 0.25 \text{ cm.}$$

a,b,G,n,e :sont les caractéristique de l'appareil d'appuis décrit ci-dessous

T : Effort de freinage égale à 135.14KN.

- **Déplacement dû au séisme :**

$$V_{se} = \frac{n \times e \times T}{2G_{ab}}$$

où a,b,G,n,e :sont les caractéristiques de l'appareil d'appuis décrit ci-dessous.

T : effort de séisme égale à 1.137 MN.

$$\Delta s = V_{se} = 2.11 \text{ cm.}$$

On choisit un joint de chaussée de type FT50 –Freyssinet, qui a les caractéristiques suivantes :

- Déplacement transversal en service $\pm 10\text{mm}$.
- Déplacement longitudinal de 20 à 170 mm.

Type	Souffle (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)
FT 50	50	260	145	115

Tab : caractéristiques du joint de chaussée

5.5. La corrosion métallique :

Les désordres observés sur les structures métalliques sont principalement occasionnés par la corrosion qui se manifeste différemment sur les parties métalliques en fonction des zones d'exposition.

D'une manière générale, le calcul de la durée de vie d'une structure métallique prend en compte une perte d'épaisseur due à la corrosion uniforme de l'ordre de 0,1 mm/an, or des vitesses de corrosion localisées de l'ordre du cm/an ont été enregistrées sur certains sites.

Les zones réputées être le siège de ces dégradations méritent une attention particulière et une protection bien adaptée au milieu et aux conditions de fonctionnement de la structure. La corrosion se manifeste par une couche d'oxyde sur toute la surface de métal. Elle est due à l'existence simultanée de deux zones à l'interface entre le métal et l'eau. Dans l'une des zones, le métal (acier) se dissout (zone anodique) en ions ferreux (Fe^{2+}). Dans l'autre zone, une réaction dite cathodique se produit elle peut former soit de l'hydrogène (H_2), soit des ions hydroxydes (OH^-). Ces zones changent de position au cours du temps. La dissolution est ainsi statistiquement uniformément répartie, ce qui traduit une corrosion généralisée ou uniforme.

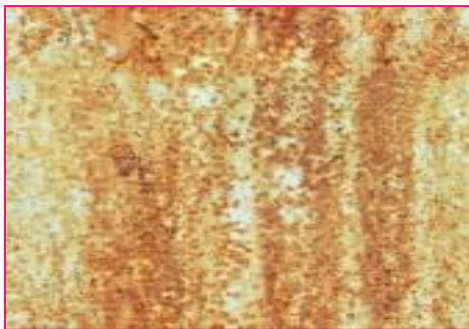


Fig : Images illustrant les désordres causés par la corrosion.

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

La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation. L'emploi des peintures est le procédé le plus couramment utilisé pour protéger l'acier contre la corrosion. Comme beaucoup d'autre, la technique des peintures a fait de grand progrès. En conséquence, on obtient une durée de vie beaucoup plus longue avant la première période de l'entretien.

La protection contre la corrosion se fera par préparation de la surface comme suit :

- Lavage à haute pression,
- Brossage manuel,
- Projection d'abrasifs

Peinture anti rouille :

Les profiles en acier ou autre éléments de constructions métalliques sont d'abord grenaillés pour obtenir les conditions optimales pour la mise en peinture. Ensuite les éléments sont soit métallisés, pourvus d'une couche de bouche-pores et après en général les couches intermédiaires et finales sont appliquées dans les teintes demandées, soit, le grenaillage fini, mettre un primaire et après appliquer les couches intermédiaires et de finition selon le système de peinture complet souhaité.

Pour la protection anticorrosion on a utilisé un système ACQPA qu'est constitué d'une :

Couche primaire ACQPA21251 époxyde zinc silicaté complexe.

Couche intermédiaire ACQPA32281 époxyde vinylique.

Couche définitive ACQPA33511 acrylique polyuréthane.



La peinture est appliquée par pistolet



Application d'une finition

Les poutres peintes sont mises en paquets et préparées pour l'expédition.



Dans la saison froide les poutres sont chauffées dans des cabines pour que les conditions optimales en résultent pour la mise en peinture correcte et pour que la protection anticorrosion soit garantie selon les prescriptions et consignes des producteurs de peintures. Il est nécessaire que l'épaisseur de peinture soit suffisante pour boucher les irrégularités de surface et couvrir les pièces constituant la rugosité.

6.1. Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux .La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mure frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appui la dalle de transition.
- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assurée le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route a un milieu rigide qui est le pont.

6.2. Pré dimensionnement :

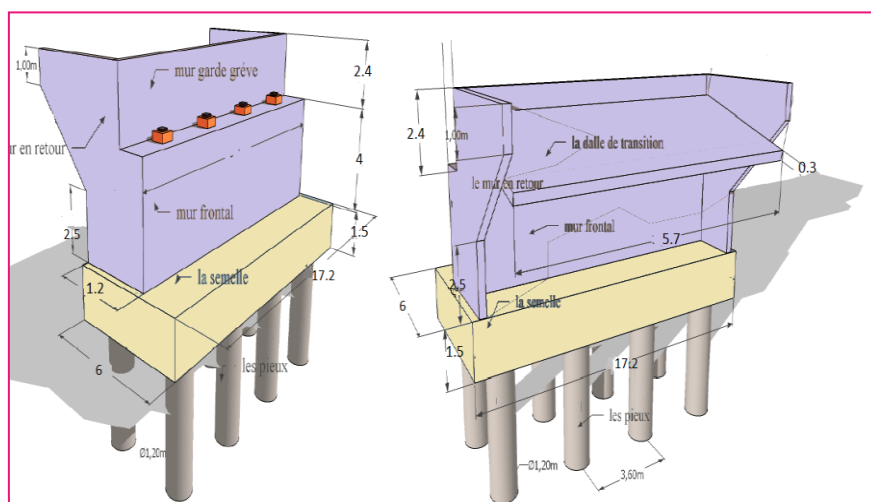


Fig : Les dimensions de la culée.

a) Mur garde grève :

La hauteur H :

$H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur des dés d'appui} + \text{hauteur de la dalle}$

$$H = 2 + 0.2 + 0.2 = 2.40\text{m.}$$

Epaisseur e :

$$e = \text{Max} (0.3\text{m} ; H/8) = 30\text{cm.}$$

b) Le mur frontal :

Hauteur de mur $h = 4.00\text{m}$ (selon la hauteur du remblai).

L'épaisseur $e = 1.20\text{m}$.

c) Dalle de transition :

Longueur L : $L = 5\text{m}$.

En générale : l'épaisseur de la dalle est : 30cm

Pente : 10% vers l'appui élastique.

d) Mur en retour :

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 50cm . on prend $e = 50\text{cm}$.

Longueur $L = 5.7\text{m}$.

e) Le corbeau :

Hauteur : $h_1 = 2.6\text{m}$.

Hauteur : $h_2 = 3.2\text{m}$.

Epaisseur : $e = 0.6\text{m}$

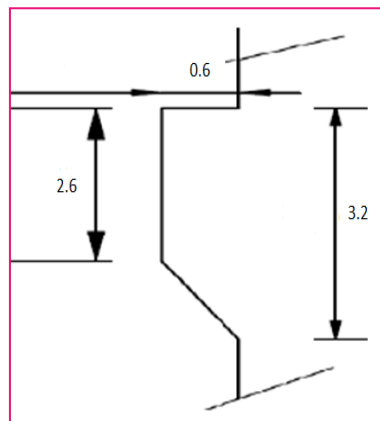


Fig : les dimensions du corbeau.

f) Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et mise en place des vérins pour charger ces derniers.

Largeur : $S = 1,20\text{m}$.

Longueur : 16m .

L'appareil d'appui ne doit pas être implanté trop près du bord extérieur sommier $d \geq 20\text{cm}$; notre projet est un grand ouvrage donc $d = 60\text{cm}$

On a utilisé des pieux de diamètre $= 1,2\text{ m}$ (Fondation profonde).

g) Appareil d'appui :

On optera pour un appareil d'appui de type CIPEC : $350 \times 250 \times 4(10+3)$

h) Plot parasismique:

Épaisseur : $0,5\text{ m}$.

Largeur : $0,6\text{ m}$.

Longueur : $0,6\text{ m}$.

i) Fondation :**La semelle :**

Épaisseur : $1,50\text{m}$.

Largeur : 6m .

Longueur : $17,2\text{m}$.

Les pieux :

Longueur de pieux $L = 40\text{m}$ (niveau de bon sol).

Diamètre $\Phi = 1,20\text{m}$.

Entraxe des pieux est égale $3\Phi = 3,6\text{m}$.

6.3. Calcul de coefficient de poussée :

Dans les conditions normales : $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule : Selon RPOA 2008 .

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right)^2} \text{ avec}$$

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

β : inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

δ : angle de frottement remblai-culée.(sol -béton) $\delta=0$.

θ : angle entre la direction du séisme et la verticale: $\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$.

Effort sismique horizontal : $H_s = k_h \cdot G$

Effort sismique vertical : $H_s = (1 \pm k_v) \cdot G$

a) Conditions sismiques :

Situation du pont : Wilaya d'Alger.

Importance du pont : Stratégique.

Donc selon le RPOA 2008 le coefficient d'accélération de zone A est égale à 0.4

$K_h = A = 0.4$

$K_v = 0.3$ $k_h = 0.12$

b) Conditions normales :

$K_v = k_h = 0$; $K_{ah} = 0.33$.

Action du séisme	k_h	$K_v = 0.3k_h$	θ°	K_{ah}
Cas normale	0	0	0	0.33
Séisme(V+H)	0.4	0.12	19.65	0.64
Séisme(V-H)	0.4	-0.12	24.44	0.79

Tableau 1 : les coefficients de poussée K pour les 4 cas de séisme.

Calcul des poussées :

- **Poussé des surcharge sur remblai :**

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20%.

- **Poussée des terres :**

Agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée par la formule suivante :

$P = 1/2 K (1 \mp k_v) \cdot \gamma H^2 L$. Avec $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$.(poids volumique).

DESCENTE DE CHARGE (sur culée et sur pile)

Voir annexe pour plus de détails.

6.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée :

Selon: RPOA Ver-2008

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques **K_h** ; **K_v** :

K_h «Coefficient sismique horizontale» = 0,30

K_v «Coefficient sismique verticale» = 0,09

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée comme suit :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

Données du sol :

Angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\varphi = 30^\circ$

Angle de la surface du remblai sur l'horizontal : $\beta = 0^\circ$

Angle de frottement sur le mur : $\delta = 0^\circ$

$$\tan\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_v} \quad \text{Donc :} \quad \begin{array}{l} \theta+ = 19,65^\circ \\ \theta- = 24,44^\circ \end{array}$$

On a fait les calculs sur 4^{tr}e cas défavorables de séismes correspondant à :

- | | |
|---|--------------------------------|
| 1 ^{ère} cas : cas normale sans séisme | $K_h = K_v = 0$ |
| 2 ^{ème} cas : cas de séisme «horizontal+verticale vers le bas» | $K_h = 0,30 \quad K_v = 0,09$ |
| 3 ^{ème} cas : cas de séisme «horizontal» | $K_h = 0,30 \quad K_v = 0,00$ |
| 4 ^{ème} cas : cas de séisme «horizontal+verticale vers le haut | $K_h = 0,30 \quad K_v = -0,09$ |

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0	0,33333
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,30	0,09	15,388468	0,54325
Horizontal	Cas N°3	0,30	0,00	16,699244	0,56933
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,30	-0,09	18,245855	0,60303

Tab: Valeurs des paramètres k_{ad} k et θ

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A :

- * Base de la semelle
- * Centre de la semelle

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \varepsilon_v) * P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
Mur garde grève	cas n°1	29,70	0,00	29,70	0,75	6,70	0,00	22,28
	cas n°2		8,91	32,37			59,70	24,28
	cas n°3		8,91	29,70			59,70	22,28
	cas n°4		8,91	27,03			59,70	20,27
Corbeau	cas n°1	51,15	0,00	51,15	0,93	5,20	0,00	47,57
	cas n°2		15,35	55,75			79,79	51,85
	cas n°3		15,35	51,15			79,79	47,57
	cas n°4		15,35	46,55			79,79	43,29
Mur frontal	cas n°1	198,00	0,00	198,00	0,00	3,50	0,00	0,00
	cas n°2		59,40	215,82			207,90	0,00
	cas n°3		59,40	198,00			207,90	0,00
	cas n°4		59,40	180,18			207,90	0,00
Mur en retour	cas n°1	58,15	0,00	58,15	2,94	5,33	0,00	170,90
	cas n°2		17,45	63,38			92,98	186,28
	cas n°3		17,45	58,15			92,98	170,90
	cas n°4		17,45	52,92			92,98	155,52
Semelle	cas n°1	387,00	0,00	387,00	0,00	0,75	0,00	0,00
	cas n°2		116,10	421,83			87,08	0,00
	cas n°3		116,10	387,00			87,08	0,00
	cas n°4		116,10	352,17			87,08	0,00

Dalle de transition	cas n°1	58,13	0,00	58,13	1,95	7,05	0,00	113,34
	cas n°2		17,44	63,36			122,93	123,54
	cas n°3		17,44	58,13			122,93	113,34
	cas n°4		17,44	52,89			122,93	103,14
Poids des terres sur la semelle 1	cas n°1	428,54	0,00	428,54	1,80	4,70	0,00	771,38
	cas n°2		128,56	467,11			604,25	840,80
	cas n°3		128,56	428,54			604,25	771,38
	cas n°4		128,56	389,98			604,25	701,96
Poids des terres sur la semelle 2	cas n°1	55,73	0,00	55,73	-1,80	1,87	0,00	-100,31
	cas n°2		16,72	60,74			31,26	-109,34
	cas n°3		16,72	55,73			31,26	-100,31
	cas n°4		16,72	50,71			31,26	-91,28
Poids des surcharges	cas n°1	44,64	0,00	44,64	1,95	7,90	0,00	87,05
	cas n°2		13,39	48,66			105,80	94,88
	cas n°3		13,39	44,64			105,80	87,05
	cas n°4		13,39	40,62			105,80	79,21
Poussée des terres sur mur garde grève + mur frontale	cas n°1	190,46	190,46	0,00	/	3,63	691,38	0,00
	cas n°2	310,41	310,41	0,00			1126,78	0,00
	cas n°3	325,31	325,31	0,00			1180,88	0,00
	cas n°4	344,57	344,57	0,00			1250,78	0,00
Poussée des terres sur la semelle	cas n°1	11,61	11,61	0,00	/	0,50	5,80	0,00
	cas n°2	18,92	18,92	0,00			9,46	0,00
	cas n°3	19,83	19,83	0,00			9,91	0,00
	cas n°4	21,00	21,00	0,00			10,50	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal et MGG	cas n°1	39,68	39,68	0,00	/	4,70	186,50	0,00
	cas n°2	64,67	64,67	0,00			303,94	0,00
	cas n°3	67,77	67,77	0,00			318,53	0,00
	cas n°4	71,78	71,78	0,00			337,39	0,00
Poussée des surcharges sur la semelle	cas n°1	10,32	10,32	0,00	/	0,75	7,74	0,00
	cas n°2	16,82	16,82	0,00			12,61	0,00
	cas n°3	17,63	17,63	0,00			13,22	0,00
	cas n°4	18,67	18,67	0,00			14,00	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	421,00	0,00	421,00	0,00	5,70	0,00	0,00
	cas n°2		126,30	458,89			719,91	0,00
	cas n°3		126,30	421,00			719,91	0,00
	cas n°4		126,30	383,11			719,91	0,00
A(l)	208,538	/	/	208,54	/	/	/	/
Bc 4voies	178,676			178,68				
Mc120	143,012			143,01				
D240	194,449			194,45				

S-Trottoirs	4,125		4,13			
HA(l)	8,15	8,15		5,70	46,46	0,00
HBc	8,25	8,25		5,70	47,03	0,00
F_{vl}	16,91	16,91		5,70	96,39	0,00

Combinaisons des cas de charge :

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	2678,51	376,17	1501,48	1407,87462	93,61
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	2630,73	376,33	1501,48	1408,78662	92,69
	1,35G + 1,35 Mc120	2531,32	363,13	1501,48	1333,54662	167,93
	1,35G + 1,35 D240	2600,76	363,13	1501,48	1333,54662	167,93
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	1987,23	278,76	1112,21	1043,55831	68,65
	G + 1,2 (Bc+Str)	1951,40	278,88	1112,21	1044,24231	67,97
	G + Mc120	1875,05	268,98	1112,21	987,81	124,40
	G + D240	1926,49	268,98	1112,21	987,81	124,40
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1930,45	948,97	1212,31	3670,07	2457,76
	G + 0,2 (Bc+Str)	1924,48	948,99	1212,31	3670,18	2457,88
	G + 0,2 Mc120	1916,52	947,34	1212,31	3660,78	2448,47
	G + 0,2 D240	1926,81	947,34	1212,31	3660,78	2448,47
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1774,57	968,69	1112,21	3739,83	2627,62
	G + 0,2 (Bc+Str)	1768,60	968,71	1112,21	3739,94	2627,73
	G + 0,2 Mc120	1760,64	967,06	1112,21	3730,53	2618,33
	G + 0,2 D240	1770,93	967,06	1112,21	3730,53	2618,33
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1618,69	994,18	1012,11	3829,94447	2817,84
	G + 0,2 (Bc+Str)	1612,71	994,20	1012,11	3830,05847	2817,95
	G + 0,2 Mc120	1604,76	992,55	1012,11	3820,65	2808,54
	G + 0,2 D240	1615,04	992,55	1012,11	3820,65	2808,54

a) Conditions normales CAS °1(ELS):

$$N_{\max} = 1987,23t$$

$$M_{\max} = 124,40t.m$$

b) Condition sismique la plus défavorable (ELA):

$$N_{\max} = 1930,45t$$

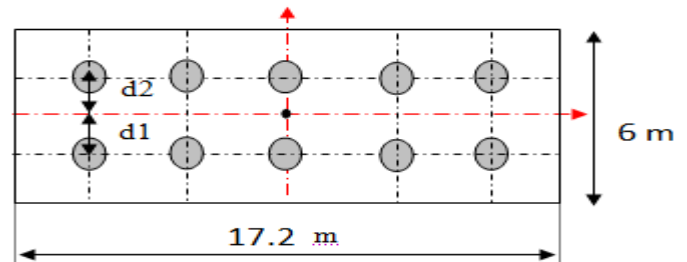
$$M_{\max} = 2817,95t.m$$

6.5. Ferrailage de la culée

6.5.1. Pieux :

- Effort revenant à chaque pieu

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



Condition normal :

Vérifié au poinçonnement et au soulèvement

$$N_1 = 205,63 < 300t$$

$$N_2 = 191,81 < 300t$$

Condition sismique (ELA) :

$$N_1 = 349,60 < 450t$$

$$N_2 = 36,49 < 450t$$

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance,

ce qui nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum)

La disposition des pieux dépend de l'impératif suivant :

Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges

- Calcul des pieux :

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

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

y : Déplacement en tête du pieu.

action sur les pieux : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$

l : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

b : Diamètre du pieu = 1.2m

C_u : Module de réaction du sol = 30kN/m³

E module d'élasticité du béton = 33000Mpa

I : moment d'inertie du pieu = 0,1017876m⁴

l : longueur du pieu = 40m

Donc :

$$\lambda = 0,228$$

D'où

$$L\lambda = 9,101$$

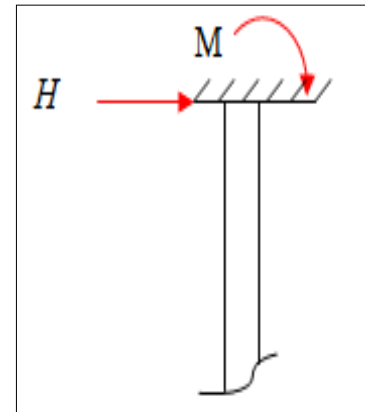


fig : Action sur les pieux

Effort tranchant en tête d'un pieu :

a) Condition normale :

$$H = 278,88 \text{ t} \quad \text{D'où :}$$

$$\bar{P} = 27,89 \text{ t/pieu.}$$

b) Condition sismique :

$$H = 994,20 \text{ t} \quad \text{D'où :}$$

$$\bar{P} = 99,4 \text{ t/pieu.}$$

Détermination des coefficients : $\chi_{\theta M}$ $\chi_{\theta P}$,

Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL

$$L\lambda = 9,101 \quad \chi_{\theta P} = 1,450 \quad \chi_{\theta M} = 1,650$$

Calcul du moment :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points

Condition normale :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = -107,72 \text{ t.m}$$

M : Moment en tête du pieu

Condition sismique :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = -384,01 \text{ t.m}$$

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée déviée.

Condition normale :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 205,6 \text{ t} & N_{\min} &= 191,812 \text{ t} \\ M_{\max} &= 107,72 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Condition sismique :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 349,6 \text{ t} & N_{\min} &= 36,493 \text{ t} \\ M_{\max} &= 384,0 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée :**Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

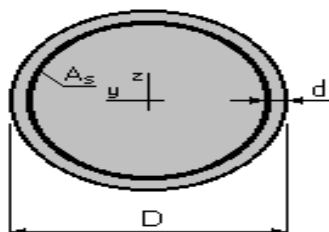
Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

2. Section:

$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

**Efforts appliqués:**

Cas NO	Type	N (T)	My (T.m)	Mz (T.m)
1.	ELS	205,6	107,72	0
2.	ELS	191,81	107,72	0
3.	ELA	349,6	384	0
4.	ELA	36,5	384	0

Résultats:

Section théorique $A_s = 201,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = 1,78 \text{ (\%)}$

Minimum $r_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$

Maximum $r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Cas NO 1: Type ELS $N = 205,60 \text{ (T)}$ $M_y = 107,72 \text{ (T.m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 2,42

Position de l'axe neutre: $y = 66,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 87,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\epsilon_b = 6,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 73,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 92,3 \text{ (MPa)}$

Cas NO 2: Type ELS $N = 191,81 \text{ (T)}$ $M_y = 107,72 \text{ (T.m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 2,43

Position de l'axe neutre: $y = 64,4 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 88,3 \text{ (cm)}$ Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,7 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 78,1 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma'_s = 91,8 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$ **Cas NO 3: Type ELA** $N = 349,60 \text{ (T)}$ $M_y = 384,00 \text{ (T.m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,26

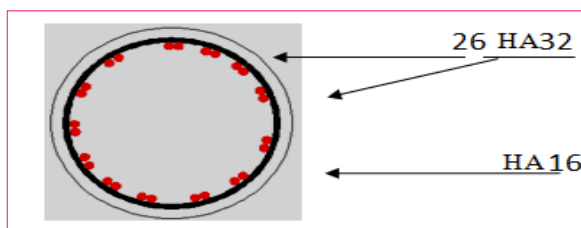
Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 46,8 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 92,7 \text{ (cm)}$ Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$ Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 5,08 \text{ (‰)}$ Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma'_s = 400,0 \text{ (MPa)}$ **Cas NO 4: Type ELA** $N = 36,50 \text{ (T)}$ $M_y = 384,00 \text{ (T.m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 1 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 31,6 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 99,7 \text{ (cm)}$ Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$ Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 9,21 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma'_s = 400,0 \text{ (MPa)}$ **Fig : ferrailage pieu**

$A_s = 201,1 \text{ cm}^2$ Soit 26 Ø 32 $e_s = 30 \text{ cm}$.

Ferraillage horizontal :

On prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de jonction.

Calcul de Section à l'effort Tranchant :

Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27 \text{ (MPa)}$

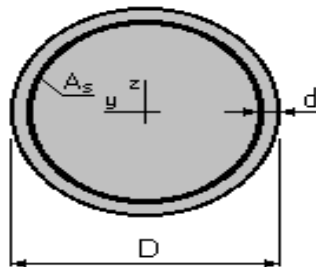
Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
 - Prise en compte des dispositions sismiques
 - Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

Section :

$D = 120,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0 \text{ (cm)}$



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas NO	Type	V (T)	N (T)
1	ELA	99,43	49,6

résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,0$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)
 Cadre: 2 T 16
 Espacement: $S_t = 8,7$ (cm)
 Espacement maximum : $S_{tmax} = 15,0$ (cm)

Deux culées sont envisagées pour le présent pont, la hauteur totale des culées de 7.9 m.

Vue les données géotechniques du site, on a opté pour un culée fondé sur pieux la culée comporte les éléments constructifs suivants :

- 1-Un mur frontal sur le quel s'appuie le tablier.
- 2-Un mur en retour qui est pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- 3-Un mur garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- 4-Corbeau arrière sur le quel s'appuie la dalle de transition.
- 5-Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route et un milieu rigide qui est le pont.

6.5.2. Etude du mur frontal :**Evaluation des efforts :**

Longueur : 16.5m
 Épaisseur : 1.2m
 Hauteur : 4m

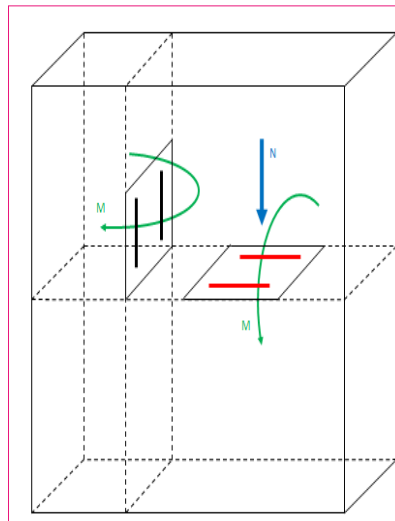


Fig : Sollicitations sur le mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes, poids propre de la superstructure, poussées des terres, surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

Tableau récapitulatif et combinaisons des cas de charges des efforts sur le mur frontal (voir annexe)

Le Mur frontal est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Condition normale :

Nels-max = 57,88 t/ml. Mcores-els = 17,507 t.m/ml.
 Mels-max = 17,54 t.m/ml. Ncores-els = 55,71 t/ml.

Condition sismique :

Nels-max = 48,81 t/ml. Mcores-els = 58,264 t.m/ml.
 Mels-max = 66,04 t.m/ml. Ncores-els = 40,814 t/ml.

Calcul de Section en Flexion Composée

1-Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

Fissuration préjudiciable

Pas prise en compte des dispositions sismiques

Calcul en poteau

Calcul suivant BAEL 91 mod 99

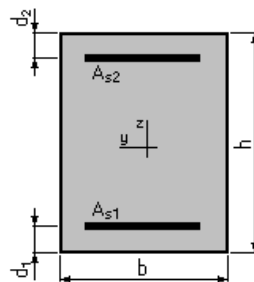
2-section

$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (T)	M (T.m)
1.	ELS	57,88	17,51
2.	ELS	55,71	17,54
3.	ELU	48,81	55,78
4.	ELU	40,81	63,55

3-Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $As_1 = 60 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section théorique $As_2 = 60 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $As_{\min} = 120 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section maximum $As_{\max} = 600 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $r = 1,00 \text{ (}\%)$
 Minimum $r_{\min} = 1,00 \text{ (}\%)$
 maximum $r_{\max} = 5,00 \text{ (}\%)$

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELS N = 57,88 (T) M = 7,51 (T.m)

Coefficient de sécurité: 17,24.
 Position de l'axe neutre: $y = 105,3 \text{ (cm)}$.
 Bras de levier: $Z = 79,9 \text{ (cm)}$.
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,9 \text{ (MPa)}$.
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$.

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 1,0 \text{ (MPa)}$.
 comprimée: $\sigma'_s = 13,3 \text{ (MPa)}$.
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$.

Cas NO 2: Type ELS N = 55,71 (T) M = 17,54(T.m)

Coefficient de sécurité: 17,45.
 Position de l'axe neutre: $y = 102,7 \text{ (cm)}$.
 Bras de levier: $Z = 80,8 \text{ (cm)}$.
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,9 \text{ (MPa)}$.
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$.

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 1,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 13,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas NO 3: Type ELU **N = 48,81(T)** **M = 55,78(T.m)**

Coefficient de sécurité: 7,3 Pivot A

Position de l'axe neutre: $y = 28,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 103,6$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,30$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 347,8$ (MPa)

Cas NO 4: Type ELU **N = 40,81(T)** **M = 63,55 (T.m)**

Coefficient de sécurité: 5,52 Pivot A.

Position de l'axe neutre: $y = 19,8$ (cm).

Bras de levier : $Z = 107,1$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,08$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 311,5$ (MPa)

As min=60 cm² Soit 13 Ø 25.

On opte pour T 25 e =75 cm Côte remblai.

On opte pour T 20 e =75 cm Côte extérieur.

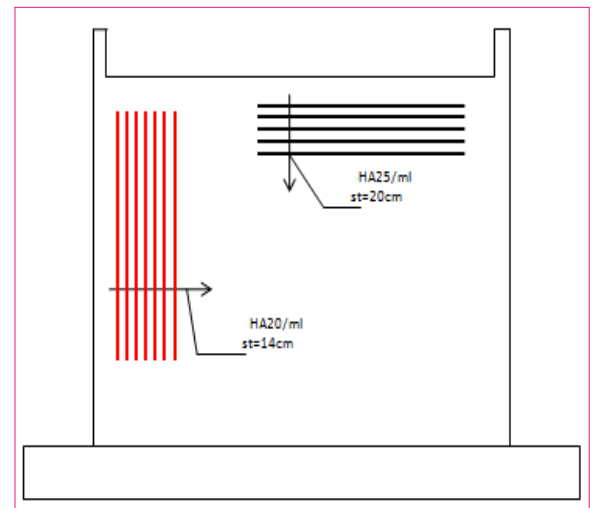


Fig : Ferrailage de mur Frontal

6.5.3. Mur garde grève :

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

Détermination des efforts :

Poussée des terres : le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P h / 3 \quad \text{avec :} \quad P = 0,5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$K_{ah} = 0,33333.$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3.$$

$$H = 2,4 \text{ m.}$$

$$L = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Donc :} \quad \begin{aligned} P &= 1,728 \text{ m.} \\ MP &= 1,3824 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

$$MP_{\text{ultime}} = 1,87 \text{ t.m.}$$

$$MP_{\text{service}} = 1,38 \text{ t.m.}$$

Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

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

$$\mu = 1,6 \text{ à l'ELU}$$

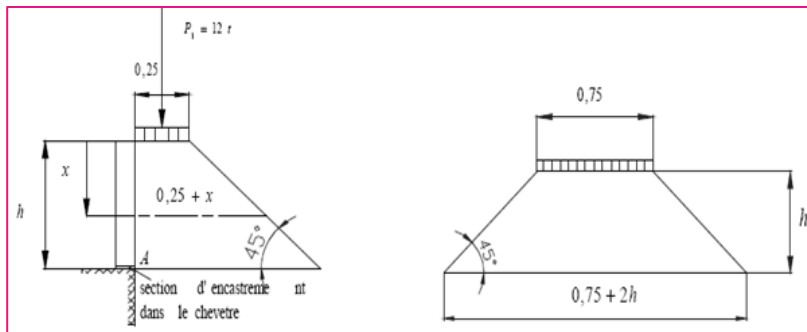
$$\mu = 1,2 \text{ à l'ELS}$$

$$P = 6 \text{ t}$$

$$MF_{\text{ultime}} = 9,12 \text{ t.m.}$$

$$MF_{\text{service}} = 6,84 \text{ t.m.}$$

Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :



Le moment fléchissant en A :

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2h_0} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

$$K = k_a \times b_c \times d \times \mu$$

$$d = 1,08$$

$$K_u = 0,4608 \quad K_s = 0,3456$$

$$k_a = 0,33333$$

$$b_c = 0,8$$

$$MP/K = 8,33 \text{ t.m.}$$

interpolation linéaire à partir du tableau.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

$$MP_c \text{ ultime} = 3,84 \text{ t.m}$$

$$MP_c \text{ service} = 2,88 \text{ t.m}$$

Combinaison d'action :

$$\underline{\text{A l'ELU}} : M_u = 1.35 \times MG + 1.6 \times MQ$$

$$M_u = 14,83 \text{ t.m}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : M_s = MG + 1.2 \times MQ$$

$$M_s = 11, 10 \text{ t.m}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses:

$$\text{Béton: } f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acier: } f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$$

- Fissuration préjudiciable
prise en compte de l'armature comprimée
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

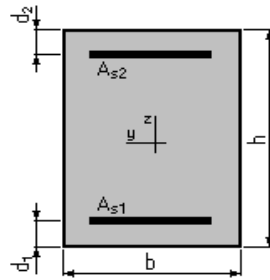
section :

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**Moments appliqués:**

	Mmax (T.m)	M min (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	14,83	0
Etat Limite de Service	11,1	0
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0	0

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 24,4 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 8,7 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 62,5 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Théorique $r = 0,97 \text{ (}\%)$.

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 4,83 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,3 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 6,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (}\%)$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 9,14 \text{ (}\%)$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 1,10 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 0

Position de l'axe neutre: $y = 0,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 24,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 79,1$ (MPa).
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa).
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s = 207,3$ (MPa).

$A_s = 24,4 \text{ cm}^2$ on opte pour des T20 ; $e=20\text{cm}$ coté remblais.

Soit **8 Ø20 ($A_s=25,13\text{cm}^2$)**

$A'_s = A_s/3 = 8.14 \text{ cm}^2$ on opte pour T16 ; $e=20\text{cm}$.

Soit **8Ø 16**

Ferraillage horizontale :

$A_s^* = A_s/3 = 6.1 \text{ cm}^2$ on opte pour T 12 $e=15\text{cm}$ Soit **8 Ø 12.**

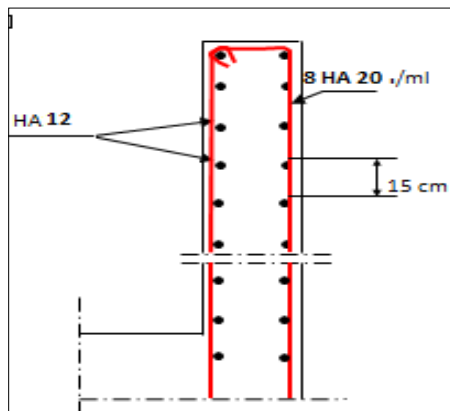


Fig: Ferraillage de mur garde grève.

6.5.4. Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès du pont, il est supposé encastré sur ses deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

1. Poids propre du mur.
2. Poussée horizontale des terres.
3. Poussée due à la surcharge de remblai.

Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge **verticale** de **4t** et une charge **horizontale** de **2t**.

Le mur en retour est constitué de deux parties :

1^{ère} PARTIE (L'OREILLE) :

Calcul de la longueur théorique :

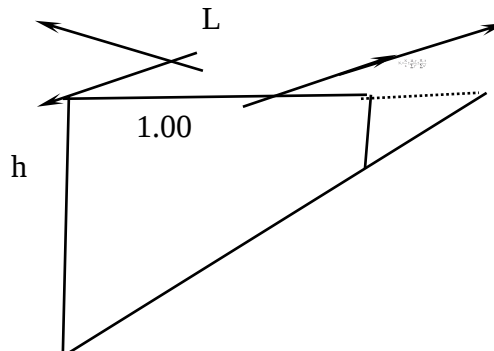
La longueur x est calculée par la méthode des triangles semblables.

$$h = 3,9 \text{ m.}$$

$$L = 3,6 \text{ m}$$

Donc : $X = 1,24\text{m.}$

$$L \text{ théorique} = 4,84\text{m.}$$



Evaluation des efforts :

Charge verticale :

Poids propre

$$G_p = 2.5 \times ((h \times L_{\text{théo}} \times e) / 2) = 11,80\text{t.}$$

$$M_{Gp} = G_p \times (L_{\text{théo}}/3) = 19,04 \text{ t.m.}$$

Charge concentrée vertical :

$$Q_v = 4,00 \text{ t}$$

$$M_{Qv} = Q_v \times (L_{\text{théo}} - 1) = 15,37 \text{ t.m.}$$

Poids de la super structure :

$$G_{sp} = 0.45 \times L_{\text{théo}} = 2,18\text{t}$$

$$M_{Gsp} = G_{sp} \times (L_{\text{théo}}/2) = 5,27 \text{ t.m.}$$

Charge horizontale :**Poussée des terres :**

$$P_t = ((H/3)+0.5) \times ((H \times L_{théo})/2) .$$

$$M_{pt} = P_t \times (L_{théo}/3).$$

$$NP = 17,00 \text{ t.}$$

$$Mt = 27.42 \text{ t.m.}$$

Charge concentrée horizontale:

$$Q_h = 2T .$$

$$MQ_h = Q_h \times (L_{théo}-1) = 7.68 \text{ t.m.}$$

A l'ELS :

$$M_s = M_t + 1.2 \times M_Q \quad N_s = N_p + 1.2 \times Q_h$$

$$M_s = 36,36 \text{ t.m.}$$

$$N_s = 19,4 \text{ t.}$$

Calcul de Section en Flexion Simple**Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
prise en compte des armatures comprimées
Pas de prise en compte des dispositions sismiques
Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

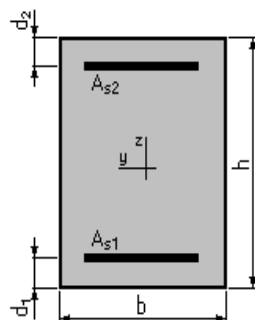
Section

$$b = 390,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{max} (T.m)	M_{min} (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0	0
Etat Limite de Service	36,64	0
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0	0

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 61,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 61,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \text{ max}} = 438,7 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Théorique $r = 0,35 \text{ (}\%)$

Minimum $r \text{ min} = 0,35 \text{ (}\%)$ maximum $r \text{ max} = 2,25 \text{ (}\%)$

Cas ELS M_{max} = 36,64(T.m) M_{min} = 0,00 (T.m)

Coefficient de sécurité :0

Position de l'axe neutre: $y = 0,2 \text{ (cm)}$

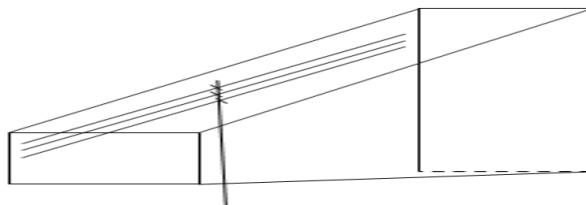
Bras de levier: $Z = 44,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$



**$A_s = 61,4 \text{ cm}^2$ Soit: 13 Ø 25 Côte remblai
13 Ø 20 Côte extérieur.**

Le ferrailage horizontal se fera en flexion simple et en fissuration préjudiciable pour une section

$$(h \times b_0) = (3,6 \times 0,5).$$

Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ MPa}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

Fissuration préjudiciable

Pas de prise en compte des armatures comprimées

Prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

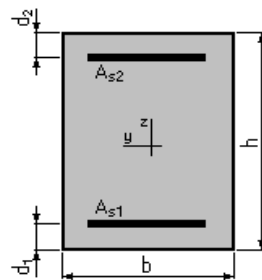
Section:

$$b = 360,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$



	M_{max} (T.m)	M_{min} (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0	0
Etat Limite de Service	42,76	0
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0	0

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 56,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 56,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 405,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,35 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,35$

maximum $r_{\text{max}} = 2,25 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS **$M_{\max} = 42,76 \text{ (T*m)}$** **$M_{\min} = 0,00 \text{ (T*m)}$**

Coefficient de sécurité: 0

Position de l'axe neutre: $y = 0,2 \text{ (cm)}$.

Bras de levier: $Z = 44,9 \text{ (cm)}$.

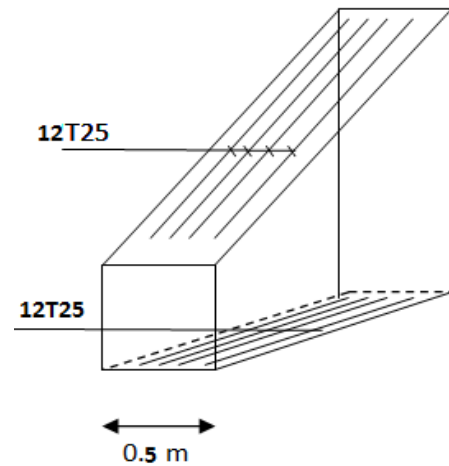
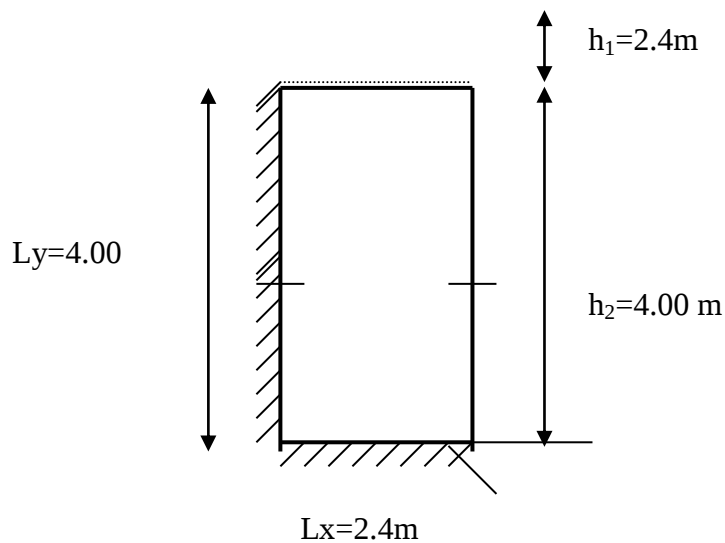
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 116,9 \text{ (MPa)}$.

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$.

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$.

$A_s = 56,7 \text{ cm}^2$ Soit: 12Ø25

**2^{ème} PARTIE (RECTANGULAIRE) :**

$$\begin{cases} L_x = 2.40 \text{ m.} \\ L_y = 4.00 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\xi = L_x / L_y = 0.6$$

$$L_m = 2.9 \text{ m.}$$

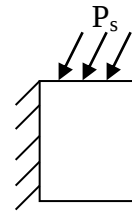
$$\beta = L_m / L_y = 0.725.$$

- **1^{er} cas : poussée due au compactage $q = 1 \text{ t/m}^2$ et au remblai :**

$$P_G = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_1^2 = 1.71 \text{ t}$$

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h_1 = 0.8 \text{ t}$$

$$P_{\text{ser}} = P_G + 1.2 \cdot P_q = 2.67 \text{ t}$$

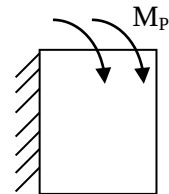


- **2^{ème} cas : Moment due au compactage $q = 1 \text{ t/m}^2$ et au remblai :**

$$M_G = P_G \cdot h_1 / 3 = 1.368 \text{ t.m}$$

$$M_q = P_q \cdot h_1 / 2 = 0.96 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 \cdot M_q = 2.52 \text{ t.m}$$



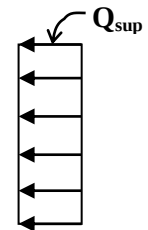
- **3^{ème} cas : Poussée des terres appliquée directement sur le mur :**

$h_1 = 2.4 \text{ m}$ hauteur du mur garde grève

$$Q_g = K_a \cdot \gamma \cdot h_1 = 1.42 \text{ t/m}^2$$

$$Q_q = q \cdot K_a = 0.333 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{sup}} = Q_g + 1.2 Q_q = 1.82 \text{ t/m}^2$$



- **4^{ème} cas : poussée des terres :**

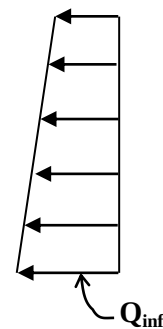
$h_t = h_1 + h_2 = 6.4 \text{ m}$ hauteur résistante du mur

$$Q_G = K_a \cdot \gamma \cdot h_t = 3.83 \text{ t/m}^2$$

$$Q_q = q \cdot K_a = 0.333 \text{ t/m}^2$$

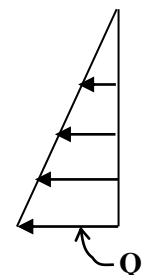
$$Q_{\text{inf}} = Q_G + 1.2 Q_q = 4.226 \text{ t/m}^2$$

$$\text{D'où : } Q' = Q_{\text{inf}} - Q_{\text{sup}} = 2.4 \text{ t/m}^2$$



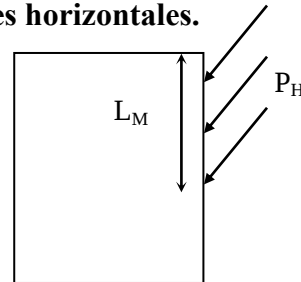
- **5^{ème} cas : Efforts tranchant dû aux charges horizontales ramenées par la 1^{ère} partie du mur en retour.**

$$T_{H_{\text{ser}}} = \frac{T_{H_{\text{ser}}}}{h} = \frac{19.4}{3.9} = 5 \text{ t/ml}$$



➤ 6^{ème} cas : Moment d'encastrement dû aux surcharges horizontales.

$$M_{H_{ser}} = \frac{M_{H_{ser}}}{h} = \frac{46.76}{3.9} = 12 \text{ t/ml}$$



Le calcul des moments pour les différents cas de charge fait au moyen des abaques allemands

les résultats sont dans le tableau suivant :

		1 ^{ère} CAS	2 ^{ème} CAS	3 ^{ème} CAS	4 ^{ème} CAS	5 ^{ème} CAS	6 ^{ème} CAS
Abaques		$M=\alpha.Q_{SUP}.l_y^2$	$M=\alpha.Q'.l_y^2$	$M=\alpha.P'.l_y$	$M=\alpha.M_p$	$M=\alpha.T_H'.l_y$	$M=\alpha.M_H$
1x	α	-4,51	-1,23	-16,02	-	-6,00	7,80
2x	α	-25,33	-1,46	-2,78	-	-1,40	1,80
5x	α	-0,23	-0,31	-3,95	0,05	-1,56	7,80
3y	α	-4,51	-2,88	-8,54	-0,50	-3,60	21,00
4y	α	-1,46	-1,23	-0,96	0,00	-0,50	0,36
6y	α	0,58	0,54	-	0,50	-0,54	-

Tableau récapitulatif :

Ferraillage	Cas	M_{ser} [t.m]
Horizontal	1x	-19,96
	2x	-29,17
	5x	1,80
Vertical	3y	0,96
	4y	-3,79
	6y	1,08

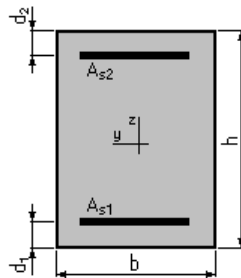
Ferraillage horizontal :**Calcul de Section en Flexion Simple****Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 27,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

Fissuration préjudiciable.

Prise en compte des armatures comprimées.

Pas de prise en compte des dispositions sismiques.

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Section: $b = 100,0$ (cm) $h = 60,0$ (cm) $d_1 = 5,0$ (cm) $d_2 = 5,0$ (cm)**Moments appliqués:**

	M_{max} (T.m)	M_{min} (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	29,17	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 28,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,51$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:**Cas ELS** $M_{\max} = 29,17$ (T.m) $M_{\min} = 0,00$ (T.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,7$ (cm)Bras de levier: $Z = 49,1$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,6$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

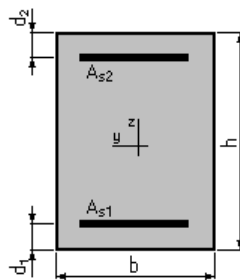
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)On opte pour des **T20, e=15 cm** Coté intérieur.On opte pour des **T16, e=15 cm** Coté extérieur.**Ferraillage vertical :****Calcul de Section en Flexion Simple****Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 27,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable.

Prise en compte des armatures comprimées.

Prise en compte des dispositions sismiques.

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Section: $b = 60,0$ (cm) $h = 100,0$ (cm) $d_1 = 5,0$ (cm) $d_2 = 5,0$ (cm)

Moments appliqués:

	M_{max} (T.m)	M_{min} (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	3,79	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 19,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 19,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 142,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (}\%\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (}\%\text{)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,38 \text{ (}\%\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 3,79 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 18,52

Position de l'axe neutre: $y = 26,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 86,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 4,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0 \text{ (MPa)}$

On opte pour des **T20**, $e=15 \text{ cm}$ **Coté intérieur.**

On opte pour des **T16**, $e=15 \text{ cm}$ **Coté extérieur.**

6.5.5. Etude corbeau d'appuis :

Son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition, d'après les prescriptions des documents

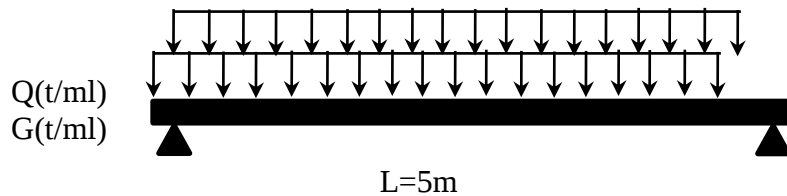
SETRA, le ferrailage du corbeau d'appui sera comme suite :

- Un goujon de diamètre de 25 cm déposé tout les 2 cm.
- Un T10 tout les 10 cm .

6.6.6. DALLE DE TRANSITION :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contacte direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au dessus de la dalle.



- **Evaluation des efforts :**

Remblais :

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^2$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

Poids propre de la dalle :

$$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$E = 0,3 \text{ m}$$

Revêtement :

$$\gamma = 2,2 \text{ t/m}^2$$

$$E = 0,08 \text{ m}$$

Surcharge :

$$Q = 1,2 \text{ t/m}^2$$

Tableau récapitulatif :

Type de charge	Q (t/ml)	M(t.m/ml)	V (t)
Poids propre	0,75	2,34375	1,875
Revêtement	0,176	0,55	0,44
Remblai	1,26	3,9375	3,15
Surcharges	1,2	3,75	3

A PELS :

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = 11,33125 \text{ t.m/ml.}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = 9,065 \text{ t/ml.}$$

A PELU :

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 15,222188 \text{ t.m/ml.}$$

$$V_{ult} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 12,17775 \text{ t/ml.}$$

Calcul de Section en Flexion Simple**Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ MPa}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

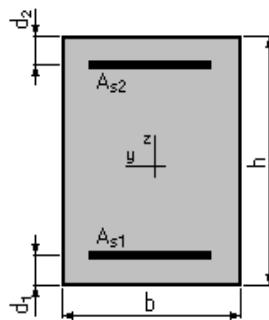
Section:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**Moments appliqués:**

	M_{max} (T.m)	M_{min} (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	15,22	0
Etat Limite de Service	11,33	0
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0	0

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 24,9 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Section théorique $A_{s2} = 0 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Théorique $r = 1,00 \text{ (}\%)$.

Minimum $r \text{ min} = 0,15 \text{ (}\%)$.

analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 15,22 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (}\%)$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8,87 \text{ (}\%)$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 11,33 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 1

Position de l'axe neutre: $y = 10,4 \text{ (cm)}$.

Bras de levier: $Z = 21,5 \text{ (cm)}$.

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,9 \text{ (MPa)}$.

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$.

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}.$$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$.

$A_s = 24,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Soit 8Ø 20

La pile :

7.1. Définition :

Constituées d'éléments larges ou minces les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts jusqu'au sol de fondation. Elles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse qui englobe la nature et le mode de construction, les contraintes naturelles du site mais aussi les contraintes fonctionnelles du projet.

Vue l'importante largeur de notre tablier nous avons opté pour la solution d'une pile portique (chevêtre sur fûts) qui permet un gain de poids, elle permet aussi d'éviter l'effet tunnel délivré par des voiles.

Les poutres seront posées sur le chevêtre qui à son tour transmet les efforts au sol par le biais des pieux en passant par les fûts et la semelle.

Pré dimensionnement de la pile :

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

La résistance mécanique.

La robustesse.

L'esthétique.

7.2. Etude de la pile :

Les Dimensions de la pile :

- **Chevêtre :**

Longueur : 16,50 m

Largeur : 4,10 m

Hauteur : 1,50 m

- **Fûts :**

Hauteur : 12,20 m

Diamètre : 1,50 m

Nombre des futs : 5

- **Semelle :**

Epaisseur : 1,5 m.

Largeur : 6m.

Longueur : 17,20 m.

Béton de propreté : 10,00 cm.

- **Évaluation des efforts :**

Calcul de poids propre de la pile :

Chevêtre : $P_{\text{Chev}} = 253,69 \text{ t.}$

Fut : $P_{\text{Fut}} = 269,49 \text{ t.}$

Semelle : $P_{\text{Semelle}} = 387,00 \text{ t.}$

Poids des terres : $P_{\text{Terres}} = 75,72 \text{ t.}$

- Répartition des charges et surcharges sur la pile :

A) Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

$$R_G = 842 \text{ t.}$$

B) Evaluation des réactions dues aux surcharges :

Notre pile intermédiaire entraîne de supporter les efforts dues aux deux travées pour cela il doit être dimensionné de manière suffisante qui répond à cet état mécanique :

La surcharge A (I) :

$$R_{A(I)} = 283,720 \text{ t.}$$

Système de charge B :

$$R_{BC} = 195.925 \text{ t.}$$

Charges militaires MC120 :

$$R_{MC120} = 286,024 \text{ t.}$$

Convoi exceptionnel D240 :

$$R_{D240} = 217,224 \text{ t.}$$

Surcharges sur trottoirs :

$$R_{\text{Trottoir}} = 8,25 \text{ t.}$$

Sollicitation horizontales :

Freinage dû à A(L) :

$$H = 11,63 \text{ t.}$$

$$M = 176,70 \text{ t.ml.}$$

Freinage dû à Bc :

$$H = 11,77t$$

$$M = 178,90 \text{ t.ml.}$$

Séisme :

Selon le RPOA notre ouvrage est du 2ème groupe (liaison importante) dans une zone sismique forte (III) les coefficients d'accélération de séisme sont

$$H_h = 0,3$$

$$H_v = 0,09$$

On a fait les calculs selon 4^{quatre} cas défavorables du séisme correspondant à :

$$1^{\text{ère}} \text{ cas : cas normale sans séisme} \quad K_h = 0,00 \quad K_v = 0,00$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : avec séisme} \quad K_h = 0,30 \quad K_v = 0,09$$

Récapitulatif :

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \varepsilon_v) * P$ (t)	Bras de levier <v> (m)	Moment (t.m)
Semelle	cas n°1	387,00	0	387,00	0,75	0
	cas n°2		116,1	421,83		87,075
Futs	cas n°1	269,49	0	269,49	7,6	0
	cas n°2		80,8469	293,74		614,437
Chevêtre	cas n°1	253,69	0	253,69	14,45	0
	cas n°2		76,1063	276,519		1099,74
Poids des terres	cas n°1	75,72	0	75,72	1,81	0
	cas n°2		22,7162	82,5355		41,1163
G tablier	cas n°1	842,00	0	842,00	15,2	0
	cas n°2		94,2691	917,78		1432,89

A(l)	283,72			
Bc	195,93			
Mc120	286,02			
D240	217,22			
Trottoirs	8,25			
HA(l)	11,63		15,2	176,7
HBc	11,77		15,2	178,904
Flv	0,00		15,2	0

Combinaisons des cas de charges :

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	2934,8	18,6	282,72
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	2794,3	18,832	286,25
	1,35G + 1,35 Mc120	2853,8	0	0
	1,35G + 1,35 D240	2760,9	0	0
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	2178,3	13,95	212,04
	G + 1,2 (Bc+Str)	2072,9	13,95	214,68
	G + Mc120	2113,92	0	0
	G + D240	2045,12	0,00	0
ELA	G + 0,2 (A(l)+Str)	2050,8	392,36	3310,6
	G + 0,2 (Bc+Str)	2033,2	392,39	3311
	G + 0,2 Mc120	2049,61	390,04	3275,3
	G + 0,2 D240	2035,85	390,04	3275,3

Conditions normales CAS °1: ELS

$$N_{\max} = 2178,26 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 214,6848 \text{ t.m.}$$

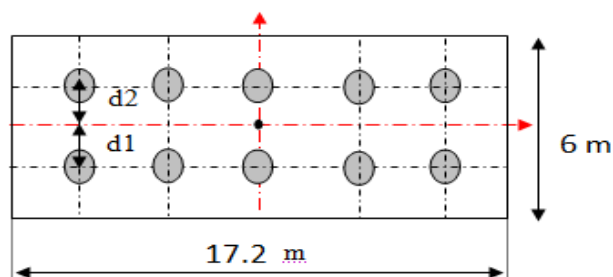
Condition sismique la plus défavorable: ELA

$$N_{\max} = 2050,80 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 3311,0338 \text{ t.m.}$$

7.3. Etude des pieux :**7.3.1 Efforts revenant à chaque pieu :**

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

**Condition normale :**

$$N_1 = 229,75312 \text{ t} < 300 \text{ t}$$

$$N_2 = 205,89925 \text{ t} < 300 \text{ t}$$

Condition sismique:

$$N_1 = 389,02659 \text{ t} < 450 \text{ t}$$

$$N_2 = 21,133941 \text{ t} < 450 \text{ t}$$

Vérifié au poinçonnement et au soulèvement

Calcul des pieux:

Le pieu est soumis à un moment fléchissant il est encastré en tête ce qui implique que le déplacement (la rotation) est nul.

Action sur les pieux :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

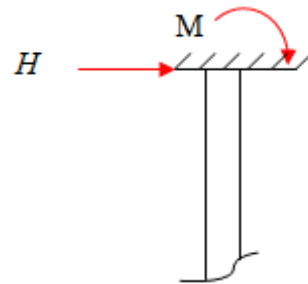
b : Diamètre du pieu = 1,2 m.

C_U : Module de réaction du sol = 30 KN/m³.

E : module d'élasticité du béton = 33000 Mpa.

I : moment d'inertie du pieu = 0,1017876 m⁴.

l : longueur du pieu = 40m.



Donc : $\lambda = 0,228.$

D'où : $L.\lambda = 9,101.$

Efforts tranchant en tête du pieu :**Condition normale :**

$H = 13,95 \text{ t.}$

D'où : $\bar{P} = 1,40 \text{ t/pieu.}$

Condition sismique :

$H = 392,39 \text{ t.}$

D'où : $\bar{P} = 39.2 \text{ t/pieu.}$

Détermination des coefficients :

Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$L.\lambda = 9,101 \Rightarrow \chi_{\theta p} = 1,450 \quad \chi_{\theta m} = 1,650$

Le calcul du moment :

la méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points.

Condition normale :

$$\overline{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = -5,388 \text{ t.m}$$

$\overline{M}$: Moment en tête du pieu.

Condition sismique :

$$\overline{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = -151,56 \text{ t.m}$$

7.3.2 Ferrailage :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion Composée.

Condition normale :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 229,753 \text{ t.} & N_{\min} &= 205,899 \text{ t.} \\ M_{\max} &= 5,388 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Condition sismique :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 389,027 \text{ t.} & N_{\min} &= 21,134 \text{ t.} \\ M_{\max} &= 151,564 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

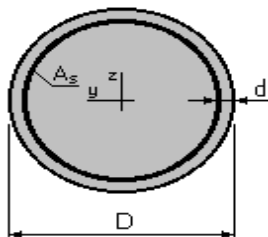
Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:

$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (T)	M_y (T.m)	M_z (T.m)
1.	ELS	229,5	5,39	0
2.	ELS	205,9	5,39	0
3.	ELA	389,3	151,56	0
4.	ELA	21,13	151,56	0

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

Théorique $r = 1,00$ (%)

Minimum $r_{\min} = 0,50$ (%) maximum $r_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par cas:

Cas NO 1: Type ELS $N = 229,75 \text{ (T)}$ $M_y = 5,38 \text{ (T.m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 7,53

Position de l'axe neutre: $y = 476,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 56,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\epsilon_b = 2,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 29,4 \text{ (MPa)}$.

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$.

Cas NO 2: Type ELS $N = 205,90 \text{ (T)}$ $M_y = 5,38 \text{ (T.m)}$ $M_z 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 8,28

Position de l'axe neutre: $y = 433,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 57,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier: comprimée: $\sigma_s' = 26,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$.

Cas NO 3: Type ELA $N = 389,03 \text{ (T)}$ $M_y = 151,56 \text{ (T.m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 2,58 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 71,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 81,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,12 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$.

Comprimée : $\sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$.

Cas NO 4: Type ELA $N = 21,13 \text{ (T)}$ $M_y = 151,56 \text{ (T*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,53. Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 26,4 \text{ (cm)}$.

Bras de levier: $Z = 102,1 \text{ (cm)}$.

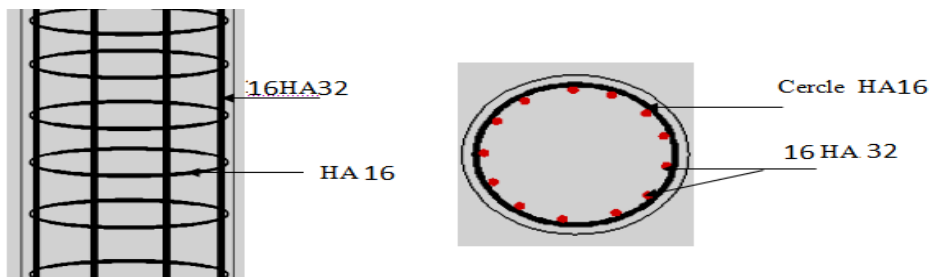
Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,99 \text{ (‰)}$.

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$.

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$.

comprimée: $\sigma'_s = 400,0 \text{ (MPa)}$.



ferraillage du pieu

$A_s = 113 \text{ cm}^2$ soit 16 Ø32

espacement 25cm.

Ferraillage horizontale :

On prendra des cercles **HA16** avec un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **10 cm** dans la zone de jonction.

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

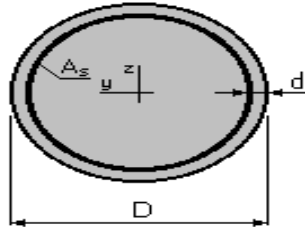
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.
- Prise en compte des dispositions sismiques.

- Fissuration préjudiciable.
- Calcul en poteau dans la zone critique.

2. Section :

$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant.

N : effort de compression.

Cas NO	Type	V (T)	N (T)
1.	ELA	39,2	389,03

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,4$ (MPa).

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa).

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg).

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 12,1$ (cm²).

Cadres: **6 Ø 16.**

Espacement : $S_t = 15,0$ (cm).

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm).

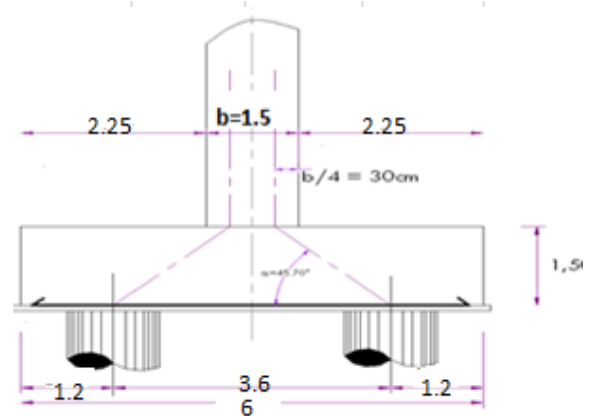
7.4 Etude de la semelle (méthode des bielles) :

Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 45,70 > 45^\circ$$



$$L = 3,6 \text{ m}$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

$$L/2 - b/4 = 1,425$$

Condition normale : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266,670 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_a = 266,670 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = 81,849 \text{ cm}^2.$$

Condition sismique : $\sigma_e = 400 \text{ MPa}$

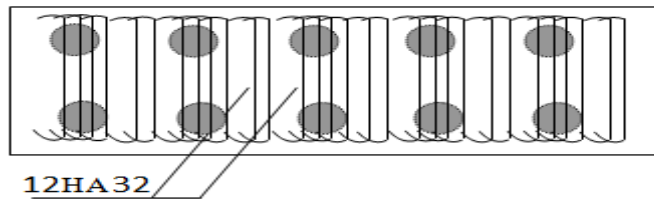
$$\bar{\sigma}_a = 400,000 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = 92,394 \text{ cm}^2$$

L'espace est : $S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1}$

On prend :

12T32 avec un espacement de 25cm.



Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,70 \text{ m}$.

Armatures longitudinales inférieures :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$A_s = 40,924 \text{ cm}^2$ On prend : T25 ; es = 15 cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_s = 30,798 \text{ cm}^2$ On prend : T20 ; es = 15 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_s = 20,462 \text{ cm}^2$ On prend : T16 ; es = 15 cm.

Armatures latérales :

$A_s = 9,239 \text{ cm}^2$ On prend : T14 ; es = 20 cm.

7.5. Calcul du Fut :

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont encastrés dans la semelle et le chevêtre.

Hauteur : 12,20 m

Diamètre : 1,50 m

Nombre de futs 5

Vérification de flambement du fût :

$$L_c = 0.7 \times L = 8,54 \text{ m.}$$

$$l = L_c / i. \text{ telle que : } i = \phi / 4 = 0,38 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_c / i = 22,77 < 50.$$

Donc : Pas de risque de flambement.

7.5.1 Evaluation des efforts :

Conditions normales :

- Charges verticales :

$$N_{ELS} = (Q \text{ Tablier} + Q \text{ Chevêtre} + Q \text{ fûts}) + 1,20 Q \text{ Surcharges} = 1715,54 \text{ t}$$

$$N_{ELU} = 1,35 (Q \text{ tablier} + Q \text{ Chevêtre} + Q \text{ fûts}) + 1,6 Q \text{ Surcharges} = 2310,14 \text{ t}$$

Soit par fût :

$$N_{ELS} = 343,11 \text{ t}$$

$$N_{ELU} = 462,03 \text{ t}$$

- Charges horizontales:

$$H = 11,77 \text{ t}$$

Soit par fût :

$$H = 2,35 \text{ t}$$

Moments à la base du fût :

$$MH = 32,25 \text{ t.m}$$

Conditions sismiques :

- Charges verticales :

$$N_{ELA} = (Q \text{ S Tablier} + QS \text{ Chevêtre} + QS \text{ fûts}) + 0,20 Q \text{ Surcharges} = 1546,44 \text{ t}$$

Soit par fût :

$$N_{ELA} = 309,29 \text{ t}$$

- Charges horizontales:

$$H = 253,58 \text{ t}$$

Soit par fût :

$$H = 50,72 \text{ t}$$

Moments à la base du fût :

$$MH = 586,30 \text{ t.m.}$$

7.5.2 Ferrailage du fut:

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée :

$N_{ELS} = 343,11 \text{ t}$	$MH = 32,25 \text{ t.m}$
$N_{ELU} = 462,03 \text{ t}$	$MH = 34,65 \text{ t.m}$
$N_{ELA} = 309,29 \text{ t}$	$MH = 586,30 \text{ t.m}$

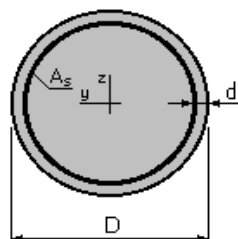
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$D = 150,0(\text{cm})$$

$$d = 5,0(\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (T)	My (T*m)	Mz (T*m)
1.	ELS	343,11	32,25	0
2.	ELU	462,03	34,65	0
3.	ELA	309,29	586,3	0
4.	ELA	0	0	0

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_s = 185,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 176,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 883,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,05 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELS $N = 343,11 \text{ (T)}$ $M_y = 32,25 \text{ (T*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,23

Position de l'axe neutre: $y = 239,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 78,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée:

$\sigma_s' = 35,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$

Cas NO 2: Type ELU $N = 462,03$ (T) $M_y = 34,65$ (T*m) $M_z = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 5,86 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 163,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 74,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,30$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier: comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas NO 3: Type ELA $N = 309,29$ (T) $M_y = 586,30$ (T*m) $M_z = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 43,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 124,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

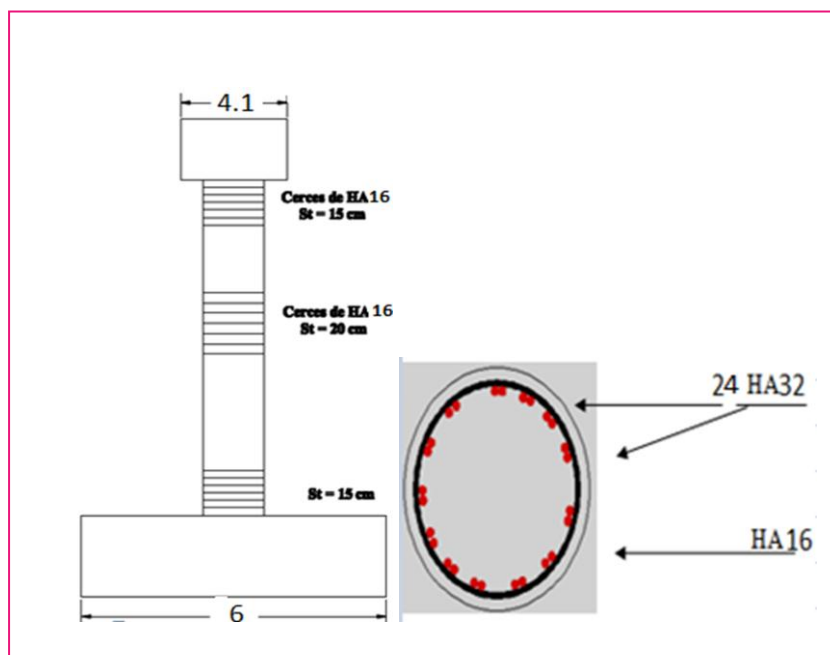
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8,15$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa) .

comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa).

$A_s = 185,80 \text{ cm}^2$ On prend : 24 T32



Ferrailage horizontale :

On prendra des cercles **HA16** avec un espacement de **15 cm** dans la zone courante et **10 cm** dans la zone de jonction.

7.6. Etude du chevrete :**7.6.1. Détermination des efforts :****- Poids propre du chevrete :**

$$G_c = 15.37 \text{ t/ml}$$

- Charges concentrées provenant du tablier :**➤ Sous le poids propre :**

$$P_t = P_G / n$$

 P_G : poids propre du tablier = 842 t

 n : nombre de poutres 5

$$P_t = 168.4 \text{ t}$$

Sous surcharges :Le cas le plus défavorable est obtenu avec $A(l)$ comme sur charges.

$$R_{A(l)} = 283.720/5 = 56.74 \text{ t}$$

8. Calcul des sollicitations :**ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1.35G + 1.6A(l) + 1.6ST = 1.35(168.4) + 1.6(56.74) + 1.6(1.65) = 320.764 \text{ t/poutre.} \\ G_u = 1.35.G_c = 1.35 (15.37) = 20.74 \text{ t/poutre.} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} P_s = G + 1.20 (A(l) + ST) = 168.4 + 1.2(56.74 + 1.65) = 238.468 \text{ t/poutre.} \\ G_s = G_c = 15.37 \text{ t/poutre.} \end{cases}$$

Les diagrammes obtenus sont représentés dans les figures suivantes :

Diagrammes de moment fléchissant :

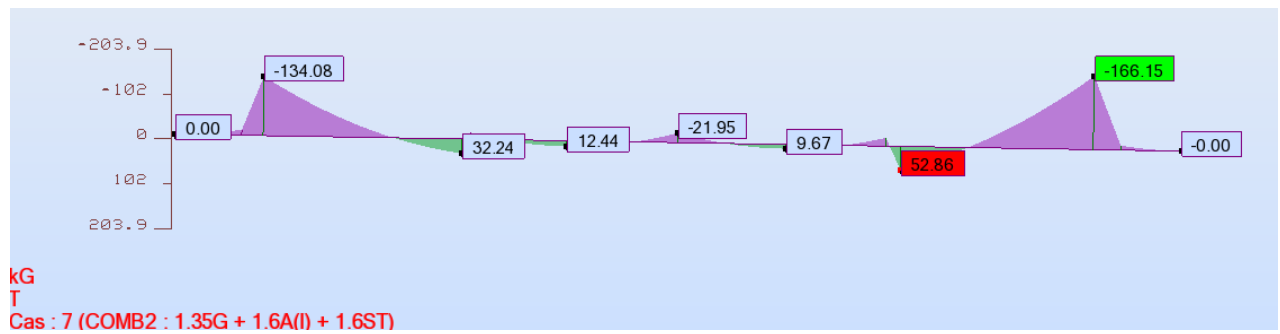


Fig : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

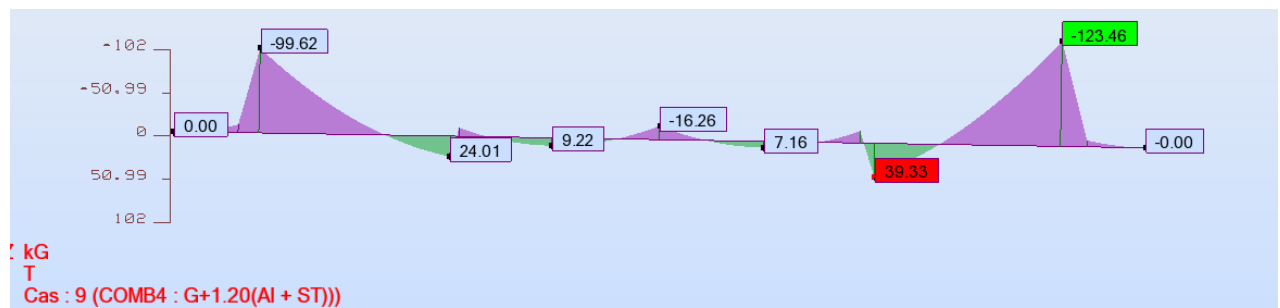


Fig : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

Diagrammes de l'effort tranchant :

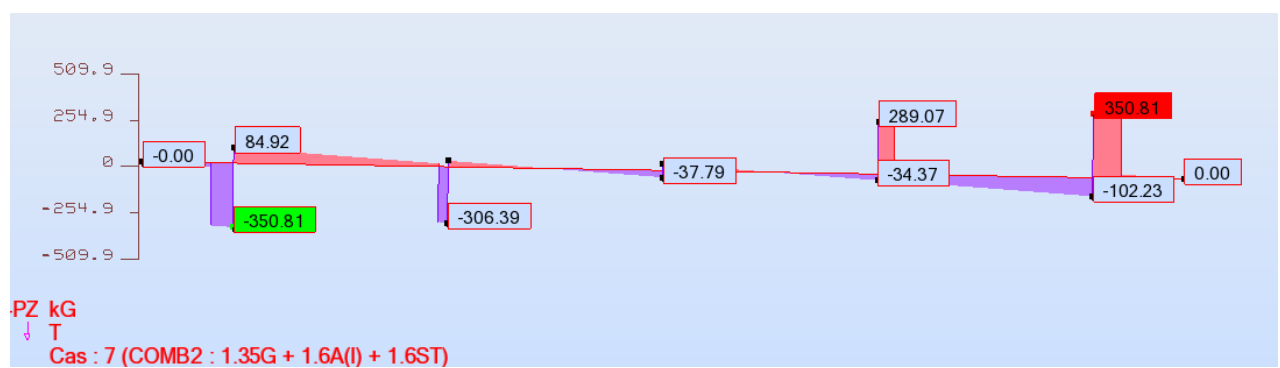


Fig : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

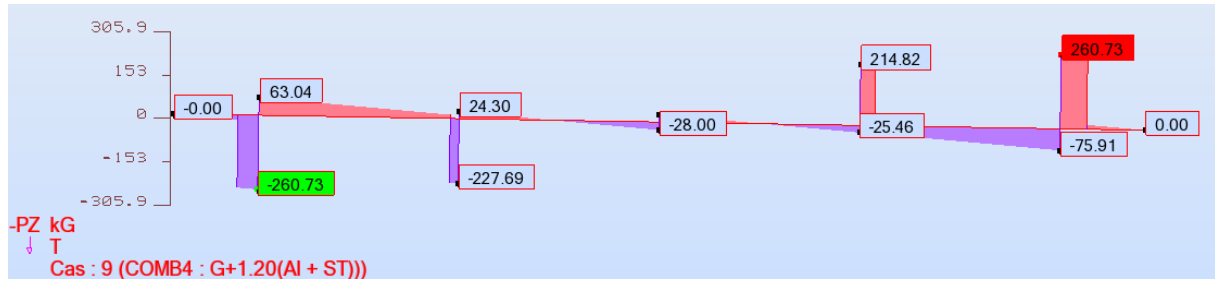


Fig : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

7.6.2 Ferrailage :

Section d'armature supérieure (SUR APPUI) :

Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

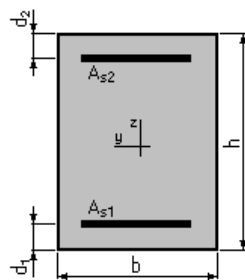
Fissuration préjudiciable

Pas de prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$$b = 410,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (T.m)	$M_{\min}$ (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	166,15	0,00
Etat Limite de Service	123,46	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{S1} = 65,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 65,4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,11 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 166,15 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 0,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 145,0 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 123,46 \text{ (T.m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité: 0,00
 Position de l'axe neutre: $y = 0,3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 144,9 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,8 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

On prend des **T 25** avec $e_s = 20 \text{ cm}$.

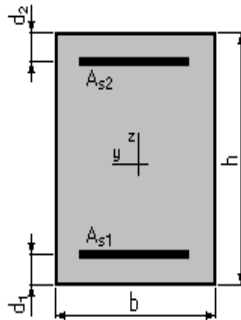
Section d'armature inférieure (EN TRAVEE) :**Calcul de Section en Flexion Simple****Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

Fissuration préjudiciable .
 Pas de prise en compte des armatures comprimées.
 Pas de prise en compte des dispositions sismiques.

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Section:



$$b = 410,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:

	M_{max} (T.m)	M_{min} (T.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	52,86	0,00
Etat Limite de Service	39,33	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 65,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 65,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,11 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 52,86(T.m)** **M_{min} = 0,00(T.m)**

Coefficient de sécurité: 0,01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 145,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 39,33$ (T.m) $M_{\min} = 0,00$ (T.m)

Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre: $y = 0,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 144,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

On prend des **T 25** avec **es = 20 cm**.

Armature transversale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [0,1 f_{ct28} ; 4 \text{ MPa}] = 2.7 \text{ MPa}$$

$$= 453,04 \cdot 10^4 / 410 \times 135 \cdot 10^2 = 0,8185 \text{ MPa}$$

$$0.8185 < 2.7 \text{ MPa. Condition vérifiée. } \times \times \times \times \times$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{ct28} k)}{0.9 f_c} \gamma_s b_0. \text{ Avec } k = 1 \text{ pas reprise de bétonnage.}$$

$$A_{t1} \geq 2.63 \text{ cm}^2.$$

- **Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :**

Évaluation des efforts :

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ($e = 55 \text{ cm}$).

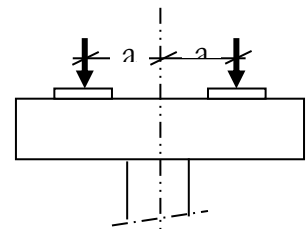
C : moment de torsion.

$$a = 55 \text{ cm.}$$

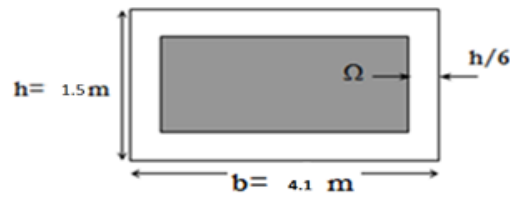
Une travée chargée par A(l):

$$M_T = R_1 \times d$$

$$M_{T1} = 1,35 \times (208.538) \times 0,55 = 154.839 \text{ t.m}$$



Moment de torsion du au poids propre :



On considère le cas où l'ouvrage est en construction ou une seule travée repose sur le chevêtre.

$$R_{\max} = 421 \text{ t}$$

$$M_{T2} = 1,35 \times 421 \times 0,55 = 312,59 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } C_{\max} = \text{Max} (M_{T1}, M_{T2})/5 = 62,518 \text{ t.m}$$

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b > x + h. \\ l_t = x + h & \text{si } b < x + h \end{cases}$$

$$l_t = b = 4,1 \text{ m.}$$

$$b_n = h / 6 = 1,5 / 6 = 0,25 \text{ m.}$$

$$\Omega = (4,1 - 0,5) (1,5 - 0,5) = 3,6 \text{ m}^2.$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_{bt} = \frac{C_{\max}}{2\Omega b_n} = \frac{62,518 \cdot 10^{-2}}{2 \times 3,6 \times 0,25} = 0,34 \text{ MPa.}$$

Armatures longitudinales:

$$A_l \geq \frac{C_{\max} U}{2\Omega f_e / \gamma_s} = \frac{62,518 \times 2 \times (1,00 + 3,6) \times 1,15}{2 \times 3,6 \times 40000} = 23 \text{ cm}^2$$

On prend : **5 T25**

Armatures transversales :

On prend des **T14 e=15 cm**

ETUDE SISMIQUE

Les tremblements de terre et le trafic sont des actions qui agissent de manière dynamique sur l'ouvrage, Pour la plupart des ponts, ces actions constituent les sollicitations variables prédominantes.

En cette dernière décennie, le nord de l'Algérie, a témoigné de plusieurs séismes qui ont occasionné des dégâts plus ou moins importants aux ponts, tel que le tassement des remblais d'accès, déplacements des culées, des piles et du tablier sur leurs appuis, effondrement des culées, etc.

Une action importante a été engagée par le ministère des travaux publics, le secteur a été doté d'un règlement parasismique relatif aux ouvrages d'art, mis à la disposition des ingénieurs concepteurs.

le but de cet ouvrage est la prise en compte du risque sismique, ce document est obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art.

8.1. Calcul parasismique:

Toutes les étapes de calcul sont établies selon le règlement parasismique des ouvrages d'art le « R.P.O.A.2008 ».

Détermination des actions sismiques :

Le séisme est traité comme étant une action accidentelle.

Zone de l'ouvrage :

La zone de sismicité où est projeté l'ouvrage est la **Zone III** (sismicité très élevée).

Classe du pont :

Le pont est rangé en **groupe 2** (pont important).

Coefficient d'accélération de zone :

Le pont est de groupe 2 zone III donc le coefficient d'accélération de zone est égale à **A=0.3**

Classification du sol :

Le sol se compose essentiellement de dépôts épais et de sable et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide donc on va le classer dans la **Catégorie S3 (site meuble)** caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s à partir de 20 m de profondeur.

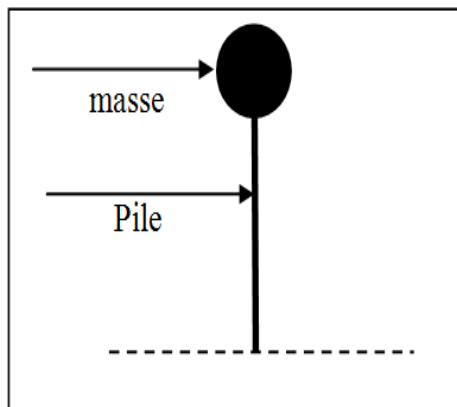
Amortissement :

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. Le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier donc $\varepsilon=5\%$. (béton armé), ce qui revient à utiliser le spectre sans correction ($\eta = 1$).

Composante horizontale du séisme :

La méthode utilisée dans notre cas, est la méthode monomodale, le calcul est monomodal dans chaque direction, en considérant dans chacune le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

Le tablier est considéré comme infiniment rigide dans le plan horizontal, dans le sens longitudinal le modèle se résume donc à une masse reliée au milieu extérieur par un ressort, sa masse est celle du tablier, et sa raideur est la somme des raideurs des appareils d'appui, et des piles. La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon la direction longitudinale et la direction transversale du pont.



-Modèle de calcul-

8.2.Condition d'application de la méthode :

Selon le R.P.O.A il faut vérifier les critères suivants :

- La masse en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale.
- La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier.

Rappelons que le centre élastique se définit comme le barycentre des raideurs K des appuis dans la direction considérée des mouvements sismiques. Condition vérifiée « pont symétrique ».

- L'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.

8.3. Les différentes composantes d'un séisme

Détermination des sollicitations sismiques longitudinales :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

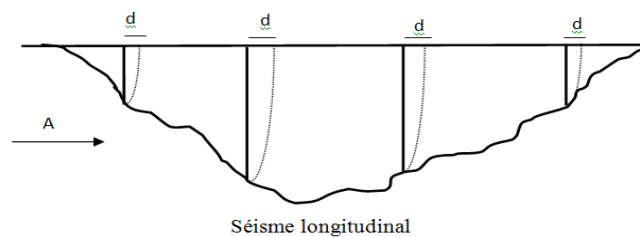
Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique une force horizontale F donnée : $F = M \times S_a(T)$

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T .

En ce qui concerne le calcul des sollicitations du tablier avec un séisme horizontal on a considéré un coefficient de comportement $q_0 = 1$, afin de garantir à cette structure une adéquate résistance. En outre il sera possible de déterminer les réactions longitudinales et transversales que les retenues déchargent sur les piles et les culées.



La raideur du système : $K = n^{\circ} \text{ appui} \times \text{raideurs totale par appui}$.

Raideur totale par appui : $K_{\text{appui}} = 1 / ((1/K_{\text{corps d'appui}}) + (1/K_{\text{appareils d'appui}}) + (1/K_{\text{fondation}}))$

Raideur des appareils d'appui par appui : $K_{\text{appareil d'appuis}} = n^{\circ} \times G_{ab}/T$.

Raideur du corps d'appui : $K_{\text{corps appui}} = n^{\circ} \text{ futs} \times 3EI/h^3$.

Pour plus de détails voir le chapitre (équipements du pont).

Les rigidités :

$K_{\text{corps d'appui}} = 1/0.011 = 90.09 \text{ MN/m}$.

$K_{\text{fondation}} = 1/0.0087 = 115 \text{ MN/m}$.

$K_{\text{appareil d'appui}} = 1/0.057 = 17.51 \text{ MN/m}$.

$K_{\text{appui}} = (1/(0.011 + 0.0087 + 0.057)) = 13 \text{ MN/m}$.

$K_{\text{sys}} = 2 \times 13 = 26 \text{ MN/m}$.

Période du système :

$$T = 2\pi\sqrt{M/K}$$

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales dépend de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ($\xi\%$) de l'ouvrage.

$$S_{ae}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($=9,81m/s$).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

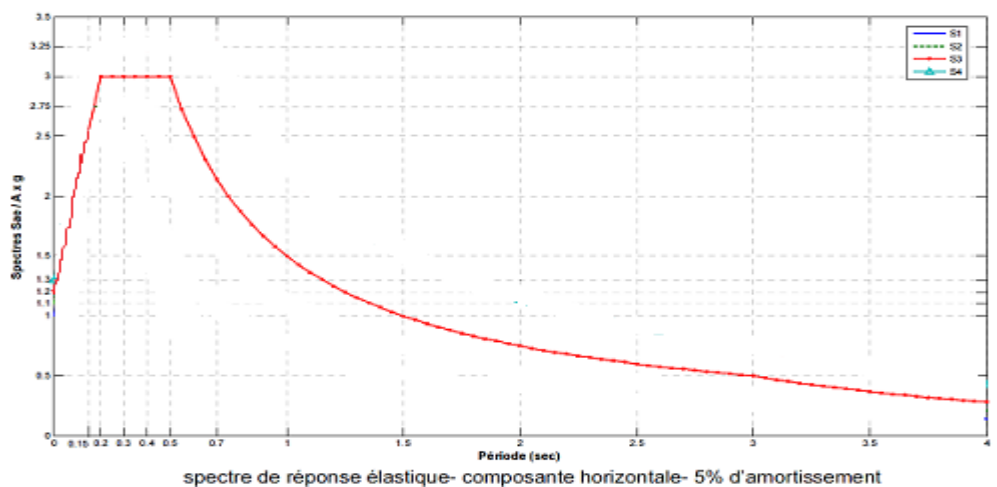
S : Coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$).

$\eta = 1$

ξ : Taux d'amortissement égale à 5%.

$q=1$ coefficient de comportement (calcul élastique).

Spectre de réponse élastique :

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Valeurs de T_1 , T_2 Pour la composante horizontale

On tire les valeurs de T_1 et T_2 du tableau :

$$T_1 = 0.2$$

$$T_2 = 0.5$$

$$S = 1.2$$

$$Sae(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2,5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

Calcul des forces statique équivalentes :

Effort longitudinal :

Effort total :

$$F_{\text{longitudinal}} = M \times Sa(t)$$

Détermination des sollicitations sismiques transversalement :

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si $L/B < 5$

On a $L/B = 1050/16.6 > 5$ condition non vérifiée pour le tablier rigide donc on a un tablier flexible.

Modèle à tablier flexible :

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de **Rayleigh** utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté

$$T = \frac{2\pi}{w}$$

$$w = \sqrt{g \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i x_i^2}} \quad \text{et} \quad [x] = [f] \cdot g \cdot \{m\}$$

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i , qui ont pour expression :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_a(T)}{g} \cdot x_i m_i$$

Où:

T : est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée.

m_i : La masse concentrée à l'i-ème point nodal.

x_i : Le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces.

g : est l'accélération de la gravité.

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T .

Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^v(T, \xi) = \begin{cases} Ag\alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag\alpha & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag\alpha \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta Ag\alpha \frac{3T_2}{T^2} & T \leq 3s \end{cases}$$

avec :

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 ;

A : coefficient d'accélération ;

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

0.7 pour les zones sismiques I, IIa et IIb ; 1.0 pour la zone sismique III ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.40	0.40

Tableau: Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale.

Dans le cas étudié

$T_1=0.2$; $T_2=0.4$.

Le coefficient du site α , dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

Le spectre de réponse élastique concernant la composante verticale est indiqué dans la figure

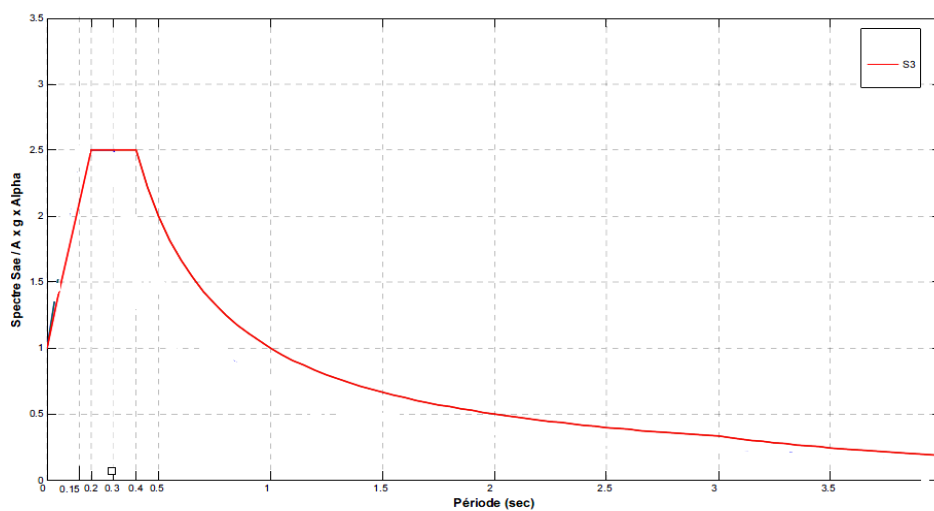


Figure 3.3 spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

Nous nous contenterons de ces définitions du fait de la complexité des calculs de notre cas.

PARTIE 2 :

LE PONT BOW-STRING:

1. Introduction :

Nous avons vu précédemment que le tablier peut être porté de plusieurs manières : Sur des **piles**, sur un **arc** ou avec des **câbles**, possibilités aux quelles sont attachées les quatre grandes familles classiques d'ouvrages traditionnellement appelés ponts à poutres, ponts en arc, ponts à haubans et ponts suspendus.

- Il ya des possibilités de fusionner deux de ces trois variantes. C'est le cas de l'ouvrage où le tablier est porté par des haubans liés directement à l'arc métalliques « **bow-string** » (**dérivé du pont en arc**).

1.1. Définitions :

1.1.1 Le pont en arc :

Un pont en arc est avant tout une poutre courbe, portant un tablier, à fibre moyenne de géométrie circulaire ou parabolique et à réactions d'appui obliques nécessitant un sol de fondation d'excellente résistance. L'arc proprement dit est en béton armé, parfois légèrement précontraint et dernièrement en acier. Ses dimensions d'ensemble sont caractérisées par son ouverture L , mesurée entre ses naissances, et sa flèche f , qui représente la distance entre la ligne joignant ses naissances et le point le plus haut de la fibre moyenne.

La valeur moyenne du rapport L/f est voisine de 6 : elle varie, dans les projets réels, de 5 à 8m.

L'arc proprement dit est le plus souvent :

- en **caisson**, aux faces latérales traitées architecturalement (section uni- ou multicellulaire), pour les grandes ouvertures (> 150 m), d'épaisseur H telle que $L/H = 60$;
- constitué de **poutres pleines entretoisées** pour les ouvertures moyennes (100 à 150 m).
- une **dalle à nervures latérales** pour les faibles ouvertures (< 100 m).

1.1.2 Le pont bow string :

Le pont bow string est une catégorie de pont munie d'un tablier et de poutres latérales (en arc au dessous du tablier qui sont encastres l'un dans l'autre au extrémités. en travée, le tablier est tenu par des suspentes souvent à la verticale.

1.1.3. Comparaison entre pont en arc et bow-string :

Le tablier, tenu aux suspentes tous les 10 à 15 m, à un élanement de 60 et entre 8m et 12 m pour un élanement de 50m alors que les arcs ont un rapport flèche sur portée de 1/6, et une hauteur égale au 1/120 de la portée (valeurs indicatives). Utilisé en grandes portées, les arcs sont disposés dans deux plans inclinés qui se rejoignent à leur clé.

Cette disposition remplace la conception classique à arcs parallèles contreventés sur leur extrados, avec en plus l'efficacité et la finesse. Pour renforcer la raideur de l'ensemble sous les chargements de torsion, les suspentes droites sont remplacées par un réseau de suspentes croisées ou inclinées vers une seule direction.

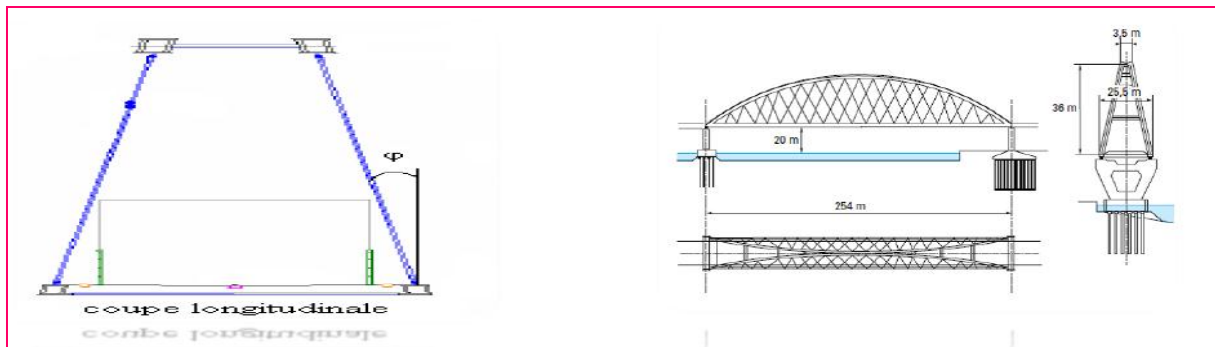


Fig : Pont Bow-string au Japon avec suspente croisé et incliné.

Le cas des ponts « **bow-strings** », la poussée de l'arc est équilibrée par la traction du tablier horizontal et rend ainsi les réactions d'appui verticales. Ce cas particulier d'ouvrage, bien qu'apparaissant extérieurement comme un pont en arc, possède un tablier dont le fonctionnement mécanique est celui d'un pont à poutres.

Le rôle de l'inclinaison des deux arcs est d'empêcher le contreventement et de rendre l'ensemble de l'ouvrage plus rigide.

1.2 Arc porteur du tablier :

L'arc est depuis longtemps considéré comme une forme de structure mécaniquement efficace et architecturalement réussie.

Pour franchir une brèche large, profonde et avec des accès sur chantier difficiles sur ses flancs, une conception classique de pont à poutres à travées multiples impliquant la construction de piles verticales hautes et nombreuses et autant de fondations peut s'avérer inadaptée pour des raisons économique, technique ou esthétique.

La solution consiste à faire reposer les piles du tablier non pas sur le sol au fond de la brèche, mais sur une structure en arc franchissant la brèche d'une seule portée.

L'arc reçoit les charges du tablier par l'intermédiaire de multiples suspentes et travaille en compression principalement, jusqu'à ses naissances sur les massifs d'ancrage.

Nous avons 2 formes de ponts en arc :

- **L'arc classique**, Selon la position occupée par le tablier sur l'arc, le pont en arc est à tablier supérieur, intermédiaire, inférieur.
- **Le bow-string**, le tablier relie l'arc à ses naissances et reprend par traction la composante horizontale de la poussée. Les réactions d'appui sur les fondations sont alors identiques à celles d'une travée indépendante.

1.3. Description de l'ouvrage :

Lieu : Wilaya d'ALGER / Commune d'EL HERRACH.

Maitre de l'ouvrage : DTP ALGER.

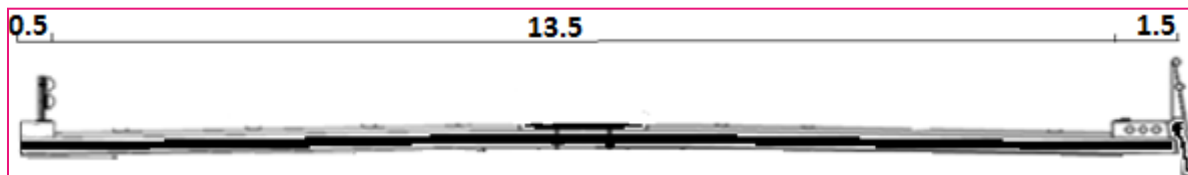
Maitre de l'œuvre: ENGOA

Les conditions de notre site nous incitent à prévoir un tirant d'air suffisant pour permettre une voie navigable à oued el Harrach dans son aménagement en cours et aussi dégager un gabarit dépassant les 8m pour le passage de la voie électrifiée (équipements caténaires). C'est ce qui nous amène à opter pour la solution pont bow string. Comme pour les ponts arcs, il se caractérise par des conditions de site qui interdisent ou ne favorisent pas l'implantation de piles intermédiaires. Le pont comprend 4 voies de circulation, d'une longueur totale de 100m et une largeur de 20m. Le tablier repose sur des entretoises intermédiaires en caissons métalliques qui sont reliées à des suspentes de l'arc reprenant la quasi totalité des charges et surcharges appliquées. Les sollicitations sont calculées par le logiciel robot structural analyses 2010.



Fig : Vue aérienne du site.

Le profil en travers de la chaussée est illustré sur la figure ci-dessous :



2. Pré dimensionnement de l'ouvrage :

2.1.1. Pré dimensionnement de l'arc :

Un pont en arc est une poutre courbe, ayant des réactions d'appuis obliques, dont la fibre moyenne est de géométrie parabolique. Ses dimensions d'ensemble sont caractérisées par son ouverture L , mesurée entre ses naissances, sa flèche f qui représente la distance entre la ligne joignant ses naissances et le point le plus haut de la fibre moyenne, et l'angle α . (étant la tangente entre la fibre moyenne et l'horizontal).

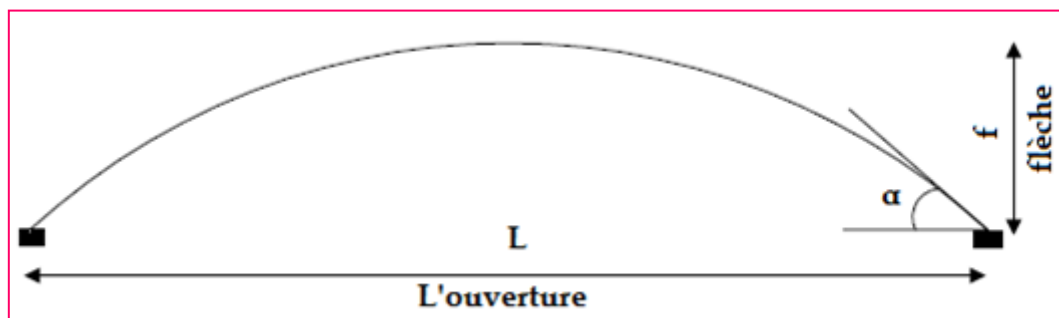


Fig : Les caractéristiques de l'arc

D'après Calgaro la valeur du rapport L/f varie de 5 à 8.

Pour un arc à fibre moyenne parabolique l'angle α est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \arccos \frac{L}{\sqrt{16f^2 + L^2}}$$

Dans les ponts en arc, les arcs ne sont en général que modérément sollicités en flexion, l'effet de M est minimal devant N .

C.à.d. : le ratio M/N tend vers zéro.

Pour déterminer l'influence de chaque paramètre caractéristique (L , f , α) sur le comportement mécanique de l'arc, l'idée est de réaliser plusieurs modèles d'analyse concernant l'arc pour tirer en finalité la valeur de chaque dimension.

2.1.2. L'ouverture L :

L'ouverture de l'arc dépend principalement de l'obstacle à franchir (oued, route ...). Dans notre cas, le premier pont franchit l'oued el Harrach de 47.1m d'ouverture et le 2ème franchit une voie ferrée de 43.81m d'ouverture. De plus ils sont délimités par des ouvrages d'accès donc l'ouverture L sera prise égale à 100m.

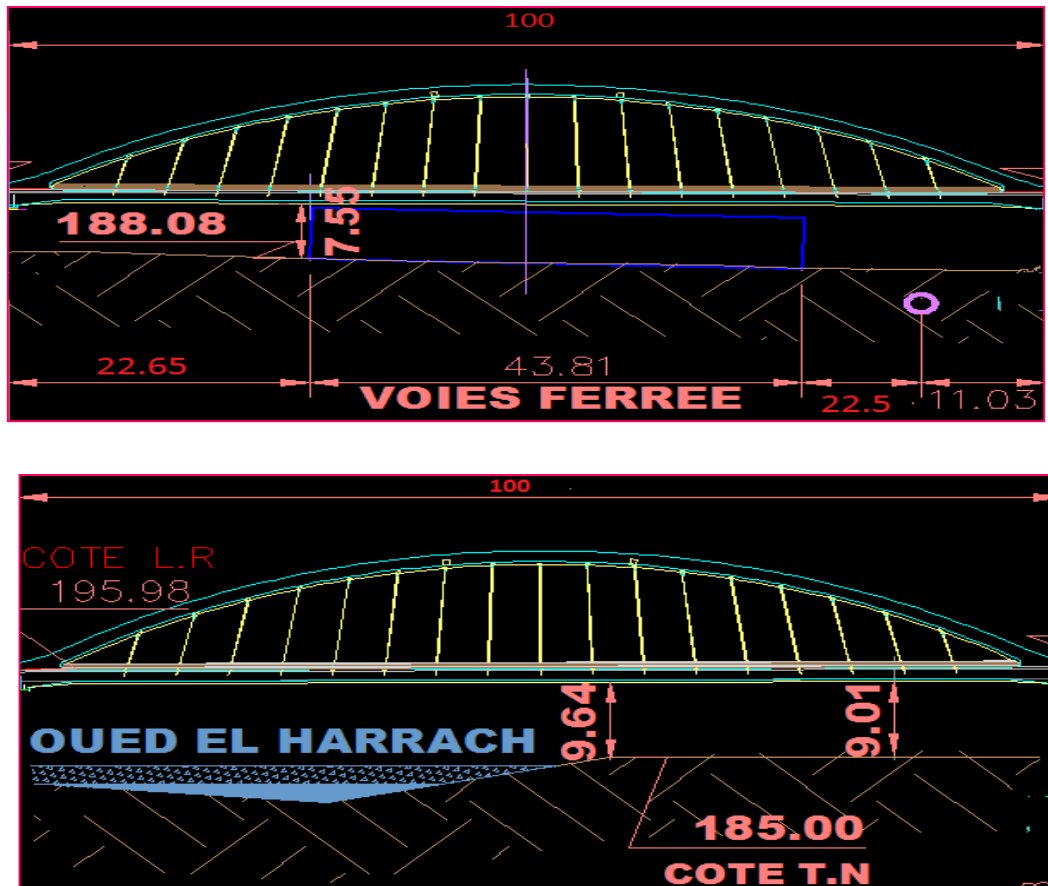


Fig : les obstacles franchis

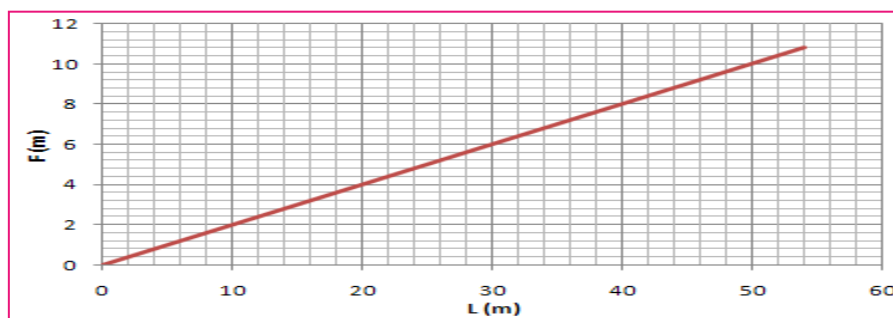
2.1.3. La flèche f :

La valeur de la flèche f est comprise entre $1/5$ et $1/8$ de l'ouverture L .

Hypothèse de l'analyse

- L'ouverture L est fixée : $L = 100 \text{ m}$.

L'équation $f = (1/5).L$ est représentée dans le graphique ci-dessous :

Variation f en fonction de L .

Pour notre analyse la valeur de l'ouverture est représentée ci-dessous :

$$5 \leq \frac{L}{F} \leq 8 \quad \Rightarrow \quad \frac{L}{8} \leq F \leq \frac{L}{5}$$

$12.5\text{m} \leq F \leq 20\text{m}$ **on prend $F = 16\text{m}$.**

$$\alpha = \arccos \frac{L}{\sqrt{16F^2 + L^2}} = 32.61^\circ$$

Pour des raisons constructives, on prend $\alpha = 32^\circ$

Finalement les dimensions géométriques de l'arc sont :

- L'ouverture $L = 100 \text{ m}$.
- L'angle $\alpha = 32^\circ$
- La flèche $f = 16\text{m}$.

2.1.4. Conditions aux limites cinématiques de l'arc :

En règle générale les arcs sont conçus hyperstatiques. Une conception isostatique donne un moment fléchissant nul à l'extrémité et max à mi-travée, il en va différemment dans un arc hyperstatique.

Ainsi, le choix d'une structure hyperstatique est motivé par le fait que :

- La variation d'inertie est mieux adoptée dans un arc encasté que ce lui articulé.
- Travée allégée donc section réduite.

2.2. Les sections transversales de l'arc :

La section transversale de l'arc est caractérisée par :

- **La hauteur H :**

Les arcs d'ouverture supérieure ou égale à 90m ont souvent une épaisseur variable, le rapport L/H varie de **60-70**

Donc pour $L=100 \text{ m}$ nous aurons :

$$143 \text{ cm} \leq H \leq 167 \text{ cm}.$$

Donc : $H_N = 160 \text{ cm}$; $H_C = 152.5 \text{ cm}$.

Avec :

H_N : hauteur à la naissance.

H_C : hauteur à clé.

2.3. Pré dimensionnement des éléments du tablier :

2.3.1 Les caissons :

Notre tablier est composé d'une poutre caisson unicellulaire qui se justifie dans des cas particuliers de ponts haubanés aux tabliers très larges, très élancés et comportant un haubanage en nappe centrale, dont l'objectif est :

- D'obtenir une inertie beaucoup plus grande.
- D'augmenter la rigidité du caisson.

- CAISSON METALLIQUE SUPERIEUR 1500x800x30mm :

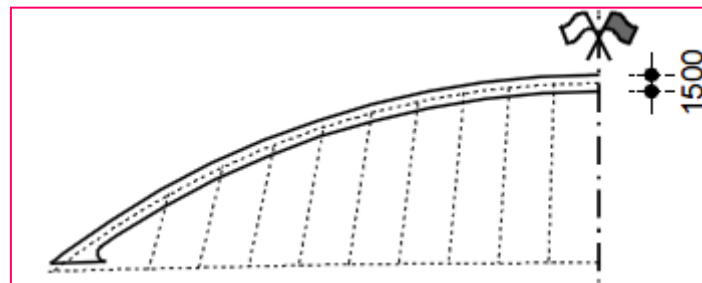


Fig : Caisson métallique supérieur

- CAISSON METALLIQUE INFERIEUR 1500x800x30mm :

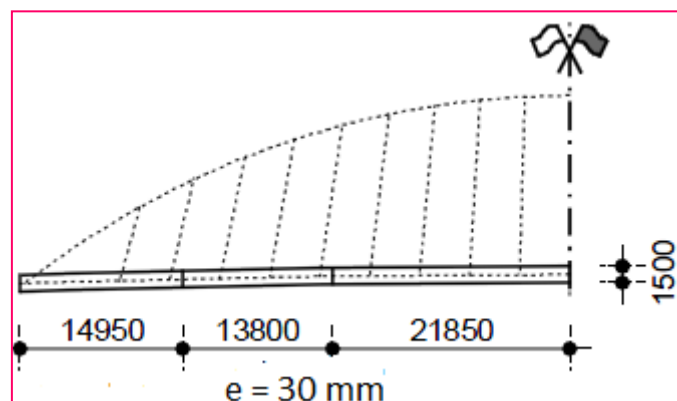


Fig : Caisson métallique inférieur

2.3.2. Les entretoises :

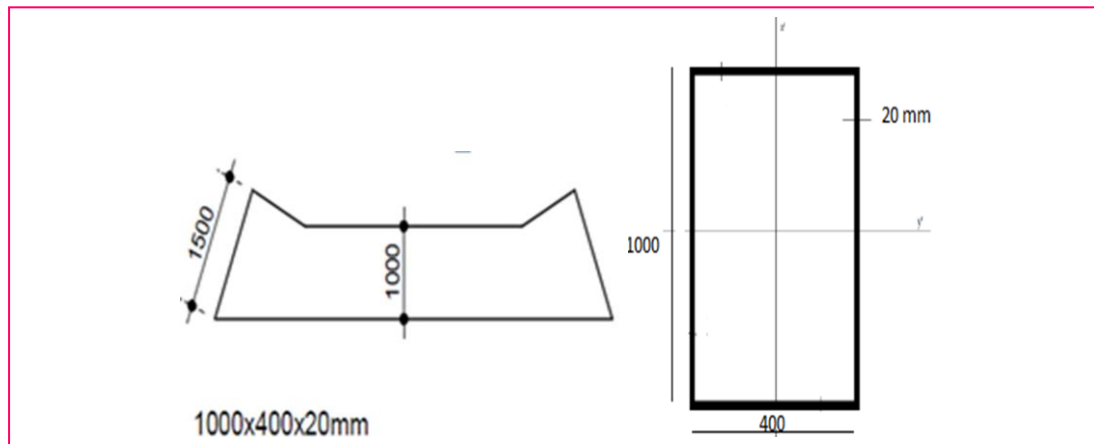


Fig : Dimensions entretoise supérieure

2.3.3. Les poutres :

- POUTRE METALLIQUE LONGITUDINALE INFÉRIEURE HE 360 AA :

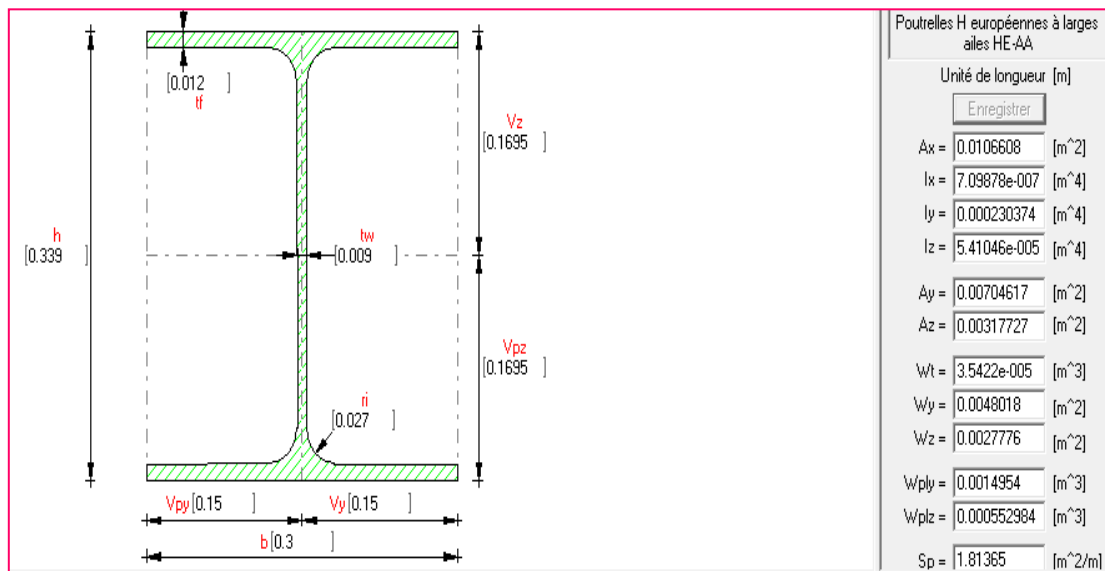


Fig: Caractéristiques de la poutre HE 360 AA.

- POUTRE METALLIQUE TRANSVERSALE INFERIEURE TIPIQUE :

Caractéristiques de la poutre :

Semelle sup: (30× 3cm).

Ame: (1.2× 92.64cm).

Semelle inférieure: (40× 3.5cm).

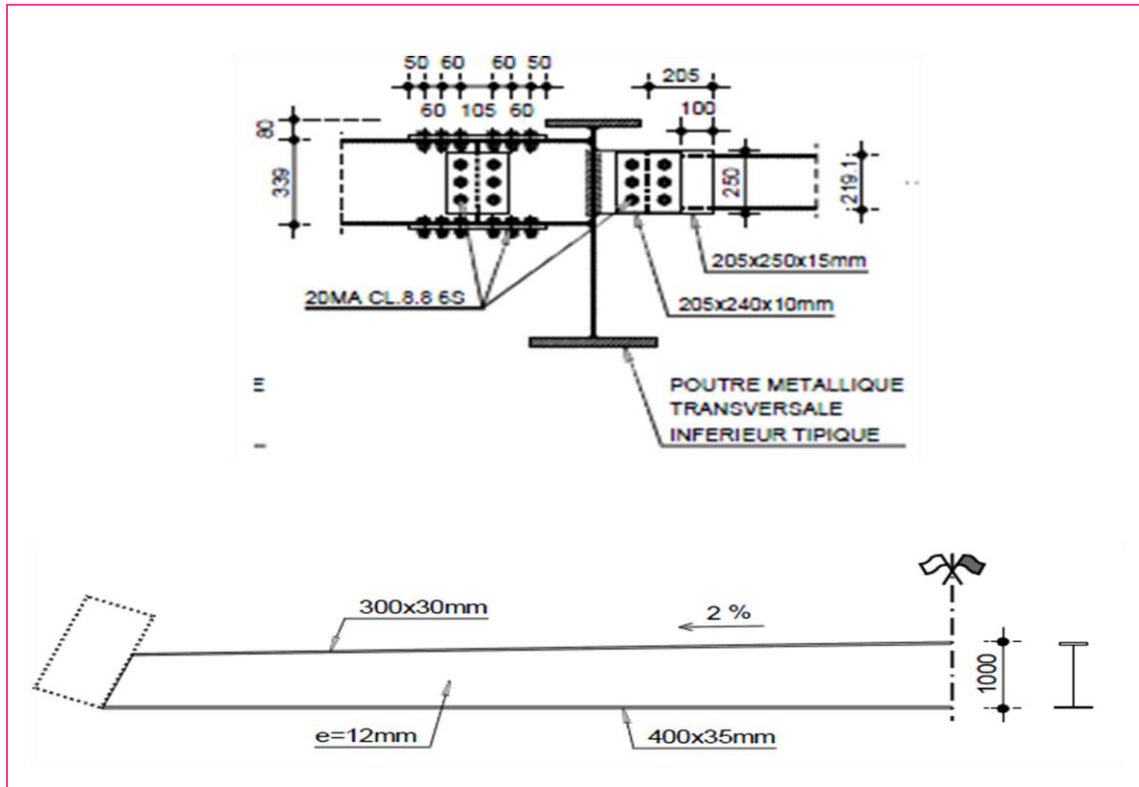


Fig: Caractéristique de la poutre métallique transversale inférieure

2.3.4. Les tuyau :

- TUYAU CONTREVENTEMENT INFERIEUR Ø 219,1 x 8,2mm Typique Ø 273 x 14,3mm SUR LES APPUIS :

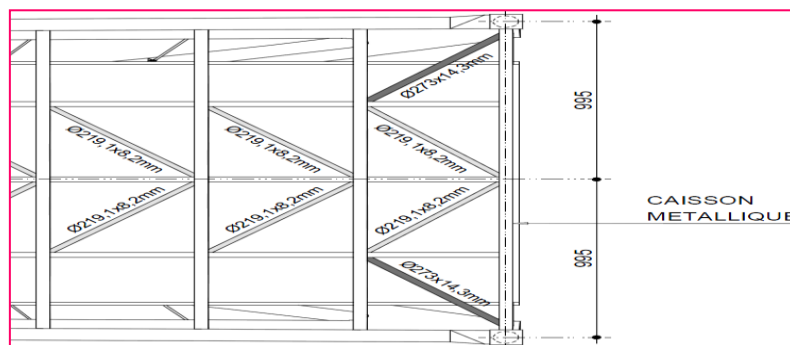


Fig : tuyau typique et sur appui

- **L'épaisseur des sections :**

L'ensemble du pont est constitué par des profils tubulaires de forme rectangulaire, formés à partir des tôles dont l'épaisseur est comprise entre 10 mm et 80 mm. Pour le pré dimensionnement nous avons opté pour une épaisseur de **20 mm**.

2.3.5. Pré dimensionnement de la dalle :

Les ingénieurs recherchaient des solutions de dalles légères pour résoudre les problèmes des grands franchissements en pont-route.

Ainsi est née la dalle mixte, qui est dans notre cas en béton armé, elle assure le rôle de table de compression.

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profils métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature va intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement. On prend une épaisseur de 30 cm pour la dalle.

La dalle peut être soit coulée sur place, soit préfabriquée, le coulage sur place est le procédé le plus utilisé, il doit être fait sur toute la largeur de l'ouvrage, dans notre cas, on a une pré-dalle (coffrage perdu) de 6 cm qui précède la dalle en béton armé.

2.3.6. Les suspentes :

Les suspentes sont des éléments verticaux ou légèrement inclinés. Elles servent à transmettre les charges du tablier à l'arc.



Fig : suspente

Les principaux systèmes de suspension sont :

- Suspension par des barres ayant une section circulaire pleine.
- Suspension par des câbles dont les éléments primaires sont des fils dont le diamètre est généralement compris entre 4 et 5 mm; ces câbles peuvent être de différents types : à fils parallèles, torsadés, mono torons (clos ou non).

Le choix de l'un de ces types est fonction des caractéristiques mécaniques requises (module d'élasticité, résistance ultime à la traction, durabilité...) ainsi que de critères constructifs et économique (mise en œuvre).

- **Présentation du système de suspension utilisé :**

Le système de suspension utilisé dans notre projet est un Système de Barre en Acier Carbone Macalloy 460 avec une résistance à limite élastique de 460 N/mm².

La suspente est constituée d'une barre possédant à ses extrémités des poignées standard droite/gauche qui permettent le réglage suivant les besoins du chantier. Macalloy 460 est disponible avec tout système de protection praticable selon les spécifications du client : galvanisation, sherardisation ou peinture.

- **Résistance à la fatigue :**

Les filetages roulés assurent une perte minimale du profil et offrent une excellente résistance à la fatigue.

- **Charges admissibles et les diamètres nominaux :**

Les charges admissibles et diamètres nominaux concernant ce système de suspension sont définis dans le tableau suivant :

Filetage	Unit	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90*	M100*
Dia nominal	mm	22	28	34	39	45	42	60	72	82	87	97
Charge min. élastique	KN	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172
Charge min. rupture	KN	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206
Poids nominal	Kg/m	3,00	4,80	7,10	9,40	12,5	16,7	22,2	32	41.5	46.7	58,00



Tab : Caractéristiques des tirants

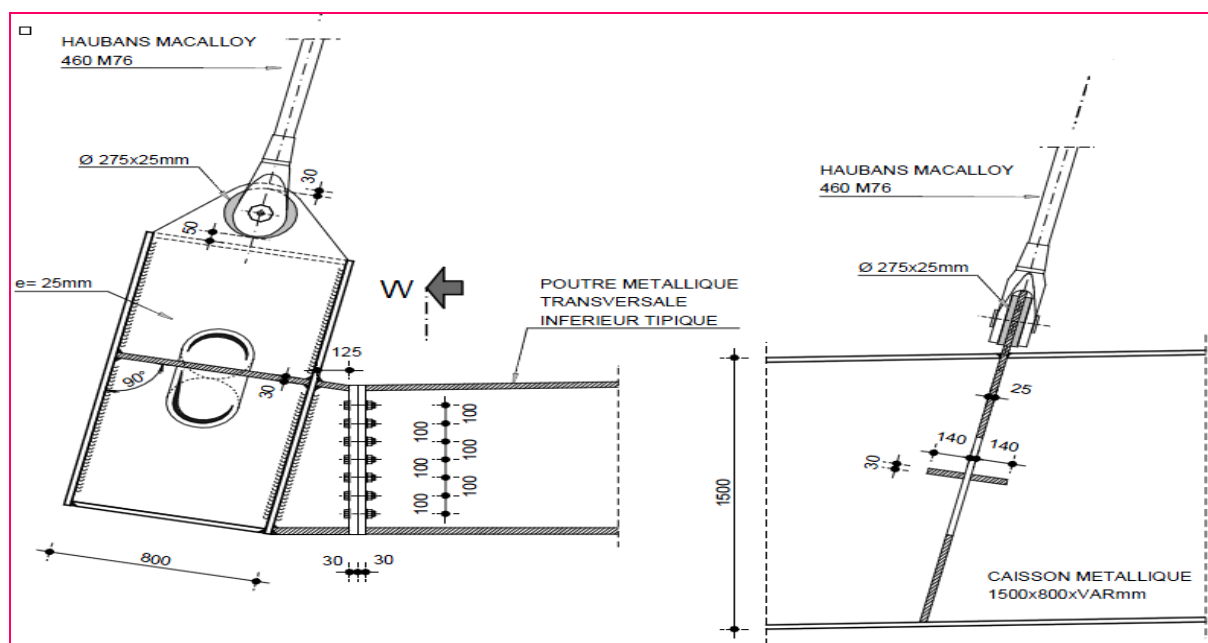


Fig : haubans MACALLOY 460 M76

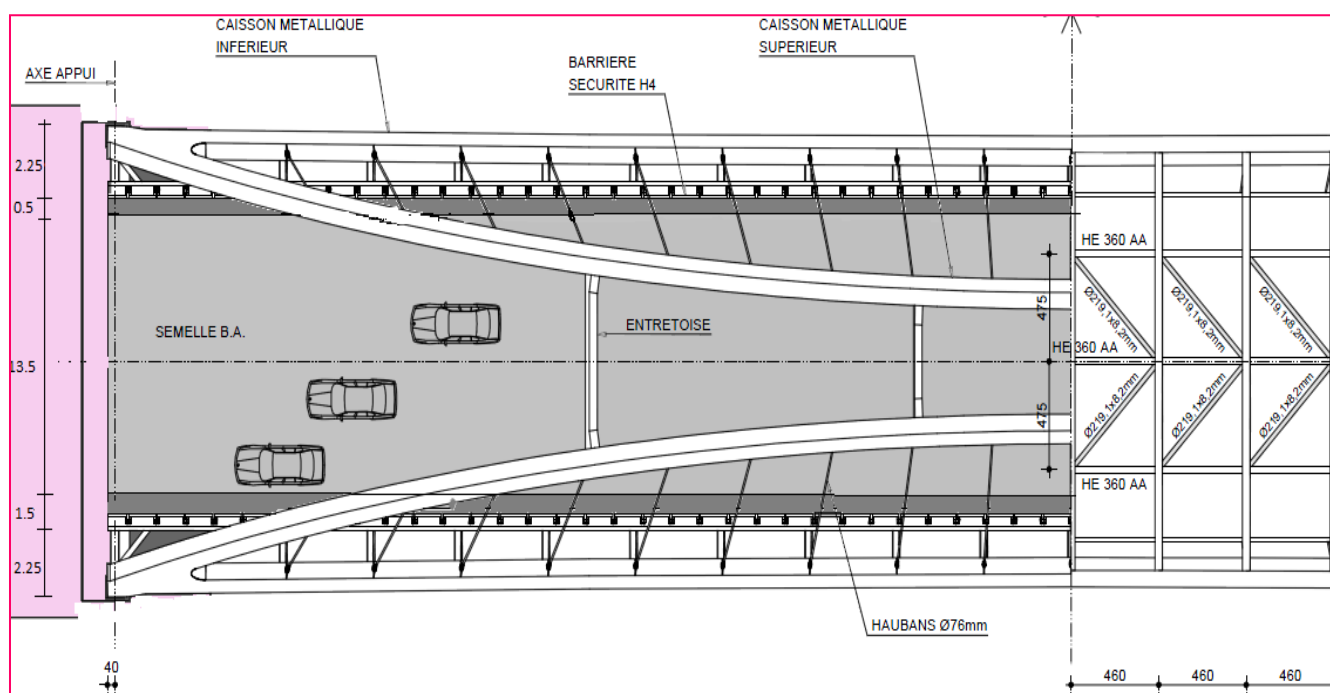


Fig : Vue par dessus

3. Analyse des charges :

Dans ce chapitre on va évaluer les différents types et cas de charges surcharges. Telles que les charges permanentes et les charges d'exploitations (surcharges de trafic et surcharges des trottoirs piétons).

3.1. Les actions :

Les actions appliquées à un pont sont de trois types :

- Les actions hors trafic.
- Les actions dues au trafic.
- Les actions accidentelles.

3.1.1. Les actions hors trafic

- **Les actions permanentes hors trafic :**

Les actions permanentes sont des 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 des éléments de la structure.
- Le poids des équipements fixe de toute nature (Garde corps, corniche, revêtement...).
- Les actions thermiques.
- L'effort de rappel dû au frottement des appareils d'appuis.

- **Actions variable hors trafic :**

- Actions dues au vent.
- Actions dues à l'eau.

3.1.2. Les actions dues au trafic :

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (**RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes**).

3.2. Les actions accidentelles :

Les actions accidentelles telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un **Règlement parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA2008)**.

3.2.2. Evaluation des actions hors trafic :

- **Actions permanentes :**

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes ; on les appelle accessoires.

- **Les éléments porteurs (charge permanente CP)**

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = A \cdot \rho_{\text{Be}} = 15.5 \times 0,3 \times 25 = 116.25 \text{ kN/ml.}$$

A : étant l'aire de la section transversale de la dalle.

ρ_{Be} : est le poids volumique du béton. .

- **Poids de la charpente :**

Le poids de la charpente est obtenu en additionnant le poids de la charpente principale (caisson) au poids des poutres en treillis. Le poids volumique de l'acier de charpente est pris égale à $\rho_{\text{acier}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

Les surfaces des éléments en charpente sont données comme suit :

- Caissons + poutres : $S = 0.31 \text{ m}^2$.

D'où : $P_{\text{charpente}} = S \cdot \rho_{\text{ac}} = 0.31 \times 78.5 = 24.43 \text{ kN/ml.}$

Ainsi nous obtenons la charge permanente : $CP = P_{\text{charpente}} + P_{\text{dalle}} = 140.68 \text{ KN/ml.}$

$$CP = 140.68 \text{ KN/ml.}$$

- **Complément des charges permanentes CCP**

- **Poids du revêtement :**

Une couche coulée et pavage en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur, de poids volumique $\rho_{\text{BB}} = 22 \text{ kN/m}^3$.

$$Pr = e \times \rho_{\text{BB}} \times l = 13.5 \times 0,08 \times 22 = 23.76 \text{ kN/ml.}$$

- **La corniche :**

$$Pc = (S \times \rho_{\text{Be}}) = (0.26 \times 25) = 6.5 \text{ kN/ml.}$$

- **Les trottoirs :**

$$P = 1 \times 0,275 \times 25 = 6.875 \text{ kN/ml.}$$

- **Le garde corps :**

Le poids du garde corps pour le trottoir $P = 1 \text{ kN/ml.}$

- **Les glissières de sécurité :**

Le poids de la glissière de sécurité est $P = 0,6 \text{ kN/ml.}$

La charge complémentaire CCP = poids (Trottoirs + revêtement + gardes corps+glissière de sécurité + corniche).

$$P_{CCP} = 38.73 \text{ KN/ml.}$$

3.2.3. Evaluation des actions dues au trafic :

3.2.3.1. Charge à considérer :

Deux systèmes de charges civiles **A** et **B** peuvent être disposés sur les chaussées de ponts. Ces systèmes sont indépendants. Ces derniers sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds **M** ou de convois exceptionnels **D**.

- **Largeur roulable :**

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

- **Largeur chargeable :**

la largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Pour notre ouvrage : pareil que pour les viaducs d'accès étudiés précédemment

$L_C = L_R = 13.5 \text{ m.}$

- **Nombre de voies :**

Par convention les chaussées comportant un nombre de voies de circulation égal au quotient par 3 de la largeur chargeable, exprimée en mètres.

Le nombre de voies doit être le même que celui des ouvrages d'accès pour maintenir la fluidité de la circulation.

Les charges de type Bc, Bt, MC120, D240 sont des charges mobiles. Le logiciel de calcul structurel automatique ROBOT 2010 les applique dans toutes les positions longitudinales possibles du pont.

→ **Système de charge A :**

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur **L** chargée, Pour les ponts comportant des portées inférieures ou égales à 200m, la charge **A(l)**, exprimé en **kN/m²**, est donnée en fonction de la longueur chargée (**l**) exprimée en mètre.

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{(l+12)}$$

Avec :

L : longueur chargée (longueur de portée.)(m) D'où :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{(100+12)} = 5.51 \text{ kN/m}^2$$

La valeur de **A(l)** calculée précédemment est multipliée par un coefficient **a1** décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	deuxième	1	0,9	-	-	-
	troisième	0,9	0,8	-	-	-

Tab : Coefficient **a1**.

Lorsque la valeur de la charge (en kN/m²), calculée après application du coefficient **a1** est inférieure à **4 – 0,002l**, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge **A1** est obtenue Par :

$$A1 = \max \{a1.A(l) ; 4 - 0,002l\}.$$

Un autre coefficient multiplicateur **a2** permet d'ajuster la valeur de la charge de manière à la rendre indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

Avec :

$$a2 = V0 / V ;$$

V0 = 3,5 m : Pour les ponts de 1ère classe.

$$V = Lc / 4 = 3,375 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } a2 = 1.037.$$

- **1er cas : une voie chargée :**

$$a_1 = 1; a_2 = 1.037$$

$$a_1 * a_2 * A(l) = 5.71 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow A_1 = 5.71 \text{ KN/m}^2.$$

$$A(L)_{1V} = 19.27 \text{ kN/ml.}$$

- **2eme cas : deux voies chargées :**

$$a_1 = 1; a_2 = 1.037$$

$$a_1 * a_2 * A(l) = 5.71 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow A_1 = 5.71 \text{ KN/m}^2.$$

$$A(L)_{2V} = 38.56 \text{ kN/ml.}$$

- **3eme cas : trois voies chargées :**

$$a_1 = 0,9; a_2 = 1.037$$

$$a_1 * a_2 * A(l) = 5,14 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow A_1 = 5.14 \text{ kN/m}^2.$$

$$A(L)_{3V} = 52.1 \text{ kN/ml.}$$

- **4eme cas : quatre voies chargées :**

$$a_1 = 0,75; a_2 = 1.037$$

$$a_1 * a_2 * A(l) = 4.28 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow A_1 = 4.28 \text{ kN/m}^2.$$

$$A(L)_{4V} = 57.88 \text{ kN/ml.}$$

→ **Système de charge B :**

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système **Bc** qui se compose de camions types (300 kN).
- Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits -essieux tandems.
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (10 kN).

Les deux premiers systèmes **Bc** et **Br** s'appliquent à tous les ponts quelque soit leur classe ; le système **Bt** ne s'applique qu'aux ponts de 1er classe et 2ème classe.

Système de charge Bc :

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

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**, donné par le tableau ci-dessous :

Valeurs de **bc**.

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
Première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0,8	-	-	-

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

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres. (m)

G : sa charge permanente. (kN)

S : sa charge **Bc** maximale. (kN)

En se référant au **RCPR**, l'action transmise au tablier par les charges type **Bc** sera amplifiée par :

$$\delta_1 = 1,02525396 \text{ (1voies).}$$

$$\delta_2 = 1,03018167 \text{ (2voies).}$$

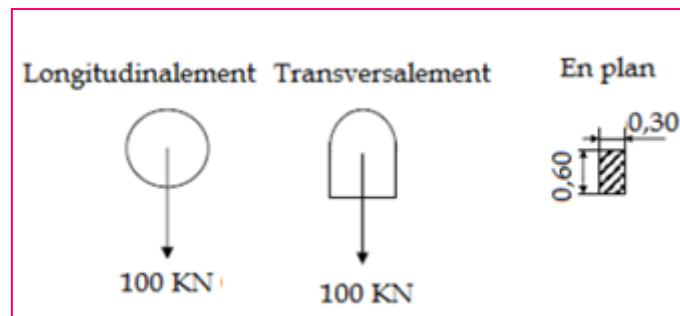
$$\delta_3 = 1,03334108 \text{ (3voies).}$$

$$\delta_4 = 1,0350283 \text{ (4voies).}$$

Système de charge **Br** :

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

Le rectangle d'impact de la roue **Br**, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé dans une position quelconque sur la largeur roulables.

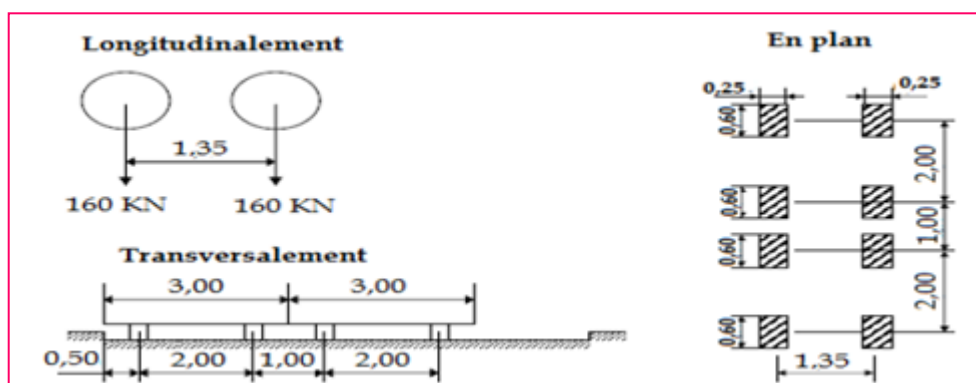
Système **Br**.

Le système **Br** est majoré par $\delta r = 1,025$.

Système de charge **Bt** :

Un tandem du système **Bt** comporte deux essieux (2 x 160 kN), à roues simples munies de pneumatiques.

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

Système **Bt**.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **Bt** qui est égale à 1,2 (pont de 1ère classe).

Le système **Bt** est majoré par :

$$\delta 1 = 1,02192.$$

$$\delta 2 = 1,02459.$$

$$\delta 3 = 1,0272.$$

$$\delta 4 = 1,03115.$$

→ Efforts de freinage

Les charges des systèmes **A** et **Bc** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Système de charge **Bc** :

Chaque essieu d'un camion du système **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions **Bc** que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, L'effort de Freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limite au poids d'un véhicule de **300 kN**.

D'où : $F_{Bc} = 300 \text{ kN}$.

Système de charge **A** :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge **A** est donne par (**RCPR**) :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035S}$$

S : surface chargée en (m²).

$A(l) = 4,28 \text{ kN/m}^2$

D'où : $F_{A(l)} = 252.67 \text{ KN}$.

→ Charges militaires : **MC120**

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

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

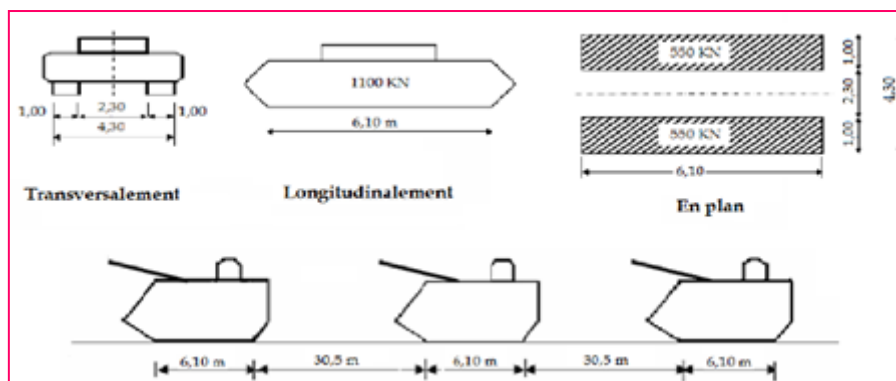
Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limite. - Poids totale : **1100kN**.

- Longueur d'une chenille : **6,10 m**.

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

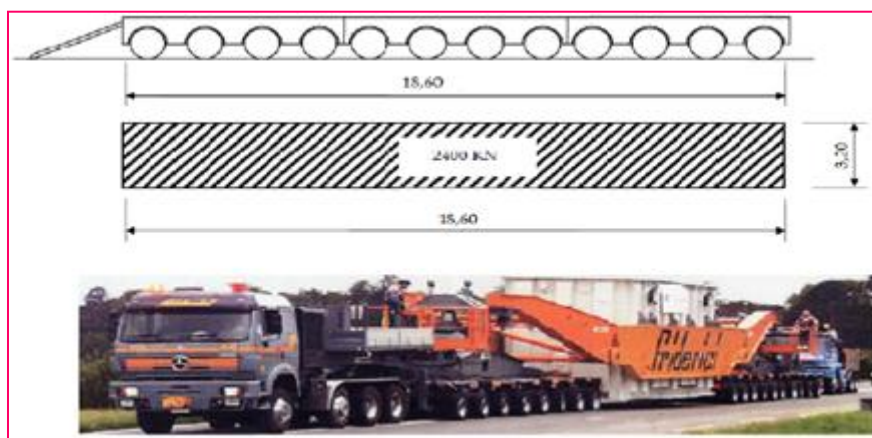
Dans notre pont **L = 100 m** le nombre des convois qui peut circuler en même temps dans le sens longitudinal est égal à trois.

Le système **Mc120** est frappé par le coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,03$.



Dimensions du convoi Mc120.

→ Convoi exceptionnel : D240



Dimensions du convoi exceptionnel D240.

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400kN de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à 129 kN/ml.

Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient les dimensions du pont.

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.
 - Dans le sens transversal, son axe longitudinal est situé à 3,50 par rapport à l'axe du pont.
- Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

→ Surcharges sur trottoirs :

Nous appliquons sur le trottoir une charge uniforme de 1,5 kN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

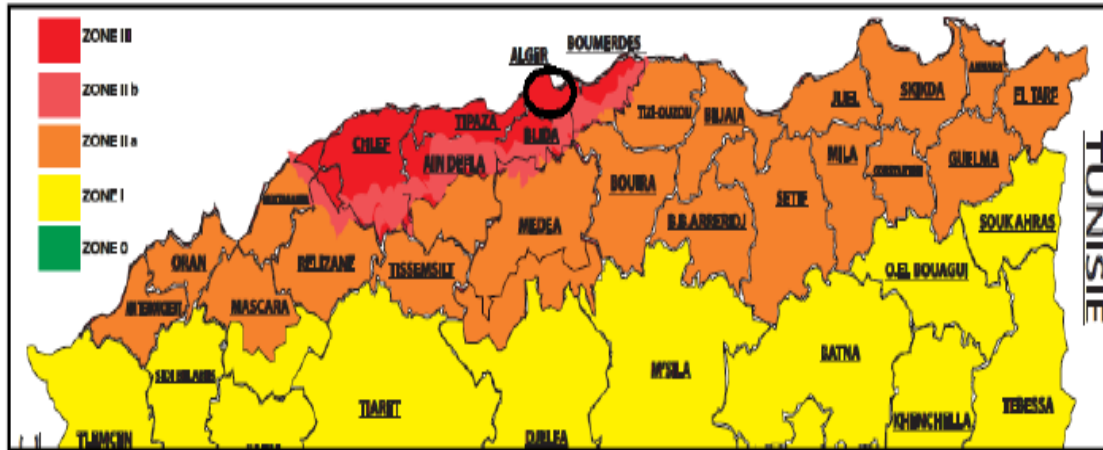
$$P1 = 1,5 \times 1,25\text{m} = 1,875 \text{ kN/ml.}$$

3.3 Actions sismiques :

Le séisme est considéré comme une action accidentelle conformément au **RPOA 2008**.

Zone sismique :

Voici la carte de zonage sismique Algérien établi par la RPOA 2008.



Carte de zonage sismique en Algérie.

La wilaya d'Alger appartient à la **zone sismique III** (sismicité très élevée).

Groupe d'usage 2 : Pont important

Dans ce groupe sont classés aussi :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation.
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier.
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire.

Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone **A**, est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, définie précédemment, est indique dans le **tableau** ci-dessous :

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Coefficient d'accélération de zone A.

Dans notre cas :

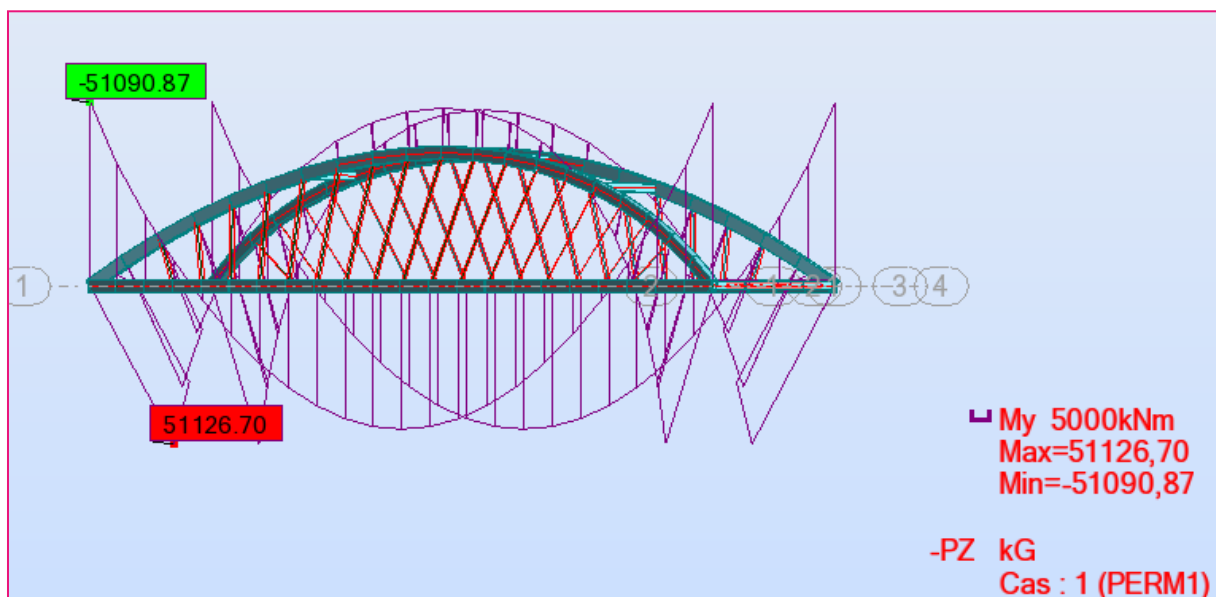
Zone sismique III
Groupe d'usage 2 $A = 0.3$

3.4. Les combinaisons :

actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharges A(L)	1.6	1.20
Système BC	1.6	1.20
militaire MC120	1.35	1
Exceptionnelles D ₂₄₀	1.35	1
Température (ΔT)	0	0.5
Trottoirs	1.6	1.2

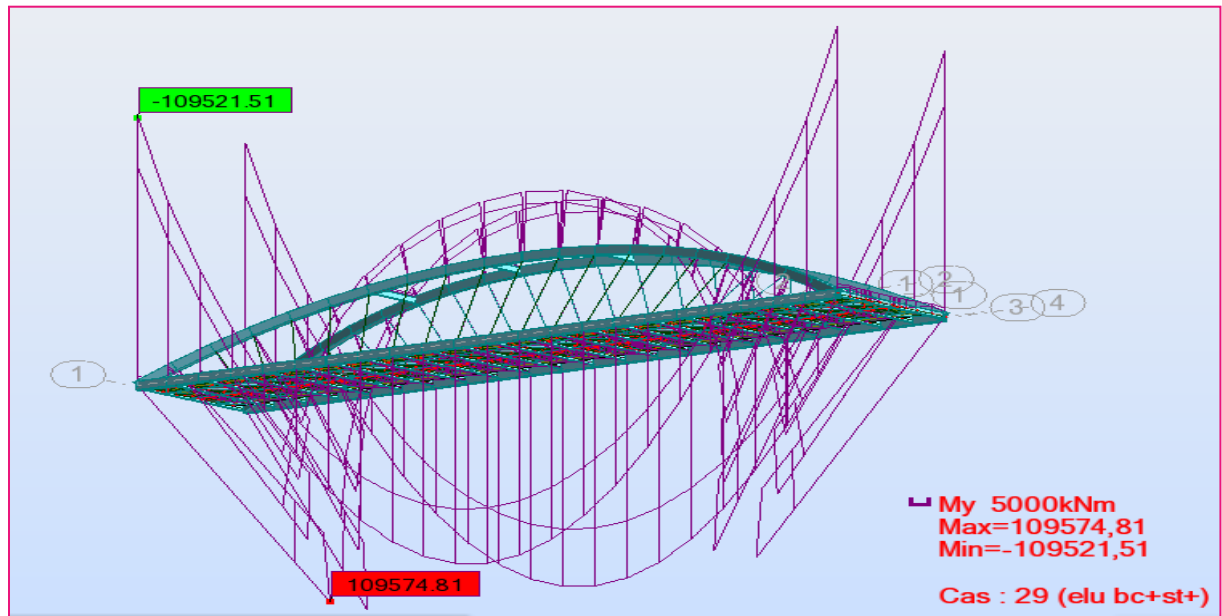
Les moment dues au surcharges sont donnés par le logiciel de calcul ROBOT 2010 :

3.4.1. La charge permanente (G) :

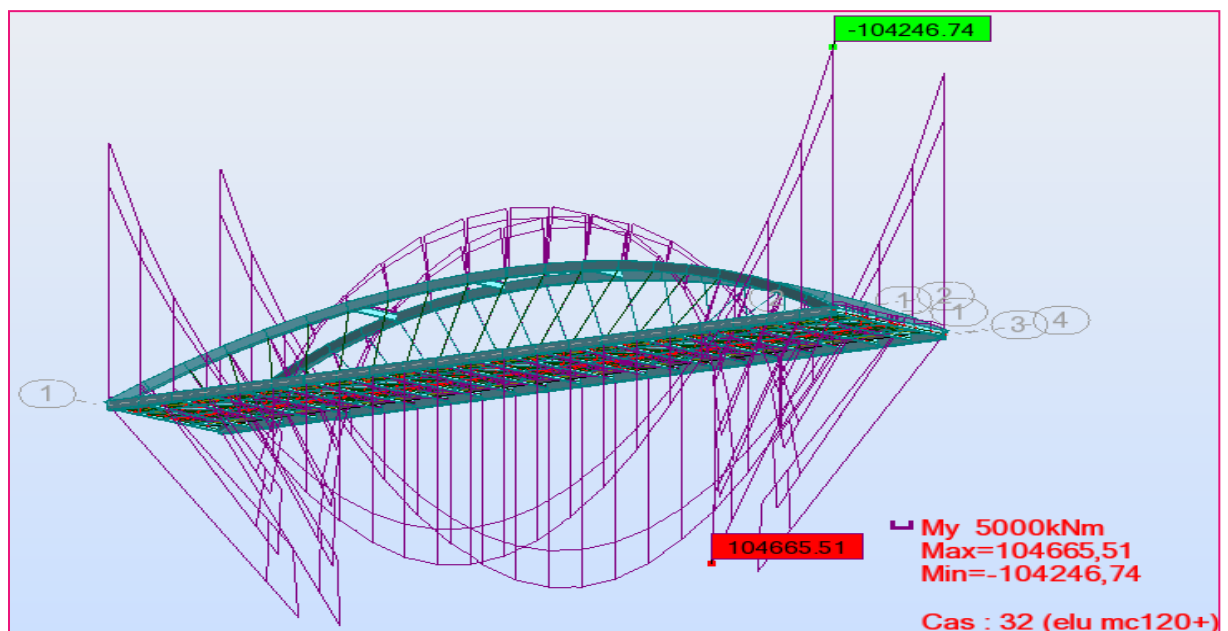


3.4.2. Combinaisons ELU :

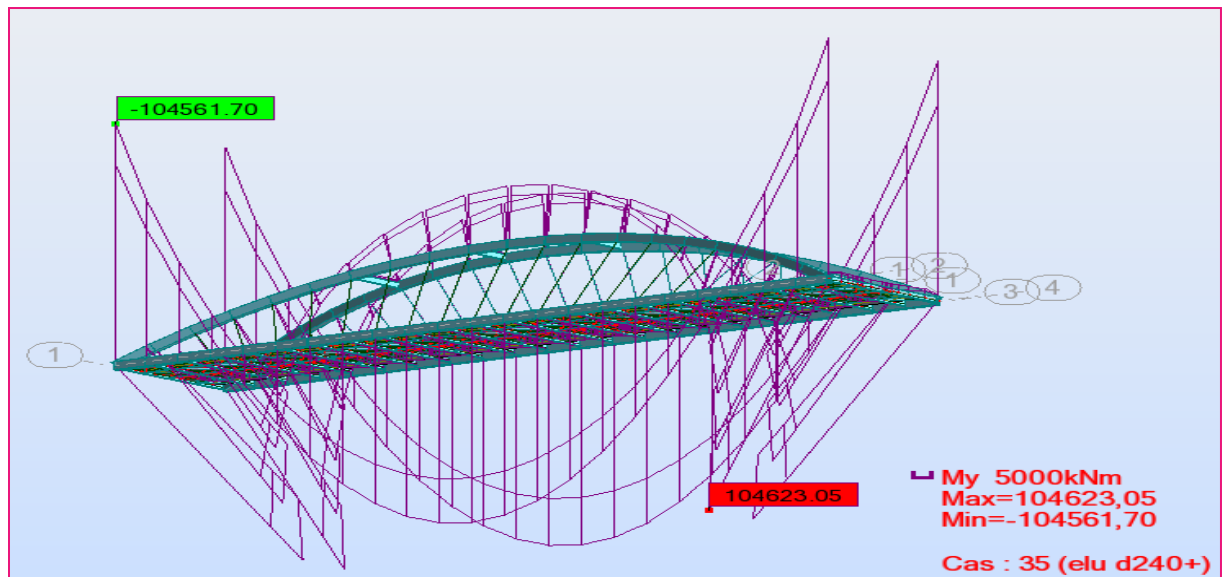
Cas 1 : $1.35G+1.6B_c+1.6ST$



Cas 2 : $1.35G + 1.35 MC120$

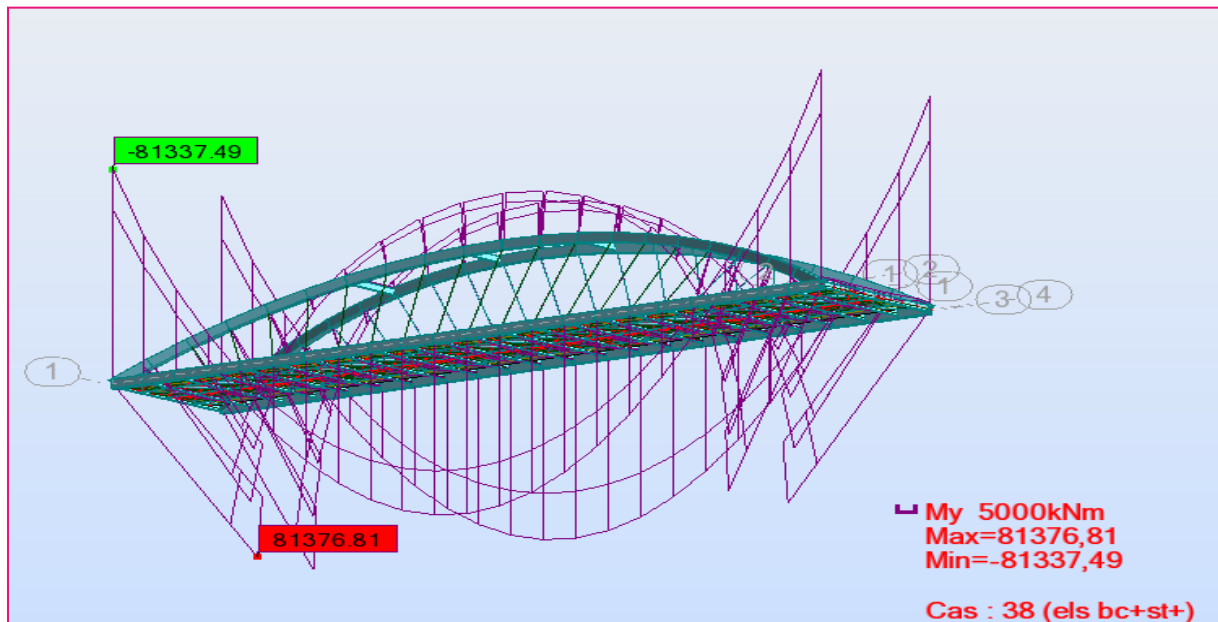


Cas 3 : $1.35G + 1.35 D_{240}$

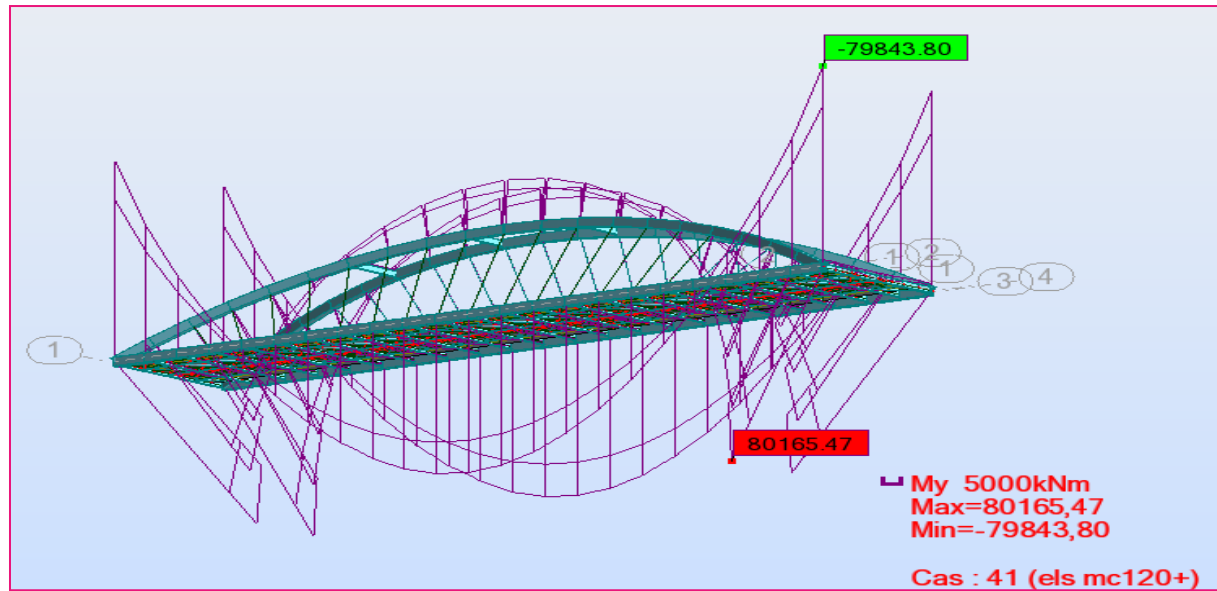


3.4.3. Combinaisons ELS :

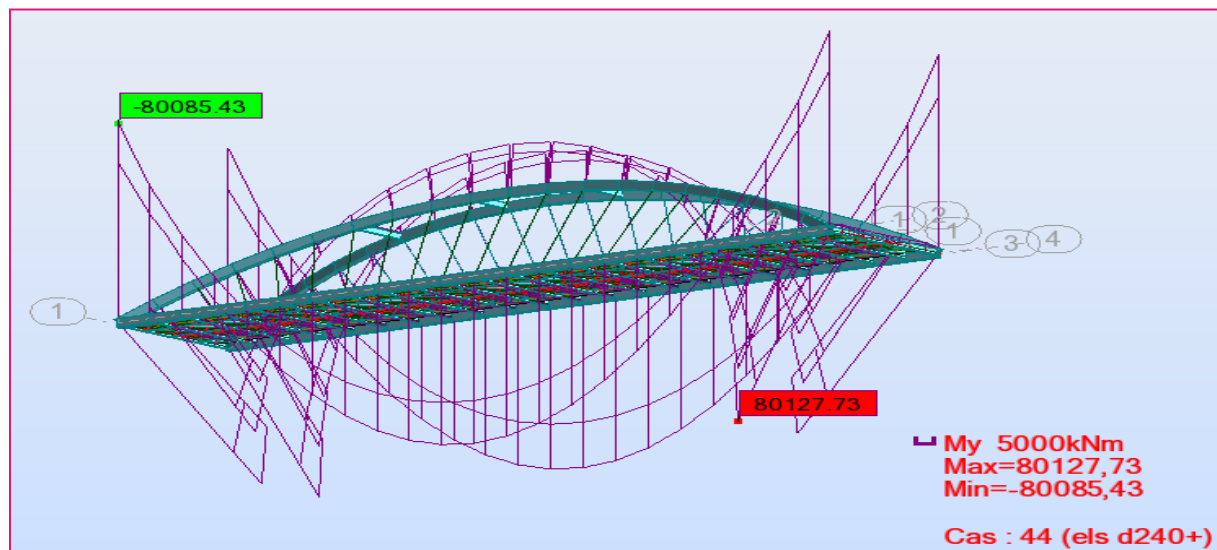
Cas 1 : $G + 1.2B_C + 1.2ST$



Cas 2 : G+MC120



Cas 3 : G + D240



Conclusion générale :

Durant la période consacrée à l'élaboration de ce projet de fin d'étude, nous nous sommes intéressés à l'aspect pratique et théorique de l'étude d'un ouvrage d'art. Notre travail s'est déroulé en plusieurs étapes. En commençant par la conception, où l'intérêt était de simplifier au maximum possible les calculs. Il faut aller du simple au compliqué afin d'aboutir aux résultats cohérents. Ensuite, nous avons compris l'importance d'attaquer les problèmes l'un après l'autre pour trouver une solution structurée. Tout mélange des calculs crée un chaos insurmontable, et conduit à l'échec de la conception. Passant par l'étude approfondie de la variante qui répond le mieux aux critères de choix, et arrivant à l'étude de l'infrastructure (pile, culée et appareil d'appui) tous cela en suivant une conception appropriée dans le cadre des normes exigées par différents documents (SETRA, RPOA, BAEL, CM66...).

Les différents résultats de cette thèse ont donné lieu aux conclusions suivantes :

- L'étude des variantes (béton précontraint, mixte, voussoir métallique) nous a permis de trouver la solution la plus économique pour la conception de l'ouvrage. Il s'agit de la variante (pont à poutres isostatique mixte) dont la possibilité de franchir de grandes portées et qui est peu sensible au tassement différentiel.
* Afin de pré dimensionner l'ouvrage avec la variante mixte, une étude multicritère a conduit au choix de la poutre métallique.
- Des phases de construction sont nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage tout en respectant l'enchaînement de ces phases lors des calculs des sollicitations.
- La stabilité générale de notre ouvrage est assurée au moyen des culées et piles intermédiaires et une fondation profonde.
- Vu la complexité des appareils d'appuis « ALGASFERON » de point de vue dimensionnement et vérification et le délai de son élaboration, nous avons opté pour un autre dispositif qui est moins complexe (élastomère fretté).

Les nombreuses phases de ce projet nous ont amené à enrichir les connaissances acquises au cours de notre cursus et mettre en pratique ces dernières, ainsi, nous avons pu manipuler et constater l'importance de l'outil informatique dans ce genre d'ouvrage, d'un autre côté nous nous sommes penché sur le calcul manuel qui représente la base même de tous les projets ce qui a permis d'avoir une certaine notion des ordres de grandeur très utiles pour notre future vie professionnelle.

Bibliographie

-Laurence DAVAINÉ, Florent IMBERTY et Joël RAOUL. Eurocodes 3 et 4 Application aux ponts-routes mixtes acier-béton. SETRA, juillet 2007. Collection les outils, ISBN : 978-2-11-094622-5.

-Eurocode 3 — Calcul des structures métallique et Document d'Application Nationale

-Cahier des Prescriptions Communes; Fascicule 61, programme de charges et épreuves des ponts routiers. Titre II. Édition 1981.

-C.C.T.G. Règles BAEL 91 modifiées99 ,3^{ième} édition. Paris : EYROLLES, 2001.ISBN : 2-212-10023-X.

-Document Technique Règlementaire DTR. Règlement neige et vent RNV1999, 2ieme édition, 2005. ISBN : 9961-845-15-3.

-GROUPE TECHNIQUE SPECIALISTE G.T.S. Règles Parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA, Ministère des Travaux Publics, 2008.

-FRAN GIOLINA. Conception des ponts, Paris : EYROLLES. ISBN:624-1-96-1-2.

- Document Technique Règlementaire DTR. Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM97, ISBN : 9961-923-04-9.

-Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale des Prescriptions Communes; Fascicule 61, Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art. (Décret n° 77-647)Titre V. Édition 1977.

-H.OUDIN-HOGRAINDLEUR, MM.V.BUI, T.KRETZ. Pont métalliques mixtes. Résistance à la fatigue, SETRA, mai 1996 .collection CTOA, ISBN : 2-11-085779.

-Jean-Armand CALGARO et Anne BERNARD-GELY. *Conception des ponts*.

-Service d'étude technique des routes et autoroute centre technique d'ouvrage d'art. *Pont en zone sismique* .SETRA, 1999. ISBN 2-11-090660X.

-M.J.LEGRAND, M.MILLAN et M.RENAULT. Fascicule n°62. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 2^{ième} édition. Paris : EYROLLES, juin 2004.ISBN : 2-212-07223-6.

-Ministère de l'Équipement du logement de l'Aménagement du Territoire et des Transports Direction des Routes. Joins de chaussée des ponts routes, SETRA, Juin 1987 - N° ISBN 2-11-085630 0.

-Documents PP73. Conception et calcul des Piles et des palées, SETRA, octobre1977