

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE.**



**Université : de Jijel
Faculté des sciences et technologies
Département de génie civil et hydraulique**



MÉMOIRE FIN DE CYCLE

***En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE
Filière : TRAVAUX PUBLICS***

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**Etude d'un pont autoroutier à poutre en
béton précontrainte par post-tension entre
Chiffa et Berrouaghia**

Réalisé par :

- BOUZERTIT Tarek
- BOUDERMINE Ahmed

Encadré par :

M^D: MENDACI Farida

Promotion 2018

**Chapitre 01:
Introduction et
présentation et conception
de l'ouvrage.**

1.1. Introduction :

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie....). A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagés, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante. Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exigeant qu'il doive être pré dimensionné en effectuant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage pré dimensionné, à l'aide de méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, pour la détermination de la variante la plus convenable, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

1.2. Présentation de projet :

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par l'entreprise nationale des grands ouvrages d'Art (SAPTA). C'est un pont autoroutier entre la Chiffa et Berrouaghia sur 53 Km dans le cadre du dédoublement de la RN01.

Cet ouvrage est composé de trois travées isostatiques, une travée centrale en poutres précontraintes de 35.00 m de longueur et deux travées de rive de 35,00 m de longueur a poutres en précontraintes. La longueur totale de l'ouvrage est égale à 105 m et Le pont comporte deux largeur roulable de 15,75m chacune séparées par un terre plain central de 1m. l'ouvrage donc repose sur 02 piles et deux culées remblayées.

Le pont est constitué de deux parties :

a) **La superstructure** : qui comprend :

- **La poutraison** : notre pont est constitué à trois travées dont chacune est constituée de (09) poutres espacées de 1,65 m et reliées par de 08 entretoise intermédiaires et 02 entretoises d'about.
- **Le platelage** : c'est un hourdis en béton armé de 20 cm d'épaisseur surmonté d'une couche de revêtement de 7cm d'épaisseur.
- **La chaussée** :

Comporte est :

- quatre voies de circulation ayant une largeur de 3.625m.

b) **L'infrastructure** : Les trois travées s'appuient sur deux culées et deux piles en fût conçus en béton armé et fondés sur des pieux forés.

- **La culée** : elle définit les origines du pont à chaque extrémité du tablier en assurant la transition entre la voie sur terre et la voie sur pont. Les deux culées sont des culées remblayées constituées par mur garde grève, mur de front, deux murs en retours, une dalle de transition et un corbeau arrière.
- **La pile** : c'est un appui intermédiaire, notre ouvrage repose sur deux piles, chacune comporte un chevêtre qui est supporté par deux fût, chaque fut est encastré dans une semelle rectangulaire.
- **Les fondations** : leur type est donné en fonction de type de sol. Selon le rapport de sol, des fondations profondes sont recommandées. Chaque semelle repose sur trois files de pieux de 1,2m de diamètre.

1.3. Conception de l'ouvrage :

La détermination de type d'ouvrage dépend des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le but de la conception est de fixer, de point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes ces conditions.

Donc, il faut connaître à la fois l'ensemble des ouvrages pouvant être envisagés, ainsi que l'ensemble des contraintes à respecter à savoir :

1.3.1. Recueil des Données naturelles :

Une visite du site par l'ingénieur est une étape essentielle dans l'élaboration du projet, les principaux éléments à recueillir sont :

1.3.1.1. La topographie :

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible pour déterminer le degré des terrassements et les côtes d'implantation des appuis. Une vue en plan de la brèche permet d'indiquer les possibilités d'accès.

Notre projet se situe dans un environnement plus au moins difficile du point de vue réalisation et accès.

1.3.1.2. La reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance géotechnique comporte plusieurs étapes successives pour pouvoir déterminer la portance du sol de fondation. L'intervention du Laboratoire des Travaux Publics a porté sur site à la réalisation de deux sondages carottés allant jusqu'à 30m avec essais pressiométriques, les échantillons récupérés ont été soumis aux essais de laboratoire (essais d'identification, essais mécaniques). Les deux sondages ont recoupé les formations suivantes :

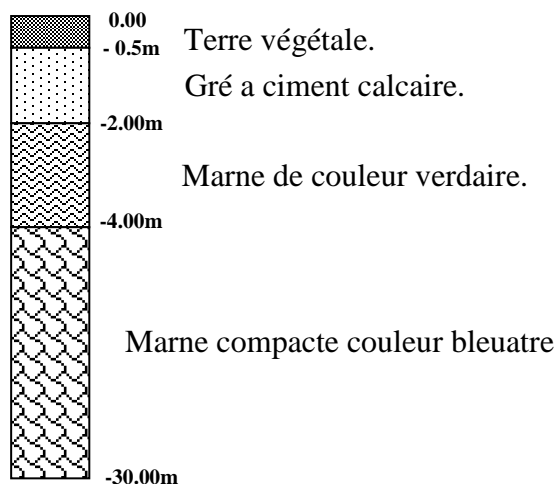


Figure.1.1 : Coupe géologique d'un sondage.

➤ Type de fondation recommandé:

D'après le rapport du sol élaboré par le laboratoire des travaux publics :

- Le type de fondations recommandées est les fondations sur pieux.
- L'ancrage de ces pieux s'effectuera obligatoirement vers 25 m.
- La capacité portante d'un pieu est de 611,96t.

Donc les appuis de notre ouvrage sont supportés par des semelles reposant sur deux files de pieux de 1,2 m de diamètre et de 25 m de hauteur.

1.3.1.3. Les données climatiques :**a) Effet du vent :**

Le titre II du fascicule 61 du CPC admet des hypothèses simplificatrices pour évaluer l'action du vent sur les ponts, dans les circonstances courantes.

- Pour les ouvrages en service, la pression normale est fixée forfaitairement 2000 N/m^2 lorsque le vent souffle perpendiculairement à l'axe de la chaussée.
- Pour les ouvrages en cours d'exécution, cette pression est fixée à 1250 N/m^2 ou bien 1000 N/m^2 suivant que la phase de chantier considérée excède ou n'excède pas un mois.
- Sur les piles hautes et minces, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique ou parallèle à la chaussée, dont l'intensité est comprise entre 500 et 1000 N/m^2 suivant les cas figures.

b) Effet de La neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts, cela peut se produire dans certains cas particuliers.

- Passerelles piétonnes couvertes.
- Passerelles piétonnes couvertes ou découvertes en site montagneux.

c) Effet de température:

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. La température intervient dans les justifications des joints de chaussée, des appareils d'appuis et des appuis.

d) Effet du séisme :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux dus à une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque égale $0.3g$ et une composante verticale égale à $\pm 0.075g$ telle que g est l'accélération de la pesanteur.

1.3.2. Recueil des données fonctionnelles :

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

- Données géométriques relatives à la voie portée qui sont :

Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont :

Les gabarits et les ouvertures.

1.3.2.1. Données relatives à la voie portée :

a) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. Cet axe à un caractère conventionnel, il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

b) Pour notre cas, la géométrie de l'ouvrage a une longueur de 105m.

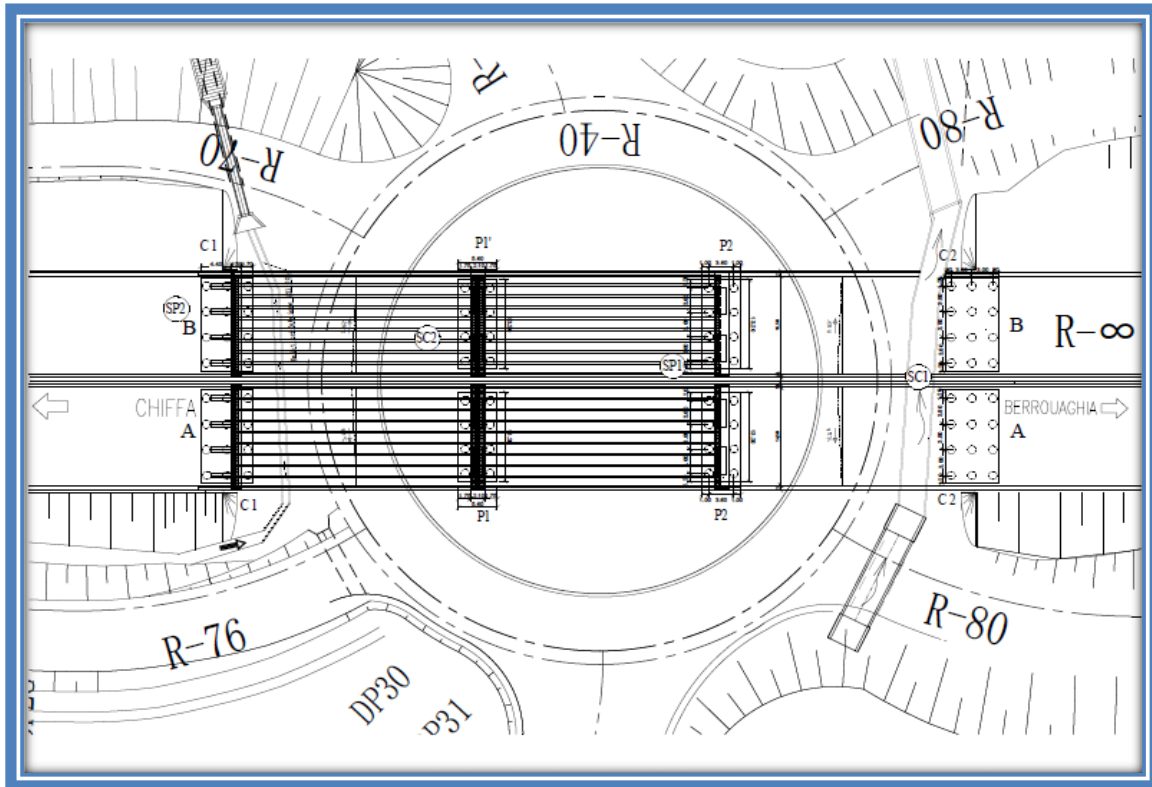


Figure.1.2 : Tracé en plan.

c) Profil en long :

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

Pour notre ouvrage, il présente une pente longitudinale de 2,8 %.

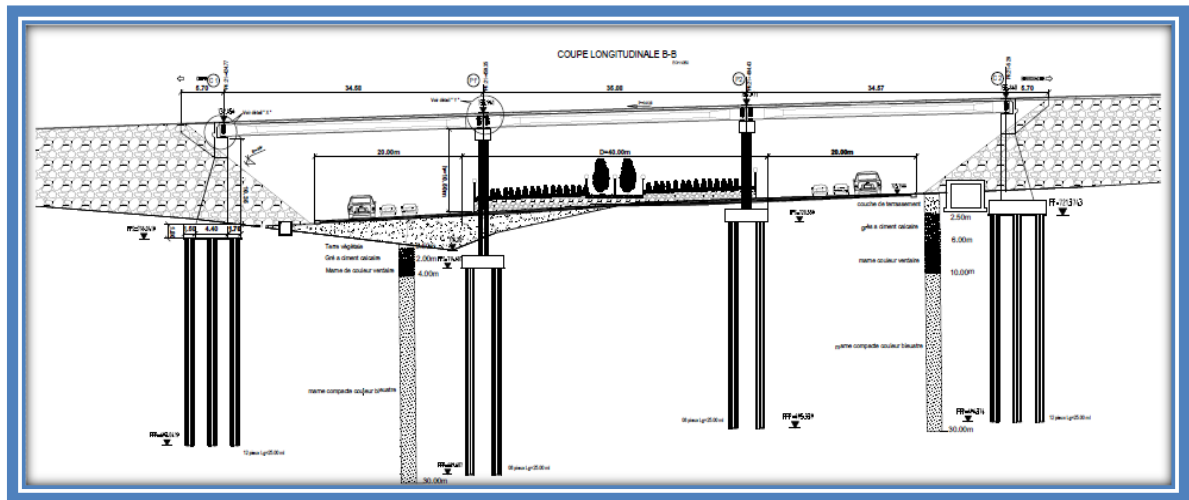


Figure.1.3 : Profil en long.

d) Profil en travers :

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

Il doit être soigneusement étudié car il est difficile de le modifier. Notre ouvrage comprend:

- Une chaussée de 14,5 m de largeur .
- Deux trottoirs de 0,75 m et 0,5m chacun, encadrés par des corniches préfabriquées et surmontées par des gardes de corps et des barrières et canal de réseaux.
- Revêtement en béton bitumineux de 7 cm d'épaisseur
- La chaussée présente un devers unique de 2.5 %.

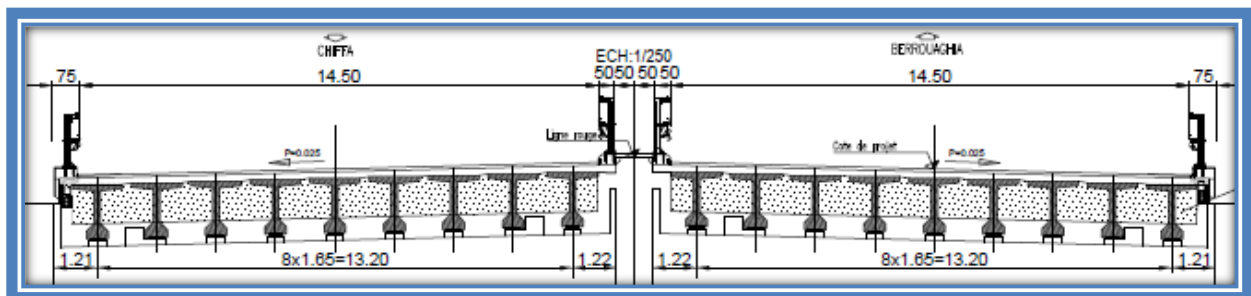


Figure.1.4 : Profil en travers.

1.3.2.2. Données relatives à l'obstacle franchi

➤ **Le gabarit :** Il s'agit de l'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre.

Pour notre cas, il n'est pas imposé puisque le rôle du pont est de protéger les pipes.

1.4. Choix type d'ouvrage :

Comme il est dit précédemment, le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites d'emploi et leurs coûts. Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton armé ou précontraint coulées en place vue la grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a opté à proposer les variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante. On propose les variantes suivantes :

- Pont à poutres en béton armé.
- Pont à poutres en béton précontraint.
- Pont mixte ou métallique.

1.4.1. Pont à poutres en béton armé :

Pour ce type, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueur qui peut aller jusqu'à 20m.

Ce type d'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers.

Les avantages :

- Nécessite un entretien réduit par rapport aux ponts métalliques ou mixtes.
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour les portées moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques.

Les inconvénients :

- Gamme de portée limitée.
- Les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels.
- Complication de coffrage le rend relativement couteux en main d'œuvre.

1.4.2. Pont a poutres en béton précontraint :

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par prétention ou par post tension. Ils sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m. Leurs portées les plus économiques situent entre 30 et 35m.

Les avantages :

- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, se qui réduit les délais et le coût.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible aux tassements différentiels des appuis.
- La matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport les ouvrages en béton armé.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages
- Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

Les inconvénients :

- 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 décoffrer.
- La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

1.4.3. Ponts à tablier mixte ou métallique :

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques; dans les deux cas, la dalle est connecté à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

Les avantages

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol.

Les inconvénients :

- Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.

- Risque de voilement, déversement des poutres.
- Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
- Sensibilité au gradient thermique.
- Matériaux très chers.

1.5. Justification de choix de la variante:

Dans ce projet, l'implantation des piles est imposée par les données naturelles et artificielles existantes; la topographie très difficile (présence des talus) du site et la présence des trois pipes souterraines, obligent une implantation qui présente un coût moins cher des terrassements ainsi qu'une distance suffisante entre la semelle de la pile et la pipe pour ne pas l'endommager. En plus, les variantes mixte et métallique sont à éviter vu la nécessité d'entretien périodique pour protéger les aciers vis-à-vis le risque de corrosion (milieu agressif).

Notre choix porte sur la réalisation de deux piles et deux culées, donc un pont à trois travées poutres en béton précontraint par post-tension, une travée centrale de 35.00 m de longueur et deux travées de rive de 35,00 m de longueur.

Chapitre 02: Caractéristiques des matériaux.

2.1. Introduction

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés ; le béton et l'acier.

Nos calculs « en béton précontraint ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L91 qui utilisent les états limites ultime concernant le non ruine de l'ouvrage donc sa capacité portante et les états limites de service pour sa durabilité. [1] ,[2]

2.2. Caractéristiques des matériaux :

2.2.1. Le béton :

Le béton est constitué de ciment, de sables, de gravillons de l'eau et des adjuvants dans des proportions convenables, c'est un matériau de construction capable de répondre aux multiples contraintes et exigences imposées aux ouvrages de génie civil : stabilité mécanique, étanchéité, tenue au feu, isolation acoustique, inertie thermique et durabilité. Plus que ses bonnes caractéristiques mécaniques, il est compatible avec d'autres matériaux notamment l'acier.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charges. Ainsi que le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension de l'acier.

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

On définit pour le béton les caractéristiques mécaniques suivantes :

a. Résistance à la compression :

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par sa résistance caractéristique requise (ou spécifiée) à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre, suivant le mode opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de j jours inférieur à 28, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours, lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve :

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Dans notre projet, les résistances à la compression sont résumées dans le tableau suivant :

BETON		f_{c28} (Mpa)
Superstructure	poutre	35
	hourdis	27
Infrastructure (culées, piles et pieux)		27

Tableau.2.1 : La résistance à la compression du béton à 28 jours.

b. Résistance caractéristique à la traction :

Notée f_{t28} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}.$$

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 Mpa.

Pour notre projet, les résistances à la traction sont résumées dans le tableau suivant :

BETON		f_{t28} (Mpa)
Superstructure	poutre	2.70
	hourdis	2.22
Infrastructure (culées, piles et piex)		2.22

Tableau.2.2 : La résistance à la traction du béton à 28 jours.

c. Contrainte de calcul à l'E.L.U:

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

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

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

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles

POUR notre projet on a : $\theta = 1$ pour $t > 24h$.

- **Pour superstructure : $\theta = 1$ pour $t > 24h$**

$f_{bu} = 19.83 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 25.86 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 15.30 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 19.86 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

- **Pour infrastructure :**

$f_{bu} = 15.30 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 19.86 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.

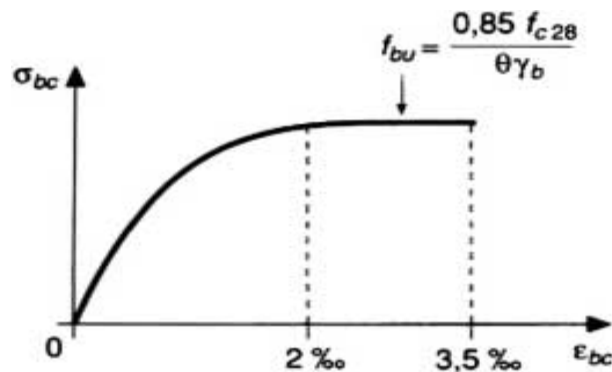


Figure.2.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

d. Contrainte de calcul pour l'E.L.S:

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28}.$$

Pour notre projet :

$$\sigma_b = 0.6 \times 35 = 21 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_b = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ Mpa}.$$

e. Déformations longitudinales :

Dans sa déformation longitudinale, le béton ne suit pas la loi de Hooke (proportionnalité des contraintes et des déformations). Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 h**, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Donc :

BETON		f_{c28} (Mpa)	E_{ij} (Mpa)
superstructure	poutre	35	35981.73
	hourdis	27	33000.00
Infrastructure (culées, piles et pieux)		27	33000.00

Tableau.2.3 : Déformations longitudinales instantanée.

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales différées (complémentaires) dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte ; il y correspond un module de déformation différée E_{vj} donné par la formule :

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

Donc :

BETON		f_{c28} (Mpa)	E_{vj} (Mpa)
Superstructure	poutre	35	12102.94
	hourdis	27	11100.00
Infrastructure (culées, piles et piex)		27	11100.00

Tableau.2.4 : Déformations longitudinales différée.

f. Déformation transversale du béton :

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

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

ν : Coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

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

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

2.2.2. L'acier :

L'acier est un matériau qui évalue et cumule de multiple avantage pour la construction (recyclage, durabilité, audace de la forme,...etc.), dans le domaine du bâtiment et travaux public.

L'acier utilisé dans les ouvrages en béton précontraint est de deux natures différentes :

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration, les aciers de montage pour constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers.

2.2.2.1. Aciers de béton armé :

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe **FeE400** ou **FeE500**.

- Nous utiliserons un acier à haute adhérence de classe **FeE500**.

Ils sont caractérisés par :

a. Limite d'élasticité :

Elle est notée f_e . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe **FeE400** dont la limite élastique égale à **400 Mpa**, sauf les pieux qui sont construits par un acier de classe **FeE500** sa limite élastique est de **500 MPa**.

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.110^5 \text{ Mpa.}$$

c. Contrainte limite de traction :

E.L.U :

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s = 1 \quad \text{En situation accidentelle.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable ou transitoire.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_e}.$$

➤ **E.L.S :**

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

$$\text{- En fissuration peu nuisible : } \sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}.$$

$$\text{- En fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right).$$

$$\text{- En fissuration très préjudiciable } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right).$$

$$\eta = 1 \quad \text{Pour les treillis soudés et les ronds lisses.}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{Pour les treillis soudés et les ronds lisses.}$$

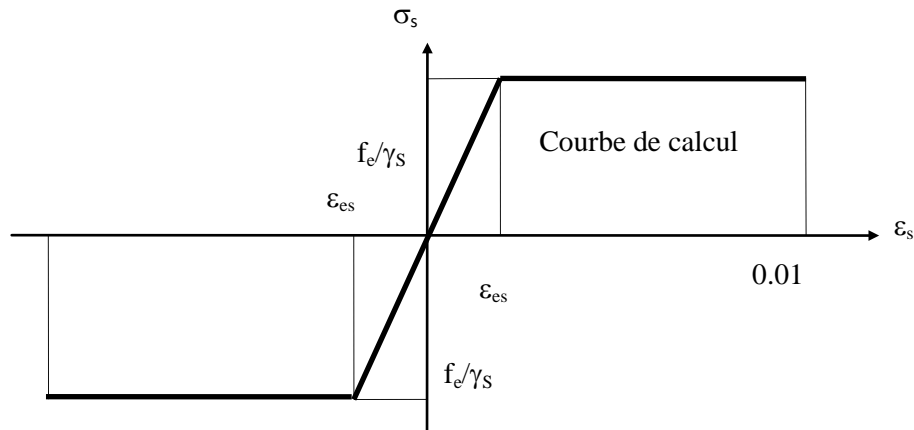


Figure.2.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier de BA.

2.2.2.2. Acier de béton précontraint :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE40*.
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

On trouve les armatures actives sous trois formes :

❖ Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension).

Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

❖ Torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

12,5 mm (fréquemment désigné par T13).

12,9 mm (T13S).

15,2 mm (T15).

15,7 mm (T15S).

Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension (dans les pièces importantes) qu'en post-tension.

❖ **Barre :**

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m).

Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm.

Leur limite élastique est plus faible que celle des fils et des torons.

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

➤ **La limite élastique :**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

➤ **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$$E_p = 200\ 000\ Mpa \text{ Pour les barres.}$$

$$E_p = 190\ 000\ Mpa \text{ Pour les torons.}$$

➤ **Diagramme contraintes-déformation :**

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte $1,06f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9 f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9 f_{peg}.$$

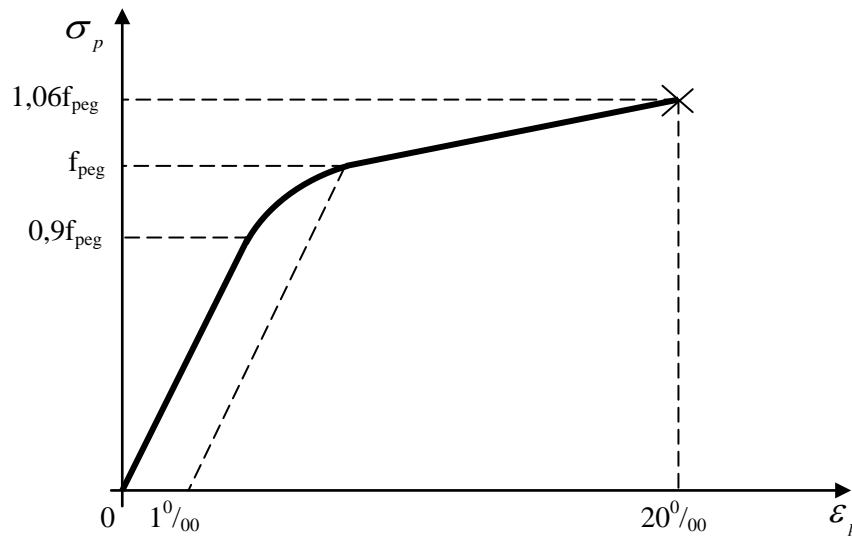


Figure.2.3 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

➤ **Pour notre projet :**

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

- Câbles formés par sept torons T₁₅ (**7 T₁₅**).
- **Caractéristiques géométriques :**
 - Section nominale de l'acier : $A_p = 1680 \text{ mm}^2$.
 - Diamètre de la gaine : $\varnothing_{ext} = 80 \text{ mm}$
- **Caractéristiques mécaniques :**
 - Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$.
 - Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1599,4 \text{ Mpa}$.
 - Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$.
 - Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
 - Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
 - Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$.
 - Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ Mpa}$.

Chapitre 03:

Pré dimensionnement de

poutre.

3.1. Introduction :

Pour les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (trottoir, corniche, dispositif de retenue...).

Le pont qu'on va étudier est constitué de deux types de tablier :

- Tablier avec des poutres en béton précontraint (BP).
- Tablier avec des poutres en béton armé (BA).

Dans ce chapitre, on s'intéresse au tablier dont les poutres sont en béton précontraint et au dimensionnement de ses éléments.

3.2. Pré dimensionnement de la poutre

Nous donnons ci-après, les caractéristiques approximatives afin, de dégrossir rapidement un avant-projet à partir de la portée libre entre appuis (L).

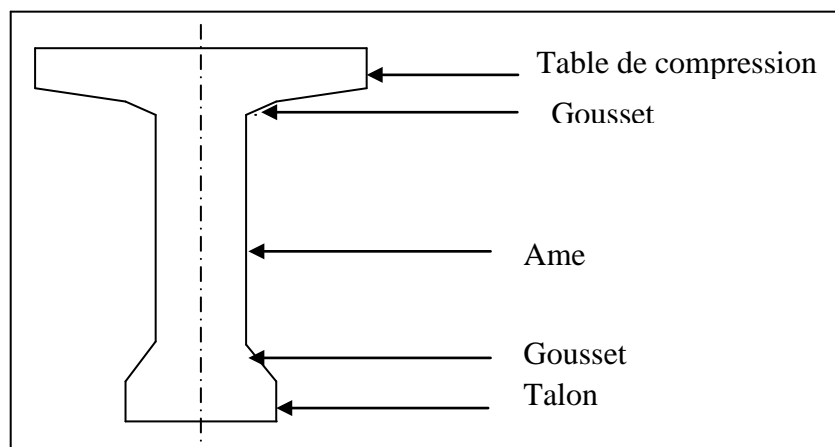


Figure.3.1 : coupe transversale d'une poutre.

3.2.1. La hauteur de la poutre

D'après G. Dreux, la hauteur totale d'une section (H_t) est donné par :

$$\left(\frac{L}{20}\right) - 0,20 \leq H_t \leq \left(\frac{L}{20}\right) + 0,50 \quad (\text{Pont à poutres avec } L \geq 20 \text{ m})$$

Dans notre cas : $L=35 \text{ m}$ donc : $1.5\text{m} \leq H_t \leq 2.2\text{m}$

On prend : $H_t=1.5 \text{ m}$

3.2.2. Epaisseur de l'âme

Elle est dimensionnée en fonction du respect des conditions suivantes :

- la résistance à l'effort tranchant.
- facilité de bétonnage et éventuellement la vibration.
- enrobage convenable des armatures de précontrainte.
- limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement au milieu de la poutre.

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{GUYON : } b_0 = \frac{H_t}{36} + 0,1 = \frac{190}{36} + 10 = 14,16 \text{ cm}$$

$$\text{DREUX : } b_0 \geq 9 + \frac{H_t}{40} = 9 + \frac{190}{40} = 12,75 \text{ cm}$$

On prendra :

- Section médiane : $b_0 = 18 \text{ cm}$
- Au niveau de la section d'about : $b_0 = 60 \text{ cm}$.

3.2.3. Membrure supérieure (table de compression)

La largeur de la table de compression (b) : $b > 0,6H_t$

Donc : $90 \text{ cm} \leq b$

On prend : $b = 150 \text{ cm}$

Son épaisseur est de 11 cm, pour la bonne mise en place des armatures passives.

Le gousset est de :

$6 \times 61 \text{ (cm}^2\text{)}$: pour la section médiane.

$4 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$: pour la section d'about.

Le gousset joue un triple rôle :

- Il facilite la mise en œuvre du béton.
- Il assure l'encastrement de la table à l'âme.
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes Conditions.

3.2.4. Talon

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

Sa largeur b_t est comprise généralement entre 40 et 70cm, pour que les câbles puissent y retenir.

Nous adoptons une largeur de 60 cm.

Sa hauteur est comprise habituellement entre 10 et 20cm.

On adopte une hauteur de 20 cm.

Le talon présente un gousset, et la valeur d'inclinaison de ce gousset est normalement comprise entre 1 et 3/2, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton, et conduit à faciliter le relevage des câbles.

Donc la valeur minimale de Φ est 45° , mais il est préférable que $tg\Phi$ soit supérieure à 3/2, lorsque le coffrage est en bois et lorsqu'on utilise la pervibration.

La pente du gousset est :

$$1 \leq tg\Phi = [2H_g / (H_t - b_0)] \leq 3/2.$$

Donc : $h_g = 21$ cm, en section médiane.

3.2.5. Epaisseur de l' hourdis

L'ourdis joue un triple rôle :

- ◆ Il est considéré comme une dalle de couverture.
- ◆ Il supporte les surcharges et les transmet aux poutres.
- ◆ Il joue le rôle d'entretoisement transversal.

$h_0 \geq a/15$, (a : est l'entraxe des poutres, il est de 165cm)

Donc : $h_0 \geq 165/15 = 11$ cm.

Vue que notre pont est dépourvu d'entretoises, l'hourdis assure aussi l'entretoisement transversal d'où son épaisseur est augmentée.

On adopte une épaisseur de 20 cm.

3.2.6. Détermination du nombre de poutres par travée

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

L_a : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$L_a = 13.2m.$$

$$N = \frac{13.2}{1.65} + 1 = 9$$

$N = 9$ poutres.

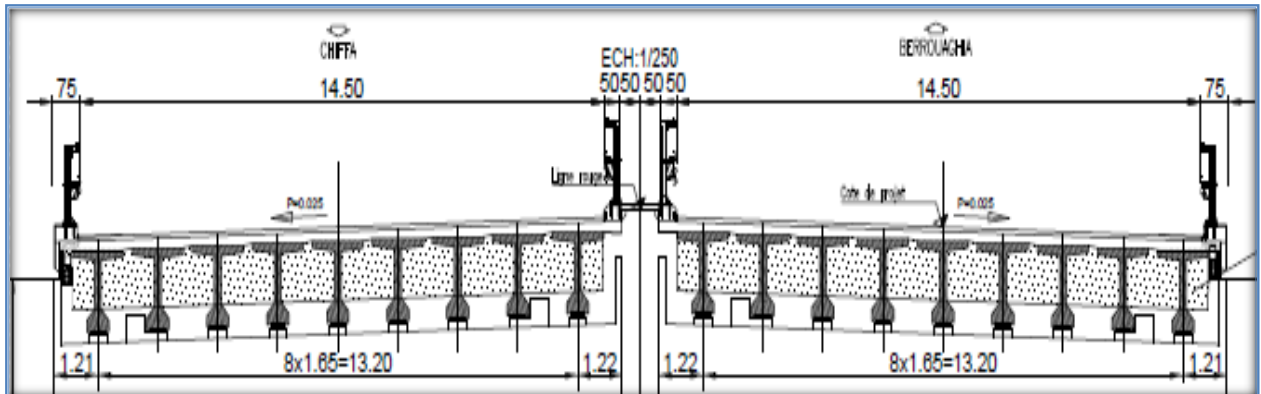


Figure 3.2 : coupe transversale sur le tablier à poutres en BP.

3.2.7. Les caractéristiques de l'ouvrage

- ✓ La portée de l'ouvrage.....34,00 m
- ✓ Longueur des poutres précontraintes.....35,00 m
- ✓ Hauteur des poutres.....1,50 m
- ✓ Le nombre des poutres dans chaque travée.....9 poutres
- ✓ L'entre axe de poutres1,65 m
- ✓ Largeur de la chaussée14,5 m
- ✓ Longueur totale du pont105 m
- ✓ Épaisseurs du hourdis.....0.20m

3.3. Caractéristiques géométrique des poutres

3.3.1. Notations utilisées

Z : Bras de levier de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

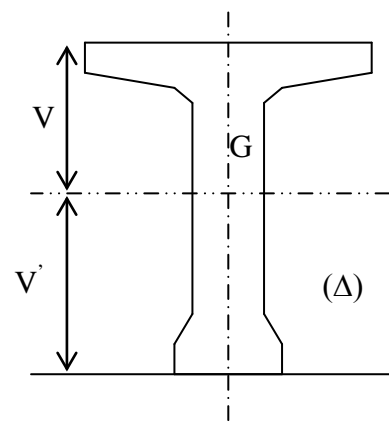
I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe. ($I_{\Delta} = I_G + BZ^2$)

I_G : Moment d'inertie de la section transversale de la poutre Par rapport à l'axe neutre. ($I_G = I_{\Delta} - BV'$)

B : Section totale transversale de la poutre.

r : Rayon de giration de la section transversale de la poutre.

$$r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$$



ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_G}{BVV'} = r^2 \sqrt{VV'}$$

S_Δ : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ). $S_\Delta = B.Z$.

$$I_{Gi} = \frac{bh^3}{12} : \text{Pour une section rectangulaire.}$$

$$I_{Gi} = \frac{bh^3}{36} : \text{Pour une section triangulaire.}$$

On calcule les sections médianes et d'abouts des poutres de rives et intermédiaires, avec et sans hourdis.

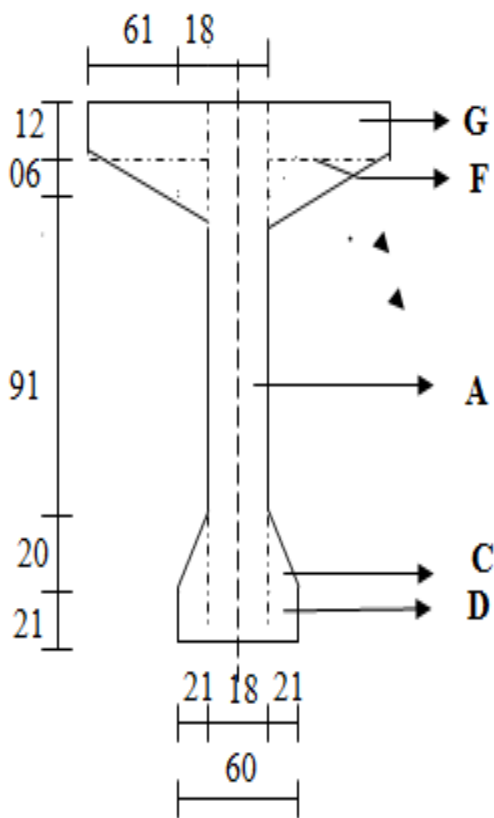


Figure.3.3 : Section médiane d'une poutre.

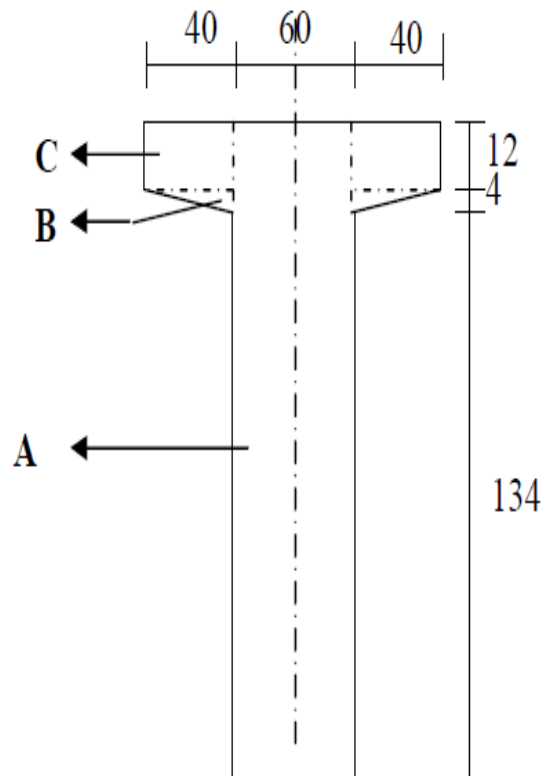


Figure.3.4 : Section d'about d'une poutre.

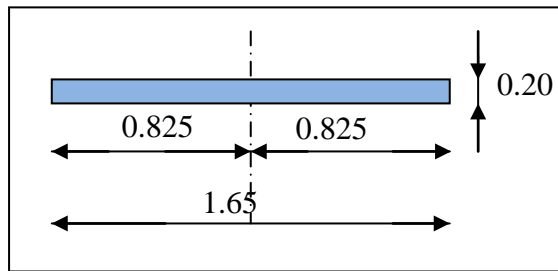


Figure.3.5 : Section de hourdis revenant à une poutre intermédiaire.

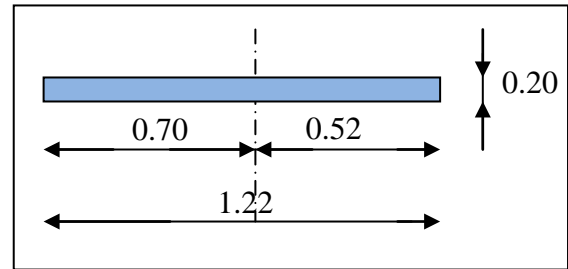


Figure.3.6: Section de hourdis revenant à une poutre de rive.

3.3.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes

3.3.2.1. Poutre intermédiaire et poutre de rive (sans hourdis)

- Section médiane

Désignation	x	y	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ = B.Z(cm ³)	I _{G_i} (cm ⁴)	I _Δ = I _{G_i} + B.Z ²
A	18	150	2700	75	202500	5062500	20250000
C	21	21	441	27	11907	10804,50	332293,50
D	21	20	840	10	8400	28000	112000
F	61	6	336	136	49776	732	6770268
G	61	12	1464	144	210816	17568	30375072
Total	/	/	5811	/	483399	563304,50	57839633,50

I _G (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
17627175,50	83,20	66,80	3033,42	54,58

Tableau .3.1: Caractéristiques géométriques de la section médiane d'une poutre

- Section d'about

Désignation	x	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ = B.Z(cm ³)	I _{G_i} (cm ⁴)	I _Δ = I _{G_i} + B.Z ²
A	60	150	9000	75	675000	16875000	67500000
B	40	4	160	136,67	21866,67	142,22	2988586,67
C	80	12	960	144	138240	11520	19918080
Total	/	/	10120	/	835106,67	16886662,22	90406666,67

$I_G (cm^4)$	$V'(cm)$	$V(cm)$	$r^2 (cm^2)$	$\rho (%)$
21493312,40	82,50	67,50	2123,85	38,14

Tableau .3.2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about d'une poutre

3.3.2.2. Poutre de rive (avec hourdis)

	Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _{Gi} (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section médiane	Poutre seule	5811	/	483399	/	57839633,50
	hourdis	2440	160	390400	81333,33	62545333,33
	Poutre+hourdis	8251	/	873799	/	120384966,8
Section d'about	Poutre seule	10120	/	835106,67	/	90406666,67
	hourdis	2440	160	390400	81333,33	62545333,33
	Poutre+hourdis	12560	/	1225506,67	/	152952000

	$I_G (cm^4)$	$V'(cm)$	$V(cm)$	$r^2 (cm^2)$	$\rho (%)$
Section médiane	27851569,52	105,90	64,10	3102,35	49,72
Section d'about	33381994,46	97,57	72,43	2960,47	37,60

Tableau .3.3 : Caractéristiques géométriques d'une poutre de rive (avec hourdis)

3.3.2.3. Poutre intermédiaire (avec hourdis)

	Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _{Gi} (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section médiane	Poutre seule	5811	/	483399	/	57839633,50
	hourdis	3300	160	528000	110000	84590000
	Poutre+hourdis	9111	/	1011399	/	142429633,50
Section d'about	Poutre seule	10120	/	835106,67	/	90406666,67
	hourdis	3300	160	528000	110000	84590000
	Poutre+hourdis	13420	/	1363106,67	/	174996666,67

	$I_G (cm^4)$	$V'(cm)$	$V(cm)$	$r^2 (cm^2)$	$\rho (%)$
Section médiane	30173002,5	111	59	3311,71	50,56
Section d'about	36549707,64	101,57	68,43	2723,52	39,18

Tableau .3.4 : Caractéristiques géométriques d'une poutre intermédiaire (avec hourdis)

3.3.2. Caractéristiques géométriques des sections nettes

Le calcul des contraintes se fait pour sections nettes, donc il ne faut pas tenir compte des sections de câbles de précontrainte qui ne participe pas à la résistance.

Avant de connaître le nombre exact du câbles, cette déduction peut en première approximation d'avant-projet se faire de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section, et 10% sur le moment statique.

Donc :

$$- 5\% \text{ de la section} \Rightarrow B_{nette} = 0.95B_{brute}$$

$$- 10\% \text{ du moment d'inertie} \Rightarrow I_{nette} = 0.9I_{brute}$$

$$- 8\% \text{ du moment statique} \Rightarrow S_{nette} = 0.92S_{brute}$$

Les valeurs de v' , v et r^2 seront légèrement modifiées et les caractéristiques de toutes les sections résumées dans le tableau suivant :

	Poutre seule		Poutre intermédiaire + Rive (avec hourdis)			
	Rive et intermédiaire		De rive		Intermédiaire	
	D'about	Médiane	D'about	Médiane	D'about	Médiane
B (cm ²)	9614	5520,45	11932	7838,45	12749	8655,45
S _A (cm ³)	768298,13	444727,08	1127466,13	803895,08	1254058,13	934087,08
I _G (cm ⁴)	19343981,20	15864457,95	30043795,01	25066412,57	32894736,88	27155702,25
v' (cm)	82,50	83,19	94,49	102,55	98,36	107,91
v (cm)	67,50	66,81	75,51	67,45	71,64	62,09
r ² (cm ²)	2012,06	2873,76	2517,91	3197,87	25805,53	31373,95
ρ (%)	36,13	51,71	35,28	46,23	36,61	46,82

Tableau .3.5 : Caractéristiques géométriques des sections nettes

Chapitre 04: Evaluation des charges et surcharges.

4.1. Calcul des charges:

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- **Les éléments porteurs :** Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent).
- **Les éléments non porteurs :** Telle que : le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

4.1.1. Calcul des charges permanentes (CP):

a) Les poutres:

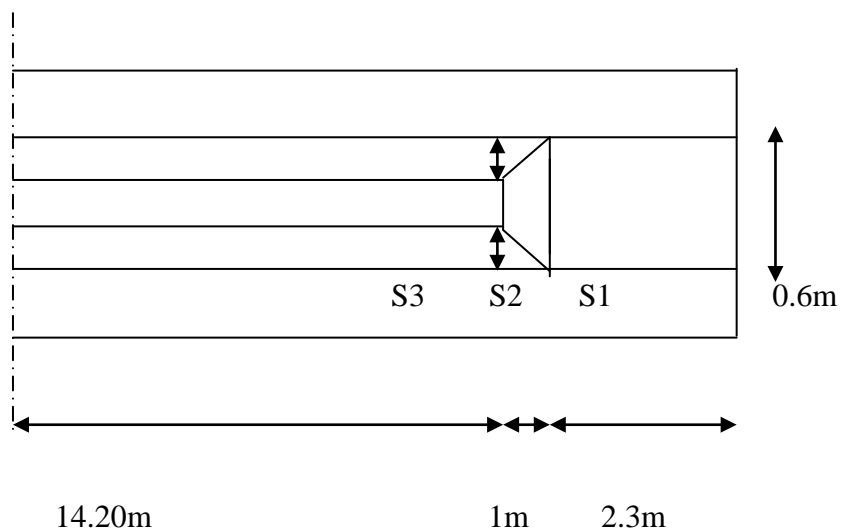


Figure.4.1 : vue la térale de la poutre en béton précontraint.

$$Ps_1 = 2,5 \times 2,3 \times 1,0120 = 5,819 \text{ t}$$

$$Ps_2 = 2,5 \times (1,0120 + 0,5811) \times 0,5 = 1,99 \text{ t}$$

$$Ps_3 = 2,5 \times 14,20 \times 0,5811 = 20,55 \text{ t}$$

$$P_p = 2(P_1 + P_2 + P_3) = \mathbf{56,718 \text{ t}}$$

❖ Le poids par unité de longueur est :

$$P = 56,718 / 35 = \mathbf{1,62 \text{ t/ml.}}$$

❖ Poids total des poutres :

$$P_{\text{poutre}} = 1,62 \times 9 = \mathbf{14,58 \text{ t/ml}}$$

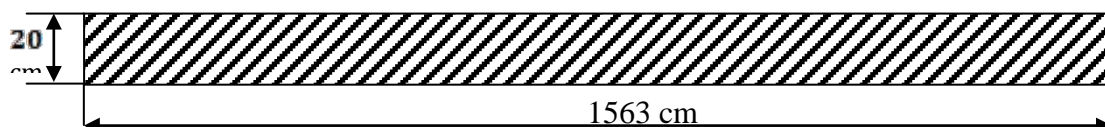


Figure.4.2 : coupe transversale droite de la dalle.

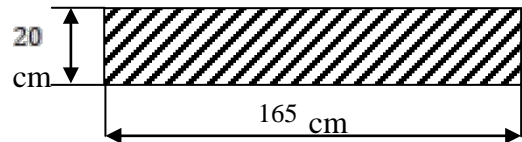
b) Dalle :

Épaisseur de la dalle est de 20 cm.

$$P_D = 0.2 \times 15.63 \times 2.5 = 7.815 \text{ t/ml.}$$

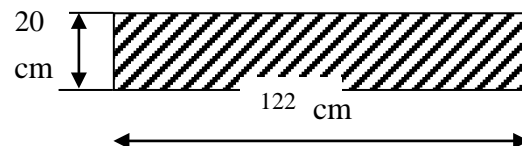
✓ **La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :**

$$p_{DI} = 2,5 \times 0,200 \times 1,65 = 0,825 \text{ t/ml}$$



✓ **La charge de la dalle qui revient à la poutre de rive :**

$$p_{DR} = 2,5 \times 0,200 \times 1,22 = 0,610 \text{ t/ml}$$



c) poids propre de l'entretoise :

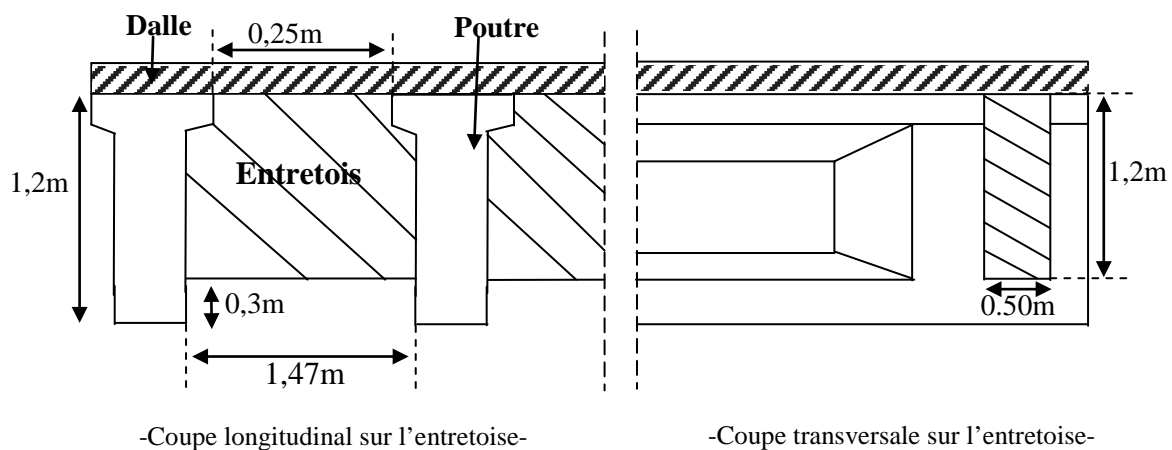


Figure.4.3 : L'entretoise d'about.

$$S1 \text{ interieur} = (1,47 \times 1,20) - (0,183) = 1,581 \text{ m}^2$$

$$S2 \text{ exterieur} = (0,61 \times 1,20 \times 2) - (0,183) = 1,281 \text{ m}^2$$

$$P1_{int} = (1,581 \times 8) \times 0,50 \times 2,5 = 18,510 \text{ t}$$

$$P2_{ext} = (1,281) \times 0,50 \times 2,5 = 1,601 \text{ t}$$

-Le poids total des entretoises :

Pour notre cas on a deux entretoises d'about :

$$P_{tot} = 18,510 + 1,601 = 20,111 \text{ t}$$

-le poids des entretoises par mètre linéaire :

$$P = \frac{20,111}{35} = 0,574 \text{ t/ml}$$

- Le poids de l'entretoise qui revient à la poutre intermédiaires est :

$$P_i = 1,976 \text{ t/ml}$$

- Le poids de l'entretoise qui revient à la poutre de rive est :

$$P_r = 0,800 \text{ t/ml}$$

Donc : $CP = 14,850 + 7,815 + 0,574 = 23,239 \text{ t/ml}$.

4.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Revêtement+ La chape.
- Trottoirs + corniche.
- Le garde-corps.
- Réseaux.

a) Revêtement et étanchéité :

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité :

Couche de roulement=0.08m

$$P_r = 2,2 \times 0,08 \times 14,5 = 2,552 \text{ t/ml}$$

$$P_r = 2,552 \text{ t/ml}.$$

Le poids de (revêtement +La chape d'étanchéité) qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_{r+ch} = (0,01 \times 2,2 + 0,07 \times 2,2) \times 1,65 = 0,2904 \text{ t/ml}$$

Le poids de (revêtement +La chape d'étanchéité) qui revient à la poutre de rive est :

$$P_{r+ch} = (0,01 \times 2,2 + 0,07 \times 2,2) \times 1,22 = 0,2098 \text{ t/ml}$$

b) Le poids de (Glissière(H3) + corniche + longrine + réseaux) :

❖ **Poids de la corniche:**

$$S = (0,13 \times 0,7068) - (0,03 \times 0,03) + \frac{(0,13^2 \times 3,14)}{4} + \left(\frac{0,2332 + 0,224}{2} \right) \times 0,13 = 0,1273 \text{ m}^2$$

$$p_c = (2,5 \times 0,1273) = 0,318 \text{ t/ml}$$

❖ **Le poids de la barrière :**

$$S = \left(\frac{0,2032 + 0,224}{2} \right) \times 0,52 - (0,03 \times 0,03) = \mathbf{0,1101m^2}$$

$$P_{\text{barrière}} = (2,5 \times 0,1101) = 0,275 \text{ t/ml.}$$

❖ **Garde-corps :**

$$P_{\text{gc}} = 0,10 \text{ t/ml.}$$

❖ **Le poids des réseaux :**

$$P_{\text{réseaux}} = 0,10 \text{ t/ml.}$$

Alors :

$$C_{\text{CP}} = (P_{\text{C}} + 2P_{\text{barrière}} + 2P_{\text{gc}} + P_{\text{réseaux}}) + P_{\text{r}} = 3,720 \text{ t/ml}$$

$$C_{\text{CP}} = \mathbf{3.720 \text{ t/ml.}}$$

4.1.3. Poids totale du tablier :

$$G = CP + CCP = 23,239 + 3,720 = \mathbf{26,959t/ml.}$$

$$G_{\text{total}} = \mathbf{26,959 \times 35 = 943,565 \text{ t.}}$$

4.1.4. La charge par poutre :

Charge (t/ml)	Poutre intermédiaire	Poutre de rive
Poutre seule	1,62	1,62
Dalle	0,825	0,610
l'entretoise	1,976	0,800
Revêtement	0,2904	0,2098
$P_{\text{cor}} + P_{\text{gli}} + P_{\text{lon}} + P_{\text{rés}}$	/	0,793
La somme	4,7114	4,0328

Tableau.4.1 : Poids revenant à chaque poutre.

4.2. Calcul des surcharges :**4.2.1. Détermination de la classe du pont :**a) **La largeur roulable (L_R) :**

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

Dans notre cas on a :

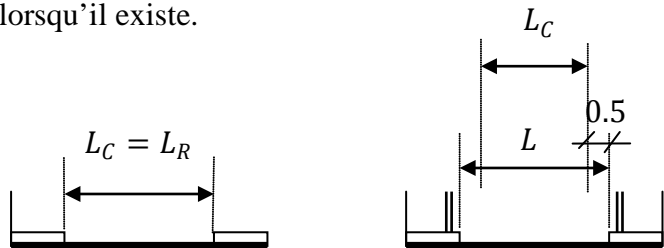
$$L_R = 14,5 \text{ m}$$

b) La largeur chargeable (L_C) :

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

Elle est définie par la formule suivante :

$$L_C = L_R - n \times 0,5$$



Avec :

n : Nombre de dispositifs de retenue $n \leq 2$

$$L_C = L_R = 14,5\text{m}$$

c) nombre de voies :

D'après le fascicule 61 titre II. Les chassées comportent un nombre des voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$m = E(L_C/3) = E(14,5/3) = E(3,5)$$

Donc : $m = 4$ voies

d) largeur d'une voie (L_V) :

$$L_V = \frac{L_C}{m} = \frac{14,5}{4} = 3,625 \text{ m}$$

e) Classe de ponts routes :

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur Roulable, et leur utilisation.

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

Tableau.4.2 : La classe du pont.

On a $l_r \geq 7m$ donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisé pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- ❖ La surcharge de type A (L).
- ❖ Système B : (B_C et B_t)
- ❖ La surcharge militaire M_C 120.
- ❖ Le convoi exceptionnel D240.
- ❖ Les surcharges sur trottoirs.

La surcharge dus au vent et au séisme. Largeur chargeable : $L_C = L_R = 14,5m$.

Nombre des voies : **4Voies**

Classe du pont : $L_R = 14,5m$ et 04 voies donc **Pont de la 1^{ère} Classe.**

4.2.2. Evaluation des surcharges :

Sous Système A (L) :

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12))(Kg/m^2).$$

L : la portée du pont

$$A(L) = 230 + 36000/(34 + 12) = 1012.60 Kg/m^2 = \mathbf{1,012 t/m^2}$$

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

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

Tableau.4.3 : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3,5}{3,625} = 0,96.$$

$$v_0 = 3,5 m \text{ (Pont de 1^{ère} classe).}$$

$$v : \text{Largueur d'une voie ; } v=3,625 m.$$

Dans notre projet on a :

Nbr de voies	a1	a2	A(L) × a1 × a2	Largeur de voie	A(L) en (t/ml)
1	1	0,96	0,9715	3,625	3,5216
2	1	0,96	0,9715	7,25	7,0433
3	0,9	0,96	0,8743	10,875	9,5080
4	0,75	0,96	0,7286	14,5	11,1447

Tableau.4.4 : Charge A (L) par voie.

Sous système B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples.

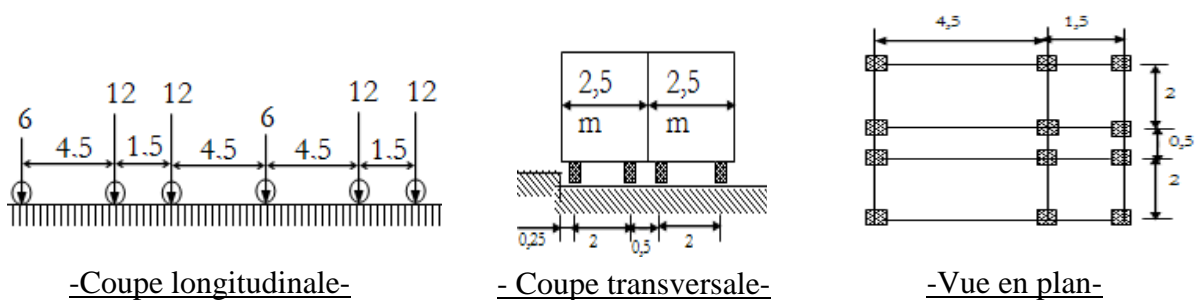


Figure.4.4 : Schémas du système B_c.

Disposition sur le pont :

- ✓ Longitudinalement, on dispose deux camions B_c aux max espaces de façon à produire l'effet le plus défavorable .la distance entre les deux camions est 4,50m .
- ✓ Transversalement, on dispose le nombre de camions produisant l'effet le plus défavorable sur la largeur chargeable (Nbre de camions B_c = Nbre de voies chargées) .la distance entre chaque camion est 0,50m .

Dans notre cas : L = 34 m et 4 voies chargées .

On peut dispose deux camions B_c longitudinalement et trois transversalement.

Les charges de système B_c sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b_c dépend de la classe du pont et nombre de voies donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1^{ere} classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2^{eme} classe	1,00	0,90	/	/	/
3^{eme} classe	1,00	0,80	/	/	/

Tableau.4.5 : Valeurs de coefficient b_c .

Un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{ la longueur du portee.} \\ G: \text{ la charge permanente.} \\ S: \text{ la surcharge maximum.} \end{array} \right.$

Dans notre cas : pont de 1^{er} classe et 4 voies chargées

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 34 \text{ m} , G = 943,565t \\ S = 30 \times 4 \times 3 \times 0,80 = 288 t \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{b_c = 0,80}$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 34} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{943,565}{288}} \Rightarrow \mathbf{\delta_c = 1,093}$$

N^{bre} de voies	B_c	Charge par essieux en (t)		
1	1,2	E.AV	1×6×1,2×1,093	7,8696
		E.AR	1×12×1,2×1,093	15,7392
2	1,1	E.AV	2×6×1,1×1,093	14,4276
		E.AR	2×12×1,1×1,093	28,8552
3	0,95	E.AV	3×6×0,95×1,093	18,6903
		E.AR	3×12×0,95×1,093	37,3806
4	0,80	E.AV	4×6×0,8×1,093	20,9856
		E.AR	4×12×0,8×1,093	41,9712

Tableau.4.6 : charges de B_c par essieu.

Sous Système B_t :

Il comporte de deux tandems, ou chaque tandem comporte deux essieux, tous de roues simples.

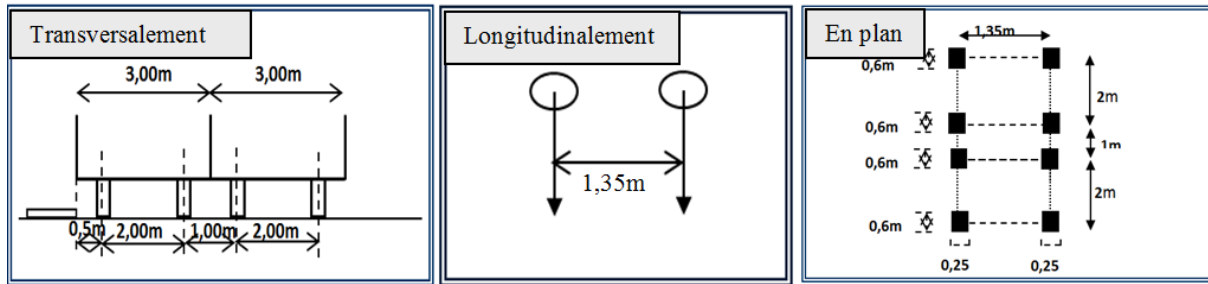


Figure.4.5 : Schémas du système Bt.

Disposition sur le pont :

- ✓ Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- ✓ Transversement, on dispose au plus deux tandems pour un pont supportant au moins deux voies .la distance entre les deux tandems est 1m .

De même façon come dans le système B_c , on à deux coefficients :

	1 ^{ere} classe	2 ^{eme} classe
b_t	1,00	0,90

Tableau.4.7 : Coefficient de majoration de système Bt.

$$S = 32 \times 2 \times 1,00 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_t = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 34} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{943,565}{64}} \Rightarrow \delta_t = 1,061$$

	b_t	δ_t	charges par essieu (t)
1voie	1,00	1,061	16 × 1 × 1,061 = 16,976
2voies	1,00	1,061	2 × 16 × 1 × 1,061 = 33,952

Tableau.4.8 : Charges de Bt par essieu.

Sous système B_r :

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous :

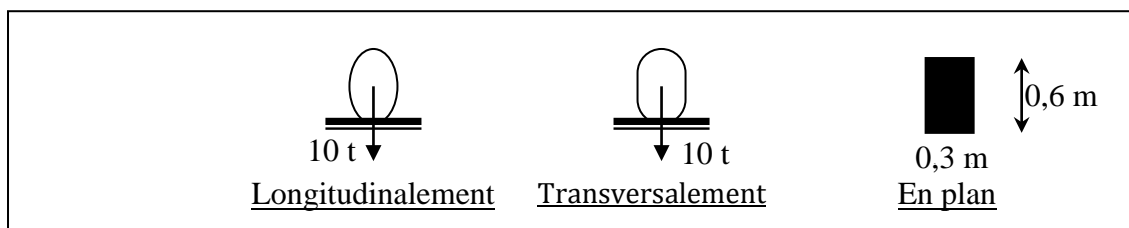


Figure.4.6 : Schémas du système Br.

Système de charge M_{c120} :

Comporte deux chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

Poids par chenille= 55 t

Langueur d'une chenille= 6,10 m

Largeur d'une chenille= 1,00 m

$$p = \frac{110}{6,1} = 18.0328t/ml$$

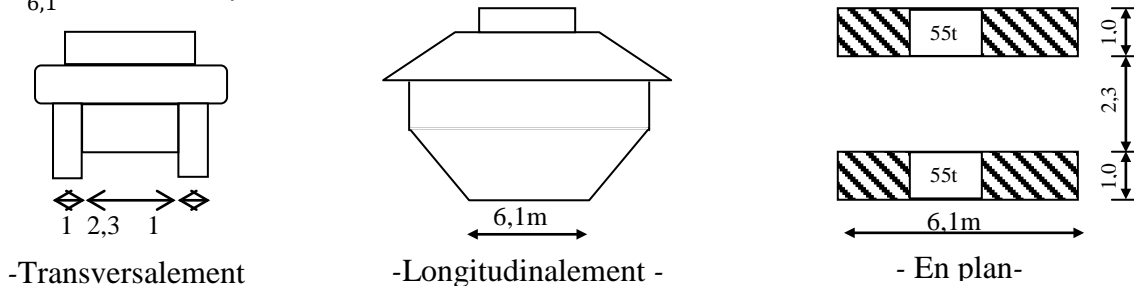


Figure.4.7 : Schémas du système M_{c120} .

Disposition sur le pont :

- ✓ Transversalement, un seul véhicule disposé.
- ✓ Longitudinalement, le nombre est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable.

La distance entre axe de deux véhicules successifs égale à 36,60 m .

Dans notre cas, on peut disposer un seul convoi M_{c120} longitudinalement et transversalement.

Il existe un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 34} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{943,565}{110}} \Rightarrow \delta = 1,068$$

$$P_{Mc120} = 1,068 \times 110 = 117,48t$$

$$\text{Soit par mètre linéaire } P_{Mc120} = 117,48/6,1 = 19,25t/ml$$

b) Système de charges exceptionnelles D_{240} :

Comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux.

Le poids total est **240 t** supposé répartie sur un rectangle uniformément chargé de **3,20 m** de largeur et de **18,60 m** de langur.

$$\text{Le poids /ml : } P = (240 / 18,6) = 12,9032t/ml$$

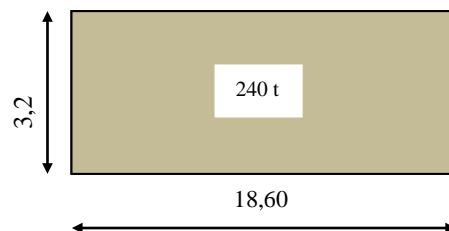


Figure.4.8 : Schéma du système D_{240} .

4.3. Les effets horizontaux :**4.3.1. Effet de freinage :**

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

✓ L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

$$F_H = F \cdot A$$

Avec : $F = S / (20 + 0,0035 \cdot S)$

$S = L_C \cdot L$ (La surface chargée m^2)

	A(t)	S(m²)	F	F_H(t)
1 voie	0,9715	$3,625 \times 34 = 123,25$	6,032	5,860
2 voie	0,9715	$7,25 \times 34 = 246,5$	11,815	11,478
3 voie	0,8743	$10,875 \times 34 = 369,75$	17,363	15,180
4 voie	0,7286	$14,5 \times 34 = 493$	22,692	16,533

Tableau.4.9 : L'effort de freinage du au système A(L).

✓ Pour le système(b_c), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids

$$F_H = 30 \text{ t.}$$

4.3.2. Effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée

Le vent développe sur toute la surface frappée normalement une pression de(2000 N/m²) .

4.3.3. L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles. Les effets de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles.

Horizontalement : $F_H = 0.30G$

Verticalement : $F_V = 0.075G$

Dans notre cas:

$$-F_H = 0,30 \times 943,565 = 283.069t$$

$$-F_V = 0,075 \times 943,565 = 70.767 \text{ t}$$

Chapitre 05:

Répartition longitudinale des efforts.

5.1. Introduction :

Les charges permanentes et les surcharges routières provoquent des sollicitations internes le long de longueurs du tablier, donc notre objectif dans ce chapitre est de calculer ces sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE.

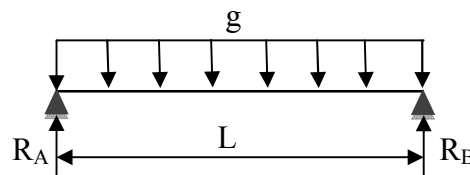
5.2. Calcul des sollicitations dues aux surcharges permanentes :

- **Les éléments de réduction dus au poids propre :**

Par l'application de RDM on a : [3]

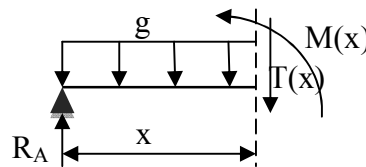
• **Les réactions :**

$$R_A = R_B = \frac{g \times L}{2}$$



• **Le moment :**

$$M(x) = \frac{g \times L}{2} \times x - \frac{g \times x^2}{2}$$



• **L'effort tranchant :**

$$T(x) = R_A - g \times x$$

a. La poutre seule :

section	g(t/ml)	R(t)	M(t.m)	T(t)
0,00L	1.625	27.625	0	27.625
0,25 L	1.625	/	176.109	13.812
0,5L	1.625	/	234.812	0

Tableau.5.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.

b. L'hourdis :

Section	g(t)		R(t)		M (t.m)		T(t)	
	rive	inter	de rive	Inter	de rive	inter	de rive	inter
0,00L	0.610	0.825	10.370	14.025	0	0	10.370	14.025
0,25L	0.610	0.825	/	/	66.109	89.40	5.185	8.840
0,5L	0.610	0.825	/	/	88.145	119.212	0	0

Tableau.5.2 : Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre.

c. L'entretoise :

Section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Rive	inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	Inter
0,00L	0.800	1,976	13.6	33.592	0	0	13.6	33.592
0,25L	0.800	1,976	/	/	86.7	3.901	6.8	16.796
0,5L	0.800	1,976	/	/	115.6	285.532	0	0

Tableau.5.3 : Les éléments de réduction dus au poids propre d'entretoise pour chaque poutre.

d. Revêtement + chape :

section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	Rive	inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	Inter
0,00L	0.210	0,290	3.570	4.93	0	0	3.570	4.930
0,25L	0.210	0,290	/	/	22.759	31.429	1.105	2.465
0,5L	0.210	0,290	/	/	30.345	41.905	0	0

Tableau.5.4 : Les éléments de réduction dus au poids propre de (Revêtement + chape)

Pour chaque poutre.

e. Corniche + longrine + glissière + réseaux :

Section	g(t)		R(t)		M (t.m)		T(t)	
	de rive	Inter	de rive	inter	de rive	inter	de rive	Inter
0,00L	0,793	0	13,481	0	0	0	13.481	0
0,25L	0,793	0	/	/	85.941	0	6,740	0
0,5L	0,793	0	/	/	114.588	0	0	0

Tableau.5.5 : Les éléments de réduction dus au poids propre de (Corniche + longrine + glissière + réseaux) pour chaque poutre.

f. Poids propre total :

Poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)			T (t)		
			0,00L	0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L
De rive	4,033	68.561	0,00	437.076	582.768	68.561	34.280	0,00
Intermédiaire	4,711	80.087	0,00	510.555	680.739	80.087	40,043	0,00

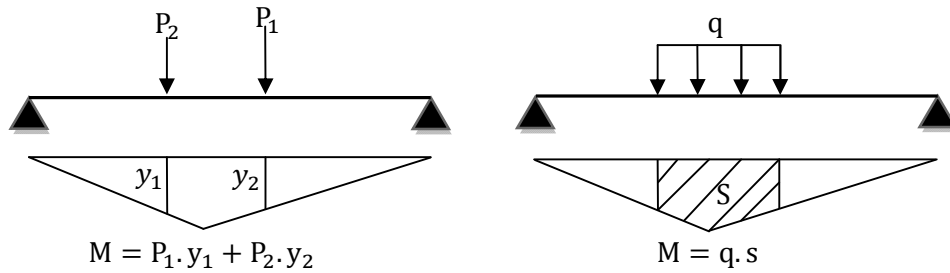
Tableau.5.6 : Les éléments de réduction dus au poids propre pour chaque poutre.

5.3. Calcul des sollicitations (M et T) dues aux surcharges :

• Utilisation des lignes d'influences :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre. [4]

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge uniformément répartie, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.



• **Théorème de barré :**

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles, et ce, pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi sont symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

5.3.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

5.3.1.1. Pour X = 0,25L :

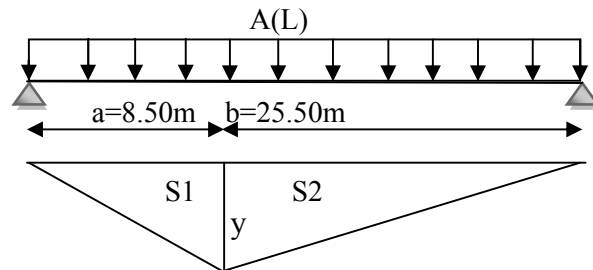
a. Surcharge A(L) :

$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{8,5 \times 25,50}{34} = 6,375m.$$

$$S = S_1 + S_2 = \frac{a+b}{2} \times y.$$

$$S = \frac{8,5 + 25,50}{2} \times 6,375$$

$$S = 108,375m^2.$$



b. Système Bc :

Pour obtenir le moment maximal en une section donnée *c*, il faut à chaque fois placer une des forces sur cette section puis vérifier les inégalités suivantes :

$$W_{L1} > \frac{\bar{W} \times a}{L}.$$

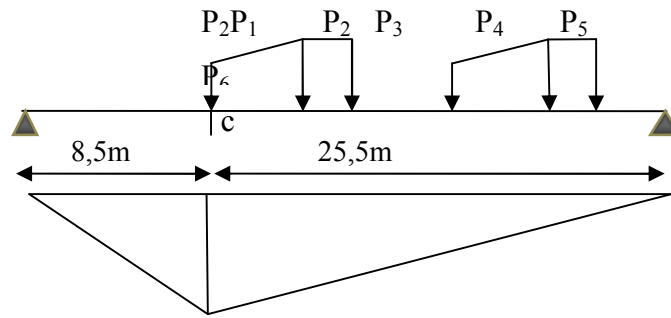
$$W_{L2} < \frac{\bar{W} \times a}{L}.$$

\bar{W} : Résultante des forces se trouvant sur la poutre.

W_{L1} : résultante des forces appliquées à gauche de *c* y compris celle sur *c*.

W_{L2} : résultante des forces appliquées à gauche de *c* en négligeant celle sur *c*.

a : distance de c à l'appui de gauche.



On obtient le tableau suivant :

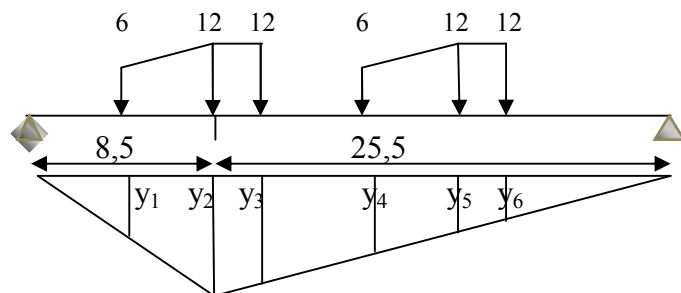
Force en c	\bar{w}	$(\bar{w} \cdot a)/L$	W_{L1}	$W_{L1} > (\bar{w} \cdot a)/L$	W_{L2}	$W_{L2} < (\bar{w} \cdot a)/L$
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13.5	30	Ok	24	Non
P5=12t	30	7.5	18	Ok	6	Ok
P6=12t	30	7.5	30	Ok	18	Non

D'après le tableau, un seul cas qui vérifie les inégalités précédentes :

❖ 1^{er} cas P2 sur c :

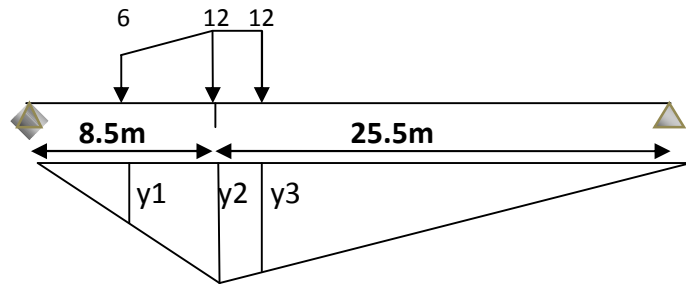
$$M = \sum P_i \times Y_i$$

y1	3
y2	6,375
y3	6
y4	4,875
y5	3,75
y6	3,375



❖ 2^{ème} cas : P5 sur c

y ₁	3
y ₂	6.375
y ₃	6



❖ Les moments :

$$M = \sum P_i \times y_i$$

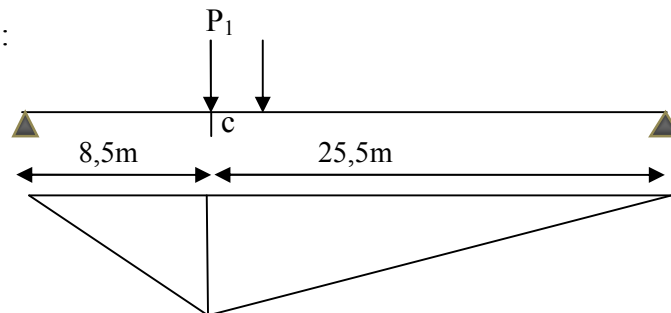
Le cas	Moment (t.m)
1	281.25
2	166,5

c. Système Bt :

Vérifier les inégalités suivantes :

$$W_{L1} > \frac{\bar{W} \times a}{L}$$

$$W_{L2} < \frac{\bar{W} \times a}{L}$$



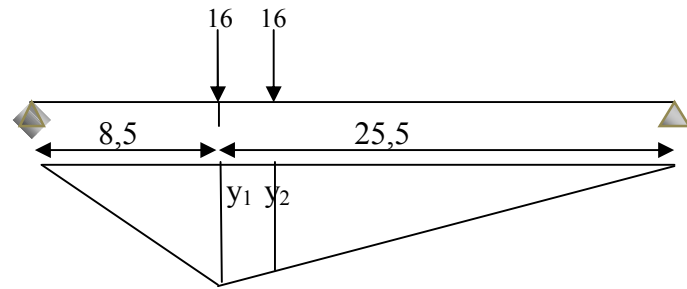
On obtient le tableau suivant :

Force en c	\bar{W}	$(\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L1}	$W_{L1} > (\bar{W} \cdot a)/L$	W_{L2}	$W_{L2} < (\bar{W} \cdot a)/L$
P1=16t	32	8	16	Ok	0	Ok
P2=16t	32	8	32	Ok	16	Non

D'après le tableau, un seul cas qui vérifie les inégalités précédentes :

- ❖ **Le cas P1 sur c :**
- ❖ $M = \sum P_i \times Y_i$

y_1	6,375
y_2	6.037



d. Convoi M_{C120} :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8,5}{34} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 6,1 = 1,525m.$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 6,1 = 4,575m.$$

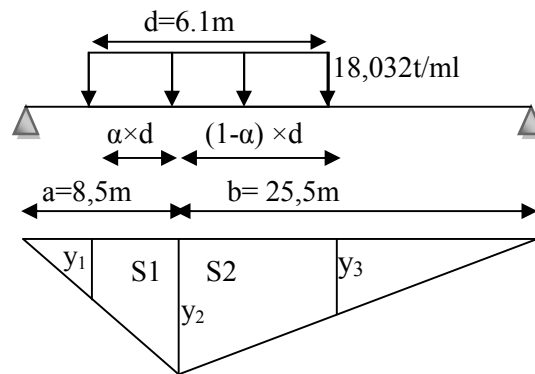
$$y_1 = y_3 = 5,231m.$$

$$y_2 = 6,375m.$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(5,231 + 6,375) \times (1,525 + 4,575)}{2}.$$

$$S = 35,398.m^2$$



e. Convoi D₂₄₀ :

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8,5}{34} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 18,6 = 4,65m.$$

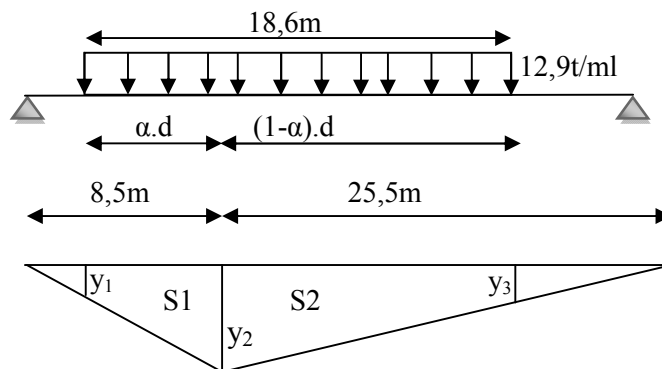
$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 18,6.$$

$$(1 - \alpha) \times d = 13,95m.$$

$$y_1 = y_3 = 2,887m.$$

$$y_2 = 6,375m.$$

$$S = S1 + S2 \Rightarrow S = 86,137m^2.$$



❖ Tableau récapitulatif des moments fléchissant à X =0.25L :

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	Sou $\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 9
A(L)	1 voie	0,9715	3,5216	108.375	381.653	42.406
	2 voies	0,9715	7.0433		763.318	84.813
	3 voies	0,8743	9.5080		1030.429	114.492
	4 voies	0.7286	11.1447		1207.807	134.200
Bc	1 file	E.AV	7.8696	7.875	368.887	40,987
		E.AR	15.7392	19.5		
	2 files	E.AV	14,4276	7.875	676.294	75,144
		E.AR	28,8552	19.5		
	3 files	E.AV	18,6903	7.875	876.108	97.345
		E.AR	37.3806	19.5		
	4 files	E.AV	20.9856	7.875	983.7	109.3
		E.AR	41.9712	19.5		
B _T	1 tandem	16	16.976	12.412	210.706	23.412
	2 tandem	32	33.952		421.412	46.823
Mc120		18,032	19,25	35.398	681.411	75.712
D 240		12,9032	12,9032	86.137	1111.443	123.494

Tableau.5.7 : Moments fléchissant à X =0.25L.

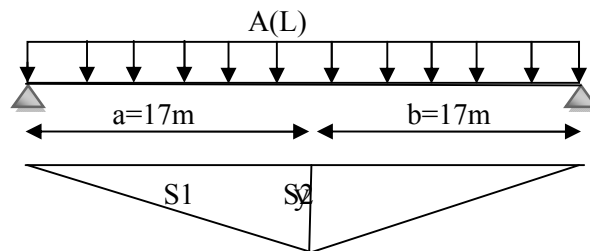
5.3.1.2. Pour X = 0,5L :

a. Surcharge A(L) :

$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{17 \times 17}{34} = 8,5m.$$

$$S = \frac{17 + 17}{2} \times 8,5$$

$$S = 144,50m^2.$$



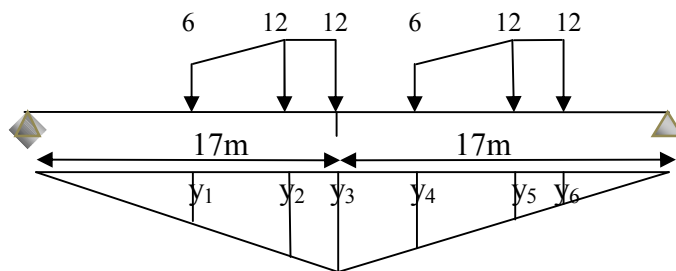
b. Système Bc :

Force en c	\bar{w}	$(\bar{w} \cdot a)/L$	W_{L1}	$W_{L1} > (\bar{w} \cdot a)/L$	W_{L2}	$W_{L2} < (\bar{w} \cdot a)/L$
P1=6t	60	30	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	30	18	Non	6	Ok
P3=12t	60	30	30	Ok	18	Ok
P4=6t	60	30	36	Ok	30	Ok
P5=12t	60	30	48	Ok	36	Non
P6=12t	60	30	60	Ok	48	Non

Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

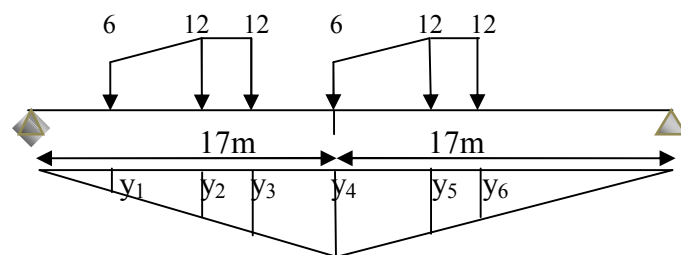
1^{er} cas : P3 sur c :

y ₁	5,5
y ₂	7,75
y ₃	8,5
y ₄	6,25
y ₅	4
y ₆	3,25



2^{eme} cas : P4 sur c :

y ₁	3,25
y ₂	5,5
y ₃	6,25
y ₄	8,5
y ₅	6,25
y ₆	5,5



❖ Les moments :

$$M = \sum P_i \times y_i$$

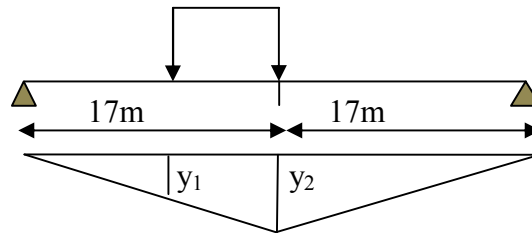
Le cas	Moment (t.m)
1	352,5
2	352,5

Donc, on déduit que les deux cas sont les plus défavorables.

c. Système Bt :

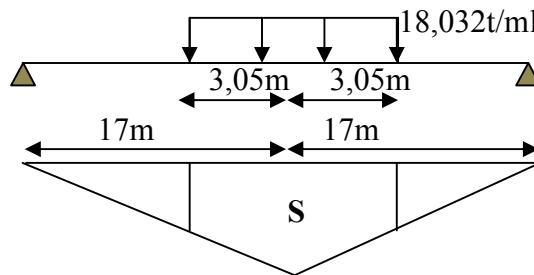
$$y_1 = 7,825m.$$

$$y_2 = 8,5m.$$



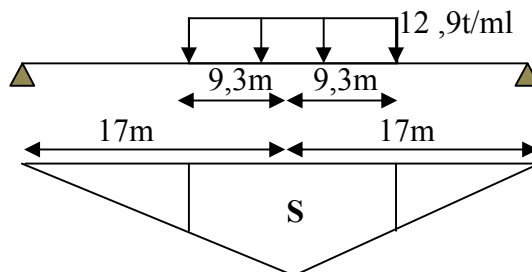
d. Convoi M_{C120} :

$$S = 51,384m^2.$$



e. Convoi D₂₄₀ :

$$S = 114,855m^2$$



❖ Tableau récapitulatif des moments fléchissant à $X=0.5L$:

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	Sou $\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 9
A(L)	1 voie	0,9715	3,5216	144.5	508.872	56.541
	2 voies	0,9715	7.0433		1017.757	113.084
	3 voies	0,8743	9.5080		1373.906	152.656
	4 voies	0.7286	11.1447		1610.409	178.934
Bc	1 file	E.AV	7.8696	11.75	462.456	51.384
		E.AR	15.7392	23.5		
	2 files	E.AV	14,4276	11.75	847.621	94.18
		E.AR	28,8552	23.5		
	3 files	E.AV	18,6903	11.75	1098.055	122.006
		E.AR	37.3806	23.5		
	4 files	E.AV	20.9856	11.75	1232.904	136.989
		E.AR	41.9712	23.5		
B _T	1 tandem	16	16.976	16.325	277.133	30.792
	2 tandem	32	33.952		554.266	61.585
Mc120		18,032	19,25	51.384	989.142	109.905
D 240		12,9032	12,9032	114.855	1481.997	164.666

Tableau.5.8 : Moments fléchissant à $X = 0.5L$.

5.3.1.3. Détermination des sections dangereuses (les moments maximums) :

Pour les surcharges uniformément réparties {A(L), Mc120 et D240}, la section dangereuse se trouve au milieu de la poutre.

Pour les charges concentrées {B_c, B_t}, on applique le théorème de BARRE.

a. Surcharge B_c :

$$R = 2 \times 6 + 4 \times 12 = 60 \text{ t}$$

Position de la résultante :

$$12[(16,5 + 6 + 15 + 4,5) + 6(10,5)]/60 = XX = 9,45 \text{ m}$$

- 1^{er} cas : la résultante R se trouve a la droite de l'axe de la poutre

$$d = X - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 1,725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{15,275 \times 18,725}{39} Y = 8,412 \text{ m}$$

$$Y_1 = 5,108 \text{ m}$$

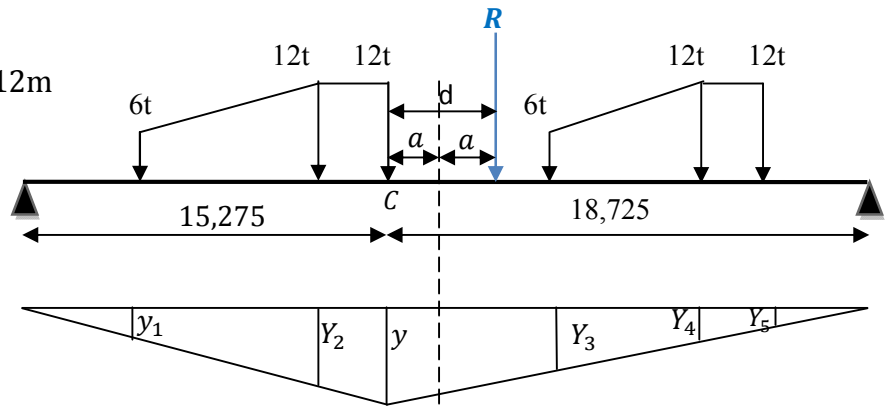
$$Y_2 = 7,586 \text{ m}$$

$$Y_3 = 6,390 \text{ m}$$

$$Y_4 = 4,369 \text{ m}$$

$$Y_5 = 3,695 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 11,498 \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 24,062 \end{array} \right.$$



- 2^{eme} cas : la résultante R se trouve a la gauche de l'axe de la poutre :

$$X = 7,05 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 0,525 \text{ m}$$

$$Y = \frac{17,525 \times 16,475}{34}$$

$$Y = 8,492 \text{ m}$$

$$Y_1 = 3,404 \text{ m}$$

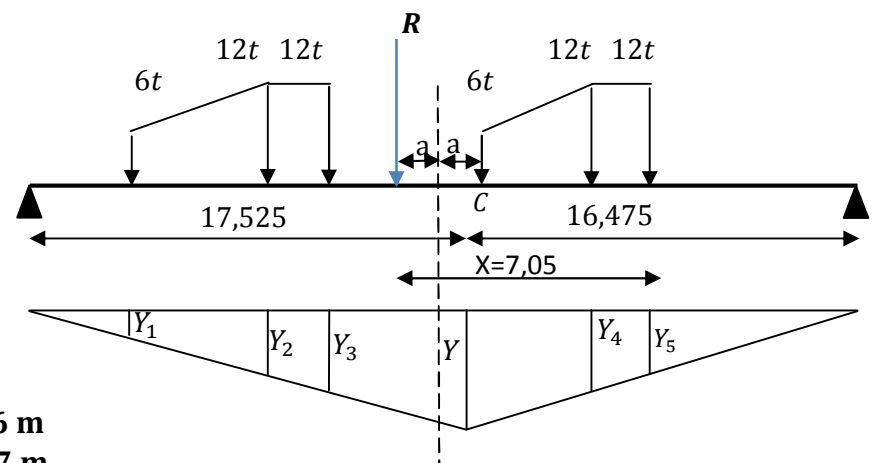
$$Y_2 = 5,585 \text{ m}$$

$$Y_3 = 6,311 \text{ m}$$

$$Y_4 = 6,172 \text{ m}$$

$$Y_5 = 5,399 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 11,896 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 23,467 \text{ m} \end{array} \right.$$



L'effet le plus défavorable :

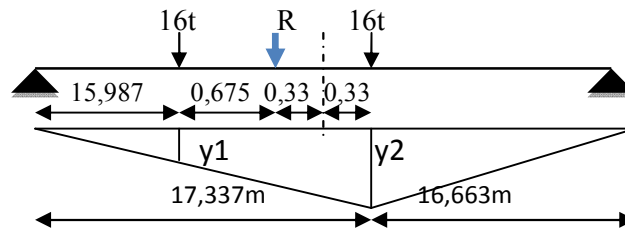
$$1^{\text{ere}} \text{ cas } (6 \times 11,498 + 12 \times 24,062) = 357,732 \text{ t. m}$$

$$2^{\text{eme}} \text{cas}(6 \times 11,896 + 12 \times 23,467) = 352,98\text{t. m}$$

357,732t. m > 352,98t. m \Rightarrow le 1^{ere} cas est l'effet le plus défavorable.

b. Surcharge B_t :

y ₁	y ₂
7,835	8,497



❖ **Tableau récapitulatif des moments maximums:**

Disposition		Surcharge	Surcharge pondérée	Sou $\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 9
A(L)	1 voie	0,9715	3,5216	144.5	508.872	56.541
	2 voies	0,9715	7.0433		1017.757	113.084
	3 voies	0,8743	9.5080		1373.906	152.656
	4 voies	0.7286	11.1447		1610.409	178.934
Bc	1 file	E.AV	7.8696	11.498	469.201	52.133
		E.AR	15.7392	24.062		
	2 files	E.AV	14,4276	11.498	860.202	95.578
		E.AR	28,8552	24.062		
	3 files	E.AV	18,6903	11.498	1114.353	123.817
		E.AR	37.3806	24.062		
	4 files	E.AV	20.9856	11.498	1251.203	139.022
		E.AR	41.9712	24.062		
B _T	1 tandem	16	16.976	16.332	277.252	30.806
	2 tandems	32	33.952		554.504	61.612
Mc120		18,032	19,25	51.384	989.142	109.905
D 240		12,9032	12,9032	114.855	1481.997	164.666

Tableau.5.9: les moments fléchissant maximums.

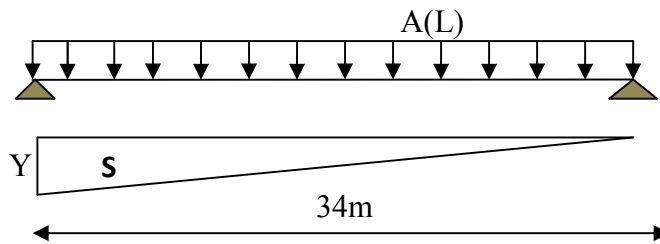
5.3.2. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :

5.3.2.1. Pour $X = 0,00L$:

a. Surcharge $A(L)$:

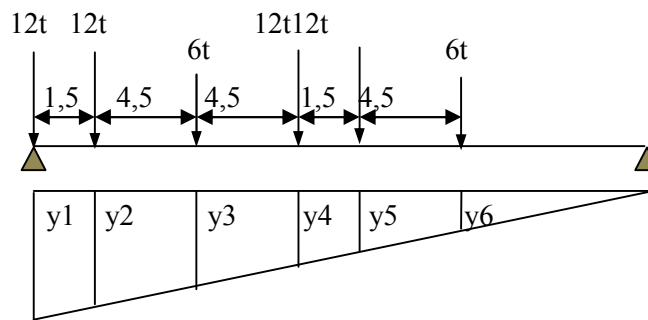
$$y = \frac{b}{L} = \frac{L}{L} = 1.$$

$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{34}{2} = 17m^2.$$



b. Système Bc :

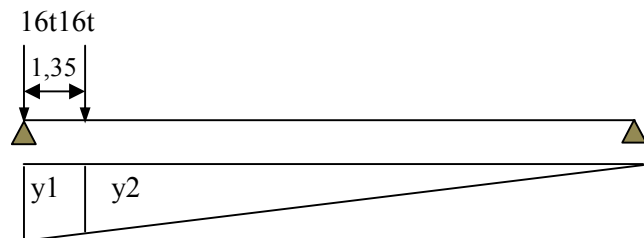
y_1	1
y_2	0,956
y_3	0,823
y_4	0,691
y_5	0,647
y_6	0,515



essieux avant: $\sum Y_i = 1,338m$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 3,294 m$

c. Système Bt :

y_1	1
y_2	0,960

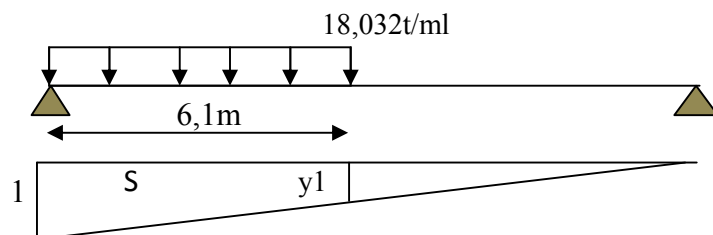


d. Convoi M_{C120} :

$$y_1 = 0,820.$$

$$S = (1+y) \times \frac{6,1}{2}.$$

$$S = 5,551m^2.$$

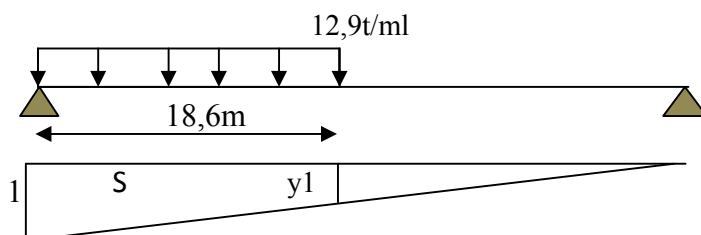


e. Convoi D_{240} :

$$y_1 = 0,453.$$

$$S = (1+y) \times \frac{18,6}{2}.$$

$$S = 13,513m^2.$$



❖ Tableau récapitulatif des efforts tranchants X =0,00L :

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	Sou $\sum y_i$	T (t)	T0=T / 9
A(L)	1 voie	0,9715	3,5216	17	59.868	6.652
	2 voies	0,9715	7.0433		119.736	13.304
	3 voies	0,8743	9.5080		161.636	17.959
	4 voies	0.7286	11.1447		189.460	21.051
Bc	1 file	E.AV	7.8696	1.338	62.374	6.930
		E.AR	15.7392	3.294		
	2 files	E.AV	14,4276	1.338	114.353	12.705
		E.AR	28,8552	3.294		
	3 files	E.AV	18,6903	1.338	148.139	16.460
		E.AR	37.3806	3.294		
	4 files	E.AV	20.9856	1.338	166.332	18.481
		E.AR	41.9712	3.294		
B _T	1 tandem	16	16.976	1.96	33.273	3.697
	2 tandems	32	33.952		66.546	7.394
Mc120		18,032	19,25	5.551	106.857	11.873
D 240		12,9032	12,9032	13.513	174.361	19.373

Tableau 5.10 : Les efforts tranchants à X =0,00L.

5.3.2.2. Pour X = 0,25L :

a. Surcharge A(L) :

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{9,75}{39} = 0,25.$$

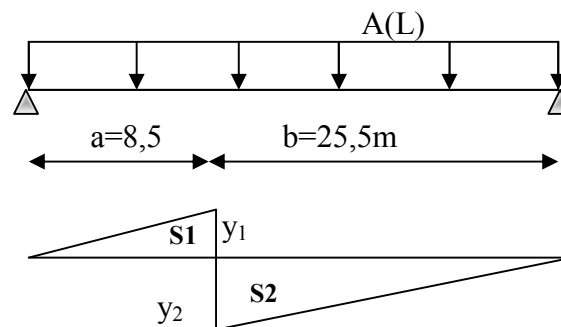
$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{29,25}{39} = 0,75.$$

$$S1 = \frac{y1 \times a}{2} = \frac{0,25 \times 8,5}{2} = 1,062m^2.$$

$$S2 = \frac{y2 \times b}{2} = \frac{0,75 \times 25,5}{2} = 9,562m^2.$$

$$T = A(L) \times S.$$

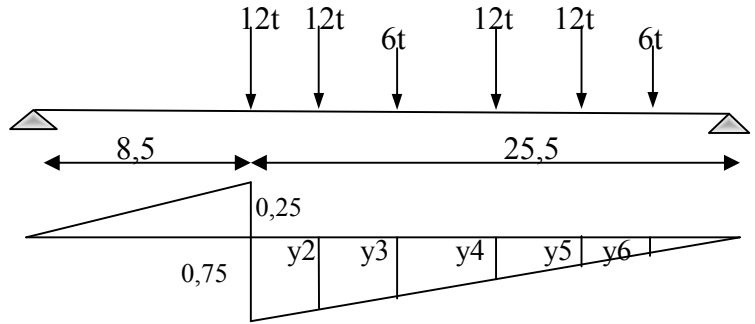
$$S = S2 - S1 = 8,5m^2.$$



b. Système Bc :

$y_1 = 0,75$.

y1	0,75
y2	0,706
y3	0,582
y4	0,441
y5	0,397
y6	0,265

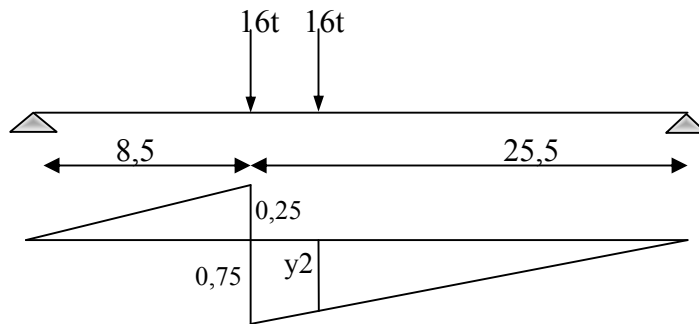


essieux avant: $\sum Y_i = 0,847m$
 essieux arrière: $\sum Y_i = 2,294m$

c. Système Bt :

$y_1 = 0,75$

y1	0,75
y2	0,710

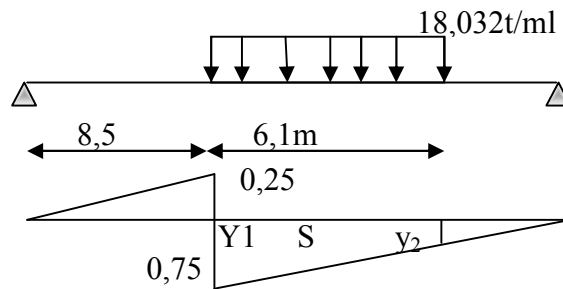


d. Convoi M_{C120} :

$y_1 = 0,75$.

$y_2 = 0,571$.

$S = 4,029m^2$.

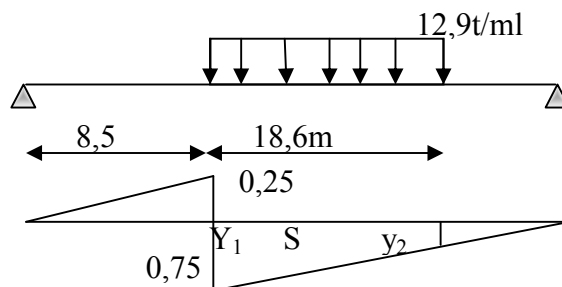


e. Convoi D₂₄₀ :

$y_1 = 0,75$.

$y_2 = 0,202$.

$S = 8,854m^2$.



❖ Tableau récapitulatif des efforts tranchants $X = 0,25L$:

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	Sou $\sum y_i$	T (t)	$T_0 = T/9$
A(L)	1 voie	0,9715	3,5216	8.5	29.934	3.326
	2 voies	0,9715	7.0433		59.868	6.652
	3 voies	0,8743	9.5080		80.818	8.780
	4 voies	0.7286	11.1447		94.730	10.525
Bc	1 file	E.AV	7.8696	0.847	42.771	4.752
		E.AR	15.7392	2.294		
	2 files	E.AV	14,4276	0.847	78.414	8.713
		E.AR	28,8552	2.294		
	3 files	E.AV	18,6903	0.847	101.582	11.287
		E.AR	37.3806	2.294		
	4 files	E.AV	20.9856	0.847	114.057	12.673
		E.AR	41.9712	2.294		
B _T	1 tandem	16	16.976	1.46	24.785	2.754
	2 tandems	32	33.952		49.570	5.508
Mc120		18,032	19,25	4.029	77.481	8.609
D 240		12,9032	12,9032	8.854	114.245	12.694

Tableau.5.11 : Les efforts tranchants à $X = 0,25L$.

5.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a utilisé la méthode des lignes d'influence et le théorème de BARRE, et ce, pour déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal dues aux différents surcharges routières (A(L), B, Mc120...etc.).

Le calcul donne les résultats suivants :

- $M_{\max} = 1481.997t.m$ (sous la charge exceptionnelle D240).
- $T_{\max} = 174.361t$ (sous la charge exceptionnelle D240).

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail et des sciences, nous remercions tout d'abord, notre Dieu le tous puissant qui nous a donné la force, la volonté et la patience pour accomplir ce travail notre travail dans les meilleures conditions.

Nous tenons à exprimer notre plus vifs remerciements à M^{md} : Mendaci Farida , sa grande patience, tous les encouragements qu'elle n'a cessé de nous prodiguer, pour la confiance qu'elle nous a accordé. Nous la remercions pour l'aide qu'elle a su nous apporter.

Nous voudrions exprimer notre gratitude pour toute l'aide apportée, envers toute l'équipe de SAPTA.

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude.



Chapitre 06:

Répartition transversale des efforts.

6.1. Introduction :

Le théorème de Barré nous a permis de déterminer la section dangereuse et les valeurs maximales des sollicitations globales sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier. Il nous reste de faire une étude sur la répartition transversale de ces sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre et déduire la poutre la plus sollicitée. Pour cela, deux méthodes sont les plus utilisées suivant la déformabilité transversale du tablier :

- ✓ **La méthode de J-Courbon** : utilisée dans le cas des tabliers qui contiennent des entretoises pouvant être considérées infiniment rigides.
- ✓ **La méthode de Guyon-Massonnet** : utilisée dans le cas contraire à la première où la flexibilité des entretoises n'est pas négligeable.

6.2. Choix de la méthode :

Il dépend de la rigidité relative de l'entretoise r avec :

$$r = \frac{n.a}{2.L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

n : nombre de poutres.

L : portée de la poutre.

a : entraxe des poutres.

I_p : moment d'inertie de la poutre.

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

- Si $r < 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est infinie, on applique la méthode de **J-Courbon**.
- Si $r \geq 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est finie, on applique la méthode de **Guyon-Massonnet**

a. Moment d'inertie équivalent d'une poutre :

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} \times (I_m - I_0)$$

I_0 : Moment d'inertie de la section de fin d'about avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 36549707,64 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 30173002,5 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 31134246,80 \text{ cm}^4$$

b-Moment d'inertie de l'entretoise (dalle) :

Dans notre cas, le tablier ne comporte pas des entretoises d'où la dalle jouera leur rôle en considérant des bandes de 1m de largeur.

$$I_D = \frac{100 \times d^3}{12} = \frac{100 \times (20)^3}{12}$$

$$I_d = 66666,667 \text{ cm}^4$$

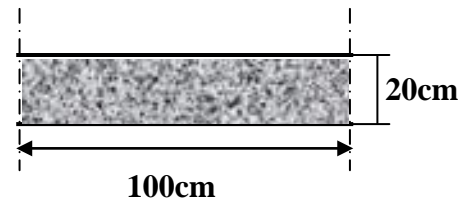


Figure 6.1: Une bande de 1 m de la dalle.

$$r = \frac{9 \times 1,65}{2 \times 34} \sqrt[4]{\frac{31134246,80}{66666,667}} \Rightarrow r = 1,015$$

$r > 0,3 \Rightarrow$ On applique la méthode de **Guyon-Massonnet**.

6.3. Méthode de Guyon-Massonnet :**6.3.1. Principe de la méthode:**

Le principe de cette méthode est d'assimiler la structure réelle constituant la poutraison (poutres et entretoises) à une structure fictive continue (une dalle de largeur $2b$) ayant pour rigidité les valeurs moyennes que possédant ces rigidités dans la structure réelle, puis analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant qu'elle est la même si ces charges se au premier terme de leur développement en série de Fourier suivant l'axe de la dalle :

$$q(x, y) = q_1(y) \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$$

Le calcul consiste, pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges

($e = b$; $e = \frac{3.b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$; $e = \frac{b}{4}$; $e = 0$) et pour les neufs sections de la largeur de dalle

($y = \pm b$; $y = \pm \frac{3.b}{4}$; $y = \pm \frac{b}{2}$; $y = \pm \frac{b}{4}$; $y = 0$) .On déplacera les charges de façon à obtenir les

plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ($\kappa_\alpha, \varepsilon_\alpha, \mu_\alpha$) et les sollicitations (moments fléchissant , efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

6.3.2. Parametres de calcul:**a. La largeur active du pont:**

$$2b = n \times b_0$$

Notre pont est constitué de 09 poutres ($n=09$) de 1,65m d'entraxe ($b_0=1,65m$).

$$2b = 09 \times 1,65 = 14,85m \Rightarrow b = 7,425m$$

b. Positions actives des poutres:

$$b = 7,425m \rightarrow 1$$

$$b_0 = 1,65m \rightarrow x$$

$$x = \frac{(1,65 \times 1)}{7,425} = 0,2222$$

On obtient le tableau suivant:

poutre	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Réelle									
(xb)	0,8888	0,6666	0,4444	0,2222	0	-0,222	-0,444	-0,666	-0,888

c. Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_0} = \frac{E \times 31134246,80}{165} = 188692,40E$$

d. Rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur :

$$\rho_D = \frac{E \times I_D}{l} = \frac{E \times 66666,667}{100} = 666,66E.$$

e. Paramètre d'entretoisement : (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0,90.$$

f. Rigidité torsionnelle des poutres :

$$C_P = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right)$$

b_i : plus grand coté.

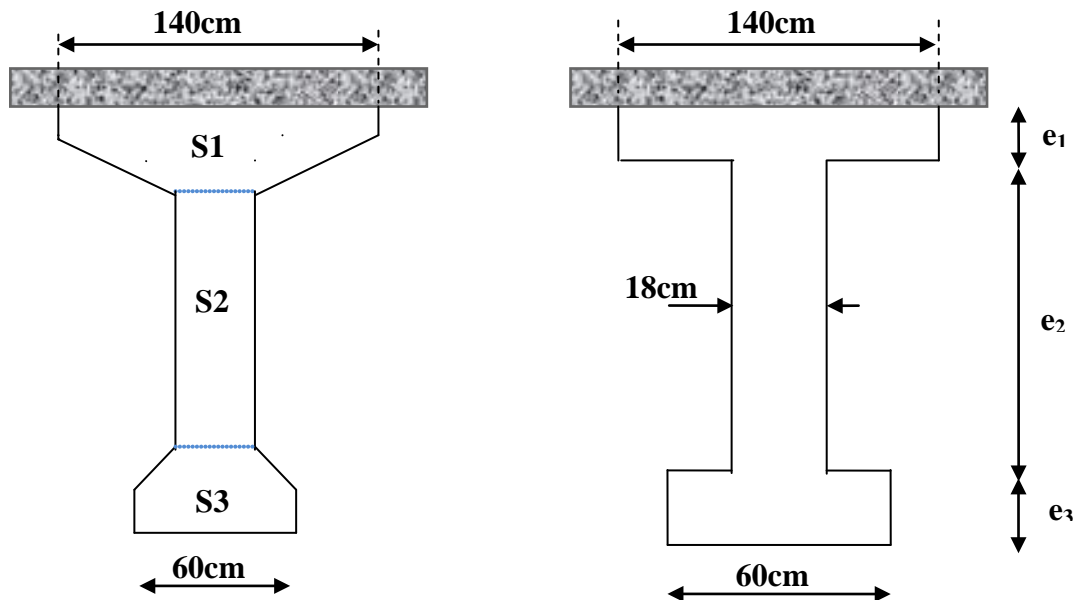
h_i : plus petit coté.

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

ν : Coefficient de poisson.

G : module de déformation transversale du béton.

g. Détermination de la section équivalente de la poutre avec hourdis :



$$S_1 = 140 \times e_1 = 2154 \text{ cm}^2$$

$$e_1 = 15,38 \text{ cm}$$

$$S_3 = 60 \times e_3 = 3500 \text{ cm}^2$$

$$e_3 = 58,33 \text{ cm}$$

$$e_2 = 150 - (e_1 + e_3)$$

$$e_2 = 76,29 \text{ cm}$$

$$C_p = \frac{E}{2,4 \times 3} \times \left(140 \times 15,38^3 + 76,29 \times 18^3 + 60 \times 58,33^3 + \frac{165 \times 20^3}{2} \right)$$

$$C_p = 1878046,021E$$

h. Rigidité torsionnelle de la dalle :

$$Cd = 2 \times G \times I_D = \frac{2 \times E}{2,4} \times 66666,6667$$

$$Cd = 55555,555E$$

i. Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{1878046,021}{165}$$

$$\gamma_p = 11382,097E$$

j. Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\gamma_D = \frac{C_D}{L} = \frac{55555,55}{100}$$

$$\gamma_D = 555,555E$$

k. Paramètre de torsion : (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} \quad . \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Alors : $\alpha = 0,532$.

L. Paramètre d'entretoisement « caractérise la souplesse de l'entretoise » :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Avec : $b = 7,425\text{m}$ et $L=34\text{m}$.

Alors : $\theta = 0,90$.

6.4. Calcul des moments fléchissant :

6.4.1. Coefficient de répartition transversale K :

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Les valeurs de κ pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065 - \theta)}{0,665} \right]}$$

Avec

K_0 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 0$

K_1 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation

➤ **Calcul de K_{moy} :**

Après avoir tracé les lignes d'influences pour chaque poutre, on dispose les surcharges de façon à obtenir la plus grande valeur de K .

Pour les surcharges concentrées :
$$K_{moy} = \frac{\sum p_i \times k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$

Pour les surcharges réparties :
$$K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode des trapèzes.

6.4.2. Moment fléchissant longitudinal réel :

$$M_{réel} = K_{moy} \times M_0 \quad M_0 = \frac{M_T}{09}$$

➤ **Le tableau suivant donne le coefficient k_0 pour $\theta = 0.90$:**

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4715	0,2749	1,0436	1,7771	2,1592	1,7771	1,0436	0,2749	-0,4715
b/4	-0,5493	-0,0646	0,47	1,107	1,7771	2,1334	1,7309	0,9565	0,1129
b/2	-0,4042	-0,1851	0,0792	0,47	1,0436	1,7309	2,198	2,0203	1,5843
3b/4	-0,1919	-0,2028	-0,1851	-0,0646	0,2749	0,9565	2,0203	3,2519	4,2579
B	0,0299	-0,1919	-0,4042	-0,5493	-0,4715	0,1129	1,5843	4,2579	8,0034

➤ **Le tableau suivant donne le coefficient k_1 pour $\theta = 0.90$:**

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,922	0,9613	1,0031	1,0414	1,0601	1,0414	1,0031	0,9613	0,922
b/4	0,7862	0,842	0,9043	0,9733	1,0414	1,0914	1,1051	1,0994	1,0893
b/2	0,6778	0,7429	0,8171	0,9043	1,0031	1,1051	1,1931	1,2489	1,2893
3b/4	0,5903	0,6613	0,7429	0,842	0,9613	1,0994	1,2489	13940	1,5188
B	0,5148	0,5903	0,6778	0,7862	0,922	1,0893	1,2893	1,5188	1,768

➤ Détermination des valeurs de K_α pour $\theta = 0.90$ et $\alpha = 0.532$:

$$0,1 \leq \theta \leq 1 : K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta ; \quad \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}$$

$$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - 0,90}{0.663}\right)} = 0,716$$

Donc :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,716}$$

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1751	0,5528	0,9924	1,4675	1,7417	1,4675	0,9924	0,5528	0,1751
b/4	0,0007	0,2522	0,5669	0,9858	1,4675	1,7645	1,5202	1,0719	0,6363
b/2	-0,0286	0,1020	0,2824	0,5669	0,9924	1,5202	1,9126	1,8226	1,5737
3b/4	0,0043	0,0357	0,1020	0,2522	0,5528	1,0719	1,8226	2,6247	3,1513
B	0,0593	0,0043	-0,0286	0,0007	0,1751	0,6363	1,5737	3,1513	5,3116

➤ Le tableau suivant donne le coefficient K_α pour $\theta = 0.90$:

➤ Calcul du coefficient de répartition $K\alpha$ pour les poutres :

$$k_\alpha(y) = k_{\alpha 1} + (k_{\alpha 2} - k_{\alpha 1}) \cdot \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

Poutre 5 : y = 0m

$K\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₅	0,1751	0,5528	0,9924	1,4675	1,7417	1,4675	0,9924	0,5528	0,1751

▪ **Poutre 4 : y = 1.65m → (0 m ≤ y ≤ b/4 = 1.856m)**

$$y_1 = 0 \text{ m} \longrightarrow k_{\alpha 1} = 0,1751$$

$$y = 1.65 \text{ m} \longrightarrow K\alpha(y)$$

$$y_2 = 1.856 \text{ m} \longrightarrow k_{\alpha 2} = 0,0007$$

$K\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₄	0,0216	0,2883	0,6180	1,0436	1,5004	1,7289	1,4569	1,0096	0,5810

▪ **Poutre 3 : y = 3.3m → (b/4 = 1.856m ≤ y ≤ b/2 = 3.712m)**

$$y_1 = 1.856 \text{ m} \longrightarrow k_{\alpha 1} = 0,0007$$

$$y = 3.3 \text{ m} \longrightarrow K\alpha(y)$$

$$y_2 = 3.712 \text{ m} \longrightarrow k_{\alpha 2} = -0,0286$$

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_3	-0,0218	0,1365	0,3478	0,6633	1,1017	1,5764	1,8224	1,6499	1,3581

- Poutre 2 : $y=4.95\text{m}$ \longrightarrow ($b/2 = 3.712\text{m} \leq y \leq 3b/4 = 5.568\text{m}$)

$$y_1 = 3.712 \text{ m} \longrightarrow k_{\alpha 1} = -0,0286$$

$$y = 4.95 \text{ m} \longrightarrow K\alpha(y)$$

$$y_2 = 5.568\text{m} \longrightarrow k_{\alpha 2} = 0,0043$$

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_2	-0,0069	0,0582	0,1633	0,3592	0,7023	1,2243	1,8532	2,3520	2,6149

- Poutre 1 : $y = 6.6\text{m}$ \longrightarrow ($3b/4 = 5.568\text{m} \leq y \leq b = 7.425\text{m}$)

$$y_1 = 5.568\text{m} \longrightarrow k_{\alpha 1} = 0,0043$$

$$y = 6.6 \text{ m} \longrightarrow K\alpha(y)$$

$$y_2 = 7.425\text{m} \longrightarrow k_{\alpha 2} = 0,0593$$

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	0,0346	0,0184	0,0302	0,1139	0,3451	0,8324	1,6857	2,9144	4,3395

- Tableau récapitulatif de $K\alpha$ des poutres :

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P_1	0,0346	0,0184	0,0302	0,1139	0,3451	0,8324	1,6857	2,9144	4,3395
P_2	-0,0069	0,0582	0,1633	0,3592	0,7023	1,2243	1,8532	2,3520	2,6149
P_3	-0,0218	0,1365	0,3478	0,6633	1,1017	1,5764	1,8224	1,6499	1,3581
P_4	0,0216	0,2883	0,6180	1,0436	1,5004	1,7289	1,4569	1,0096	0,5810
P_5	0,1751	0,5528	0,9924	1,4675	1,7417	1,4675	0,9924	0,5528	0,1751

Tableau.6.1 : Récapitulatif de $K\alpha$ des poutres.

- Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges :

$$M_{\text{réel}} = k_{\alpha \text{ moy}} \times M_0$$

- Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X = 0,5L$) :

$X = 0,5L$		Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		Poutre5		
Cas de charges	M_0/p_{outre}	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	
		A(L)	1VC	56,54	3,091	174,7	2,328	131,6	1,72	97,36	1,607	90,86
2VC	113,0		2,059	232,8	1,833	207,2	1,58	179,0	1,437	162,5	1,4	161,3
3VC	152,6		1,434	218,9	1,372	209,4	1,31	200,2	1,237	188,8	1,2	185,7
4VC	178,9		1,081	193,4	1,052	188,2	1,03	184,8	1,021	182,6	1,0	180,7
Bc	1File	51,38	3,508	180,2	2,444	125,5	1,72	88,68	1,604	82,42	1,5	81,90
	2Files	94,18	2,679	252,3	2,148	202,2	1,67	157,4	1,540	145,0	1,5	144,6
	3Files	122,0	2,032	247,9	1,795	219,0	1,54	188,9	1,402	171,0	1,3	169,2
	4Files	136,9	1,577	216,0	1,470	201,3	1,37	187,6	1,282	175,6	1,2	173,1
Bt	1Tand	30,79	3,329	102,5	2,392	73,65	1,72	53,14	1,604	49,39	1,5	49,08
	2Tand	61,58	2,379	146,5	2,000	123,1	1,64	100,9	1,494	92,00	1,4	91,45
Mc120		109,9	2,278	250,3	1,979	217,5	1,64	180,2	1,508	165,7	1,4	164,5
D240		164,6	1,685	277,4	1,689	278,1	1,67	275,8	1,621	266,9	1,7	280,0

Tableau.6.2 : Récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X = 0,5L$).

- Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X = 0,25L$) :

$X = 0,25L$		Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		Poutre5		
Cas de charges	M_0/p_{outre}	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$	
		A(L)	1VC	42,40	3,091	131,0	2,32	98,72	1,72	73,02	1,60	68,14
2VC	84,81		2,059	174,6	1,83	155,4	1,58	134,2	1,43	121,8	1,42	121,0
3VC	114,4		1,434	164,1	1,37	157,0	1,31	150,2	1,23	141,6	1,21	139,3
4VC	134,2		1,081	145,0	1,05	141,1	1,03	138,6	1,02	137,0	1,01	135,5
Bc	1File	40,98	3,508	143,7	2,44	100,1	1,72	70,74	1,60	65,74	1,59	65,33
	2Files	75,14	2,679	201,3	2,14	161,4	1,67	125,6	1,54	115,7	1,53	115,4
	3Files	97,34	2,032	197,8	1,79	174,7	1,54	150,7	1,40	136,4	1,38	135,0
	4Files	109,3	1,577	172,3	1,47	160,6	1,37	149,7	1,28	140,1	1,26	138,1
Bt	1Tand	23,41	3,329	77,93	2,39	56,00	1,72	40,40	1,60	37,55	1,59	37,31
	2Tand	46,82	2,37	111,3	2,00	93,64	1,64	76,79	1,49	69,95	1,48	69,53
Mc120		75,71	2,278	172,4	1,97	149,8	1,64	124,1	1,50	114,1	1,49	113,3
D240		123,4	1,685	208,0	1,68	208,5	1,67	206,8	1,62	200,1	1,70	210,0

Tableau.6.3 : Récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,25L$).

6.5. Répartition transversale des efforts tranchants :

6.5.1. Coefficient de répartition transversale ε_α :

Pour le calcul de ε_α les formules d'interpolation sont : avec $\alpha = 0.532$.

Pour $|y| + |e| \leq \frac{3}{4}b$. On a : $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha$

Pour $|y| + |e| > \frac{3}{4}b$. On a : $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha^{0.5}$

L'effort tranchant réel est donc :

$$\mathbf{T}_{\text{réel}} = \varepsilon_{\text{moy}} \cdot \mathbf{T}_0 \quad \text{Avec : } \mathbf{T}_0 = \mathbf{T}_{\text{total}}/9$$

On a : $\theta = 0.90$

➤ Le tableau suivant donne le coefficient de ε_0 pour $\theta = 0.90$:

y/e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.0750	0.4370	0.1660	0.2830	0.3440	0.2830	0.1660	0.4370	-0.0750
b/4	-0.0870	0.0100	0.0750	0.1760	0.2830	0.3400	0.2760	0.1520	0.0180
b/2	-0.0640	-0.0300	0.0130	0.0750	0.1660	0.2760	0.3500	0.3220	0.2520
3b/4	-0.0310	-0.0320	-0.0300	-0.0100	0.0440	0.0150	0.3220	0.5180	0.6780
B	0.0050	-0.0310	-0.0640	-0.0870	-0.0750	0.0180	0.2520	0.6780	1.2740

➤ Le tableau suivant donne le coefficient de ε_1 pour $\theta = 0.90$.

y/e	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0361	0.0654	0.1190	0.2297	0.4571	0.2297	0.1190	0.0654	0.0361
b/4	0.0187	0.0336	0.0608	0.1166	0.2309	0.4624	0.2394	0.1313	0.0723
b/2	0.1100	0.0193	0.0342	0.0643	0.1249	0.2455	0.4844	0.2656	0.1461
3b/4	0.0092	0.0150	0.0253	0.0454	0.0840	0.1565	0.2911	0.5382	0.2960
B	0.0121	0.0185	0.0296	0.0502	0.0868	0.1489	0.2495	0.4007	0.6002

➤ Le tableau suivant donne le coefficient de ε_α pour $\theta = 0.90$.

Si : $|y| + |e| \leq \frac{3}{4}b$. On a : $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha$

Si : $|y| + |e| > \frac{3}{4}b$. On a : $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha^{0.5}$

y/e	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0060	0,2393	0,1410	0,2546	0,4042	0,2546	0,1410	0,2393	0,0060
b/4	-0,0099	0,0272	0,0674	0,1444	0,2553	0,4051	0,2565	0,1369	0,0576
b/2	0,0628	0,0059	0,0285	0,0693	0,1441	0,2598	0,4480	0,2809	0,1748
3b/4	-0,0017	0,0023	0,0103	0,0304	0,0653	0,1182	0,2995	0,5327	0,3995
b	0,0102	0,0051	0,0042	0,0130	0,0430	0,1134	0,2502	0,4758	0,7828

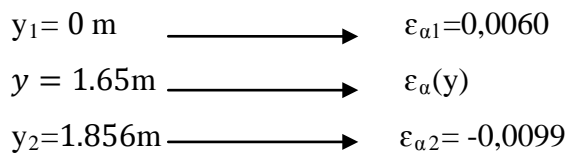
➤ Calcul du coefficient de répartition ϵ_α pour les poutres :

$$\epsilon_\alpha(y) = \epsilon_{\alpha 1} + (\epsilon_{\alpha 2} - \epsilon_{\alpha 1}) \cdot \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

▪ Poutre 5 : $y = 0 \text{ m}$

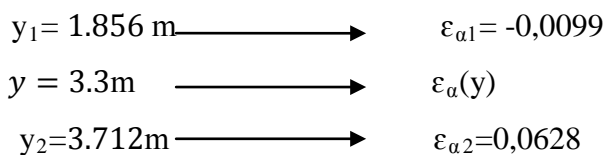
K α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₅	0,0060	0,2393	0,1410	0,2546	0,4042	0,2546	0,1410	0,2393	0,0060

▪ Poutre 4 : $y = 1.65\text{m} \rightarrow (0 \text{ m} \leq y \leq b/4 = 1.856\text{m})$



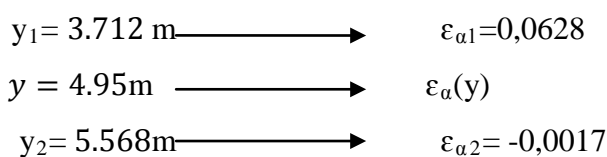
K α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₄	-0,0080	0,0527	0,0762	0,1576	0,2732	0,3870	0,2426	0,1492	0,0514

▪ Poutre 3 : $y = 3.3\text{m} \rightarrow (b/4 = 1.856\text{m} \leq y \leq b/2 = 3.712\text{m})$



K α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₃	0,0461	0,0108	0,0374	0,0866	0,1697	0,2932	0,4040	0,2478	0,1478

▪ Poutre 2 : $y = 4.95\text{m} \rightarrow (b/2 = 3.712\text{m} \leq y \leq 3b/4 = 5.568\text{m})$



$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_2	0,0202	0,0035	0,0165	0,0436	0,0921	0,1663	0,3500	0,4471	0,3231

- Poutre 1 : $y = 6.6m \rightarrow (3b/4 = 5.568m \leq y \leq b = 7.425m)$

$y_1 = 5.568m \rightarrow \epsilon_{\alpha 1} = -0,0017$

$y = 6.6m \rightarrow \epsilon_{\alpha}(y)$

$y_2 = 7.425m \rightarrow \epsilon_{\alpha 2} = 0,0102$

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	0,0048	0,0038	0,0069	0,0208	0,0530	0,1156	0,2724	0,5014	0,6103

- Tableau récapitulatif de ϵ_{α} des poutres :

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	0,0048	0,0038	0,0069	0,0208	0,0530	0,1156	0,2724	0,5014	0,6103
P_2	0,0202	0,0035	0,0165	0,0436	0,0921	0,1663	0,3500	0,4471	0,3231
P_3	0,0461	0,0108	0,0374	0,0866	0,1697	0,2932	0,4040	0,2478	0,1478
P_4	-0,0080	0,0527	0,0762	0,1576	0,2732	0,3870	0,2426	0,1492	0,0514
P_5	0,0060	0,2393	0,1410	0,2546	0,4042	0,2546	0,1410	0,2393	0,0060

Tableau.6.4 : récapitulatif de ϵ_{α} des poutres.

6.5.2. Coefficient de répartition transversale $\bar{\epsilon}_{\alpha}$:

On procède avec les formules suivantes pour l'interpolation :

Si : $|y| + |e| \leq \frac{3}{4}b$. On a : $\bar{\epsilon}_{\alpha} = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \bar{\epsilon}_0) \cdot \alpha$

Si : $|y| + |e| > \frac{3}{4}b$. On a : $\bar{\epsilon}_{\alpha} = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \bar{\epsilon}_0) \cdot \alpha^{0.5}$

- Valeurs de $\bar{\epsilon}_1$ pour $\theta = 0.90$:

y/e	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-0.0140	-0.0170	0.0819	0.2541	0.675	0.2541	0.0819	-0.0176	-0.0146
b/4	-0.0128	-0.0018	0.0225	0.0874	0.2564	0.6777	0.2560	0.0115	0.0044
b/2	-0.0075	-0.0038	0.0048	0.0295	0.0965	0.2683	0.6903	0.2592	0.0427
3b/4	-0.0002	0.0026	0.0082	0.0218	0.0546	0.1318	0.3102	0.7159	0.1913
B	0.0121	0.0185	0.0296	0.0502	0.0868	0.1489	0.2495	0.4007	0.6002

➤ Valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour $\theta = 0.90$:

ε_0	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-0,0585	0,2245	0,1266	0,2695	0,4989	0,2695	0,1266	0,2242	-0,0586
b/4	-0,0669	0,0068	0,0504	0,1345	0,2706	0,4980	0,2666	0,1139	0,0143
b/2	-0,0487	-0,0229	0,0108	0,0537	0,1335	0,2724	0,4422	0,3050	0,1953
3b/4	-0,0227	-0,0226	-0,0196	-0,0014	0,0490	0,0467	0,3188	0,5716	0,5461
B	0,0069	-0,0176	-0,0386	-0,0498	-0,0312	0,0535	0,2513	0,6029	1,0914

➤ Calcul du coefficient de répartition $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour les poutres :

$$\overline{\varepsilon_\alpha}(y) = \overline{\varepsilon_{\alpha 1}} + (\overline{\varepsilon_{\alpha 2}} - \overline{\varepsilon_{\alpha 1}}) \cdot \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

▪ Poutre 5 : $y = 0\text{m}$.

K α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₅	-0,0585	0,2245	0,1266	0,2695	0,4989	0,2695	0,1266	0,2242	-0,0586

▪ Poutre 4 : $y = 1.65\text{m}$ \longrightarrow ($0\text{ m} \leq y \leq b/4 = 1.856\text{m}$)

$$y_1 = 1.25\text{ m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 1}} = -0,0585$$

$$y = 1.50\text{m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(y)$$

$$y_2 = 2.50\text{m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 2}} = -0,0669$$

K α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₄	0,0659	0,0329	0,0595	0,1507	0,2980	0,4706	0,2498	0,1271	0,0056

▪ Poutre 3 : $y = 3.3\text{m}$ \longrightarrow ($b/4 = 1.856\text{m} \leq y \leq b/2 = 3.712\text{m}$)

$$y_1 = 2.50\text{ m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 1}} = -0,0669$$

$$y = 3.50\text{m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(y)$$

$$y_2 = 3.75\text{m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 2}} = -0,0487$$

K α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₃	-0,0529	-0,0161	0,0199	0,0723	0,1650	0,3243	0,4018	0,2610	0,1537

▪ Poutre 2 : $y = 4.95\text{m}$ \longrightarrow ($b/2 = 3.712\text{ m} \leq y \leq 3b/4 = 5.568\text{m}$)

$$y_1 = 2.50\text{ m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 1}} = -0,0487$$

$$y = 3.50\text{m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_\alpha}(y)$$

$$y_2 = 3.75\text{m} \longrightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 2}} = -0,0227$$

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_2	-0,0315	-0,0227	-0,0093	0,0173	0,0777	0,1234	0,3608	0,4810	0,4268

▪ Poutre 1 : $y = 6.6m \rightarrow (3b/4 = 5.568m \leq y \leq b = 7.425m)$

$$y_1 = 3.75 \text{ m} \rightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 1}} = -0,0227$$

$$y = 4.5 \text{ m} \rightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha}(y)}$$

$$y_2 = 5.00 \text{ m} \rightarrow \overline{\varepsilon_{\alpha 2}} = 0,0069$$

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P_1	-0,0064	-0,0199	-0,0301	-0,0280	0,0049	0,0504	0,2817	0,5888	0,8460

➤ Tableau récapitulatif de $\overline{\varepsilon_{\alpha}}$ des poutres :

$K\alpha$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P_1	-0,0064	-0,0199	-0,0301	-0,0280	0,0049	0,0504	0,2817	0,5888	0,8460
P_2	-0,0315	-0,0227	-0,0093	0,0173	0,0777	0,1234	0,3608	0,4810	0,4268
P_3	-0,0529	-0,0161	0,0199	0,0723	0,1650	0,3243	0,4018	0,2610	0,1537
P_4	0,0659	0,0329	0,0595	0,1507	0,2980	0,4706	0,2498	0,1271	0,0056
P_5	-0,0585	0,2245	0,1266	0,2695	0,4989	0,2695	0,1266	0,2242	-0,0586

Tableau.6.5 : récapitulatif de ε_{α} des poutres.

➤ Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X=0L$:

$X = 0 L$		Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		Poutre5		
Cas de charges	T_0/poutre	$\overline{\varepsilon_{\alpha m}}$	$T_{\text{réel}}$	$\overline{\varepsilon_{\alpha m}}$	$T_{\text{réel}}$	$\overline{\varepsilon_{\alpha m}}$	$T_{\text{réel}}$	$\overline{\varepsilon_{\alpha m}}$	$T_{\text{réel}}$	$\overline{\varepsilon_{\alpha m}}$	$T_{\text{réel}}$	
A(L)	1VC	6,652	0,604	4,018	0,440	2,927	0,351	2,33	0,376	2,50	0,38	2,56
	2vc	13,304	0,361	4,803	0,316	4,204	0,289	3,84	0,293	3,89	0,29	3,91
	3VC	17,959	0,335	6,016	0,222	3,987	0,224	4,02	0,223	4,00	0,25	4,54
	4VC	21,051	0,170	3,579	0,162	3,410	0,166	3,49	0,179	3,76	0,21	4,52
Bc	1File	6,930	0,614	4,255	0,438	3,035	0,357	2,47	0,378	2,62	0,37	2,62
	2Files	12,705	0,430	5,463	0,356	4,523	0,326	4,14	0,345	4,38	0,35	4,48
	3Files	16,460	0,295	4,856	0,275	4,527	0,282	4,64	0,289	4,75	0,30	4,93
	4Files	18,481	0,216	3,992	0,214	3,955	0,232	4,28	0,244	4,50	0,27	5,02
Bt	1Tand	3,697	0,576	2,129	0,434	1,604	0,357	1,32	0,378	1,39	0,37	1,39
	2Tand	7,394	0,365	2,699	0,331	2,447	0,310	2,29	0,323	2,38	0,32	2,42
Mc120	11,873	0,411	4,880	0,353	4,191	0,308	3,65	0,326	3,87	0,32	3,89	
D240	19,337	0,278	5,376	0,322	6,227	0,358	6,92	0,387	7,48	0,40	7,73	

Tableau.6.6 : récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X=0$.

➤ Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X=0,25L$:

$X = 0,25L$		<i>Poutre1</i>		<i>Poutre2</i>		<i>Poutre3</i>		<i>Poutre4</i>		<i>Poutre5</i>		
Cas de charges	$T_0/poutre$	$\epsilon_{\alpha m}$	$T_{réel}$	$\epsilon_{\alpha m}$	$T_{réel}$	$\epsilon_{\alpha m}$	$T_{réel}$	$\epsilon_{\alpha m}$	$T_{réel}$	$\epsilon_{\alpha m}$	$T_{réel}$	
		A(L)	1VC	3,326	0,488	1,62	0,393	1,30	0,340	1,13	0,324	1,07
2VC	6,652		0,322	2,14	0,301	2,00	0,279	1,85	0,266	1,76	0,266	1,76
3VC	8,780		0,224	1,96	0,220	1,93	0,221	1,94	0,216	1,89	0,239	2,09
4VC	10,52		0,169	1,77	0,167	1,75	0,172	1,81	0,174	1,83	0,213	2,24
Bc	1File	4,752	0,538	2,55	0,394	1,87	0,344	1,63	0,326	1,54	0,325	1,54
	2Files	8,713	0,421	3,66	0,359	3,12	0,317	2,76	0,303	2,64	0,307	2,67
	3Files	11,28	0,317	3,57	0,292	3,29	0,274	3,09	0,261	2,94	0,271	3,05
	4Files	12,67	0,253	3,20	0,229	2,90	0,229	2,90	0,235	2,97	0,246	3,11
Bt	1Tand	2,754	0,538	1,48	0,394	1,08	0,344	0,94	0,326	0,89	0,326	0,89
	2Tand	5,508	0,370	2,03	0,331	1,82	0,301	1,65	0,287	1,58	0,290	1,59
Mc120		8,609	0,362	3,11	0,335	2,88	0,300	2,58	0,285	2,45	0,285	2,45
D240		12,69 4	0,273	3,46 5	0,320	4,06 2	0,348	4,41 8	0,332	4,21 4	0,339	4,30 3

Tableau.6.7 : récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X=0,25L$.

6.6. Calcul des moments et des efforts maximaux dans chaque poutre :

6.6.1. Moment fléchissant :

Poutre	Position	M (C.P)	M (Surcharges)	M _{tot}
Poutre 5	0.5L	680.739	280.096	960,835
	0.25L	510.555	210.063	720,618
Poutre 4	0.5L	680.739	266.924	947,663
	0.25L	510.555	200.184	710,739
Poutre 3	0.5L	680.739	275.815	956,554
	0.25L	510.555	206.852	710,407
Poutre2	0.5L	680.739	278.120	958,859
	0.25L	510.555	208.581	719,136
Poutre 1	0.5L	582.768	277.462	860.230
	0.25L	437.076	208.087	645.163

6.6.2. Effort tranchant :

Poutre	Position	T (C.P)	T (Surcharges)	T _{tot}
Poutre 5	0.25L	40.043	4.303	44,346
	0.00L	80.087	7.735	87,822
Poutre 4	0.25L	40.043	4.214	44,257
	0.00L	80.087	7.483	87,570
Poutre3	0.25L	40.043	4.418	44,461
	0.00L	80.087	6.923	87,010
Poutre 2	0.25L	40.043	4.062	44,105
	0.00L	80.087	6.227	86,314
Poutre 1	0.25L	34.280	3.465	37,745
	0.00L	68.561	5.376	73,937

6.7. Calcul des sollicitations maximums :

➤ Les combinaisons d'action :

Combinaison	ELU	ELS
I	1,35G+1,6(Max (A(L), Bc))	G+1,2(Max (A(L), Bc))
II	1,35G+1,35(Max (Mc 120, D 240))	G+Max (Mc 120 , D 240)

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel $M(x)$, effort tranchant réel $T(x)$), ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

➤ Combinaison des moments :

1.à L'ELU :

E - L - U	poutre 5		Poutre4	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
1,35G+1,6A(L)	912,188	1216,248	915,852	1221,133
1,35G+1,6Bc	910,297	1156,044	913,446	1199,989
1,35G+1,6Bt	800,500	1065,324	801,175	1066,210
1,35(G+Mc120)	842,259	1141,110	843,384	1142,742
1,35(G+D240)	972,834	1297,127	959,497	1279,345

E L U	poutre 3		poutre 2		Poutre 1	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
1,35G+1,6A(L)	929,591	1239,453	940,582	1254,108	869,461	1159,281
1,35G+1,6Bc	930,508	1221,376	968,823	1269,399	912,150	1190,429
1,35G+1,6Bt	812,113	1080,596	839,082	1116,069	768,279	1021,154
1,35(G+Mc120)	856,876	1262,327	891,525	1212,525	822,889	1124,728
1,35(G+D240)	968,499	1291,347	970,833	1294,459	870,970	1161,310

2.à L'ELS :

E L S	poutre 5		Poutre4	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2A(L)	677,759	903,677	680,507	907,341
G+1,2Bc	676,341	888,523	678,702	891,483
G+1,2Bt	593,993	790,483	594,499	791,148
G+Mc120	623,896	845,193	624,729	846,476
G+D240	720,618	960,835	710,739	947,663

E L S	poutre 3		poutre 2		Poutre 1	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2A(L)	690,811	921,081	699,054	932,071	646,632	862,176
G+1,2Bc	691,499	907,523	720,235	943,540	678,649	885,537
G+1,2Bt	602,703	801,937	622,930	828,543	570,746	758,581
G+Mc120	634,723	860,983	660,389	898,241	609,548	833,132
G+D240	717,407	956,554	719,136	958,859	645,163	860,230

➤ Combinaison des efforts tranchants :

1.à l'ELU :

E - L - U	poutre 5		Poutre4	
	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L
1,35G+1,6A(L)	57,645	115,387	57,091	114,525
1,35G+1,6Bc	59,046	116,160	58,822	115,728
1,35G+1,6Bt	56,613	111,997	56,587	111,938
1,35(G+Mc120)	57,370	113,374	57,370	113,343
1,35(G+D240)	59,867	118,559	59,746	118,219

E L U	poutre 3		poutre 2		Poutre 1	
	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L
1,35G+1,6A(L)	57,162	114,554	66,070	114,087	49,705	102,182
1,35G+1,6Bc	59,006	115,544	59,331	115,360	52,146	101,298
1,35G+1,6Bt	56,710	111,784	56,974	112,032	49,538	96,875
1,35(G+Mc120)	57,545	113,054	57,951	113,775	50,484	99,145
1,35(G+D240)	60,022	117,463	59,541	116,523	50,955	99,814

2.à l'ELS :

E L S	poutre 5		Poutre4	
	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L
G+1,2A(L)	42,733	85,539	42,318	84,893
G+1,2Bc	43,784	86,119	43,616	85,795
G+1,2Bt	41,959	82,997	41,940	82,952
G+Mc120	42,497	83,981	42,497	83,958
G+D240	44,346	87,822	44,257	87,570

E L S	poutre 3		poutre 2		Poutre 1	
	0,25L	00,0L	0,25L	00,0L	0,25L	00,0L
G+1,2A(L)	42,371	84,914	42,445	85,131	36,850	75,780
G+1,2Bc	43,754	85,657	43,998	85,519	38,681	75,116
G+1,2Bt	42,032	82,837	42,230	83,023	36,725	71,799
G+Mc120	42,626	83,744	42,927	84,278	37,396	73,441
G+D240	44,461	87,010	44,105	86,314	37,745	73,937

6.7.1 Tableau des combinaisons max des moments dans chaque poutre :

Poutres	Combinaison	Types	moments	0,00L	0,25L	0,50L
Poutre 5	ELU	I	M (t.m)	0	912,188	1216,248
		II	M (t.m)	0	974,834	1297,127
	ELS	I	M (t.m)	0	677,759	903,677
		II	M (t.m)	0	720,618	947,992
Poutre 4	ELU	I	M (t.m)	0	915,852	1221,133
		II	M (t.m)	0	959,497	1279,345
	ELS	I	M (t.m)	0	680,507	907,341
		II	M (t.m)	0	710,739	947,663
Poutre 3	ELU	I	M (t.m)	0	930,508	1239,453
		II	M (t.m)	0	968,499	1291,347
	ELS	I	M (t.m)	0	691,499	921,081
		II	M (t.m)	0	717,407	956,554
Poutre 2	ELU	I	M (t.m)	0	968,823	1269,399
		II	M (t.m)	0	970,833	1294,459
	ELS	I	M (t.m)	0	720,235	943,540
		II	M (t.m)	0	719,136	958,859
Poutre 1	ELU	I	M (t.m)	0	912,150	1190,429
		II	M (t.m)	0	870,970	1161,310
	ELS	I	M (t.m)	0	678,649	885,537
		II	M (t.m)	0	645,163	860,230

Tableau.6.8 : des combinaisons max des moments dans chaque poutre.

6.7.2 Tableau des combinaisons max des efforts tranchants dans chaque poutre :

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0,00L	0,25L	0,50L
Poutre 5	ELU	I	T(t)	116,160	59,046	0
		II	T(t)	118,559	59,867	0
	ELS	I	T(t)	86,119	43,784	0
		II	T(t)	87,822	44,346	0
Poutre 4	ELU	I	T(t)	115,728	58,822	0
		II	T(t)	118,219	59,746	0
	ELS	I	T(t)	85,795	43,616	0
		II	T(t)	87,570	44,257	0
Poutre 3	ELU	I	T(t)	115,544	59,006	0
		II	T(t)	117,463	60,022	0
	ELS	I	T(t)	85,657	43,754	0
		II	T(t)	87,010	44,461	0
Poutre 2	ELU	I	T(t)	115,360	66,070	0
		II	T(t)	116,523	59,541	0
	ELS	I	T(t)	85,519	43,998	0
		II	T(t)	86,314	44,105	0
Poutre 1	ELU	I	T(t)	102,182	52,146	0
		II	T(t)	99,814	50,955	0
	ELS	I	T(t)	75,780	38,681	0
		II	T(t)	73,937	37,745	0

Tableau.6.9 : des combinaisons max des efforts tranchants dans chaque poutre

6.8. Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus on constate que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 5.

Donc la poutre la plus sollicitée est la poutre de centrale.

Chapitre 07: Modélisation et comparaison.

7.1. Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif. Cette description se traduit par des lois exprimant en tout point matériel une relation plus au moins complexe entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs. Les progrès réalisés permettent aujourd'hui une analyse plus fine de comportement non linéaire des matériaux utilisés dans la construction des ouvrages.

L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre par « discrétisation » les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique citant dans notre cas la méthode des éléments finis. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud. Cela est basée sur une équation appelée *équation fondamentale de la MEF* : $[K] \{U\} = \{F\}$.

Donc la **MEF** est l'extension des méthodes matricielles utilisées dans l'analyse des systèmes treillis pour étudier les structures continues.

[K]- matrice de rigidité caractérisant le système ($n \times n$).

$\{U\}$ - vecteur des **DDL** – Degrés De Libertés (n), inconnus ; par exemple, les déplacements et les rotations des nœuds en mécanique des solides et des structures.

$\{F\}$ - vecteur des sollicitations appliquées {vecteur forces} ;(n), connu.

Pour une modélisation exacte du comportement des ouvrages, l'ingénieur est appelé à suivre la démarche suivante :

- Définir les nœuds et les éléments (Créer le maillage).
- Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire $[K_e]$ reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux $\{ue\}$ et les forces $\{fe\}$ appliquées aux nœuds :

$$[K_e] \{ue\} = \{fe\}.$$

- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global $[K] \{U\} = \{F\}$ de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.
- Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.
- Résoudre le système $[K] \{U\} = \{F\}$ et obtenir les déplacements $\{U\}$ aux nœuds.
- Calculer les gradients (déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

7.2. Présentation de logiciel :

ROBOT Millénium est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques.

Les utilisateurs de ROBOT Millénium pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

ROBOT Millénium permet de roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré

comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

ROBOT Millénium peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

ROBOT Millénium permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

ROBOT Millénium est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

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

7.3. La modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec trois travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 09 poutres de longueur de 35m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré. [5].

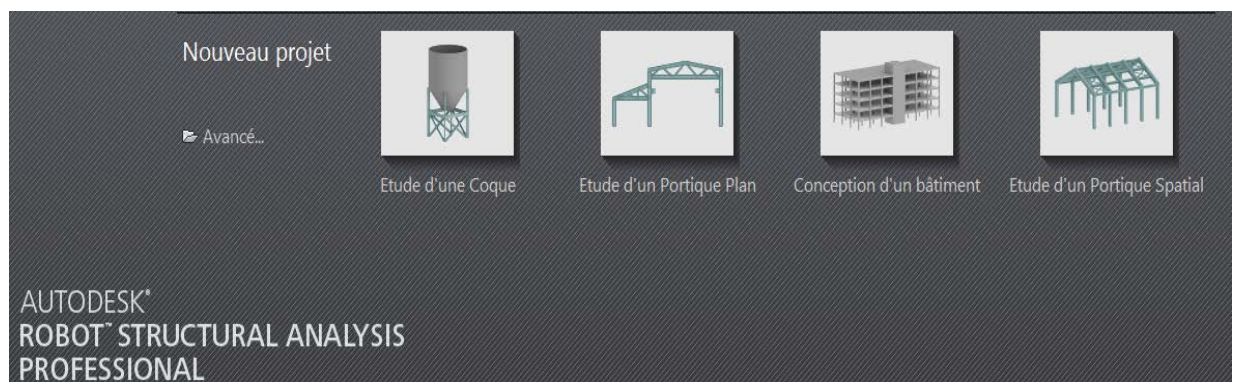


Figure 7.1 : Choix de l'affaire.

7.3.1. Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

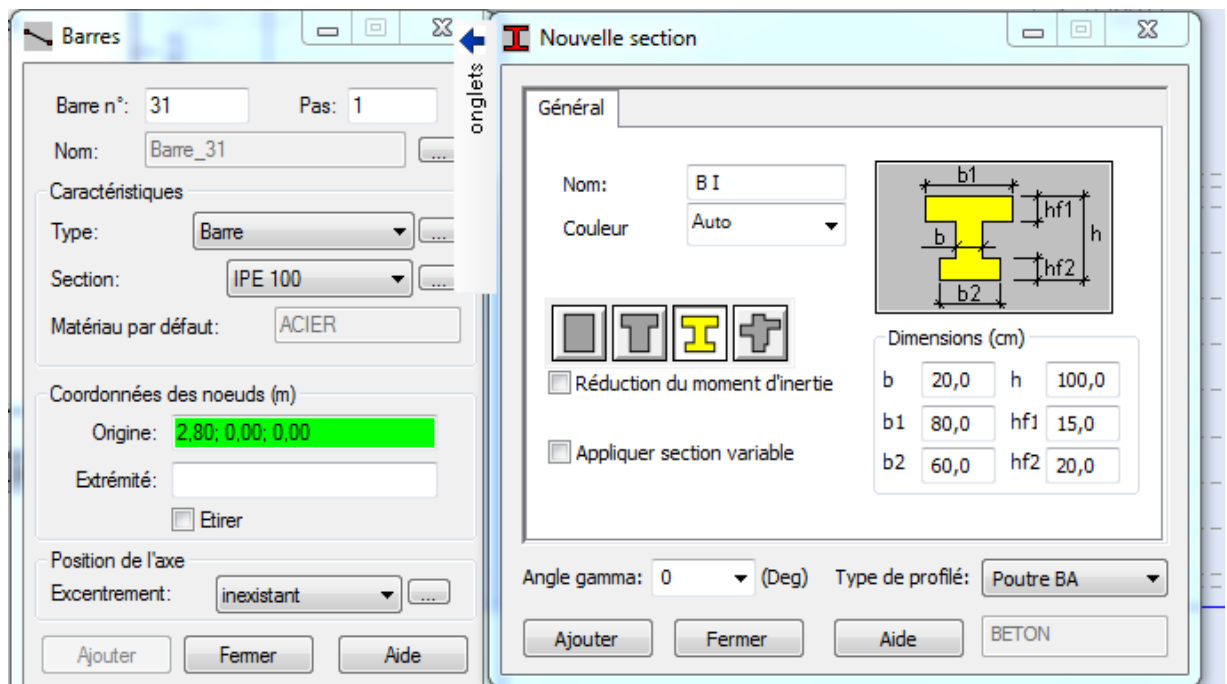


Figure 7.2 :Modélisation des poutres.

7.3.2 Modélisation de la dalle :

7.3.2.1. La dalle constituée le tablier est modélisée de la manière suivante :

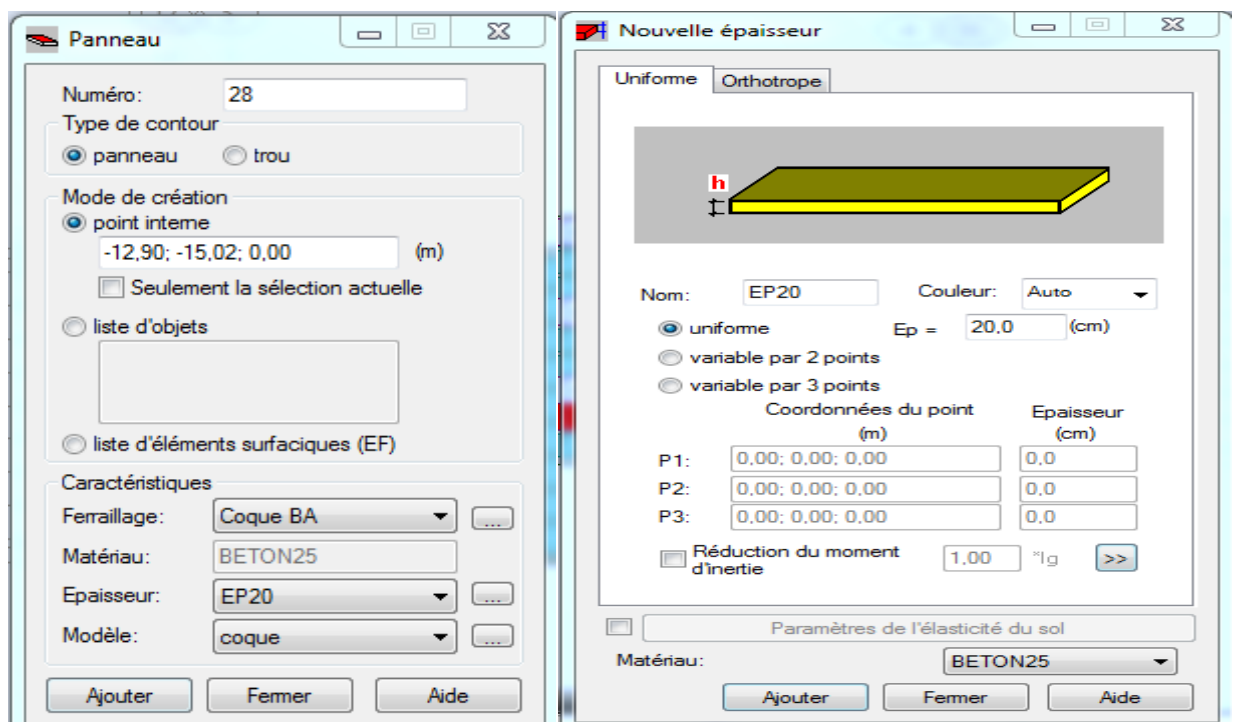


Figure 7.3 :Modélisation de la dalle.

7.3.3. Modélisation du tablier :

Le tablier est modélisé de la manière suivante :

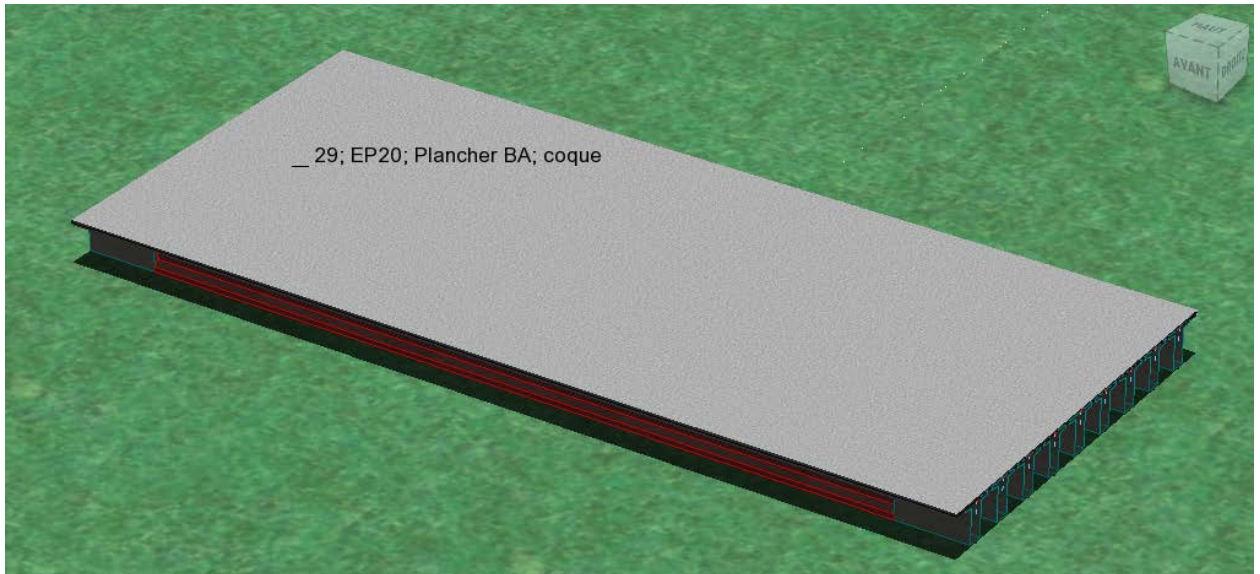


Figure 7.4 : Modélisation du tablier.

7.4. Définition de différents cas de charge :

7.4.1. Système de charge A(L) 04 voies chargées :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{34 + 12} = 1012.609 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$A(L) = 1.012 \text{ t} / \text{m}^2$$

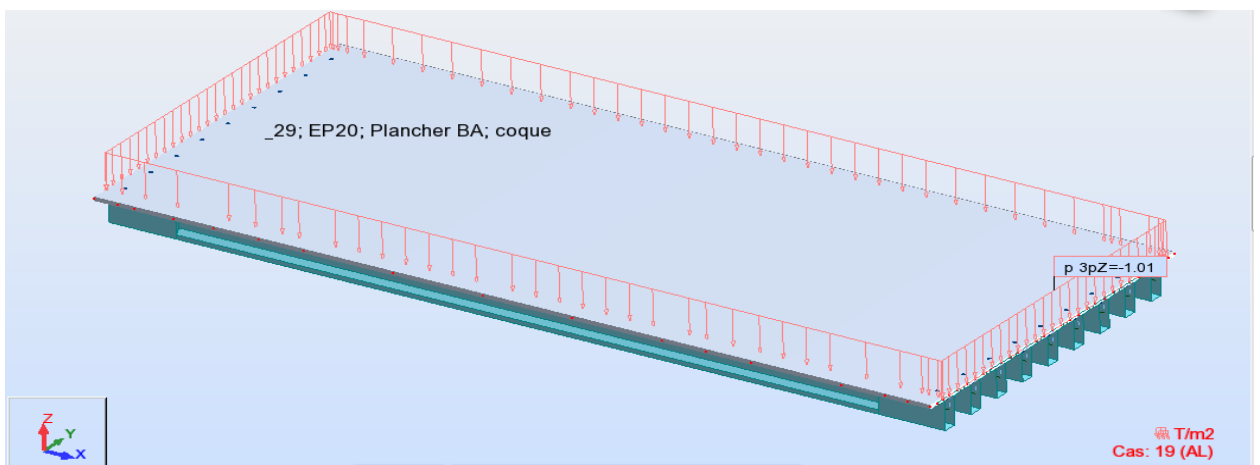


Figure .7.5 : Système de charge A (L) 04 VC.

7.4.2. Sous système B_c 04 voies chargées :

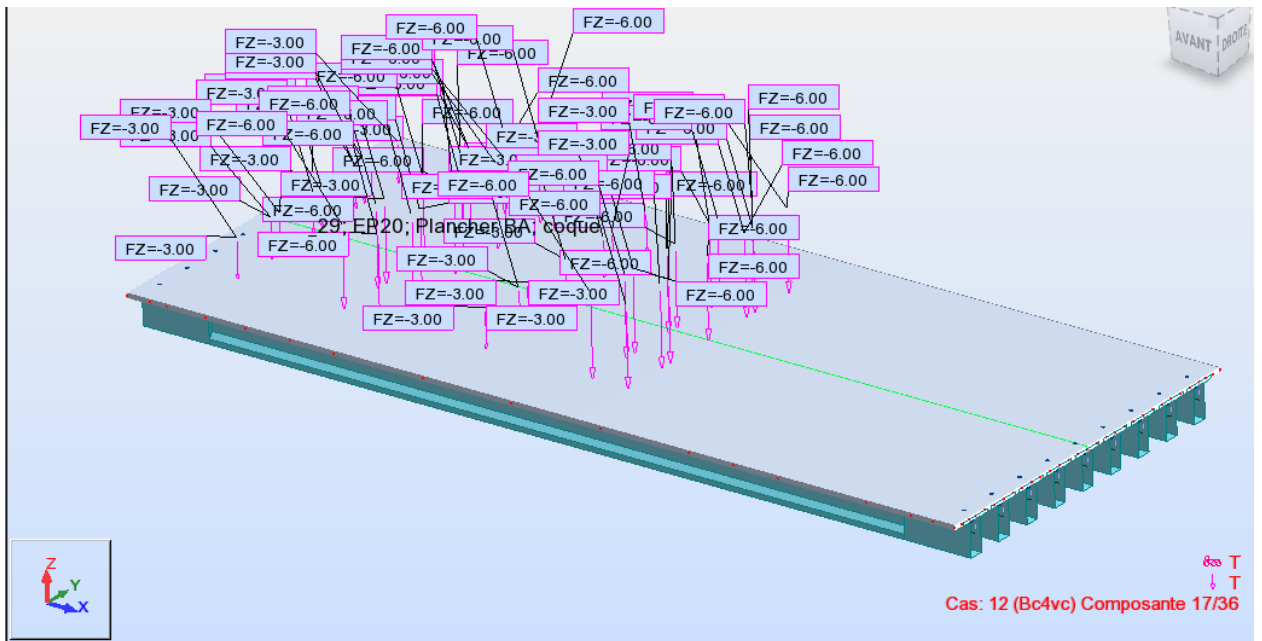


Figure 7.6 : Sous système Bc 04 VC.

7.4.3. Système militaire Mc120 :

La charge par chaque chenille est :

$$P_{chenille} = \frac{55}{6.1} = 9,016t / m^2$$

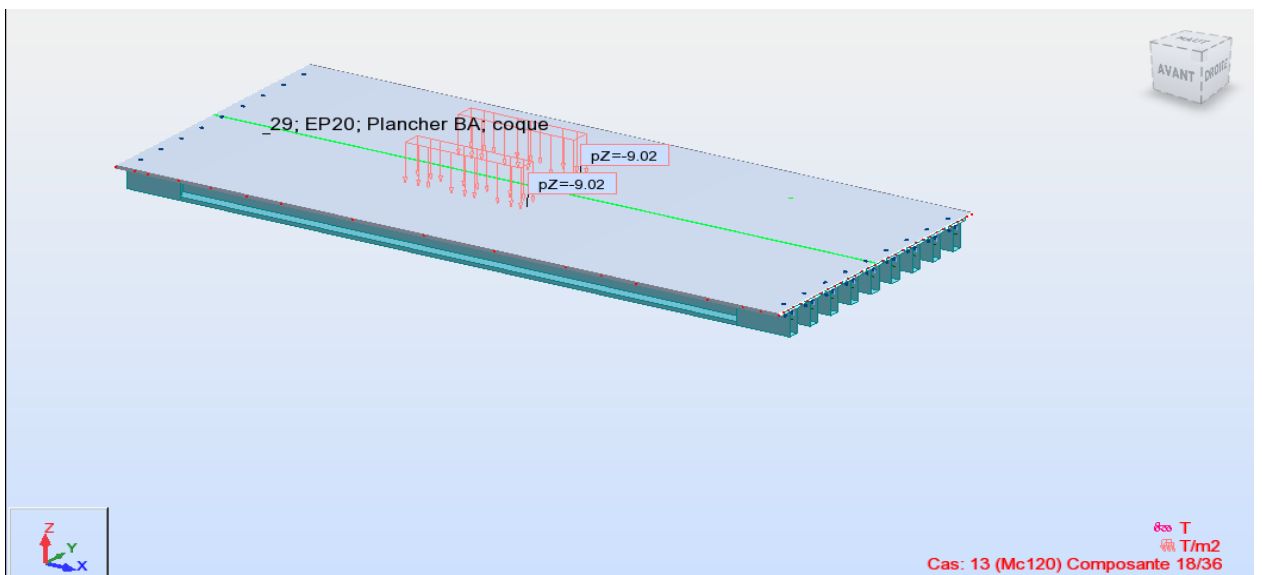


Figure 7.7 : Système militaire Mc120.

7.4.4. Charge exceptionnelle D240 :

$$P_{D240} = \frac{240}{18,6 \times 3,2} = 4,032t / m^2$$

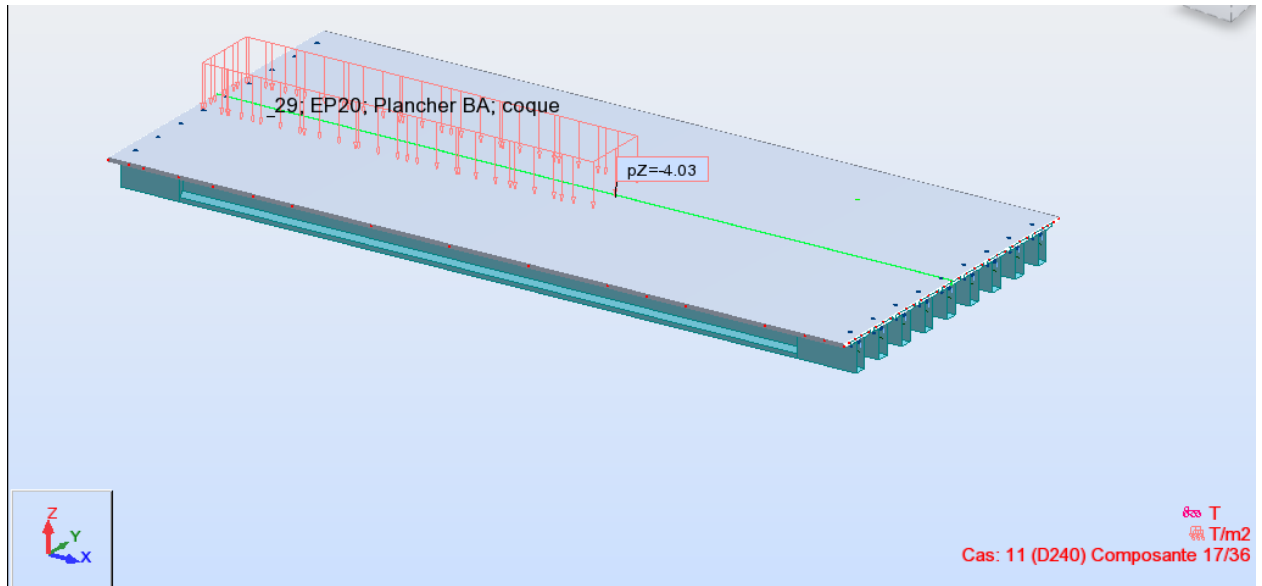


Figure 7.8 : Charge exceptionnelle D240.

7.5. Valeur des moments fléchissant réels :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M et T), on doit prendre en considération les combinaisons d'actions selon BPAEL [1] (Tableau.1) :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système Bc	1,6	1,2
Mc120	1,35	1
D240	1,35	1

- à l'état limite de service (E.L.S) :

- a- $G + 1,2(A(L))$

- b- $G + 1,2(Bc)$

- c- $G + Mc120$

d- $G + D240$

- à l'état limite ultime (E.L.U) :

a- $1,35G + 1,6(A(L))$

b- $1,35G + 1,6(Bc)$

c- $1,35G + 1,35Mc_{120}$

d- $1,35G + 1,35D240$

Les combinaisons d'action : [1]

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A, B)]$	$G + 1,2[\text{Max}(A, B)]$
II	$1,35G + 1,35\text{Max}[Mc_{120}, D240]$	$G + \text{Max}[Mc_{120}, D240]$

➤ Tableau des moments fléchissant longitudinaux réel engendrés dans les différentes poutres après la comparaison (donnée par robot) :

		Type de combinaison	Moment fléchissant	
			0,25L	0,5L
POUTRE 05	E.L.U	I	1022.48	1236.38
		II	1074.54	1299.50
	E.L.S	I	759.71	918.51
		II	795.96	962.59
POUTRE 04	E.L.U	I	1019.70	1234.51
		II	1048.27	1276.86
	E.L.S	I	757.55	917.02
		II	776.50	945.82
POUTRE 03	E.L.U	I	1016.53	1235.74
		II	994.42	1226.74
	E.L.S	I	755.01	917.70
		II	736.01	908.69
POUTRE 02	E.L.U	I	1014.23	1237.61
		II	959.46	1186.34
	E.L.S	I	752.97	918.712
		II	710.71	878.77
POUTRE 01	E.L.U	I	1014.15	1246
		II	948.74	1163.46
	E.L.S	I	752.48	925.03
		II	702.77	861.82

7.5.1. Les valeurs extrêmes du moment:

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		E.L.U		E.L.S	
Poutre: 05	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		1074.54	1299.50	795.9	962.59

7.5.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :

✓ A l'E.L.U :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		ROBOT		G.MASSONET	
Poutre: 05	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		1074.54	1299.50	974.834	1297.127

✓ à l'E.L.S :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		ROBOT		G.MASSONET	
Poutre: 05	1,35G+1,35D240 G+D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		795.96	962.59	677.759	947.992

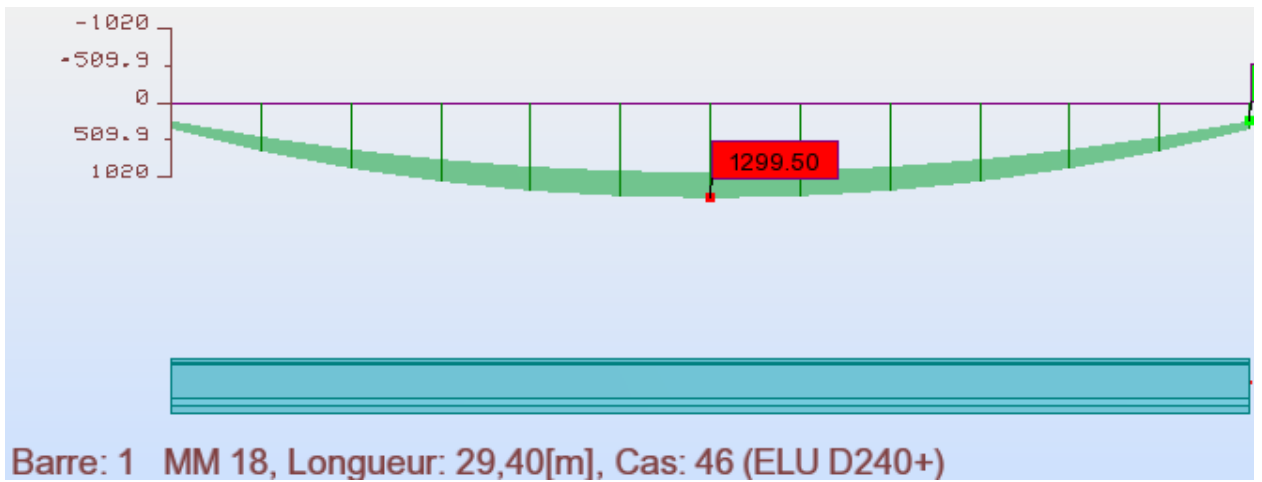


Figure 7.9: Moment max à l'E.L.U.

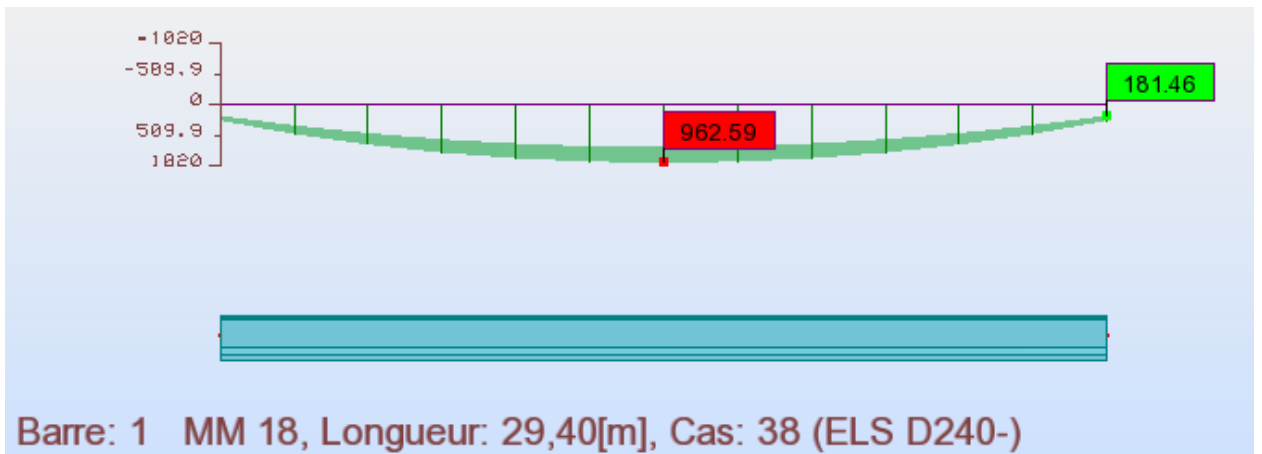


Figure 7.10: Moment max à l'E.L.S.

7.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel robot. La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode des lignes d'influence et la répartition par la méthode de **GUYON MASSONNET** et ceux obtenus par le logiciel **ROBOT**, indique qu'il y'a une légère différence en matière des valeurs des efforts tranchant et du moment fléchissant, ce qui nous permet de conclure la fiabilité de l'utilisation du logiciel **ROBOT** pour la modélisation.

Chapitre 08:

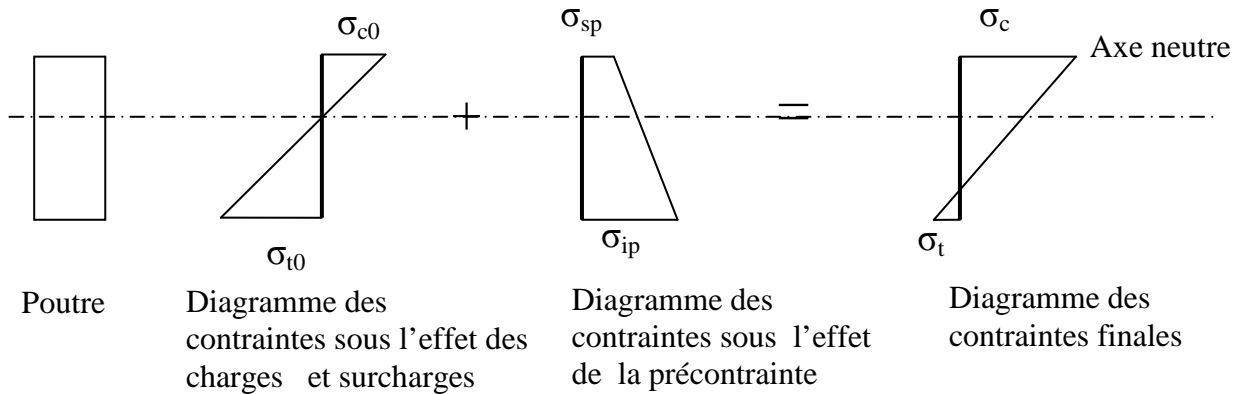
Etude de la précontrainte.

8.1. Introduction :

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression, mais par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser à pleine la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

8.1.1. Le principe de la précontrainte :

Le principe du précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre) avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque qu'une décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs vérifiées les conditions de sécurités.[6]



$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{et} \quad \sigma_t > \bar{\sigma}_t$$

8.1.2. Précontrainte par post-tension :

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appuis sur la pièce à précontrainte. Pour permettre le mouvement relatif de câble, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment.

L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieure de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit leur adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration.

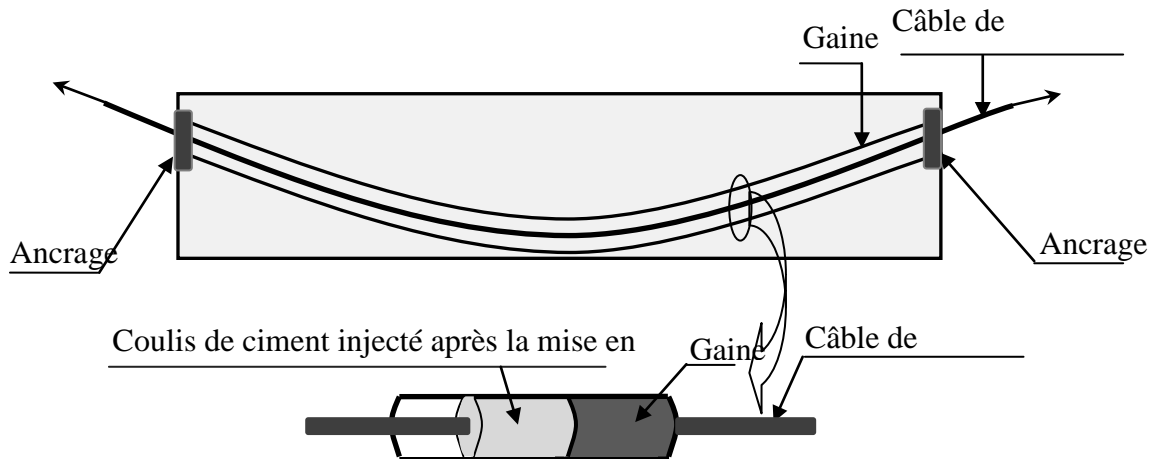


Figure.8.1 : précontrainte par post- tension.

8.2. Dimensionnement de la précontrainte :

8.2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre centrale P₅).

section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	ρ (%)	C' (cm)	h (cm)
Poutre seule	5520,45	15864457,95	66,81	83,19	51,71	34,51	150
Poutre + dall	8655,45	27155702,25	62,09	107,91	46,82	29,07	175

Tableau.8.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C' : centre de pression.

✓ L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{175}{10} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{on adopte } d = 12 \text{ cm}$$

8.2.2. L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

La contrainte de traction du béton est :

$$\sigma_m = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 \times f_{c28}) = -2,7 \text{ MPA} \quad (\text{Dans la section d'enrobage}).$$

$$\sigma_m = -1,5 f_{c28} = -4,05 \text{ MPA} \quad (\text{Hors de la section d'enrobage}).$$

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{\left(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}\right) + M_{\max}}{C' + V' - d} \end{cases} \text{ Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{\max} = 947,992 \text{ t.m} \\ M_{\min} = 680,739 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \Delta M = 270,253 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} P_1 = 350.578 \text{ t} \\ P_2 = 490.330 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors: } P_{\min} = \text{Max}(308.617 ; 454.029) = 490.330 \text{ t}$$

8.2.3. Calcul du nombre des câbles :

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 32%.

$$0.68 \times P = P_{\min} \Rightarrow P = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{490.330}{0.68} = 721.107 \text{ t}$$

$$P = 721.107 \text{ t.}$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble :

Nous choisirons des câble **12T15** ayons les caractéristique suivantes :

- ❖ Câble de type **FREYSSINET**
- ❖ Section nominale de l'acier : $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
- ❖ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1599.4 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- ❖ Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- ❖ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- ❖ Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- ❖ Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2.5\%$.
- ❖ Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$

➤ La force de la précontrainte par câble :

$$\sigma_{p0} = \min\{0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}\} = 1439,46 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \min\{0,8 f_{prg} A_p ; 0,9 f_{peg} A_p\} = 241.920 \text{ t}$$

$$P \geq n \cdot P_0 \Rightarrow n \geq \frac{P}{P_0} \geq \frac{721.077}{241.920} \geq 2.98$$

On adopte: **3 câbles de 12T15.**

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{721.107 \times 10^4}{140 \times 1439.46} = 35.782 \Rightarrow n \geq 36$$

On adopte : (36 torons T15.4)

8.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension :

a) les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \\ f_{tj} = 0.6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29.91 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,39 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17.95 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,59 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2.39 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{cs}, \bar{\sigma}_{ci}$: Contraintes admissible de compression respectivement sur la fibre supérieure et inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}, \bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre supérieure et inférieure.

D'après G.Dreux:

$$e_0 = -(V' - d) = -(83.19 - 12) \Rightarrow e_0 = -71.19 \text{ cm.}$$

$$K_1 = 0.94$$

$$P = n \cdot P_0 = 3 \times 241.920 = 725.76 \text{ t}$$

❖ En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) > \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 234.812 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(83.19 - 12) \Rightarrow e_0 = -71.19 \text{ cm}$$

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -1.49 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{ts} = -3.59 \text{ MPa} \dots \dots (C V)$$

❖ En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) = 25.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 17.95 \text{ MPa} \dots \dots (C N V)$$

On propose comme solution de faire la mise en tension en deux familles, l'une avant le coulage de la dalle et l'autre après le coulage de la dalle.

B) détermination du nombre de câbles ancrés en intrados :

La mise en tension peut être à partir du 7^{ème} jour de l'âge du béton .on doit vérifier pour notre cas les contraintes dans le béton au 7^{ème} et au 14^{ème} jour.

$$\text{Au } 7^{\text{ème}} \text{ jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 13.91 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -2.99 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Au } 14^{\text{ème}} \text{ jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ci}} = 17.95 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{ts}} = -3.59 \text{ MPa} \end{cases}$$

On prend **02 câbles** : $P = 2 \times P_0 \times 0,94 = 381,37t$

$$\text{Au } 7^{\text{ème}} \text{ jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = 5.36 \text{ MPa} > -2.99 \text{ MPa} \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ci}} = 8.83 \text{ MPa} \geq 13.91 \text{ MPa} \Rightarrow c.v \end{cases}$$

$$\text{Au } 14^{\text{ème}} \text{ jour : } \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = 5.36 \text{ MPa} > -3.591 \text{ MPa} \Rightarrow c.v \\ \overline{\sigma_{ci}} = 8.83 \text{ MPa} \leq 17.95 \text{ MPa} \Rightarrow c.v \end{cases}$$

❖ Conclusion :

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, deux câbles à l'about leur tirage à 100% au 7^{ème} jour et un seul à l'extrados après 28 jours.

8.2.5. Principe de positionnement des câbles :

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

↳ **Zone d'about** : on les deux câble de telle sorte que le centre de gravité des (02) câble ou s'approche avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

↳ **Zone centrale** : ou tous les câble sont placés à l'excentricité maximum (avec signe négatif) a fin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.

↳ **Zone intermédiaire** : ou zone de relevage, ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

Positionnement des câbles : généralement les maximum des câbles est placé à l'about toute en respectant les conditions fixées par le règlement (c'est une avantage en point de vue économique et réalisation).

8.2.6. La disposition des câbles de la première famille (à l'about) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about ; deux câbles disposés verticalement.

La force à l'ancrage lors de la mise en tension pour chaque câble est

a) Détermination de d , a' , d' :

Les conditions fixées par le document SETRA:

$d \geq 16,5 \text{ cm}$, $a' \geq 28 \text{ cm}$, $d' \geq 16,5 \text{ cm}$.

En fixant : $a' = 75 \text{ cm}$.

$$M / \text{fibre inférieure} : (P_1 + P_2) \cdot v' = P_2 (a' + d) + P_1 \cdot d$$

Comme : $P_1 = P_2 = P \Rightarrow 2v' = a' + 2d$

$$\Rightarrow d = \frac{2 \times 83,19 - 75}{2} = 45,69 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d' = 150 - (75 + 45,69) = 29,31 \text{ cm}$$

La vérification :

$d = 45,69 \text{ cm}$ à la fibre inférieure, $d \geq 16,5 \dots$ (cv) .

$d' = 29,31 \text{ cm}$ à la fibre supérieure, $d' \geq 28 \dots$ (cv)

b) Disposition constructive des câbles :

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correcte et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

➤ Groupement des câbles :

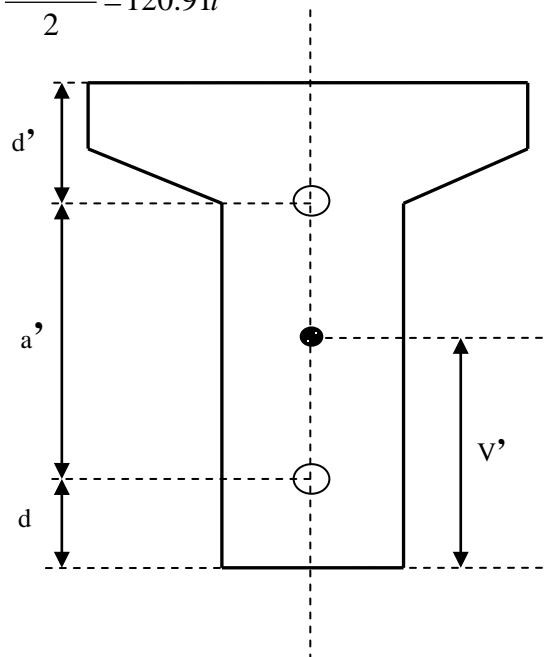
Le nombre de conduites dans chaque paquet est limité.

$$\text{Sous horizontal : } \begin{cases} 2 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi > 5 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens vertical : } \begin{cases} 3 \text{ si } \Phi \leq 5 \text{ cm} \\ 2 \text{ si } 5 \text{ cm} < \Phi < 10 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \Phi \geq 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

Φ : diamètre de la gaine.

$$P = \frac{241,83}{2} = 120,91 \text{ t}$$



Pour notre cas :

$$\Phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm} \begin{cases} \text{Sens horizontal 01 conduite} \\ \text{Sens vertical 02 conduites} \end{cases}$$

➤ **Espacement des conduites :**

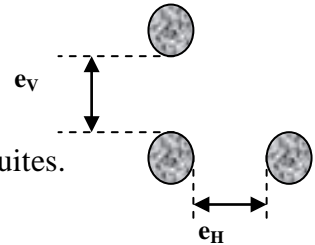
En section courante l'espacement (e_H : horizontal, e_V : vertical) des conduites.

Φ : diamètre de la gaine.

P : nombre de conduites accolées verticalement.

q : nombre de conduite accolés horizontalement.

Où des paquets de conduites doivent satisfaire aux conditions suivantes :



		$e_H \leq 5 \text{ cm}$ et $e_V \leq 4 \text{ cm}$		
P	Q	1	2	3
1	1	- $e_H \geq \Phi$ $e_V \geq \Phi$	$\Phi \leq 10 \text{ cm}$ $e_H \geq \Phi$ $e_V \geq \Phi$	$\Phi \leq 5 \text{ cm}$ $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V > \Phi$
2	2	$\Phi \leq 5 \text{ cm}$ $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V \geq \Phi$	$\Phi \leq 5 \text{ cm}$ $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V \geq 1,2 \Phi$	$\Phi < 5 \text{ cm}$ $e_H \geq 1,5 \Phi$ $e_V \geq 1,2 \Phi$

a. Disposition des câbles à mi travée :

Φ : diamètre de la gaine

$$\Phi : 8 \text{ cm}$$

$$e_H \geq 1,5 \Phi \Rightarrow e_H \geq 1,5 \times 8$$

$$\Rightarrow e_H \geq 12 \text{ cm}$$

On prend : $e_H = 12 \text{ cm}$

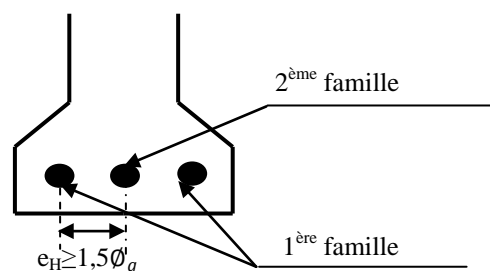


Fig.8.2 : disposition des câbles à mi travée

8.2.7. Les traces des câbles :

a) Trace de câble sortant à l'extrados :

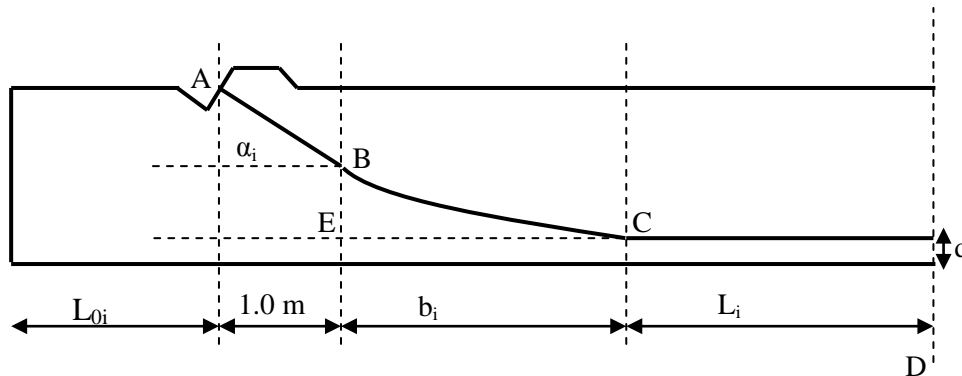


Figure.8.3 : trace de câble à l'extrados.

$\alpha_3 = 24,15^\circ$ (l'angle d'inclinaison pour le câble relevé à l'extrados).

AB : partie rectiligne (1m sur l'horizontal).

BC : partie parabolique.

CD : partie droite.

$$L_0 \leq \frac{L}{4} = \frac{34}{4} = 8.5 \Rightarrow \text{prand } L_0 = 3,75m.$$

L'équation de la parabole : $y = a x^2 \Rightarrow BE = ab^2 \Rightarrow a = \frac{BE}{b^2}$

$$BE = 150 - (0.12 + 100.tg 24,15^0) = 93.166 \text{ cm}$$

$$tg(\alpha) = \frac{d(y)}{d(x)} = 2.a.x = 2ab \text{ (Au point B)}$$

$$tg(\alpha) = 2ab \Rightarrow b_3 = \frac{2 \times BE}{tg \alpha} = \frac{2 \times 93.166}{tg 24.15^0} = 415.608 \text{ cm}$$

$$L_3 = \frac{L}{2} - (b_3 + 3.75 + 1) = 17 - (4.16 + 3.75 + 1) = 8.09m$$

$$\Rightarrow a_3 = \frac{tg \alpha}{2 \times b_3} = \frac{tg 24.15^0}{2 \times 415.608} = 5,39 \times 10^{-4}$$

b) Équation et inclinaison des câbles d'about :

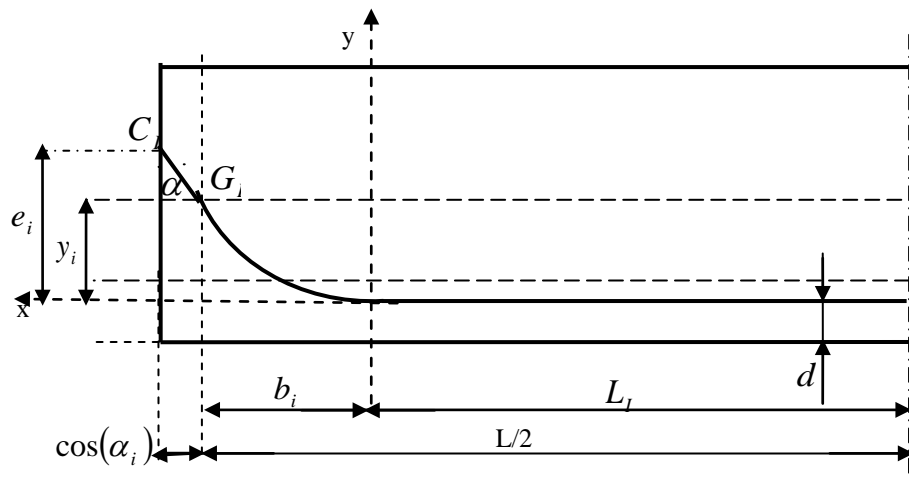


Figure.8.4:trace de câble à l'intrados.

E_iG_i : tronçon parabolique.

G_iC_i : tronçon rectiligne.

E_i : point de relevage du câble.

α_i : angle d'inclinaison.

C_i : point d'ancrage du câble.

b_i : projection de la parabole sur l'horizontale.

Y_i : projection de la parabole sur la verticale.

C_iG_i : tronçon rectiligne sur 01 mètre afin de répartir la précontrainte convenablement, ce tronçon est incliné d'un angle (α) variant entre 2° à 20° pour limiter les pertes de précontrainte et l'effort tranchant (about) en suite le tronçon parabolique E_iG_i et puis redevenir rectiligne.

-Au milieu de la travée, tous les câbles sont groupés dans le tronçon pour avoir un moment max. négatif puis ils sont relevés progressivement afin de ne pas créer de contrainte normale trop grandes en fibre inférieure et de diminuer l'effort tranchant.

Équation de la parabole :

$$y^2 = a_i x^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{d(y)}{d(x)} = 2.a_i .x \quad \text{Au point } G_i \quad \frac{d(y)}{d(x)}(G_i) = 2a_i b_i = \text{tg}(\alpha_i)$$

$$\text{Donc : } a_i = \frac{\text{tg}(\alpha_i)}{2b_i}$$

Calcul les angles α_i et les distances b_i (Selon le document de SETRA) :

$$tg(\alpha_i) = \frac{2 \times \left(\frac{L}{2} + 1,00 - L_i \right)}{e_i \left[\left(\frac{\frac{L}{2} + 1,00 - L_i}{e_i} \right)^2 - 1 \right]}, \quad a_i = \frac{tg(\alpha_i)}{2.b_i}$$

$$b_i = e_i \times \left(\frac{1}{\sin(\alpha_i)} + \frac{1}{tg(\alpha_i)} \right) - (1 + \cos(\alpha_i))$$

Comme les (L_i) forment une progression arithmétique de raison 1,5 (principe de Guyon-Massonnet) donc en se fixe L₃ de 3^{ème} câble (à l'extrados) au départ puis en calcul les autres a fin de calculer les α_i.

$$L_3 = 17 - (4.16 + 3.75 + 1) = 8.09m$$

D'où : $L_2 = 8.09 + 2.00 = 10.09m$
 $L_1 = 10.09 + 2.00 = 12.09m$

b. Calcul de e_i :

$$e_1 = 45.69 - 12 = 33.69 \text{ cm}$$

$$e_2 = 75 + 33.69 - 12 = 96.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$tg(\alpha_1) = 0,0906 \Rightarrow \alpha_1 = 5.75 \text{ gr}$$

$$tg(\alpha_2) = 0,288 \Rightarrow \alpha_2 = 17.85 \text{ gr}$$

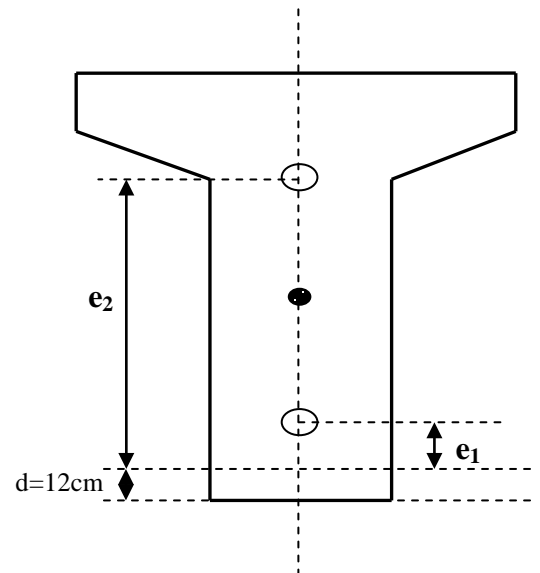
D'où :

$$b_1 = 5.443m \text{ et } a_1 = 8.31 \times 10^{-3}$$

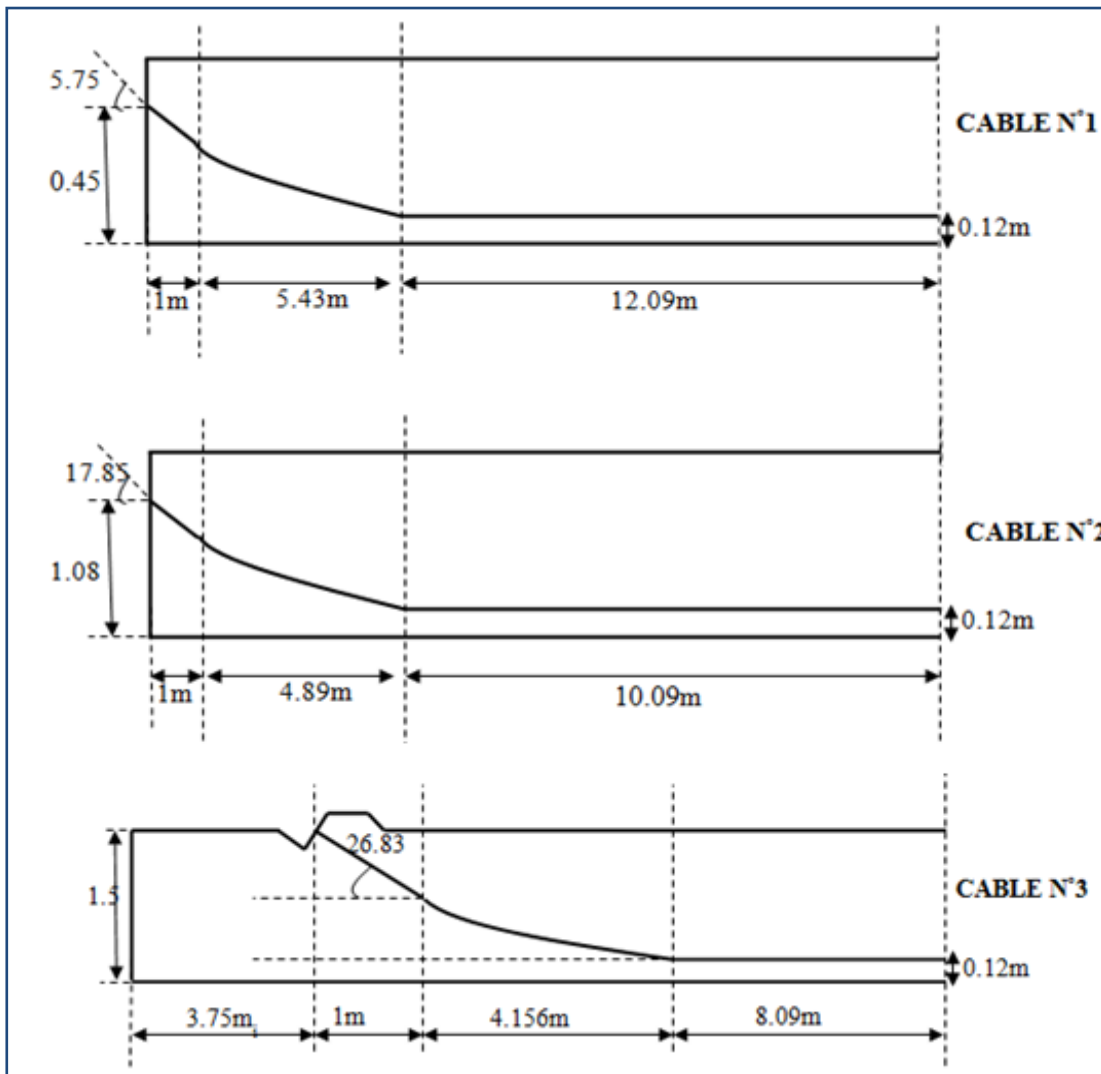
$$b_2 = 4.890m \text{ et } a_2 = 29.44 \times 10^{-3}$$

Tableau récapitulatif :

N ^o des câbles	e _i (m)	d' (m)	α _i (gr)	a _i × 10 ⁻³	b _i (m)	l _i (m)
1	0,3369	0,12	5,750	8,31	5,433	12,09
2	0,9669	0,12	17,85	29,44	4,890	10,09
3	1,38	0,12	26,83	53,93	4,156	8,09



c) Longueur total du câble :



$$L_t = 2(L_r + L_c + L_d)$$

Avec : L_r : longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable d'effort entre

l'appareil d'ancrage et le câble. $L_r = \frac{1}{\cos(\alpha)}$

L_c : Longueur du tronçon parabolique, et donnée par la formule ci-après.

$$L_c = \frac{1}{4a_i} \left[\ln \left(2a_i b_i + \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right) + 2a_i b_i \sqrt{1 + (2a_i b_i)^2} \right]$$

L_d : Longueur du tronçon droit du câble.

Les longueurs des câbles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble n°	L (m)	L_c (m)	L_i (m)	$L(total)$
1	1,0041	3,920	12,09	34,02
2	1,041	6,036	10,09	34,33
3	1,096	4,291	8,09	26,95

Tableau.8.2 : Longueurs des câbles.

8.2.8. Câble moyen fictif :

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section a un câble unique passant au point E tangent a la ligne d'action de « P ».le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent » .Il se détermineront dans chaque section par le calcul de la distance « e » du centre de gravité des câbles à la fibre inférieur.

La position du câble moyen sera déterminée dans les sections suivantes :

Section	$y_i, tg\alpha_i$	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble moye
Section d'appui X = 0m	y_i	0,5	1,15	/	0,8121
	$tg \alpha_i$	0,0906	0,288	/	0,1895
	α_i	5,75	17,85	/	11,8000
Section à 1m de l'appui (câbles 2)	y_i	0,2965328	0,949	/	0,623
	$tg \alpha_i$	0,0906	0,288	/	0,189
	α_i	5,750	17,85	/	11,800
Section à 3,75m de l'appui (avec câbles 1, 2 et 3)	y_i	0,1357	0,368	1,5	0,6680
	$tg \alpha_i$	0,02694274	0,15498934	0,44833693	0,2101
	α_i	1,715	9,789	26,83	12,7780
Section à $\frac{L}{4}$ (8.5m) de l'appui (a les câbles 1, 2 et 3)	y_i	0,12	0,12	0,1367	0,1256
	$tg \alpha_i$	0	0	0,05998752	0,0200
	α_i	0	0	3,814	1,2713
Section médiane X =0,5L=17	y_i	0,12	0,12	0,12	0,12
	$tg \alpha_i$	0	0	0	0
	α_i	0	0	0	0

8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

❖ **Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum_i P_i \sin \alpha_i = P \sum_i \sin \alpha_i \\ N = \sum_i P_i \cos \alpha_i = P \sum_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

Appelons Z_i la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = y_i$).

$$\sum M /_{fibre\ inf} = N.Z \Rightarrow \sum_i Z_i.P \cos \alpha_i = N.Z \Rightarrow Z = \frac{\sum_i Z_i \cos \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i}$$

	X=0,00m		X=1m		X=3,75m			X=8.5m			X=17m
N° câble	N° :01	N° :02	N° :01	N° :02	N° :01	N° :02	N° :03	N° :01	N° :02	N° :03	01,02et 03
α gr	5,750	17,85	5,750	17,85	1,715	9,789	26,83	0	0	3,814	0
$\sin \alpha$	0,090	0,277	0,090	0,277	0,027	0,153	0,409	0	0	0,06	0
$\cos \alpha$	0,996	0,961	0,996	0,961	0,999	0,988	0,912	1	1	0,998	1
$Z_i (m)$	0,50	1,15	0,296	0,949	0,1357	0,368	1,50	0,12	0,12	0,1367	0,12
$Z_i \cos \alpha$	0,498	1,105	0,295	0,912	0,136	0,364	1,368	0,120	0,120	0,136	0,120
$Z_i^2 (m^2)$	0,250	1,322	0,088	0,901	0,018	0,136	2,250	0,014	0,014	0,019	0,014
$Z (m)$	0,8119		0,6170		0,6442			0,1256			0,12

Tableau.8.3 : Les distances du point d'application.

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques des sections particulières, en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_g^2$$

Le moment d'inertie de la gaine, par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} \sum_i Z_i^2$$

$$S_{(\Delta)} = \sum B \cdot Z_i \quad (\text{Pour les trous des gaines}).$$

Avec : $\phi_g = 8cm$

a) Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre :

a) à $x=0,00m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections brute	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10120	100,53	10019,47	13420	100,53	13319,47
$Z(m)$	/	81,19	/	/	81,19	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	835106,67	8162,03	826944,63	1363106,67	8087,76	1355018,91
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	90406666,67	663077,19	89743589,48	174996666,67	663077,19	174333589,4

Tableau.8.4 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=0.00m$.

b) à $x=1,00m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections nettes	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	10120	100,53	10019,47	13420	100,53	13319,47
$Z(m)$	/	61,70	/	/	61,70	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	835106,67	12405,40	822701,27	1363106,67	12405,47	1350701,2
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	90406666,67	383109,58	90023556,42	174996666,67	383109,58	174613557,6

Tableau.8.5 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=1.00m$.

c) à $x=3,75m$: (sans le câble N° : 03)

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections nettes	Gaines	Sections Nettes
$B(cm^2)$	5811	100,53	5710,47	9111	100,53	9987,47
$Z(m)$	/	25,14	/	/	25,14	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	483399	5054,43	478344,57	1011399	5054,43	1006344,57
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	57839633,50	63933,04	57775700,46	142429633,50	63933,04	142365700,5

Tableau.8.6 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=3,75m$.

d) à $x=3,75m$: (avec le câble N° : 03)

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections nettes	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	5811	150,80	5660,2	9111	150,80	8960,2
$Z(m)$	/	64,42	/	/	64,42	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	483399	29142,45	454256,55	1011399	29142,45	982256,55
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	57839633,50	626378,73	57213254,77	142429633,50	626378,73	141803254,8

Tableau.8.7 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=3,75m$.

e) à $x=8.5m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections nettes	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	5811	150,80	5660,2	9111	150,80	8960,2
$Z(m)$	/	12,56	/	/	12,56	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	483399	5679,85	477719,15	1011399	5679,85	1005719,15
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	57839633,50	24373,79	57815259,71	142429633,50	24373,79	142405259,7

Tab.8.8 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=8.5m$.

f) à $x=17m$:

Désignation	Poutre seule			Poutre+hourdis		
	Sections brute	Gaines	Sections nettes	Sections nettes	Gaines	Sections nettes
$B(cm^2)$	5811	150,80	5660,2	9111	150,80	8960,2
$Z(m)$	/	12,00	/	/	12,00	/
$S_{\Delta}(cm^3)$	483399	5428,67	477970,33	1011399	5428,67	1005970,33
$I^{(\Delta)}(cm^4)$	57839633,50	22317,87	57817315,63	142429633,50	22317,87	142407315,6

Tableau.8.9 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à $x=17m$.

✓ Les caractéristiques des différentes sections nettes :

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} \quad v = h - v' \quad I_G = I^{(\Delta)} - B.v'^2 \quad \rho = \frac{I_G}{B.v.v'} \quad e_p = Z - v'$$

Les caractéristiques des différentes sections nettes sont illustrées dans le tableau suivant :

Section		B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)	h(cm)
d'about	p seule	10019,47	82,53	67,47	21498966,4	38,53	-1,28	150
	p+h	13319,47	101,73	68,27	34690488,94	39,44	-20,54	170
à 1 m de l'about	p seule	10019,47	82,11	67,89	22471767,67	40,23	-20,41	150
	p+h	13319,47	101,40	68,60	37663299,84	40,65	-39,70	170
à 3,75 m sans le câble 3	p seule	5710,47	83,76	66,24	177112541,3 7	55,90	-58,62	150
	p+h	9987,47	100,76	69,24	40967136,3	58,79	-75,62	170
à 3,75 m avec le câble 3	p seule	5660,2	80,25	69,75	20761213,01	65,52	-15,83	150
	p+h	8960,2	109,62	60,38	34132613,67	57,55	-45,20	170
à L/4=8.5m de l'about	p seule	5660,2	84,39	65,61	17505171,29	58,63	-71,83	150
	p+h	8960,2	112,24	57,76	29526294,44	50,82	-99,68	170
à L/2=17 m (mi travée)	p seule	5660,2	112,24	57,76	17459446,63	55,72	-72,44	150
	p+h	8960,2	112,27	57,73	29468000,71	50,74	-100,27	170

➤ Fuseau limite :

Le fuseau limite est la zone où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des

deux courbes où les fuseaux limitent. Ce domaine est donné par la formule suivant :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P}$$

$$-a' = \text{SUP} \begin{cases} \sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} - c' \\ -\sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v} + c \end{cases} \quad a = \text{INF} \begin{cases} \sigma_c \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} - c' \\ -\sigma_t \cdot \frac{I_G}{P \cdot v'} + c \end{cases}$$

$$C' = v' \times \rho, \quad C = v \times \rho, \quad \sigma_t = -2,7 \text{MPa}, \quad \sigma_c = 21 \text{MPa}, \quad P = K \cdot P_0 \cdot \sum \cos(\alpha_i) \quad p_0 = 241.83 \text{t}$$

$$K = 0,68 (\text{coef de perte})$$

sections	0.00L	0.25L	0.5L
$v(\text{cm})$	68,27	57,76	57,73
$v'(\text{cm})$	101,73	112,24	112,27
$\rho(\%)$	39,44	50,74	50,82
$C(\text{cm})$	26,925	29,307	29,338
$C'(\text{cm})$	40,122	56,950	57,055
$I(\text{cm}^4)$	34690488,94	29526294,44	29468000,71
$\sum \cos \alpha_i$	1,957	2,998	3
$P(\text{t})$	321,817	493	493.33
$M_{\min}(\text{t.m})$	0	510.555	680.739
$M_{\max}(\text{t.m})$	0	720,618	947,992
$-a'(\text{cm})$	-82,735	-84,946	-84,991
$-a' - M_{\min} / p(\text{cm})$	-82,735	-188,506	-222,979
a	55,534	43,710	42,703
$a - M_{\max} / p(\text{cm})$	55,534	-99,459	-99,458
$e_p(\text{cm})$	-20,54	-99,68	-100,27
Observation	Vérifié	vérifié	Vérifié

8.3. Les pertes de tension :

8.3.1. Introduction :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes,

chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :

✓ **Pertes instantanées**

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✓ **Pertes différées**

- Chutes dues au fluage du béton.
- Chutes dues au retrait du béton.
- Chutes dues à la relaxation des aciers.

8.3.2. Les pertes instantanées :

a) Pertes par frottement

On distingue deux types de frottement :

✓ **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.

✓ **Frottement en lignes droites.**

A cause des défauts de la réalisation en pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d'où l'existence de frottement.

La tension en un point est donnée par :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot L_X}$$

La formule exponentielle précédente peut se simplifier dans la plupart des cas par la formule suivante :

$$\sigma_P(L_X) = \sigma_{P_0} [1 - f \cdot \alpha - \varphi \cdot L_X]$$

Avec: σ_{P_0} : tension à l'origine. $\sigma_{P_0} = \frac{241.83 \times 10^4}{1680} = 1439.46 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement uniforme (rd^{-1}).

φ : Coefficient de frottement par unité de longueur (m^{-1}).

α : Fonction de « x », désigne la somme des déviations angulaires arithmétiques entre le point d'origine A et le point c d'abscisse x.

La perte par frottement est donc :

$$\Delta\sigma_\varphi(L_X) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(L_X)$$

sections	0.00	1	3,75	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	1	3,75	8,5	17
Câble n°1	0	0	0,0635	0,0903	0,0903
Câble n°2	0	0	0,127	0,28	0,28
Câble n°3	/	/	0	0,362	0,421

Tableau.8.10 : Différentes valeurs de $\alpha(rd)$

Abscisse (m)	X = 0,00	x=1,00	X = 3,75	X = 8.5	X = 17
Câble n°1	0	1,0041	3,05	8,61	17,01
Câble n°2	0	1,041	3,08	8,69	17,16
Câble n°3	/	/	0	4,15	13,48

Tableau.8.11 : les longueurs Lx en (m)

➤ Exemple de calcul :

à $x=3.75$ m pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0.0635rd$$

$$Lx = 3.05m$$

$$\sigma_p(3.75) = 1439.46 \times e^{-0.18 \times 0.0635 - 0.002 \times 3.05} = 1414.446MPa$$

$$\Delta\sigma_p(3.75) = \sigma_{p0} - \sigma_p(3.75) = 1439.46 - 1414.446 = 25.014Mpa$$

Les résultats de calcul des pertes par frottement dans les sections considérées pour tous les câbles sont récapitulés dans le tableau suivant :

sections	X = 0,00	x=1,00	X = 3,75	X = 8.5	X = 17
Câble n°1	0	2,887	25,014	47,386	70,605
Câble n°2	0	2,993	41,172	94,333	116,795
Câble n°3	/	/	0,000	101,952	140,546
Valeur moy	0	2,940	33,093	70,859	93,700
Valeur moy.	/	/	/	81,223	109,315

Tableau.8.12 : les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPa)

b) les pertes par recul d'ancrage :

Après la mise en tension on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage ; $g = 6mm$.

E_p : Module d'élasticité de l'acier ; $E_p = 190000Mpa$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1439.46Mpa$.

f, φ : Coefficients de frottement ($f = 0.18rd^{-1}$, $\varphi = 0.002m^{-1}$).

α : angle d'inclinaison du câble en (rd).

Si $d \leq \frac{L}{2}$ il faut tirer le câble de deux ses extrémités afin d'obtenir une tension plus élevée.

Si $d > \frac{L}{2}$ (l'influence de glissement dépasse le mi travée de la poutre) il faut tirer le câble d'une seule extrémité.

N° câble	α^{rd}	L (m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,0903	34,02	0,0025	17,798
2	0,28	34,33	0,0035	15,042
3	0,421	26,95	0,0048	12,844

Tableau.8.13 : calcul de la longueur du câble.

c) Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :

$$\Delta\sigma' = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thales »appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right).$$

Avec :

$$\Delta\sigma' = 120,924Mpa \text{ Pour câble (1).}$$

$$\Delta\sigma' = 151,566Mpa \text{ Pour câble (2).}$$

$$\Delta\sigma' = 103,535Mpa \text{ Pour câble (3).}$$

➤ Exemple de calcul :

▶ à $x=3.75$ m pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0,0635 \quad rd$$

$$Lx = 3,05m$$

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1439.46 \times 17.798 \left(0.18 \frac{0.0635}{34.02} + 0.002 \right) = 120.924 Mpa$$

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 120.924 \times \left(1 - \frac{3.75}{17.798} \right) = 95.445 Mpa$$

▶ à $x=8.5m$ pour le câble n°3 :

$$\Delta\sigma' = 2\sigma p_0 \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d = 2 \times 1439.46 \times 12.844 \left(0.18 \frac{0.421}{26.95} + 0.002 \right) = 103.535 Mpa$$

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma' \left(1 - \frac{x}{d} \right) = 103.535 \times \left(1 - \frac{(8.5 - 3.75)}{12.844} \right) = 65.245 Mpa$$

Sections	0.00	1,00	3,75	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1	3,75	8,5	17
Câble n°1	120,924	114,129	101,107	66,920	5,743
Câble n°2	151,566	141,489	113,780	56,286	-19,729
Câble n°3	/	/	103,535	65,245	-3,272
Valeur moy.pour 2câbles	136,245	127,809	107,443	61,603	-6,993
Valeur moy.pour 3 câble	/	/	106,110	62,817	-5,752

Tableau.8.14 : Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.

d) pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du $j^{\text{ème}}$ Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

➤ **1^{ère} famille** : elle constitué de 2 câble ancrée à l'about, leur mise en tension s'effectuera en 2 phase.

*1^{ère} phase : ils seront tirés à 50% de la précontrainte au 7^{ème} jour.

*2^{ème} phase : ils seront tirés à 100% de la précontrainte au 28^{ème} jour.

➤ **2^{ème} famille** : les câbles débouchant en extradosses seront tirés après le coulage de la superstructure à 100% de la précontrainte.

↪ les pertes de La 1^{ème} famille de câble :

▶ **Sous l'effet d'elles-mêmes** :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension, la perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{P_i}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \dots\dots\dots (1) \quad \text{Avec : } E_{b_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

n : le nombre des câbles par famille.

E_p : module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_b : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de longue durée.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{P_i}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \dots\dots\dots (2)$$

,A_p : Section nominale de l'acier : A_p=1680 mm²

,I_G, B: moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre seule'.

,M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

,n : le nombre des câbles par famille.

,e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

σ_{P_i}(x),: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{P_i}(x) = \sigma_{P_0}(x) - [\Delta\sigma_{pf}(x) + \Delta\sigma_{pg}(x) + \Delta\sigma_{pracc}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

Δσ_{pf}, Δσ_{pg} et Δσ_{pracc} : pertes moyennes dues au frottement, glissement (recul d'ancrage) et raccourcissement, des câbles du 1^{ère} famille.

Après développement (en remplaçant (3) dans (2), et l'expression résultante de (2) dans (1)), la formule (1) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{P_{rac}}(x) = \frac{(n-1)E_p}{2 \cdot n \cdot E_{bij}} \left[\frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{pf} - \Delta\sigma_{pg})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right) \right]$$

Pour « n =2 » :

$$\Delta\sigma_{P_i}(x) = \frac{E_p}{4E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{E}{4E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \left[\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{pf}(x) - \Delta\sigma_{pg}(x) \right]}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

➤ Exemple de calcul :

Pour Section d'about :

$$B = 10019,47 \text{ cm}^2, \quad I = 21498966,4 \text{ cm}^4, \quad e_p = -1,28 \text{ cm}, \quad A_p = 16,80 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPA}, \quad M_g = 0, \quad g = 1,625 \text{ t/ml}$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = \frac{1.9 \cdot 10^5}{4(35981.73)} \cdot \frac{2(1680)(1439.46 - 0 - 136.245)}{10019.47} \left[1 + \frac{10019.47(-1.28)^2}{21498966.4} \right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{p_i}(0) = 7.55 \text{ MPa}$$

Section	X=0.00 m	X=8.5 m	X=17 m
B(cm²)	10019,47	5660,20	5660,20
I_G (cm⁴)d	21498966,4	17505171,29	17459446,63
M_g (t.m)	0	176.109	234.812
e_p(cm)	-1,28	-71,83	-72,44
Δσ_{pf}(MPA)	0	70,859	93,700
Δσ_{pg}(MPA)	136,245	61,603	-6,993
Δσ_{pra}(x)(MPA)	5,773	27,819	29,147

Tableau.8.15 : Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.

► sous l'effet de la 2^{ème} famille :

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après le coulage du hourdis (après le 28^{ème} jour), donc la section résistante est celle de la poutre avec l' hourdis.

La perte de tension dans la première famille est donnée comme suit :

$$\Delta\sigma_{pra}(x) = \Delta\sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : Δσ_{bn} : variation du contrainte du béton au niveau de câble moyen de la 1^{ère} famille due à la mise en tension du câbles de la 2^{ème} famille.

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{p_{i3}}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \dots\dots\dots(2)$$

,A_p : Section nominale de l'acier : A_p=1668 mm²

,I_G,B: moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre + hourdis'.

,M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre plus hourdis.

,n : le nombre des câbles par la 2^{ème} famille.

,e_p : Excentricité du câble équivalent dans les sections du 'poutre + hourdis'.

$\sigma_{pi3}(x)$: Contrainte normale du câble de la 2^{ème} famille après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{pi3}(x) = \sigma_{p0}(x) - [\Delta\sigma_{pf3}(x) + \Delta\sigma_{pg3}(x) + \Delta\sigma_{prac3}(x)] \dots\dots\dots (3)$$

$\Delta\sigma_{pf3}$, $\Delta\sigma_{pg3}$ et $\Delta\sigma_{pra3}$: pertes dues au frottement, glissement (recul d’ancrage) et raccourcissement dans le câble de la 2^{ème} famille. (Avec $\Delta\sigma_{pra3}$ (2^{ème} famille) = 0.00 MPA, comme elle montre dans les calculs concernant au 2^{ème} famille).

En remplaçant (3) dans (2), et l’expression résultante de (2) dans (1), on trouve pour « n =1 » la formule suivante qui donne directement σ_{pra} :

$$\Delta\sigma_{prac}(x) = \frac{E_p}{E_{bij}} \left[\frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + A_p \cdot \frac{[\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pf3}(x) - \Delta\sigma_{pg3}(x)]}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G}\right) \right]$$

$$M_g = \frac{(1,625 + 0,825) \times 34^2}{8} = 354.025 \text{ t.m}$$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Section	X=0.00 m	X=8.5 m	X=17 m
B(cm²)	13319,47	8960,2	8960,2
I_G (cm⁴)d	34690488,94	29526294,44	29468000,71
M_g (t.m)	0	265,509	354,025
e_p (cm)	-20,54	-99,68	-100,27
Δσ_{pf}(MPA)	0	81,223	109,315
Δσ_{pg}(MPA)	136,245	62,817	-5,752
Δσ_{pra}(x)(MPA)	5.041	25,746	26,828

Tableau.8.16 : pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1^{ère} famille sous l’effet de 2^{ème} famille.

► Pertes subies par la deuxième famille (effet sur elle-même) :

$$\Delta\sigma_{p_2}(x) = \frac{n-1}{2n} \Delta\sigma_{p_2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \Rightarrow \Delta\sigma_{p_2}(x) = 0$$

Donc les pertes de la 2^{ème} famille sont nulles.

✓ pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	8,5	17
Câble n°1	132,286	158.861	123.024
Câble n°2	162,928	195.174	143.742
Câble n°3	0,000	211,752	183.950
Valeur moy .pour 2câbles	147.607	177,017	133,383
Valeur moy. pour les 3 câbles	/	188,595	150,238

Tableau.8.17 : Pertes instantanées totales aux différentes sections.

La perte initiale probable pour chaque câble et aux différentes sections est répertoriée dans le tableau ci-après :

Sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	8,35	16,7
Câble n°1	1307.174	1280,599	1316,436
Câble n°2	1276,532	1244,286	1295,718
Câble n°3	0000,000	1227,708	1255,510
Valeur moy .pour 2câbles	1291.835	1262,442	1306,077
Valeur moy. pour les 3 câbles	/	1250,864	1289,221

Tableau.8.18 : La tension probable dans différentes sections.

8.3.3. Les pertes différées :

a) Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimique, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_y = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)] E_p$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} r_m = \frac{B}{p}$$

ε_r : Retrait final pris égale à 3.10^{-4} pour le nord algérien.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p=190000\text{MPa}$).

r_m : Rayon moyen de section du béton en (cm).

B, P : aire et périmètre de la section nette.

t_0 : le jour de la mise en tension des câbles.

t : le jour où nous voulons déterminer les pertes.

► Pertes dans les câbles de la 1^{ère} famille :

Il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- De 7^{ème} jours au 28^{ème} jour :

La mise en tension a 50% des câbles au 07^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour.

La section considérée est de la poutre seule.

b) Pour la section d'about ($x=0.00$) : $B=10019.47\text{cm}^2$ et $P= 572.400 \text{ cm}$.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10019.47}{572.400} = 17.504\text{cm}$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jours } r(t_0) = r(7) = \frac{7}{7 + 9 \times 17.504} = 0.042$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 17.504} = 0.150$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.150 - 0.042] \times 190000 = 6.156\text{MPa}$$

c) Pour les autres sections ($x=8.5, x=17 \text{ m}$) : $B=5660,2\text{cm}^2$ et $P= 628.588\text{cm}$.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{5660.2}{628.588} = 9.004\text{cm}$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jours } r(t_0) = r(7) = \frac{7}{7 + 9 \times 9.004} = 0.079$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 9.004} = 0.256$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.256 - 0.079] \times 190000 = 10,089\text{MPa}$$

- De 28^{ème} jours au 63^{ème} jours :

La mise en tension a 100% des câbles au 28^{ème} jours.

La section considérée est de la poutre seule.

d) Pour la section d'about (x=0.00) : B=10019.47cm² et P= 572.400 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{10019.47}{572.400} = 17.504 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 17.504} = 0.150$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 17.504} = 0.285$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.285 - 0.150] \times 190000 = 7.695 \text{ MPa}$$

e) Pour les autres sections (x=8.35, x=16.7 m) : B=5660,2cm² et P= 628.588cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{5660.2}{628.588} = 9.004 \text{ cm}$$

$$t_0 = 28^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 9.004} = 0.256$$

$$t = 63^{\text{ème}} \text{ jours } r(t) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 9.004} = 0.437$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [0.437 - 0.256] \times 190000 = 10,317 \text{ MPa}$$

- Après le 63^{ème} jour :

Après le coulage de la dalle, la section considérée est de 'poutre + hourdis'.

f) Pour la section d'about (x=0.00) : B=13319,47cm² et P= 942.4 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{13319.47}{942.40} = 14.133 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{ jours ; } r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 14.133} = 0.331$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta \sigma_{\text{pret}} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.331] \times 190000 = 38,133 \text{ MPa}$$

g) Pour les autres sections (x=8.5, x=17 m) : B=8960,2cm² et P= 998.588 cm.

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{8960.2}{998.588} = 8.972 \text{ cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 8.972} = 0.438$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.438] \times 190000 = 32,034 \text{MPa}$$

► Pertes dans le câble de 2^{ème} famille :

Pour ce câble, il y'a une seule phase, de sa mise en tension au 63^{ème} jour et durant toute la vie de l'ouvrage. La section considérée est de 'poutre + hourdis'.

h) Pour les sections d'abscisses (x=8.5, x=17 m) :

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{8960.2}{998.588} = 8.972 \text{cm}$$

$$t_0 = 63^{\text{ème}} \text{jours} ; r(t_0) = r(63) = \frac{63}{63 + 9 \times 8.972} = 0.438$$

$$t = \infty ; r(t) = r(\infty) = 1$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \Delta\sigma_{pret} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.438] \times 190000 = 32,034 \text{MPa}$$

► La perte moyenne due au retrait pour l'ensemble des câbles :

Par exemple pour x=8,5m :

$$\Delta\sigma_r^m = \frac{2(52,44) + 32,03}{3} = 50,49 \text{MPa}$$

Et en fin, on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00m	X = 8.5m	X = 16.7m
1ere famille	51,98	52,44	52,44
2eme famille	/	32,03	32,03
Moyenne	51,98	45,63	45,63

Tableau.8.19 : les pertes dues au retrait du béton en (Mpa).

i) Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieure à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

❖ à relaxation normale, RN.

❖ à très basse relaxation, TBR.

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

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

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

Avec : $\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

$\rho_{1000} = 2.5\%$: Valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860\text{Mpa}$: Contrainte du rupture garantie.

➤ Exemple de calcul :

Pour le 1^{er} câble à la section d'abscisse $x = 8.5$ m :

$\Delta\sigma_{pi}(8.5) = 158.861\text{Mpa}$ (Pertes instantanées du 1^{ere} câble dans la section d'abscisse $x = 8.5$ m)

$$\sigma_{pi}(8.5) = 1439.46 - 158.861 = 1280,599 \text{ MPA}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p(8,5) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1280.599}{1860} - 0.43 \right] \times 1280.599 = 49,65\text{Mpa}$$

De même façon, on détermine les pertes de tension dues à la relaxation des aciers de chaque câble aux différentes sections.

Les valeurs des pertes sont représentées sur le tableau suivant :

Section		X=0.00 m	X=8.35 m	X=16.7 m
Câble n°1	$\sigma_{pi}(x)$	1307.174	1280,599	1316,436
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	53,48	49,65	54,84
Câble n°2	$\sigma_{pi}(x)$	1276,532	1244,286	1295,718
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	49,07	44,60	51,82
Câble n°3	$\sigma_{pi}(x)$	/	1227,708	1255,510
	$\Delta\sigma_{pp}(x)$	/	42,36	46,14
Valeur moyenne de 1 ^{ere} famille		51.27	47,12	53,33
Valeur moyenne totale		/	45,53	50,93

Tableau.8.20 : les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPA).

j) Pertes dues au fluage du béton :

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L91 est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b(x) + \sigma_M(x)) \frac{E_P}{E_{bij}} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma_M(x)$: Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées).
 $\sigma_b(x)$ Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes).
 } Au niveau du câble moyen.

Avec :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{n \cdot A_p}{B} \cdot [\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) : \text{Les pertes différées totales}$$

La simplification de l'expression (1) nous donne :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_P}{E_{bij}} \times \left(2\sigma_M(x) - n \cdot \frac{A_p}{B} \left[\Delta\sigma_{pr}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{pp}(x) \right] \times \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right] \right)$$

, A_p : Section nominale de l'acier : $A_p=1680 \text{ mm}^2$

, I_G, B : moment d'inertie et aire de la section nette 'poutre +hourdis'.

, M_g : moment fléchissant dû au poids propre de la 'poutre+hourdis'.

, n : le nombre des câbles.

, e_p : Excentricité du câble équivalent.

$\Delta\sigma_{pre}$; $\Delta\sigma_{pp}$: pertes moyennes dues au retrait du béton; pertes moyennes dues à la relaxation des aciers.

$$E_P = 190000 \text{ MPA}, E_{bij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPA}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Pour la section d'abscisse $x= 0.00 \text{ m}$:

$$B=13319,47\text{cm}^2, I_G=34690488,94\text{cm}^4, e_p= -20,54\text{cm}.$$

$$M_g=0 \text{ t.m}.$$

$$n=2 \text{ cables}.$$

$$\sigma_{pi}(0) = 1291.835 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{pr}(0) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{pp}(0) = 94.705 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_M(x) = 0 + 2 \times 16.80 \frac{1291.835}{13319.47} \left[1 + \frac{13319.47(-20.54)^2}{34690488.94} \right] = 3.78 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{pfl}(0) = \frac{1.9 \times 10^5}{35981.73} \left[2 \times 3.78 - \left(2 \times \frac{16.80}{13319.47} \times 94.705 \right) \times \left(1 + \frac{13319.47 \times (-20.54)^2}{34690488.94} \right) \right]$$

$$\Delta\sigma_{pfl}(0) = 44.920 \text{ Mpa}$$

Des mêmes étapes de calcul, on obtient le tableau suivant donnant la perte moyenne aux différentes sections :

Section	X=0.00 m	X=8.35 m	X=16.7 m
B (cm ²)	13319,47	8960,2	8960,2
I _G (cm ⁴)	34690488,94	29526294,44	29468000,71
e _p (cm)	-20,54	-99,68	-100,27
M _g (t.m)	0	265, 509	354,025
n (câbles)	2	3	3
$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1291,835	1250,864	1289,221
$\sigma_M(x)$ (MPa)	3,78	25,34	24,83
$\Delta\sigma_{mre}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{pp}(x)$ (MPa)	94,705	83,571	88,071
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPa)	44.920	257,646	251,614

Tableau.8.21 : les pertes dues au fluage du béton en (MPA).

a) Les pertes différées totales :

Les pertes différées totales sont données par la formule.

$$\text{On' a: } \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_\gamma + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Les pertes différées totales aux différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Abscisse (m)	X = 0,00	X = 8.5	X = 17
Câble n°1	141,466	344,651	342,944
Câble n°2	137,791	340,442	340,427
Câble n°3	/	338,576	335,694
Valeur moyenne de 1^{ère} famille	139,628	342,546	341,685
Valeur moyenne totale	/	341,223	339,688

Tableau.8.22 : Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPA)

b) les pertes totales et tension finale probable :

$$\Delta\sigma_{p_i total}(MPa) = \Delta\sigma_{p_i ins tant}(MPa) + \Delta\sigma_{p_i différ}(MPa)$$

Sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	8,35	16,7
$\Delta\sigma_{p_i ins tant}(MPa)$	146,607	188,595	150,238
$\Delta\sigma_{p_i différ}(MPa)$	139,628	341,223	339,688
$\Delta\sigma_{p_i total}(MPa)$	386,235	529,818	489,926

Tableau.8.23 : Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.

Pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{p_i total}}{\sigma_{p_0}} \times 100$$

σ_{p_0} : Tension à l'origine. ($\sigma_{p_0} = 1439.46 \text{ Mpa}$)

Sections	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	8,35	16,7
$\Delta\sigma_{p_i total}(MPa)$	386,235	529,818	489,926
% des pertes	26.83	36,80	34,03

Tableau.8.24 : La tension finale probable dans différentes sections.

Conclusion :

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (36.80%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

8.4. Vérification des contraintes normales :

Comme l'exécution de l'ouvrage est effectué en plusieurs phases de construction et de mise en service, la vérification des contraintes normales engendrées par les sollicitations extérieure et le précontraint est nécessaire durant l'exécution de chaque phase.

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour chaque phase d'exécution de la poutre.

✓ 1^{ère} phase

Coffrage puis bétonnage de la poutre, aucune vérification ne sera faite étant donné que la poutre n'est pas sollicitée.

✓ 2^{ème} phase (à 7^{ème} jour)

Mise en tension des deux câbles ancré à l'about, tirée à 50 % de la précontrainte, la section résistante est de la poutre seule, les contraintes seront engendrées par le poids propre de la poutre seul et la précontrainte, on tient compte seulement des pertes instantanées.

✓ 3^{ème} phase (à 28^{ème} jour)

Mise en tension des deux câbles avec 100 % du précontraint en estime que 20 % des pertes différées sont consommées.

✓ 4^{ème} phase (à 56^{ème} jour)

Coulage de la dalle, la section résistante est celle de la poutre seule vue que l'hourdis n'aurait pas atteint encore son durcissement suffisant.

Les contraintes seront engendrées par :

- le poids propre de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :

*Force de précontrainte de 02 câbles.

*Pertes instantanées de 1^{ère} famille +40% des pertes différées de la 1^{ère} famille.

✓ 5^{ème} phase (à 63^{ème} jours)

Mise en tension du câble débouchant en extradados avec 100 % de la précontraintes, la Section résistante est de la ' poutre +hourdis', les contraintes seront engendrées par :

- le poids de la poutre + hourdis.
- La précontrainte :

*Force de précontrainte des 03câbles.

*Pertes instantanées des 03 câbles +60% des pertes différées de 1^{ère} famille.

✓ 6^{ème} phase (à 84^{ème} jours)

Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoir, G.C).

- Les contraintes seront engendrées par :
- le poids propre du tablier.
- La précontrainte.

*Force de précontrainte des 03 câbles.

*les Pertes totales.

✓ 7^{ème} phase (mise en service)>90^{ème} jour

Vérification de l'ouvrage en service en classe **II**, les contraintes de traction sont tolérées, mais elles ne doivent pas dépasser les contraintes limites de cette classe.

Les contraintes seront engendrées par :

- Poids propre du tablier+Surcharges.
- Précontrainte des câbles.

a) Valeurs caractéristiques de la précontrainte (B.P.E.L):

La précontrainte est représenté à un instant (t) par deux valeur caractéristiques :

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{P2} = 0,98\sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{P0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

b) Les conditions limites des contraintes :

La classe de vérification est la classe II :

	la phase	en construction	en exploitation
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	$-f_{t28}$
	Hors section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0,6.fcj$	$0,6fc28$

Dans les quatre premières phases (phases de construction) on va vérifier en fibre supérieure (hors la section d'enrobage) la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.

Dans la cinquième phase (phase de la mise en service) on va vérifier en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure (section d'enrobage) la contrainte de traction.

c) Les valeurs de f_{cj} , f_{tj} :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Avec : $f_{c28} = 35Mpa$

Jour	7	28
$f_{cj} [MPa]$	23,18	35
$f_{tj} [MPa]$	1,99	2,7

d) Les contraintes normales admissibles à chaque phase :

phase	2	3	4	5	6	7
$\bar{\sigma}_s (MPa)$	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05	-4,05	21
$\bar{\sigma}_i (MPa)$	13,91	21	21	21	21	-2,7

8.4.1. La vérification des contraintes :

$$P_1 = \sigma_{p1} \times A_p \dots\dots\dots (1)$$

$$P_2 = \sigma_{p2} \times A_p \dots\dots\dots (2)$$

Pour les six premières phases on utilise P_1 (La force qui donne le cas le plus défavorable sur ces phases).

Pour la 7^{ème} phase on utilise l'équation P_2 .

Pour les six premières phases :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B} + \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{Min} \cdot V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{TS}}$$

$$\sigma_I = \frac{N_1}{B} - \frac{N_1 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{Min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

Pour la phase septième (07) :

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B} + \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V}{I_G} + \frac{M_{max} \cdot V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{CS}}$$

$$\sigma_I = \frac{N_2}{B} - \frac{N_2 \cdot e_p \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{TI}}$$

Avec : $N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i$; $N_2 = P_2 \times \sum \cos \alpha_i$

➤ **Exemple de calcul :**

▶ **La phase № 03 :** Pour $x=0.00m$:

$$\sigma_{p1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_{14}$$

$$\sigma_{28} = 174.532MPa \text{ (Pertes instantanées totales de la 1^{ère} famille plus 20% de ces pertes différées)}$$

$$\sigma_{p1} = 1,02 \times 1439.46 - 0,8 \times 174.532 = 1330.854MPa.$$

$$P_1 = A_p \cdot \sigma_{p1} = 1330.854 \times 1680 = 2235834.72N$$

$$N_1 = P_1 \times \sum \cos \alpha_i = 2235834.72 \times 1.957 = 4.37MN$$

$$B = 10019.47cm^2, M_{min} = 0t.m$$

$$\sigma_s = \frac{4.37 \times 10^4}{10019.47} - \frac{4.37 \times 1.28 \times 67.47}{21498966.4} \times 10^4 = 4.185Mpa \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.05Mpa$$

$$\sigma_i = \frac{4.37 \times 10^4}{10019.47} + \frac{4.37 \times 1.28 \times 82.53}{21498966.4} \times 10^4 = 4.146 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 4.185 \text{Mpa} \geq \overline{\sigma_{TS}} = -4.05 \text{Mpa} \dots \dots \dots (\text{C. vérifier}).$$

$$\sigma_i = 4.146 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 21 \text{Mpa} \dots \dots \dots (\text{C. vérifier}).$$

- La section d'about (x=0.00 m) :

Section	B (cm ²)	v' (cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
poutre seule	10019,47	82,53	67,47	21498966,4	-1,28
poutre+hourdis	13319,47	101,73	68,27	34690488,94	-20,54

Tableau.8.25 : caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.

Les résultats de vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Phase	2	3	4	5	6	7
section résistante	poutre seu	poutre seul	poutre seu	poutre +hourdis	poutre +hourdis	poutre +hourdis
M _{min} (t.m)	0	0	0	0	0	0
M _{max} (t.m)	/	/	/	/	/	0
Δσ _p (MPA)	147,607	174,532	204,539	231,383	387,235	387,235
Σ cosαi	1,957	1,957	1,957	1,957	1,957	1,957
σ _{p1}	1350,163	1330,854	1304,618	1283,142	1158,461	/
σ _{p2}	/	/	/	/	/	945,988
N(MN)	4,43	4,37	4,28	4,21	3,80	3,11
σ _s (MPA)	4,243	4,185	4,099	1,459	1,316	1,077
σ _i (MPA)	4,639	4,146	4,481	5,696	5,141	4,208
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Tableau.8.26 : vérification des contraintes à x=0.00 m.

- La section d'abscisse x=8.5 m :

section	B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
poutre seule	5660,2	84,39	65,61	17505171,29	-71,83
poutre+hourdis	8960,2	112,24	57,76	29526294,44	-99,68

Tableau.8.27 : caractéristiques géométriques de la section à x=8.5m.

Phase	2	3	4	5	6	7
section résistante	poutre seule	poutre seule	poutre seule	poutre +hourdis	poutre +hourdis	poutre +hourdis
M_{\min} (t.m)	176,109	176,109	265,509	265,509	510,555	510,555
M_{\max} (t.m)	/	/	/	/	/	720,618
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	177,017	245,261	313,506	381,750	529,818	529,818
$\Sigma \cos\alpha_i$	2	2	2	2,998	2,998	2,998
σ_{P1}	1326,635	1272,040	1217,444	1162,849	1044,394	/
σ_{P2}	/	/	/	/	/	774,889
N(MN)	4,36	4,18	4,00	3,82	3,43	2,96
σ_S (MPa)	2,565	2,732	6,249	2,008	7,127	11,628
σ_i (MPa)	14,310	13,369	8,118	8,645	-2,583	-12,873
Condition	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.8.28 : vérification des contraintes à x=8.5 m.

- La section d'abscisse x=17 m :

section	B (cm ²)	v'(cm)	v (cm)	I _G (cm ⁴)	e _p (cm)
poutre seule	5660,2	112,24	57,76	17459446,63	-72,44
poutre+hourdis	8960,2	112,27	57,73	29468000,71	-100,27

Tableau.8.29 : caractéristiques géométriques de la section à x=17m.

Phase	2	3	4	5	6	7
section résistante	poutre	poutre	poutre	poutre	poutre	poutre
M_{\min} (t.m)	234.812	234.812	354,024	354,024	680,734	680,734
M_{\max} (t.m)	/	/	/	/	/	947,992
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	133,383	201,320	269,258	337,195	489,926	489,926
$\Sigma \cos\alpha_i$	2	2	2	3	3	3
σ_{P1}	1361,542	1307,193	1252,842	1198,493	1076,308	/
σ_{P2}	/	/	/	/	/	822,759
N(MN)	4,47	4,29	4,11	3,94	3,53	2,70
σ_S (MPa)	4,953	5,066	9,123	3,595	10,341	16,281
σ_i (MPa)	13,618	12,462	3,642	5,960	-8,510	-2,789
Condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.8.30 : vérification des contraintes à x=17.

Conclusion :

Les contraintes limites sont respectées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage, soit en service ou en construction.

8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :

On a deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

a) Armatures longitudinales de peau :

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiels et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_{L\min} = \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 & \text{par 1m de longueur mesuré perpendiculairement à leur direction.} \\ 0,1\% & \text{de la section de béton de la poutre} \end{cases}$$

$$A_{L\min} = 0,1\% \cdot B = \frac{0,1 \times 5811}{100} = 5,811 \text{cm}^2$$

On adopte comme armature des **HA10** tous les 20cm.

b) Armatures dans la zone tendue :

D'une façon analogue, on dispose des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter l'ouvrage des fissures et des déformations excessives, dès que la hauteur fixe de cette partie tendue dépasse 5cm.

La section sera égale :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{B_t}}{f_e} + \frac{f_{ij}}{\sigma_{bt}}$$

B_t : Section du béton tendu.

N_{B_t} : *Résultante de la traction du béton tendu.*

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisé.

Cette formule, conduit en pratique à des sections d'acier représentant 0,4% à 0,7% de l'aire de la zone tendue.

La section d'armatures tendues n'est pas à cumuler avec celle des armatures de peau.

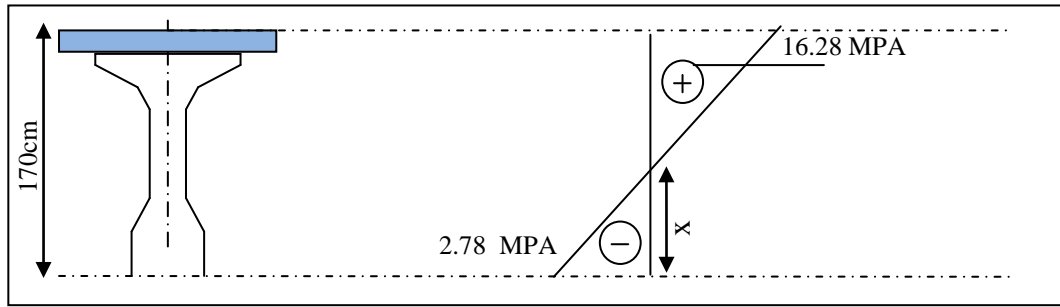


Figure.8.5. Diagramme des contraintes normales (phase 7).

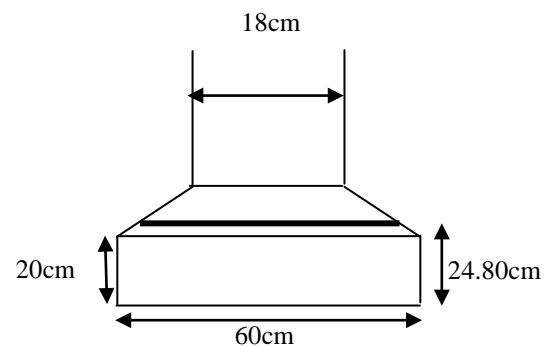
$$\frac{2.78}{x} = \frac{16.28}{170 - x} \Rightarrow x = 24.80 \text{ cm}$$

$$Bt = 24.80 \times 60 = 1488 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1488 \times 2.78}{2 \times 10^4} = 0,2068 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1488}{1000} + \frac{0.2068}{400} \times \frac{2,7}{2.78} \times 10^4 = 6.50 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons comme section : **5HA14** ($A_s=7.70 \text{ cm}^2$)



8.4.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon) :

Ces cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon et pour aussi servir de continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$\begin{cases} Ac \cdot f_e \geq c \cdot t \cdot f_{c28} & \text{si } \phi_{ext(gaine)} < c < 1,3\phi_{ext(gaine)} \\ Ac \cdot f_e \geq 1,3 \cdot t \cdot f_{c28} \cdot \phi_{ext(gaine)} & \text{si } c > 1,3\phi_{ext(gaine)}. \end{cases}$$

Avec : t : espacement des armatures.

c=12cm (enrobage des câbles).

$$\phi_{ext(gaine)} = 8 \text{ cm}, \Rightarrow c > 1,3 \times \phi_{ext(gaine)} = 1,3 \times 8 \text{ cm} = 10,4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{Ac}{t} = \frac{1,3 \cdot \phi_{ext} \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{1,3 \times 8 \times 2.7}{400} = 0,07 \text{ cm}$$

Nous adoptons comme section : un cadre **HA12** ($A_s=2,26 \text{ cm}^2$)

$$\Rightarrow t \leq 35,31 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } t=20 \text{ cm}$$

8.4.4. Justification aux E.L.U :

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 91.

➤ Hypothèses de calcul :

- ✓ Non intervention du béton tendu.
- ✓ Conservation de la planéité des sections droites.
- ✓ Absence de glissement entre les aciers et le béton.
- ✓ Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

➤ **Principe de la méthode de justification :**

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \bar{S}_u qu'équilibre ces contraintes.

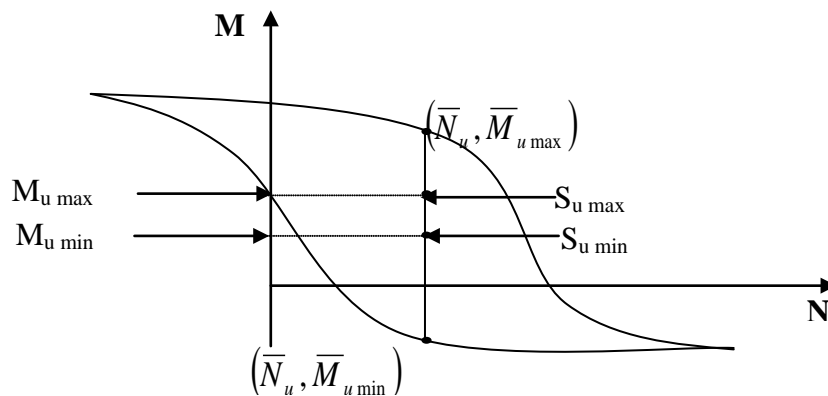


Figure.8.6 : Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_u(\bar{M}_u, \bar{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M) , et on définit une courbe fermé dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_u n'a pas atteint L'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_u(N_u, M_u)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

➤ **Démarche à suivre :**

- On fixe \bar{N}_u .
- On détermine les deux moments résistant ultimes $(\bar{M}_{u \min}, \bar{M}_{u \max})$ correspondants à N_u .

- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir :

$$M_{u\min} \leq \overline{M}_u \leq M_{u\max}$$

avec : $M_{u\max} \leq \overline{M}_{u\max}$ et $M_{u\min} \leq \overline{M}_{u\min}$

➤ les sollicitations à L'E.L.U :

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

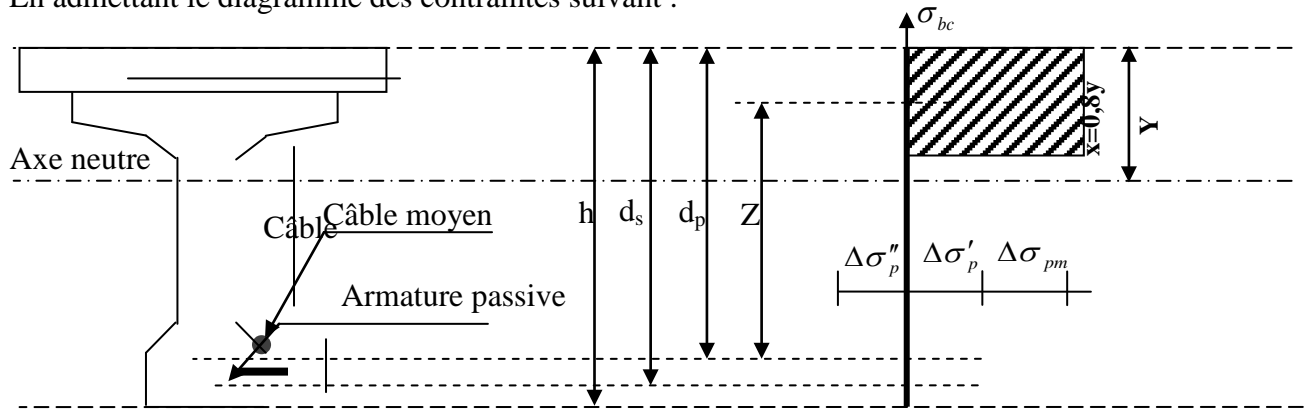


Figure.8.7. Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$: Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

les sollicitations à L'E.L.U sont :

$$N_u = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s \quad (1)$$

$$M'_{u\max} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (2)$$

avec : $A_p \times \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.

$A_s \times \Delta\sigma_s$: Tension dans les armatures passives.

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

➤ **Équations liées à l'hypothèse des sections planes :**

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 d_p}{x} - 1 \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 d_s}{x} - 1 \quad (4)$$

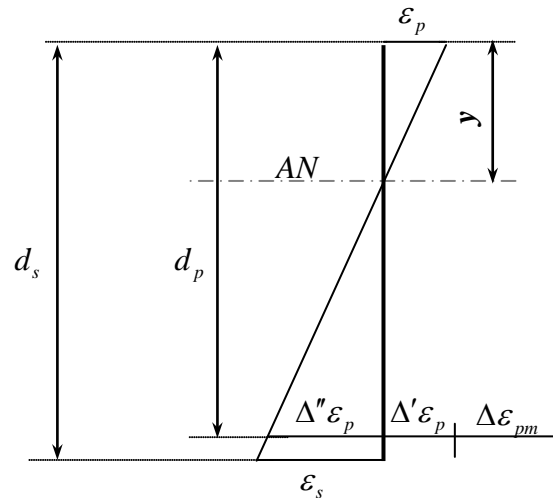


Figure.8.8 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des domaines (1) ou (2), c'est-à-dire pivot (A) ou pivot (B).

➤ **Équations traduisant le comportement de l'acier :**

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta \sigma_p = f \cdot (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues : $\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_u$ donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_b = 3,5\%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne : y.

L'équation (3) donne ($\Delta'' \varepsilon_p$).

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

Nous avons dans (1) :
$$N_{ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \sigma_s = \bar{N}_u$$

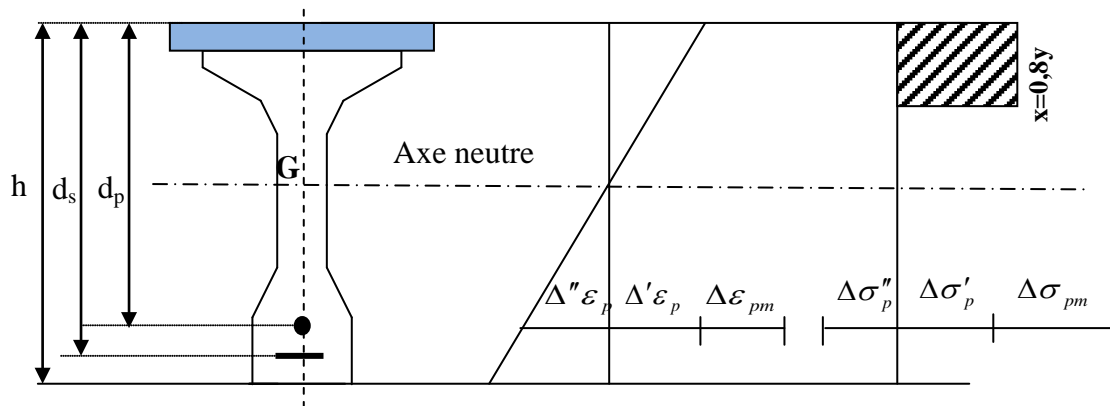
On fait une comparaison entre N_{ul} et N_u :

☞ Si $N_{ul} = N_u$: on calcule directement M_u .

☞ Si $N_{ul} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A, c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_{bc} .

☞ Si $N_{ul} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{ul} = N_u$.

➤ Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :



À l'ELU : $M_{\min} = 1.35 M_g$ et $M_{\max} = 1.35 M_g + 1.35 M_q$ (le moment max sous D240)

h (cm)	e_p (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	$M_{u \min}$ (t.m)	$M_{u \max}$ (t.m)
170	-100,27	167,00	158,00	50,40	3,39	918,997	947,992

Donc : $N_u = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma) n . A_p \Rightarrow N_u = (1439.46 - 489.926) \times 50,4 \times 10^{-4} = 4,785 MN$

Dans (1) :
$$N_{ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} . 10^3 - 5.4 . \Delta \sigma_p - 0,339 . \sigma_s$$

$$4785 = B(x) \times 19,83 \times 10^3 - 5.4 \times \Delta \sigma_p - 0,339 \times \sigma_s$$

Dans (2) :
$$\bar{M}_{u \max} = B(x) . 19,83 . Z + 0.339 \times (0.09) \times \sigma_s$$

➤ Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

$$\text{De (3)} : \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{158 - y}{y} = \frac{126,4}{x} - 1$$

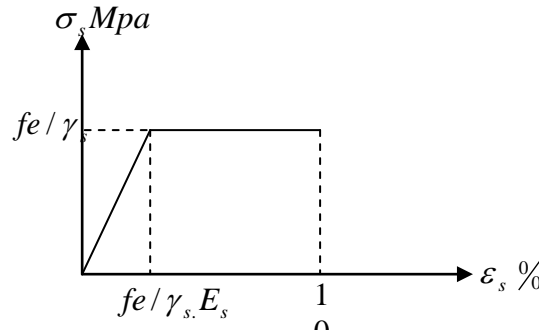
$$\text{De (4)} : \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 167}{x} - 1 = \frac{133,6}{x} - 1$$

➤ Équation traduisant le comportement des aciers :

*Armatures passives (F_eE40) :

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

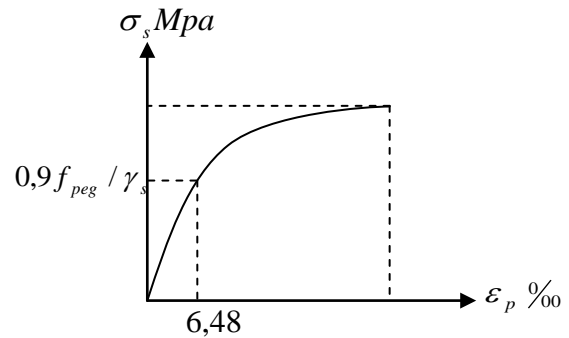


*Armature actives (torons) :

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1251,70 \text{ Mpa}$$



Donc : $\Delta \sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$

Avec : $\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_p) = 949,534 \text{ MPA}$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{949,534}{190000} = 5.10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte.).

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \left(p_m \cdot e_p + M_{u \min} \right) \frac{e_p}{I} = \frac{4785,651 \times 10^3}{896020} + (4785,651 \times 10^3 \cdot (-1,0027) + 918.997 \cdot 10^4) \cdot \frac{(-100,27)}{29468000,71}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = -9.60 \text{ Mpa}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} :

$$\varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \text{ avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{bpm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = -2,52 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU et atteinte:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{De l'équation (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3,5} = \frac{167 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{595}{13,5} = 43,296 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (5) : } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{De l'équation (3) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{158 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5 \times 10^{-3} (158 - 43,296)}{43,296}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 13,24 \times 10^{-3}$$

$$\text{De(6) : } \Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (13,24 \cdot 10^{-3} - 0,252 \cdot 10^{-3} + 5 \cdot 10^{-3} = 17,98 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p \text{ pour } (5 \cdot 10^{-3})$$

➤ Déterminations de σ_p :

$$5 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6,59 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \Rightarrow \sigma_p (5 \times 10^{-3}) = 1,9 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (5 \cdot 10^{-3}) = 950 \text{ Mpa}$$

$$17,98 \times 10^{-3} > 6,59 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (17,98 \times 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ Avec } y = 0,4329 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis+table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{1,40 + 1,65}{2} = 1,52 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,4329 \times 1,52 = 0,5264 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{uL} = 6,36 \text{ MN}$$

$$N_{uL} = 7,80 \text{ MN} \geq N_u = 4,78 \text{ MN}$$

Conclusion :

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{uL} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_b

ε_b	Y(cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	Nul
2	27,83	0,02338	3372,800	4,377
2,25	30,67	0,02075	3729,472	4,52
2,26	30,79	0,02065	3744,064	4,782

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_b = 2,26\text{‰}$ $N_{uL} = 4,782MN \approx N_u = 4,78MN$.

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 2,26\text{‰} \end{cases}$$

$$\bar{M}_{u\max} = B(x).19,83.Z + 0.339 \times (0.09) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0.8 \times y = 158 - 0.8 \times 30,79 = 133,368 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u\max} = 3744,064 \times 19,83 \times 133,368 + 3,39 \times (9) \times 348 = 949,95 \text{ t.m}$$

$$M_{u\max} = 947,992 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

8.5. Justifications des contraintes tangentielles :**8.5.1 .Introduction :**

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celui-ci sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.

Selon le B.P.E.L.91, on procède :

- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles.
- En E.L.U à une vérification de la section transversale.

8.5.2. Justification à l'E.L.S :

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur les trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section :

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque est présentée une précontrainte transversale).

Les contraintes $\sigma_x, \tau,$ et σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \left(0,6 \cdot f_{ij} - \sigma_x - \sigma_t \right) \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

Si $\sigma_x < 0$ Alors les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots (2)$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \left(0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x \right) \left[f_{ij} + \frac{2}{3}(\sigma_x) \right] \end{cases} \dots\dots\dots (1)'$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{ij} f_{cj} \dots\dots\dots (2)'$$

Et comme σ_x au niveau du centre de gravité (G) est strictement positive, donc on applique le système $\rightarrow (1)'$

❖ **Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :**

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

Avec : $V_{red} = V - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \alpha_i$

S: Moment statique par rapport à l'axe G_Z .

b_n : Largeur de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \Phi$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Nombre de câbles par lit.} \\ K = 0,50 \end{cases}$

Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_Z .

❖ **En résumé :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, deux câbles qu'y arrivant.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction :

	$B(cm^2)$	$v'(cm)$	$v(cm)$	$I_G(cm^4)$	$e_p(cm)$
P seule	10019,47	82,53	67,47	21498966,4	-1,28
P + d	13319,47	101,73	68,27	34690488,94	-20,54

Tableau.8.31 : Caractéristiques géométriques de la section nette à X=0,00L

➤ Exemple de vérification à la Phase (II) :

✓ **J=28Jours**

Mise en tension à 100 % des câbles de la 1^{ère} famille

$$\sigma_{p0} = 1439.46 MPa, \Delta\sigma_{28} = 174.532 MPa$$

$$g = 1,625t/ml \Rightarrow V_{gl} = \frac{g.L}{2} = 27,625t$$

$$\sigma_{pI} = 1,02 \times 1439.46 - 0,8 \times 174.532 = 1328,62 MPa$$

$$P_I = 2 \times 16,80 \times 1328,62 \times 10^{-2} = 446.41t$$

$$V_{red} = V_{gl} - P_I \sum_{i=1}^2 \frac{\sin\alpha_i}{n} = 27,625 - 446,41 \times \frac{0,367}{2} \Rightarrow V_{red} = -54,291t$$

❖ **Contrainte de cisaillement (τ) :**

Approximativement: $S = \frac{I_G}{0,8.h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8.h}$

Avec : $b_n = b_0 - \frac{\Phi}{2} = 60 - \frac{8}{2} = 56 Cm$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-54,291 \times 10^{-2}}{0.56 \times 0.8 \times 1.5} = -0,807 MPa$$

❖ **Contrainte du centre de gravité (σ_G)(au niveau de l'axe neutre) :**

$$\sigma_s = \frac{N_I}{B} \left(1 - \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{N_I}{B} \left(1 + \frac{e_p \cdot V}{r^2} \right)$$

Avec : $N_I = \frac{P_I}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \Rightarrow N_I = 4,464 \times \frac{1,957}{2} = 4,368 MN$

$$r^2 = v \cdot v' \cdot \rho = 0,3853 \times 82,83 \times 67,47 = 2153,26 cm^2$$

$$\sigma_s = 4,18 Mpa$$

$$\sigma_i = 4,57 Mpa$$

Au niveau du centre de gravité G :

$$\Rightarrow \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 4,18 + \frac{4,57 - 4,18}{150} \times 67,47 = 4,35 MPa$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (1').

$$\begin{cases} (-0,807)^2 < 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,35 \right) \\ (-0,807)^2 < 2 \times \frac{2,7}{35} (0,6 \times 35 - 4,35) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,35 \right) \\ 0,651 < 6,048 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ 0,651 < 14,385 \end{cases}$$

De même procédée on fait la vérification pour toutes les phases d'exécution.

N° phase	V (t)	P (t)	v _{red} (t)	τ(y)(Mpa)	σ _G (Mpa)	vérification	
						Inéquation 1	Inéquation 2
2	27,625	451,64	-54,29	-0,807	4,35	0,651 < 6,048	0,651 < 14,38
3	27,625	439,216	-52,97	-0,788	4,27	0,620 < 6,00	0,620 < 14,31
4	41,65	420,954	-35,60	-0,529	4,04	0,279 < 5,82	0,279 < 14,11
5	41,65	402,639	-32,23	-0,479	3,20	0,229 < 5,22	0,229 < 13,27
6	80,087	361,639	6,20	0,092	2,87	0,008 < 4,98	0,008 < 12,90
7	118,559	276,447	67,83	1,009	2,19	1,018 < 4,49	1,018 < 12,07

Tableau.8.32 : vérification des contraintes de cisaillement.

Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans toutes les phases d'exécution de l'ouvrage.

8.5.3. Justifications à l'E.L.U :**A) Minimum d'armatures transversales :**

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t).

$$S_t \leq \min\{1m, 0,8.h; 3b_0\} = \min\{1m; 0,8 \times 1,5; 3 \times 0,60\} \Rightarrow S_t \leq 1m$$

b_0 : Largeur du talon ($b_0 = 60\text{cm}$).

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6.b_n.\gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 56 \times 1,15}{400 \times 10^{-2}} = 9,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Dans la zone médiane :

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0966 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0966} = \frac{2,26}{0,0966} = 23,39 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Dans la zone d'appuis :

Compte tenu de la position des gaines dans cette zone, et l'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend 2HA12 et 2HA14 (un cadre de HA12 et un cadre de HA14).

$$\Rightarrow A_t = 5,340 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0966 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0966} = \frac{5,34}{0,0966} = 55,27 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

B) Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \overline{\tau}_U = \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \text{Cotg}\beta + \frac{f_{ij}}{3}$$

Le BPEL91 donne: 2386,235

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}, \quad V_{red}^u = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$P_u = \sigma_p(0,00) \times Ap$$

$$\sigma_p(0,00) = \sigma_{p0}(0,00) - \Delta \sigma_p(0,00) = 1439.46 - 386.235 = 1053.225 \text{ MPa}$$

$$Ap = 16,80 \times 2 = 33.6 \text{ cm}^2 \quad P_u = 1053.225 \times 33.6 \times 10^{-4} = 3,538 \text{ MN}$$

$$V_u = V_{u \max} = 118,595 \text{ t} \quad V_{red}^u = 1,185 - \frac{3,538}{2} \times 0.367 = 0,5357 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_{red}^u = \frac{0.5357}{0.56 \times 0,8 \times 1.70} = 0,7033 \text{ MPa}$$

✓ Angle d'inclinaison β_u :

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{3,538}{2} \times 1.957 = 3,461 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{3461 \times 10}{13319.47} \times \left(1 - \frac{205.4 \times 682.7}{2391.894 \times 100} \right) = 1.075 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{3461 \times 10}{13319.47} \times \left(1 + \frac{205.4 \times 1017.3}{2391.894 \times 100} \right) = 4.868 \text{ MPa}$$

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot V = 1.075 + \frac{4.868 - 1.075}{170} \times 68.27 = 2.598 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 0,7033}{2.598 - 0} = 0.541 \Rightarrow \beta_u \approx 14,20^\circ$$

✓ Détermination des armatures verticales :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \left(\frac{1,15 \cdot b_n}{f_e} \right) \cdot \operatorname{tg} \beta_u$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,80 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \operatorname{Max}\{9.66; 80\} \text{ Cm}^2 / \text{ml} = 9,66 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinées à reprendre l'effort tranchant.

On choisit comme ferrailage transversal 2HA10+2HA12.

$$\text{Soit : } A_t = 3,83 \text{ Cm}^2$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3,83}{9.66} = 0,40 \text{ m}$$

On prendra : $S_i = 40 \text{ Cm}$ comme pour la section médiane.

✓ Armatures transversales supérieures :

Elles doivent être au moins $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre HA10 tous les 20 cm.

C) Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91) :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,7033)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,494 < 34,028 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul justificatif réglementaire en sections particulières :**

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés :

- ✓ Les zones d'application des réactions d'appuis.
- ✓ Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

❖ **Zone d'appui :**

On effectuera deux vérification qui portent sur :

❖ **L'équilibre de la bielle d'about :**

L'appui transmet au béton une réaction **R** verticale (poids propre, charge d'exploitation) et un effort **H** horizontale (freinage, effet de température...etc.). Dans le béton ces efforts se décomposent en :

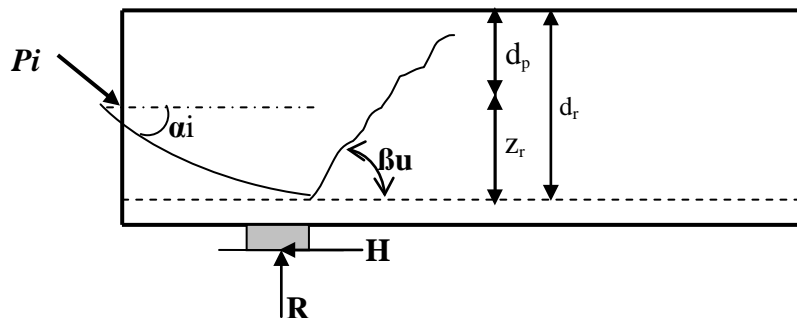
- ✓ Un effort horizontal : **$H + R \cotg B_u$** .
- ✓ Un effort incliné : **$R / \sin B$** .

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal, et couder par des étriers la fissuration qui tend à séparer la bielle du reste du béton.

La contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte a pour valeur.

$$\sigma_{pi} = \min(1,2\sigma_{pm}; f_{prg} / \gamma_s)$$

$$P_i = \min(1,2A_p\sigma_{pm}; A_p(f_{prg} / \gamma_s))$$



❖ **Étapes de calcul :**

Le calcul consiste à chercher le niveau 'r' de la poutre tel que :

$$\sum p_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum p_i \sin \alpha_i) \cot g B_u \dots\dots\dots(a)$$

p_i : Effort correspondant à la contrainte limite.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui.

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

$$B_u \leq 30^\circ$$

On a : $R_u = 118,595t \Rightarrow \tau = \frac{R_u}{0,8.h.b_n} = \frac{118,595}{0,8 \times 170 \times 56} \times 100 = 1,557 MPa$

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \sigma_{pm} = 1,2 \times 1053,225 = 1263,87 MPa \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1860}{1,15} = 1617,391 MPa \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_i = 1263,87 \times 16,80 \times 10^{-4} = 2,123 MN$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

Câble	α_i en (gr)	cos α_i	sin α_i	$P_i \cos \alpha_i$ (MN)	$P_i \sin \alpha_i$ (MN)
1	5,750	0,996	0,090	2,114	0,191
2	17,85	0,961	0,277	2,040	0,588

Tableau.8.33 : calcul P_i .

❖ **Calcul de H_u :**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC, l'accélération sismique horizontale est égale à 10%G (G le poids du tablier).

$$H_{ui} = 0,1 \times 943,565 = 94,35t$$

❖ **Recherche du niveau 'r' :**

Pour : r = 1 (cable1) :

$$H = \sum_i P_i \cos \alpha_i - H_u = 2114 \times 1,957 - 943,5 = 3193,59 KN$$

$$R = \left(R_u - \sum_i P_i \sin \alpha_i \right) \cot g \beta_u = (1185,95 - 191) \times \cot g 30^\circ = 1676,538 KN$$

La condition (a) est vérifiée, d'où l'existence du rang.

-Le niveau r est le niveau à partir du quel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$dp = \frac{h}{10} : \text{Hauteur de la membrane comprimée.}$$

$$d_r = h - y_r : \text{Distance de R à la fibre supérieure.}$$

y_r : distance entre le câble du niveau r et la fibre inférieure.

$$z_r = d_r - d_p : \text{Hauteur de bielle.}$$

$$Z = 0,8H$$

Si : $Z_r < Z$ La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par (Z / Z_r) et placée sur la longueur $Z_r \cot g \beta_u$.

Si : $Z_r \geq Z$ La densité d'étrier déjà calculée et suffisante sur une longueur $Z \cot g \beta_u$.

➤ **Pour notre cas :**

$$dp = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$$y_r = (45.69 - 50 \text{ tg } 5.750 \text{ gr}) = 41.16 \text{ cm}$$

$$d_r = 150 - 41.16 = 108.84 \text{ cm}$$

$$Z_r = 108.84 - 15 = 93.84 \text{ cm}$$

$$Z = 0,8 H = 0,8 \times 150 = 120 \text{ cm}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$.

Cette section est répartie sur une longueur L ($L = Z_r \cot g \beta_u$) à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Donc : } L = 93.84 \times \cot g 30^\circ = 162.535 \text{ cm}$$

$$\frac{Z}{Z_r} = \frac{120}{93.84} = 1.278$$

$$\text{Donc : } A_t = 3.83 \times 1.278 = 4.894 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons une nouvelle armature de peau transversale, soit 2 cadres **HA12**

($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) espacés tous les 20 cm sur la longueur $L = 1,62 \text{ m}$.

❖ **Équilibre du coin inférieur :**

$$R = R_u - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -Hu + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P_i est inférieur à l'angle de frottement interne du béton.

$$\text{tg} \alpha \leq \text{tg} \varphi \quad \text{Avec : } \text{tg} \alpha = \frac{R \cdot \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \cdot \sin \theta + H \cos \theta}$$

$$\text{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - \text{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \text{tg} \theta} \quad (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontale A_1 tel que :

$$H + A_1 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg} \theta)}{1 + 1,5 \cdot \text{tg} \theta}$$

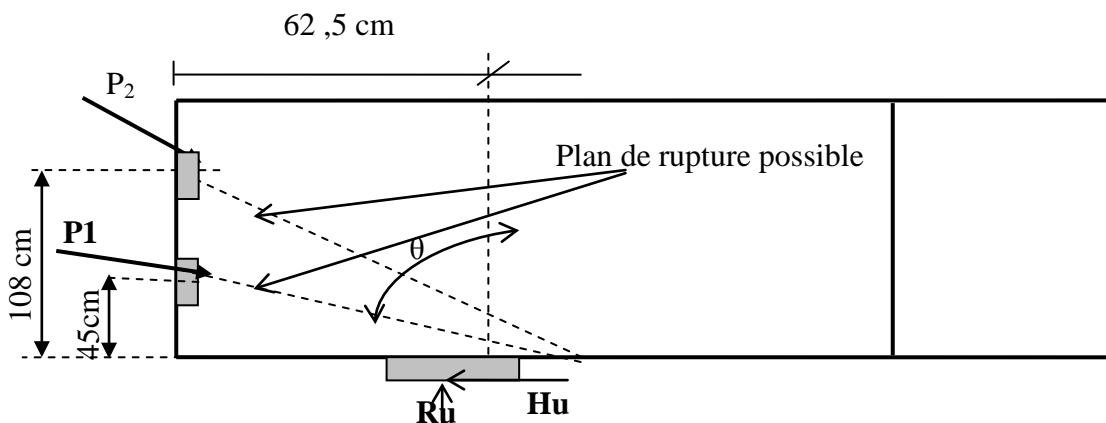


Figure.8.9 : Rupture du coin inférieur

Remarque :

En post tension une section d'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c.à.d. même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{r \min} = \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ **Application de projet :**

Câble (1) : $\theta = \text{arctg} \left(\frac{0,625}{0,45} \right) = 54,24^\circ$

$H = 3193.59 \text{KN}$ et $R = 994.95 \text{KN}$

$H = 3193.59 \text{KN} > R \times (1,5 - \text{tg} \theta) / (1 + 1,5 \text{tg} \theta) = 46.412 \text{KN} \quad \text{c.vérifier}$

Câble (2) : $\theta = \arctg\left(\frac{0.625}{1.08}\right) = 30,05^\circ$; $R=597.95 \text{ KN}$

$H = 3193.59 \text{ KN} > R \times (1,5 - \text{tg}\theta) / (1 + 1,5\text{tg}\theta) = 394.063 \text{ KN}$ *c.vérifier*

Donc : l'équilibre du coin inférieur est vérifié suivant les deux plans de rupture possible.

La section d'armatures de couture est négligeable, néanmoins le BPEL proposé une section minimale en vu de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

La section $A_{l_{\min}}$:

$$A_{l_{\min}} \geq \frac{0,04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K)$$

Avec : $K=0.5$

$$\text{Donc : } A_{l_{\min}} \geq \frac{0,04 \times 0,8758 \times 1.15}{400 \times 10^{-4}} (5 - 4 \times 0.5) = 3.022 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre **HA12** ($A=2.26 \text{ cm}^2$). Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

c) Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes :

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes:

- Une zone de surface soumise à des tractions.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.

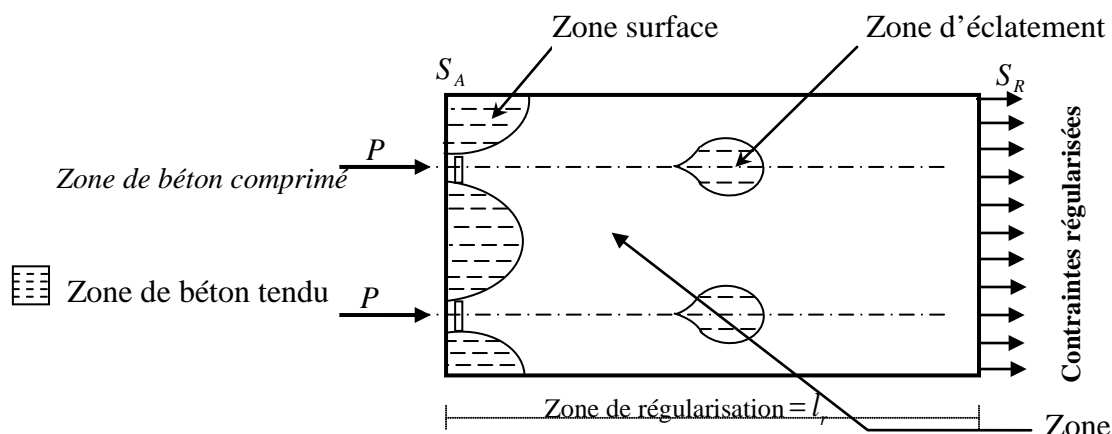


Figure.8.10 : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

❖ Effet de la surface :

Au voisinage de la section (S_A), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{s\text{lim}}} \quad (8)$$

Avec :

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau (j).

$$\sigma_{s\text{lim}} = \frac{2}{3} f_e$$

❖ Plan Horizontal :

Sur le plan de diffusion horizontal, la force F_{j0} considéré est celle résulte des deux câbles.

$$F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times A_p = 2 \times 1439,46 \times 1680 = 4836.585 \text{ KN}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 1439.46 \times 16,80}{\frac{2}{3} \times 400} = 7.25 \text{ Cm}^2$$

On prend deux cadres HA16 autour de chaque ancrage avec $A_v = 8.04 \text{ cm}^2$.

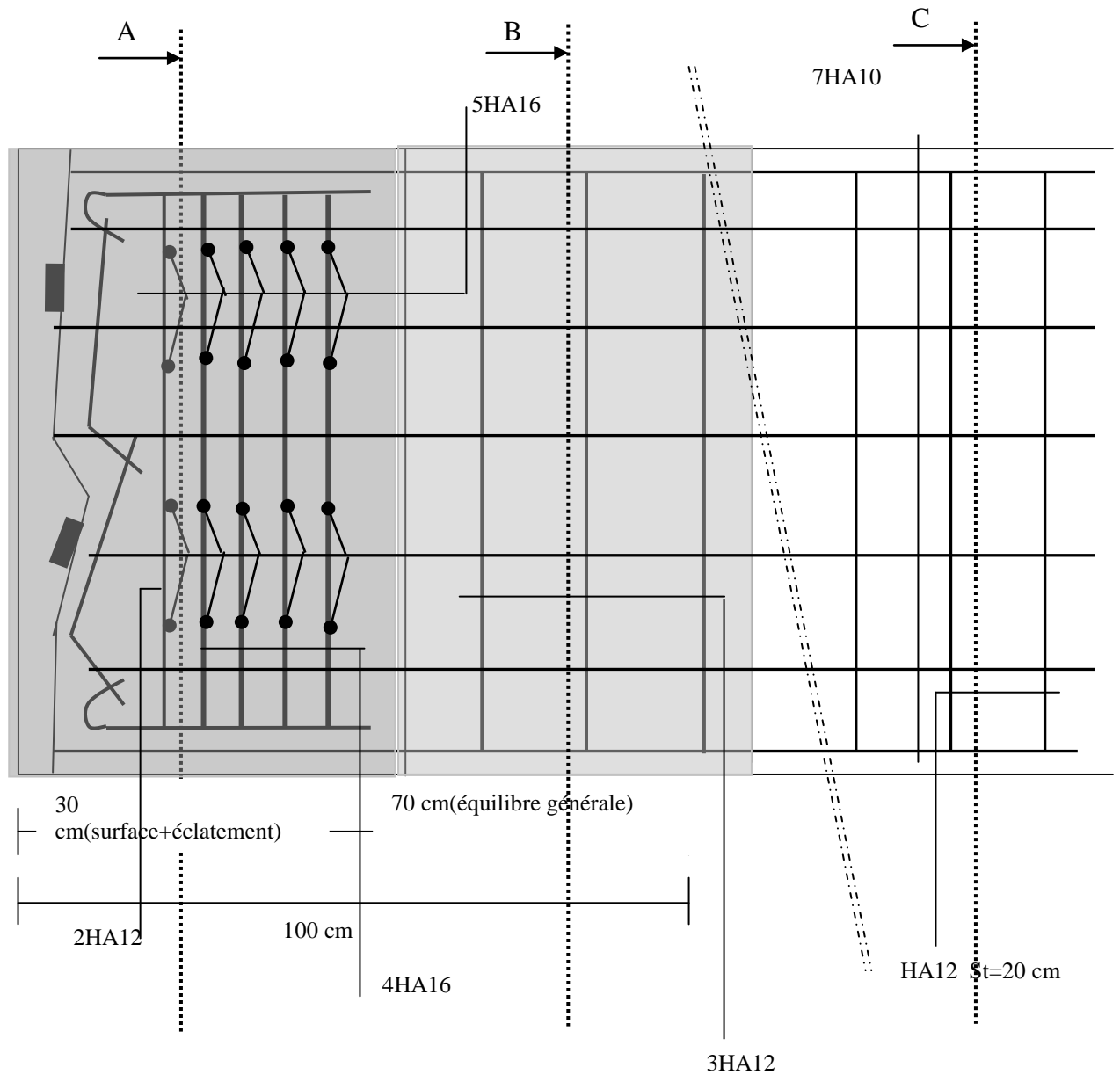
❖ Plan vertical :

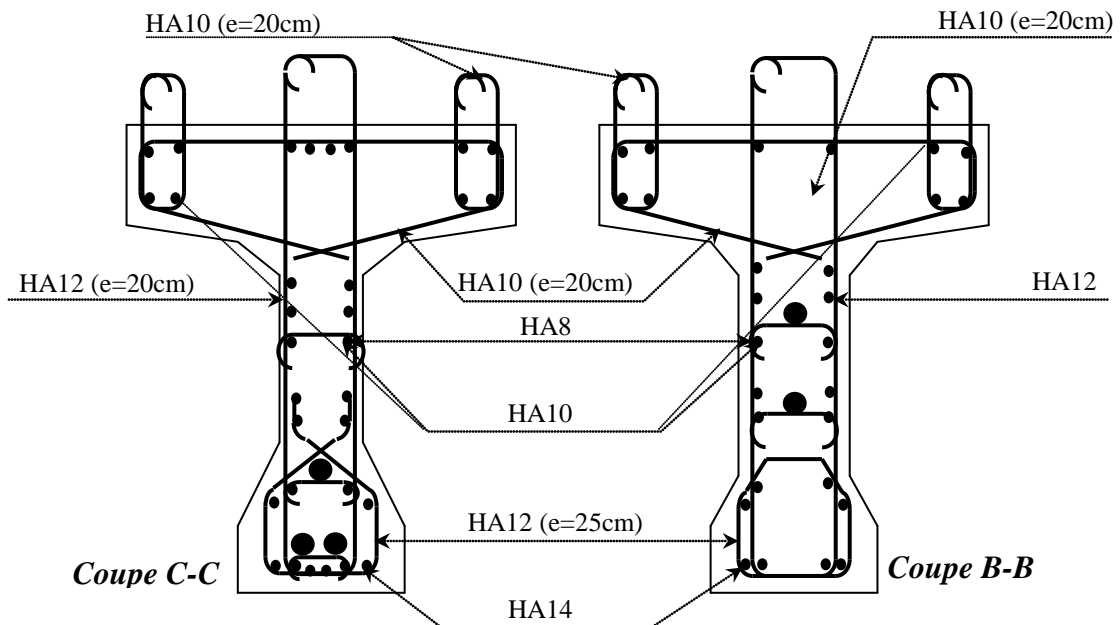
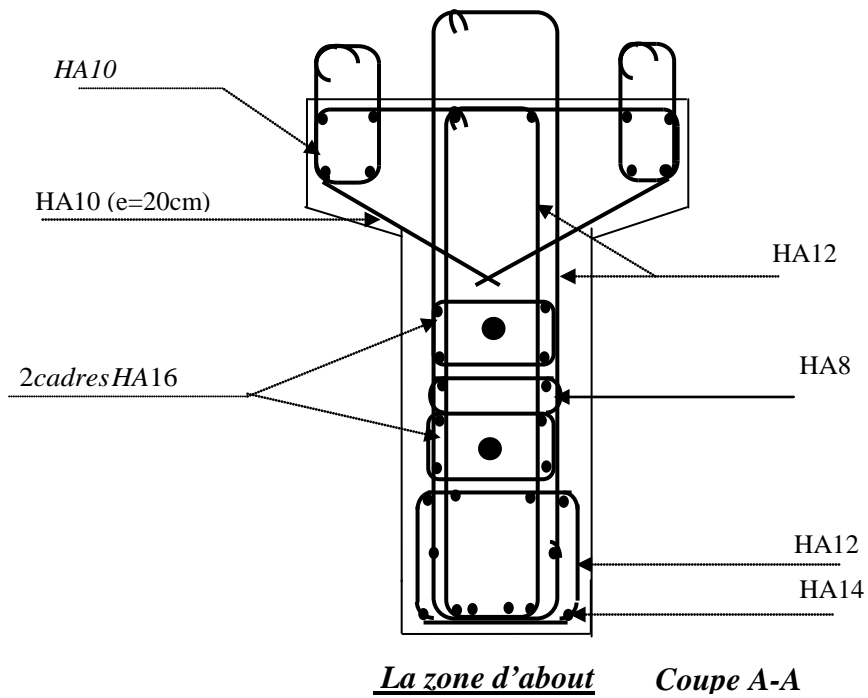
$$\text{Max} F_{j0} = 2418.29 \text{ KN}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2418.29 \times 10}{\frac{2}{3} \times 400} = 3.62 \text{ Cm}^2$$

On prend deux cadres HA12 avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

Ferraillage de la poutre.





Chapitre 09:
Étude de l'hourdis et de
l'entretoise d'about.

9.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges est de les transmettre aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local (flexion locale).

9.2. Calcul du Ferrailage de l'hourdis:

Le ferrailage sera fait sous le moment maximum dû à la flexion simple (sont obtenus à l'aide de logiciel Robot Millenium), ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S : [1]

COMBINAISON	E.L.U	E.L.S
I	1,35G+1,6[Max (A, B)]	G+1,2[Max (A, B)]
II	1,35G+1,35Max [Mc ₁₂₀ , D240]	G+ Max [Mc ₁₂₀ , D240]

9.2.1. Etude de la flexion transversale :

		A(L)	Bc	Mc120	D240
ELU	Sur appuis	-6.12	-7.53	-7.52	-7.95
	En travée	9.80	11.70	10.54	10.53
ELS	Sur appuis	-4.52	-5.64	-5.57	-5.89
	En travée	7.25	8.75	7.81	7.80

Tableau.9.1: moment transversal de la dalle.

➤ Moment sur appui :

$$M_{aU} = -7.95 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{aS} = -5.89 \text{ t.m/ml.}$$

➤ Moment en travée :

$$M_{tu} = 11.70 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ts} = 8.75 \text{ t.m/ml.}$$

Ferrailage sous la flexion transversale:

- Sur appui :

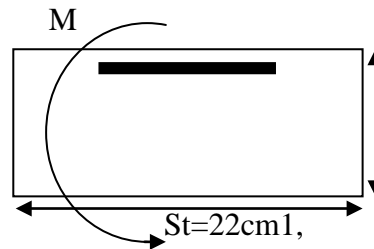
➤ **ELU :**

Le ferrailage à l'ELU se fait par le logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d_1 = 17\text{cm} \end{array} \right.$$



Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est $M_u = -7.95 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 14,4 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 14.149 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 9.80 \text{ t.m}$$

$$9.8 \text{ t.m} \geq M_{as} = 5.89 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 17.34 \text{ cm}^2$$

- En travée :

➤ **ELU :**

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est : $M_u = 11.70 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 23.17 \text{ cm}^2$

➤ ELS :

$$MR_b = 9.80 \text{ t.m} \geq M_{ts} = 8.75 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 25.86 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2.22}{500} \times 100 \times 17 = 1.736 \text{ cm}^2$$

❖ Section des armatures :

$$A_s = \max (A_{S \text{ ult}}, A_{S \text{ ser}}, A_{S \text{ min}})$$

• Sur appui :

$$A_s = \max (14.40 ; 17.34 ; 1.736) = 17.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA20** (18.85 cm²)

• En travée :

$$A_s = \max (23.17 ; 25.86 ; 1.736) = 25.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA25** (29.45 cm²)

9.2.2. Etude de la flexion longitudinale :

		A(L)	Bc	Mc120	D240
ELU	Sur appuis	-4.76	-4.28	-4.03	-4.58
	En travée	2.14	3.27	2.27	2.27
ELS	Sur appuis	-3.53	-3.17	-2.98	-3.36
	En travée	1.58	2.45	1.68	1.68

Tableau.9.2 : moment longitudinal de la dalle.

Moment sur appui :

$$M_{au} = -4.76 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{as} = -3.53 \text{ t.m/ml.}$$

Moment en travée :

$$M_{tu} = 3.27 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ts} = 2.45 \text{ t.m/ml.}$$

Ferraillage sous la flexion transversal :

- Sur appui

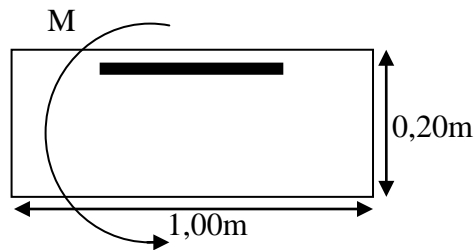
➤ ELU :

Le ferraillage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d_1 = 17\text{cm} \end{array} \right.$$



Les résultats obtenus par SOCOTEC sont : (Le moment utilisé est $M_u = -4.76 \text{ t.m/ml}$)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 7.91 \text{ cm}^2$

➤ ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPA}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 14.149 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 9,80 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 9.8 \text{ t.m} \geq M_{as} = 3.53 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 10.43 \text{ cm}^2$$

- En travée :
- ELU :

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont (3.27 t. m/ml)

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 5,29 \text{ cm}^2$

- ELS :

$$MR_b = 9.80 \text{ t. m} \geq M_{ts} = 2.45 \text{ t. m/ml} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 7.24 \text{ cm}^2$$

- ❖ Section des armatures :

$$A_s = \max (A_{S_{ult}}, A_{S_{ser}}, A_{S_{min}})$$

- Sur appui :

$$A_s = \max (7.91 ; 10.43 ; 1.736) = 10.43 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 (12.57 cm²)

- En travée :

$$A_s = \max (5,29 ; 7.24 ; 1.736) = 7.24 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 (7,70 cm²)

- Espacement

$$\text{suivant X: } S_t \leq \text{Min}\{2h ; 22\text{cm}\} = \text{Min}\{2 \times 20 ; 22\text{cm}\} = 22\text{cm}$$

$$\text{suivant Y: } S_t \leq \text{Min}\{3h ; 33\text{cm}\} = \text{Min}\{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

9.2.3. Schéma de ferrailage de la dalle

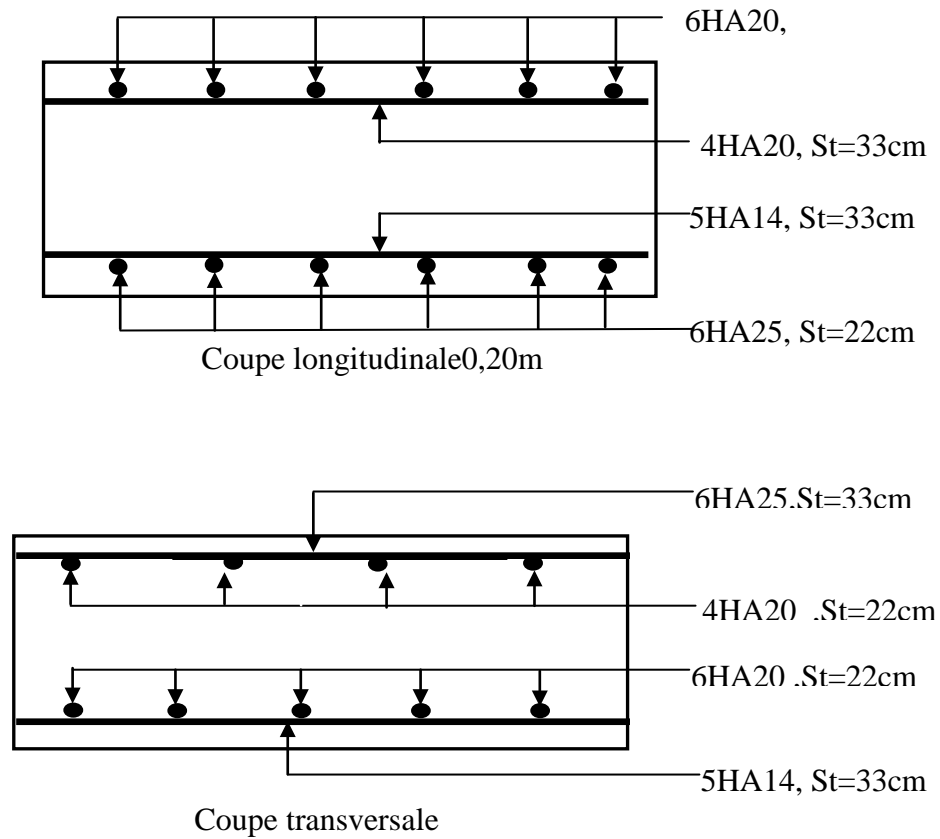


Figure.9.1 : Schéma de ferrailage de la dalle

9.3. Étude de l'entretoise d'about :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres assurent l'assemblage des poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoire pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

9.3.1. Dimensions de l'entretoise :

L'entretoise a une hauteur de 120cm, une largeur de 50cm et une longueur de 15,63 m.

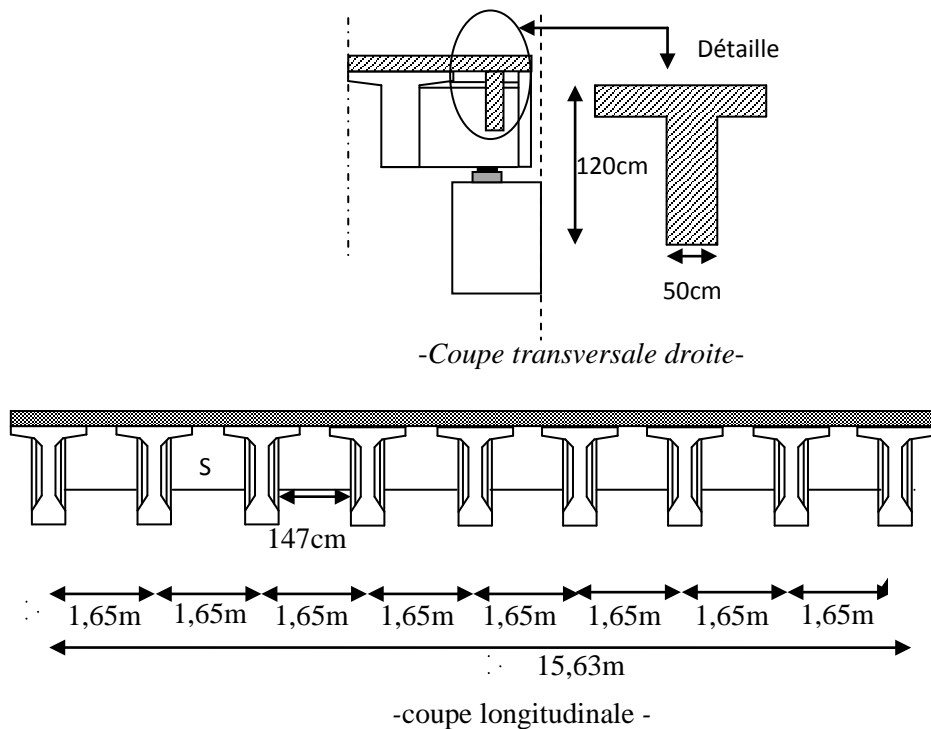


Figure.9.2 : Dimensions de l'entretoise(BP).

9.3.2. Calcul de l'entretoise :

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres.

Lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

9.3.2.1. Calcul des efforts :

a. le poids propre :

$$S_{interieur} = (1,47 \times 1,20) - (0,183) = 1,581 \text{ m}^2$$

$$S_{net} = 1,581 \text{ m}^2$$

$$P_{net} = S_{net} \times 0,5 \times 8 \times 2,5 = 15,81 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{P_{net}}{13,2} = 1,198 \text{ t/poutre} .$$

b. L'effort du au tablier :

$$G_{tab} = G_{tot \ tab} - G_{ent} = 943,563 - 31,62 = 911,943 \text{ t}$$

$$P_{\text{tab}} = \frac{G_{\text{tab}}}{2} = 455,971 \text{ t/entretoise.}$$

$$P_{\text{tab}} = \frac{P_{\text{tab}}}{9} = 50,663 \text{ t/poutre .}$$

9.3.2.2. Emplacement des vérins :

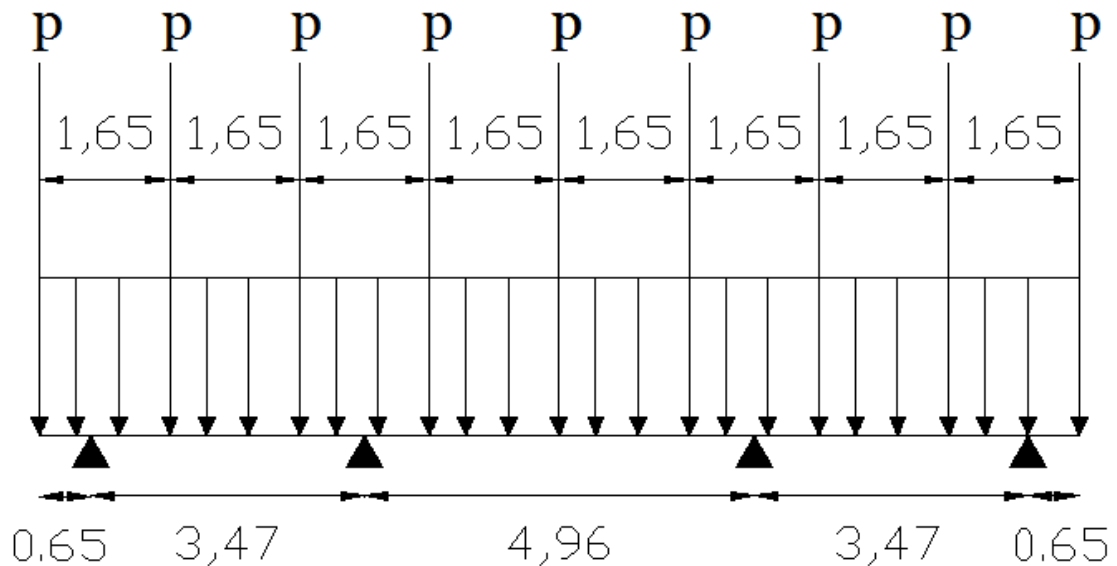


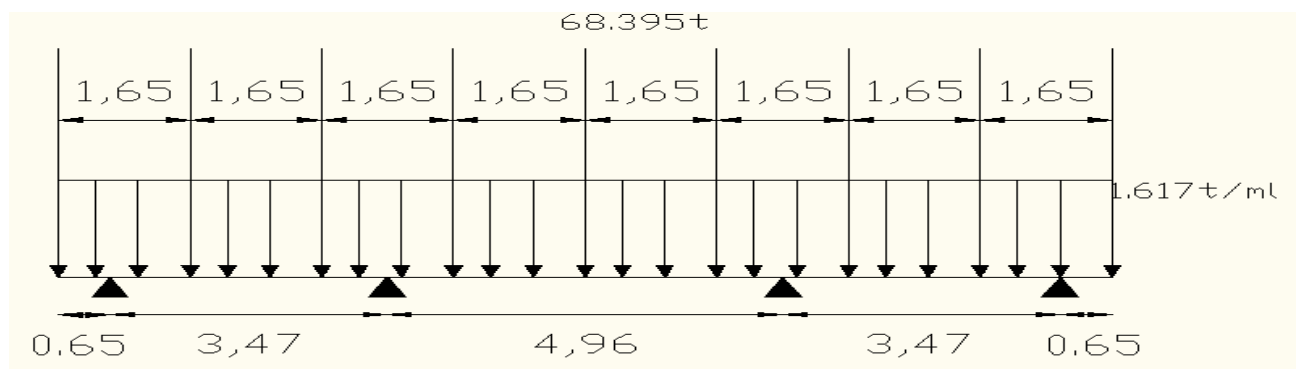
Figure.9.3 : Emplacement des vérins

9.3.2.3. Calcul des sollicitations :

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **SAP2000**, en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	1.35x 1.198= 1.617	1,35x 50.663= 68.395 t
ELS	1,198	50.663

ELU :



❖ Diagramme des moments :

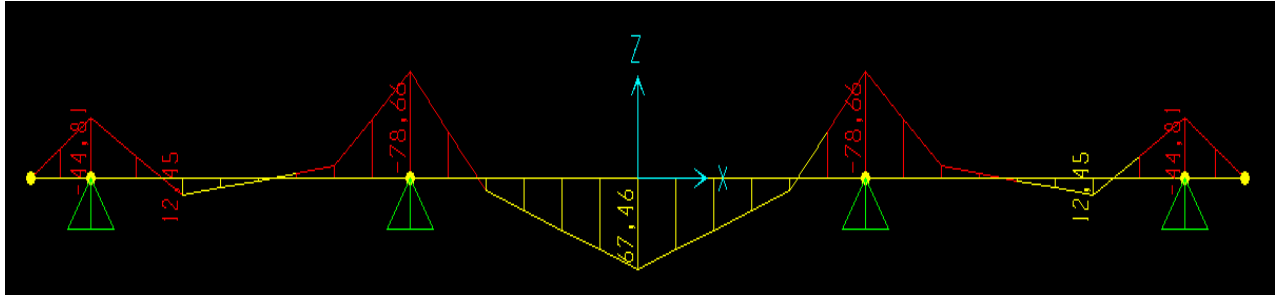


Figure.9.4 : Diagramme des moments a l'E.L.U.

$$M_{u \text{ app}} = 78,66 \text{ t. m.}$$

$$M_{u \text{ trav}} = 67,46 \text{ t. m.}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants :

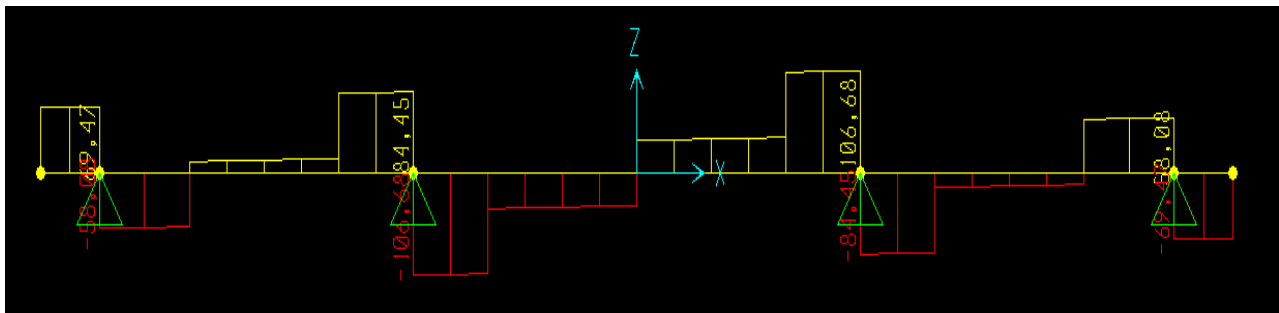
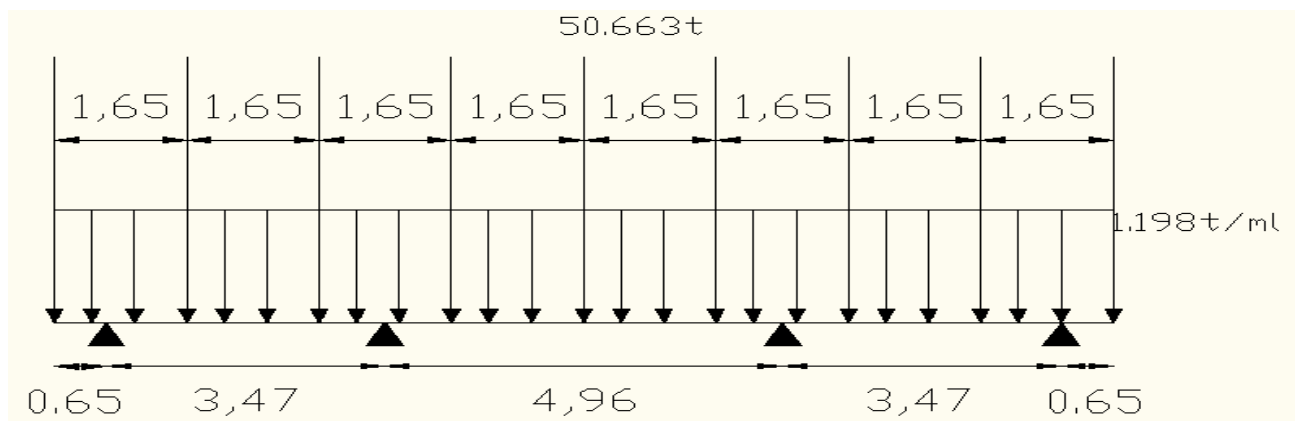


Figure.9.5 : Diagramme des efforts tranchants a L'E.L.U.

$$T_{u \text{ max}} = 106,68 \text{ t}$$

ELS :



❖ Diagramme des moments :

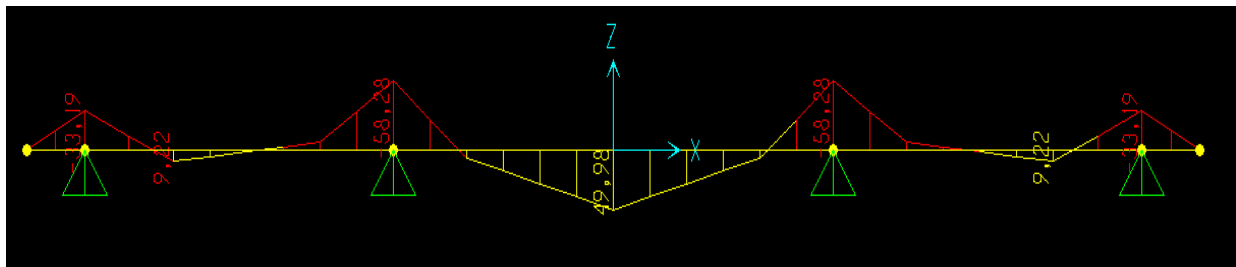


Figure.9.6 : Diagramme des moments a l'E.L.S.

$$M_{\text{ser app}} = 58,28 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{ser trav}} = 49,98 \text{ t.m.}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants :

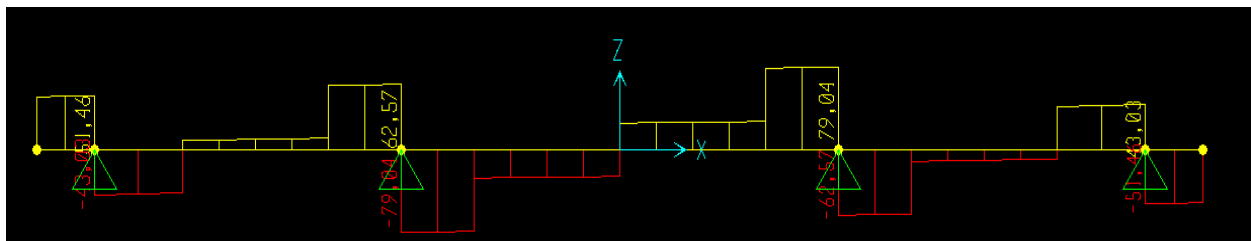


Figure.9.7 : Diagramme des efforts tranchants a L'E.L.S.

$$T_{\text{ser max}} = 79,04 \text{ t.}$$

Ferraillage de l'entretoise :

➤ **Hypothèses** : Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,5 \text{ m} , d = 1,45 \text{ m} ; c = 0,05 \text{ m}$$

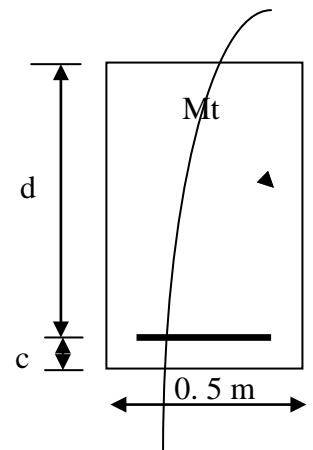
➤ En travée :

$$M_U = 67,46 \text{ t.m.}$$

$$M_S = 49,98 \text{ t.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{67,46}{49,98} = 1,349$$

E. L. U:



$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{15,3}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{67,46 \times 10^{-2}}{0,5 \times 1,45^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0419}$$

$$\mu_{bu} = 0,0386 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0535}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,786}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 13,607 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,5 \times 1,45^2 \times 16,2 = \mathbf{6,676 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,676}{1,349} = \mathbf{4,449 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,4998 \leq M_{ls} = 4,449 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{49,98 \times 10^{-2}}{0,5 \times 1,45^2 \times 16,2} = \mathbf{0,029}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,059}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,976}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 14,52 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On a que: } \mathbf{A_{ser} > A_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_s = 14,52 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 78,66 \text{ t. m.}$$

$$M_{as} = 58,28 \text{ t. m}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{78,66}{58,28} = \mathbf{1,35}$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{78,66 \times 10^{-2}}{0,5 \times 1,45^2 \times 15,3} = \mathbf{0,049}$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_{lu} = 0,3920$$

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0628}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,975}$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}}$$

$$\Rightarrow A_{su} = \mathbf{12,79 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,676}{1,349} = \mathbf{4,449 \text{ MN. m}}$$

$$M_{as} = 0,5828 \leq M_{ls} = 4,449 \text{ MN. m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{92,34 \times 10^{-2}}{0,5 \times 1,45^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0342}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{bu}} \right) = \mathbf{0,07}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,972}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{17,13 \text{ cm}^2}$$

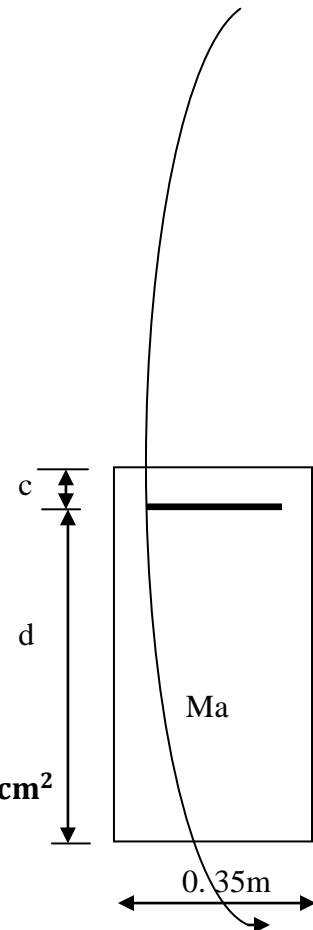
On a que: $A_{ser} > A_{su}$

$$\Rightarrow A_s = \mathbf{17,13 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$



$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,35 \times 1,75 \times 10^4 \left(\frac{2,22}{500}\right)$$

$$A_{Smin} > 7,404 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_{Stravée} = 14,52 \text{ cm}^2 & \text{soit 05 HA 20}(15,71 \text{ cm}^2) \\ A_{Sappui} = 17,13 \text{ cm}^2 & \text{soit 04 HA 25}(19,63 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

➤ Les armatures transversales :

$$T = T_{Umax} = 106,68 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{106,68}{0,5 \times 1,45} \right) 10^{-2} = 1,47 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ$ (Les armatures droites sont suffisantes).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1(\text{flexion simple})$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,5(1,47 - 0,30 \times 1 \times 2,22)}{0,90 \times 500(0 + 1)} =$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{11,198}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 0,735 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{1}{13,60}$$

$$\frac{1}{11,198} > \frac{1}{13,60} \dots \dots \dots \text{(C. V)}$$

$$\text{Choix des armatures : } \phi \leq \text{Min} \left\{ \phi_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\begin{cases} \text{sur appuis: } \phi \leq \text{Min}\{25; 40; 50\} & \Rightarrow \phi \leq 25 \text{ mm} \\ \text{en travée: } \phi \leq \text{Min}\{20; 40; 50\} & \Rightarrow \phi \leq 20 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,33 \text{ cm}^2$, soit 04 HA 10(3,14 cm²).

➤ **Les armatures de peau :**

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L [1], ces armatures ont une section d'au moins **3cm²**

Par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5cm²** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,peau} = 3 \times (2,06 + 2,06) = 12,36\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{A_{s,peau} = 12,36\text{cm}^2, \text{ soit } 8 \text{ HA } 16(16,08\text{cm}^2).$$

9.3.2.4. Schéma de ferrailage de l'entretoise

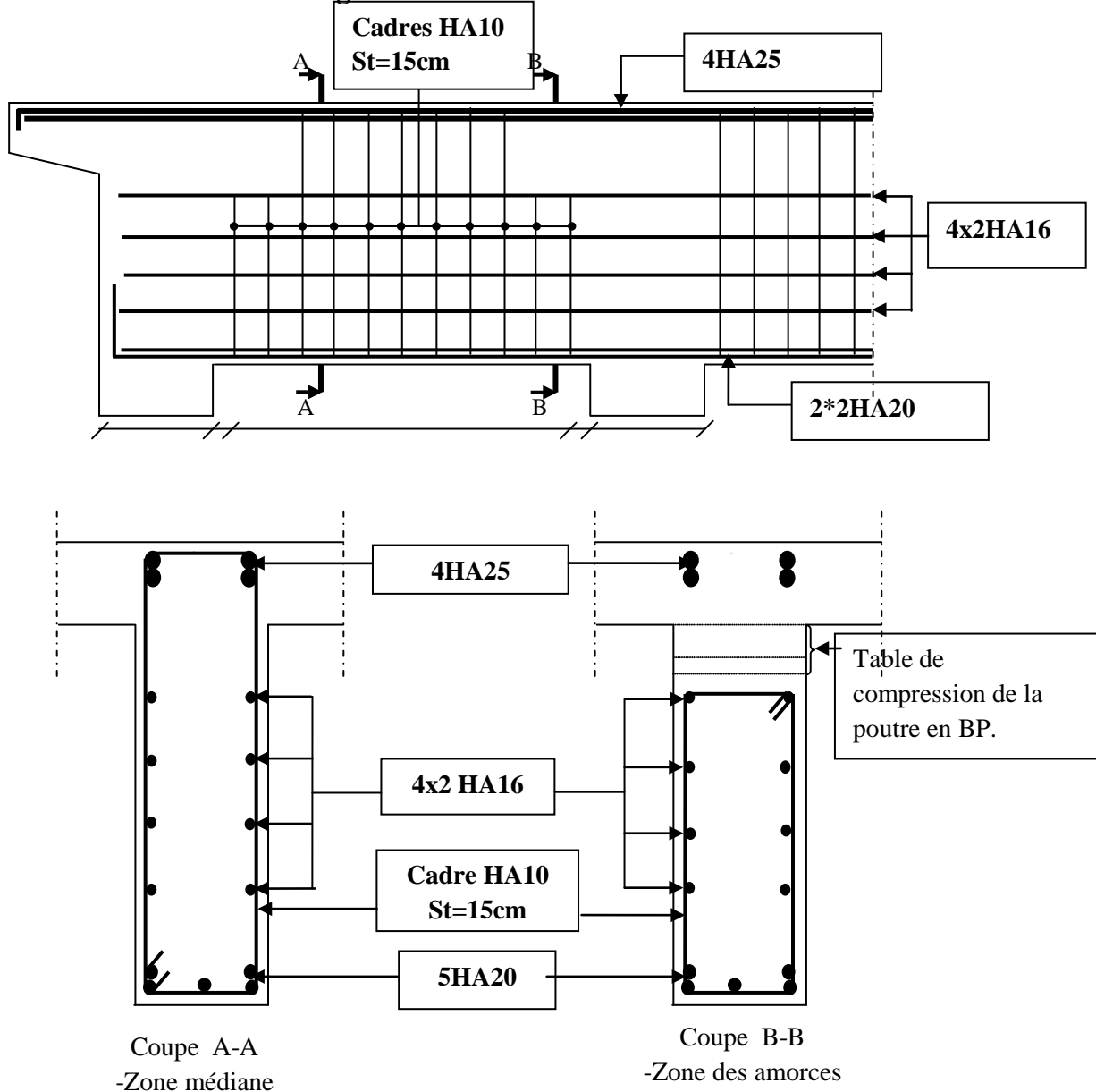


Figure.9.8. Schéma de ferrailage de l'entretoise.

9.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié la dalle au premier lieu à partir des sollicitations déterminées par le logiciel robot, puis nous avons effectué l'étude de l'entretoise sous l'effet des sollicitations du tablier avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Chapitre 10:

Calcul les déformations.

10.1. Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement.....etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

10.2.Flèches et contre flèches :

10.2.1. Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q/ml ». la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}.$$

E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,945 \text{ Mpa.}$$

I_G : moment d'inertie de la section médiane nette (poutre + hourdis).

$$I_G = 29468000.71 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 680.739 \text{ t.m}$$

10.2.2. Flèche due aux surcharges :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_S = M_T - M_G = 947.992 - 680.739 = 267.253 \text{ t.m}$$

$$f_s = \frac{5 \times 267.253 \times (34)^2 \times 10^8}{48 \times 12102,945 \times 29468000.71} = 09.023 \text{ cm.}$$

10.2.3. Contre flèche :

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi- portée est donnée par:

$$-f_s = \int_0^L \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x dx$: le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

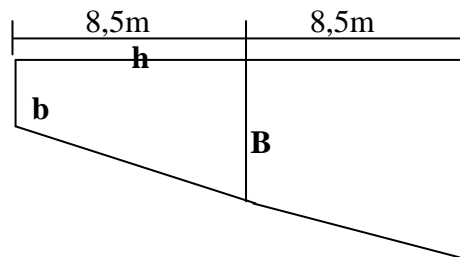


Figure.10.1: diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée, on a:

$$M_i = N_i \times e_i \quad N_i = P \times \sum \cos \alpha_i$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$\text{Donc : } p = \sigma_{pm} \times A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{3} A_p$$

σ_{pi} : contrainte initiale.

σ_{ps} : contrainte en service (finale).

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h (2B+b)}{3 (B+b)}$$

	σ_{pi}	σ_{ps}	σ_{pm}	p_i	$\sum \cos \alpha$	N_i	e_{pi} (m)	M_{pi} (MN)
x=0.00m	1291,835	1152,207	1222,061	2,053	1,957	4,002	-0,2054	-0,82201
x=8.5m	1250,864	909,641	1080,252	1,814	2,998	5,438	-0,9968	-5,42059
x=17m	1289,221	949,533	1119,377	1,880	3	5,640	-1,0027	-5,65522

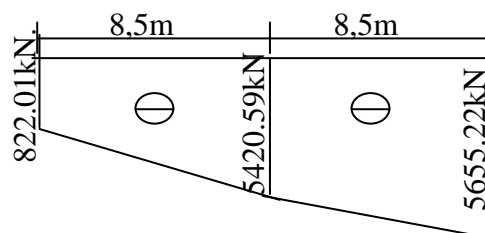


Figure.10.2:diagramme des moments sous la précontrainte

◆ **Trapèze (1)**

$$X_1 = \frac{8.5 \times (2 \times 5420.59 + 822.01)}{3(5420.59 + 822.01)} = 5.29 \text{ m}$$

$$\square \frac{1}{EI} \int_0^4 Mx dx = \frac{X_1 A_1}{EI} = 5.29 \times \frac{(5420.59 + 822.01) \times 8.5}{2 \times EI} = \frac{140349.254}{EI}$$

◆ **Trapèze (2)**

$$X_2 = \frac{8.5 \times (2 \times 5420.59 + 5655.22)}{3 \times (5420.59 + 5655.22)} + 8.5 = 12.71 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{EI} \int_{6.25}^{12.5} Mx dx = \frac{X_2 A_2}{EI} = 12.71 \times \frac{(5655.22 + 5420.59) \times 8.5}{2 \times EI} = \frac{598287.566}{EI}$$

$$\Rightarrow f_p = - \frac{(140349.254 + 598287.566) \cdot 10^{11}}{12102,945 \times 29468000.71 \times 10^4} = - 20.71 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

10.3. Fleche totale :

En service à vide:

$$f = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(20.71 - 22.983) = -1.70 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3400}{300} = 11.33 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

En service en charge:

$$f = f_G + f_p + f_s = 22.983 + 09.023 - 20.71 + 9.7 = 11.29 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3400}{300} = 11.33 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

10.4. Calcul des rotations :**10.4.1. Sous le poids propre :**

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24 E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{680.739 \times 34 \times 10^6}{3 \times 12102,945 \times 29468000.71} = 21.631 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.4.2. Sous les surcharges :

$$\beta_S = \frac{267.253 \times 34 \times 10^6}{3 \times 12102,945 \times 29468000.71} = 8.492 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.4.3. Sous la précontrainte :

$$\beta_p = - \frac{1}{EI} \int Mx dx = \frac{\sum A_i}{EI}$$

A_i : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = \frac{2 \times \left[\frac{(822.01 + 5420.59)}{2} \times 8.5 + \frac{(5420.59 + 5655.22)}{2} \times 8.5 \right] \cdot 10^5}{2 \times 12102,945 \times 29468000.71}$$

$$\beta_p = -20.63 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.5. Rotation résultante :

$$\text{*A vide : } \beta = \beta_G + \beta_p = 21.631 \times 10^{-3} - 20.63 \times 10^{-3} = -1.001 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{*En charge: } \beta = \beta_G + \beta_p + \beta_s = 21.631 \times 10^{-3} + 8.429 \times 10^{-3} - 20.63 \times 10^{-3} = 9.43 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

10.6. Calcul des déplacements d'appuis :

10.6.1. Déplacement du à la rotation :

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{-1.001 \times 10^{-3} \cdot 150}{2} = -0.075 \text{ cm}$$

10.6.2. Déplacement du au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$.

$$\Rightarrow \Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \times 34}{2} = 0,510 \text{ cm}$$

10.6.3. Déplacement du au fluage :

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \cdot \sigma_b}{E_i}$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 11,43}{35981,73} = 6,35 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta_{flu} = \frac{6,35 \times 10^{-4} \times 34}{2} = 1.07 \text{ cm}$$

10.6.4. Déplacement du à la variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{34}{10000} = 0,340 \text{ cm}$$

10.6.5. Déplacement total :

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta\beta + \Delta r + \Delta_{flu} + \Delta t = -0.075 + 1.07 + 0,340 + 0,510 = 1.845 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^+ = 1,845cm$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta\beta + \Delta r + \Delta flu - \Delta t = -0.075 + 1.07 - 0.340 + 0,510 = -1.165cm$$

$$\Delta_{\max}^- = -1,165cm$$

10.6.6. Conclusion :

Ce chapitre a été réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis, les résultats obtenus ont montré la vérification des valeurs de la flèche ainsi que des déplacements obtenus.

Dédicace

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

Nous dédions ce modeste travail :

A notre parent qui ont ouvrés pour nos réussites

A ma grand famille.

A tous nos enseignants.

A toute la promotion 2018.

Ahmed et tarek

Chapitre 11:

Étude des équipements.

11.1. Introduction

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

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont:

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

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté.

11.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté :

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène) de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par (adhésion) au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

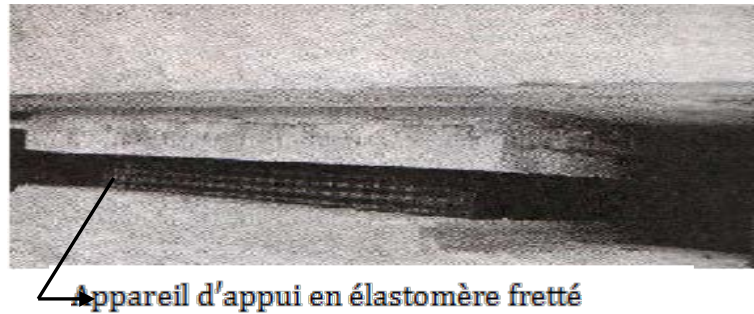
Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisit des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

- Les avantages :
- ✓ Ils sont économiques.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.



11.3. Dimensionnement :

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

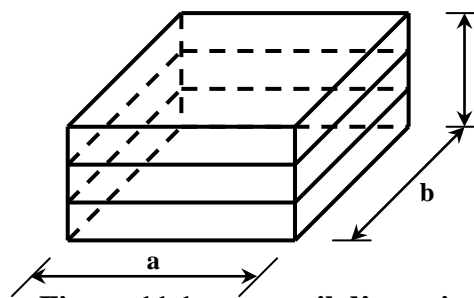


Figure.11.1 : appareil d'appuis

a. Aire de l'appareil d'appui :

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{\max}}{a \times b}$$

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui, $\sigma_m = 15 \text{ Mpa}$.

a : longueur de l'appareil d'appui (perpendiculaire à l'axe de la poutre).

b : largeur de l'appareil d'appui (parallèle à l'axe de la poutre).

N_{\max} : effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$\Rightarrow a \times b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} = \frac{87.82}{15 \times 100} = 0,0585 \text{ m}^2.$$

b. Hauteur nette de l'élastomère :

$$\tau_{H1} \leq G \times t g \gamma_1 \Rightarrow G \times \left(\frac{U_1}{T} \right) \leq 0,5 \times G \Rightarrow \frac{U_1}{T} \leq 0,5 \Rightarrow T \geq \frac{U_1}{0,5}$$

U_1 : déformation lente due au retrait, fluage et température.

G : module d'élasticité transversale.

τ_{H1} : la contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

On a $U_1 = 1,07 + 0,510 + 0,340 = 1,920 \text{ cm}$

$$T \geq \frac{1,920}{0,5} \Rightarrow T \geq 3 \text{ cm}$$

On prend $T = 4 \text{ cm}$

Soit quatre feuilles $t = 10 \text{ mm}$

c. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut respecter :

- La condition de non-flambement.
- L'épaisseur minimale.

Donc :

$$\begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \\ a \geq b \end{cases}$$

Alors : $200 \text{ mm} \leq a \leq 400 \text{ mm}$

On prendra : $a = 350 \text{ mm}$

Sachant que: $a \times b \geq 0,0585 \text{ m}^2 \Rightarrow b \geq 167,142 \text{ mm}$

Soit : $b = 400 \text{ mm}$

L'appareil d'appui à mettre en place sera donc :

$$a \times b \times n \times (t + t_s) = 350 \times 400 \times 4 \times (10 + 3)$$

11.4. Evaluation des efforts horizontaux :

a. Effort de freinage :

↪ **Systeme B_c**

L'effort de freinage maximal est donné par le système B_c :

$$\text{On a } \begin{cases} H_{fr Bc} = 30t \\ F_{fr} = \frac{\left(\frac{H_{fr Bc}}{2} \right)}{Nbr_{poutres}} = \frac{(30/2)}{9} = 1,667 t \end{cases}$$

↪ **Système** $A_{(L)}$

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

$$H_{A(1)} = \frac{A}{20 + 0,0035.S}$$

$H_{fr} = F_A = 16.53 t$ (calculé dans le chapitre 4).

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{16.53}{2 \times 9} = 0.9183t/\text{appui}$$

b. Effort dû au vent :

On considère une pression de $200\text{Kg}/\text{m}^2$ (zone II) sur face frappée :

$$S = 35 \times (1,5 + 0,2 + 0,25) = 68,25\text{m}^2.$$

$$H = 0,25 \times \left(\frac{68,25}{2 \times 9} \right) = 0,947t / \text{appui}.$$

c. Effort du au séisme :

$$F_h = 0.30G$$

$$F_v = \pm 0.075G$$

Avec : le poids propre du tablier $G_{tab} = 943,565t$.

$$\text{Donc : } F_{h/\text{appui}} = 15,726t / \text{appui}.$$

$$F_{v/\text{appui}} = \pm 3,931t / \text{appui}.$$

d. Effort du à la déformation (déplacement) :

$$\Delta_{\max} = 1,845\text{cm} \text{ Avec } \varepsilon = \Delta_{\max}$$

On a : Le module d'élasticité transversal $G = 80t/\text{m}^2$ (pont routier).

La hauteur nette d'élastomère $T = 4\text{cm}$.

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = (H_{def} \times T) / (G \times a \times b)$$

$$H_{def} = \frac{G \times a \times b \times \varepsilon}{T}$$

$$H_{def} = \frac{8 \times 0,35 \times 0,40 \times 1,845}{4}$$

$$H_{def} = 0,5166t$$

11.5. Vérification des appareils d'appui :

a. Sollicitations sous charges verticales Contrainte de compression :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} < 15Mpa$$

$$N_{max} = R_{max} = 87,82t$$

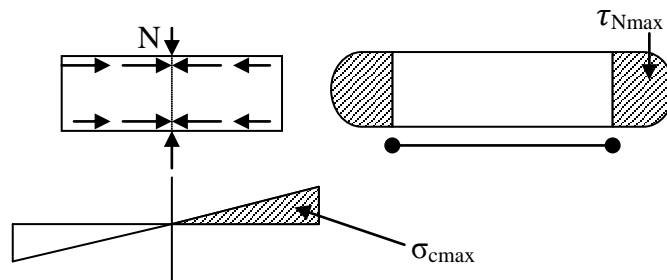
$$\sigma_{max} = \frac{87,82 \times 10^4}{350 \times 400} = 6,272MPa < 15Mpa \dots \dots \dots C.V$$

b. Contrainte de cisaillement au niveau du frettage créée par cet effort :

$$\tau_N = \frac{1,5 \times \sigma_{max}}{B} \quad B : \text{coefficient de forme.}$$

$$B = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{40 \times 35}{2 \times 1 \times (35 + 40)} = 9,33$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \times 6,272}{9,33} = 1,008Mpa < 3G = 2,4Mpa$$



c. Sollicitation due aux efforts horizontaux :

➤ Déformation linéaire :

$$\tau_{H1} = (G \times \Delta_{max}) / T$$

Avec : T est la hauteur nette de l'élastomère.

$$\tau_{H1} = \frac{8 \times 1,845}{4} = 3,690 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 0,5 \times G = 4 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$\tau_{H1} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{tg} \delta_1 = \Delta_{\text{max}} / T = 0,461 < 0,7 \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sous un effort dynamique (freinage) :

La force de freinage est due au système Bc :

$$\tau_{H2} = \frac{F_{fr}}{a \times b} = \frac{1,667 \times 1000}{35 \times 40} = 1,190 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$U_2 = \frac{F_{fr} \times T}{2 \times G \times a \times b} = 0,297 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \delta_2 = U_2 / T = 0,074 < 0,7 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Déformations lents et rapides :

$$\text{tg} \delta = \text{tg} \delta_1 + \text{tg} \delta_2 = 0,074 + 0,461 = 0,535$$

$$\text{tg} \delta < 0,7 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 4,880 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\bar{\tau}_H = 0,7G = 5,6 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\tau_H < \bar{\tau}_H \dots \dots \dots \text{CV}$$

d. Sollicitations sous rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G \cdot a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$\alpha_0 = 1\% \text{ rad}$ (Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées).

$a = -13,507 \times 10^{-3} \text{ rad}$ (Rotation en service à vide).

$$\tau_\alpha = \frac{0,8 \times 400^2 \times (-0,001 + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 4} = -0,440 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$$

$$1,008 + 0,488 - 0,440 = 1,056 \text{ Mpa}$$

$$1,056 \text{ Mpa} < 5G = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

e. Condition de non soulèvement :

Il faut vérifier que:

$$a_t \leq \frac{3t^2 \sigma_{c, \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c, \min} = \frac{T_g}{a \times b} \quad \text{avec:}$$

T_g : effort tranchant du au poids propre du tablier

$$\sigma_{c, \min} = \frac{68.56 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,35} = 4,89 \text{MPa}$$

$$a_t = \frac{a + a_0}{n} = \frac{-1.001 \times 10^{-3} + 0,01}{4} = -0,002 \text{rad}$$

$$a_t \leq \frac{3 \times 10^2 \times 4,89}{9,33 \times 400^2 \times 0,8} = 0,001 \text{rad} \dots \dots \dots \text{CV}$$

f. Condition de non glissement :

$$\sigma_{c, \min} = 4,89$$

$$H \leq f \times R_{\min} \quad \text{avec } f : \text{coefficient de frottement.}$$

R_{\min} : réaction due au poids propre

$$\sigma_{c, \min} = 4,89 \geq 2 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,6}{\sigma_{c, \min}} = 0,242$$

$$H = H_{\Delta} + H_s$$

$$H_{\Delta} : \text{Effort horizontal du au déplacement : } H_{\Delta} = 0,5166t$$

$$H_s : \text{Effort horizontal du au séisme : } H_s = 15,726t$$

$$H = 0,5166 + 15,726 = 16,242t < f \times R_{\min} = 0,242 \times 68,56 = 16,59 \dots \dots \dots \text{CV}$$

g. Condition de non flambement :

$$T = 4 \text{cm} \leq (b/5) = 40/5 = 8 \text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Dimensionnements des frettes :

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s = \frac{b \times \sigma_{\max}}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec } t_s \geq 2 \text{mm.}$$

$$\sigma_{\max} = 4,890 \text{Mpa}, \quad \sigma_e = 220 \text{Mpa.}$$

$$t_s = \frac{400 \times 4,890}{9,33 \times 220} = 0,952mm. \quad \text{avec } t_s \geq 2mm.$$

Donc, on prend $t_s = 3mm$.

L'appareil d'appuis a les dimensions suivantes : $400 \times 350 \times 4 \times (10+3)$

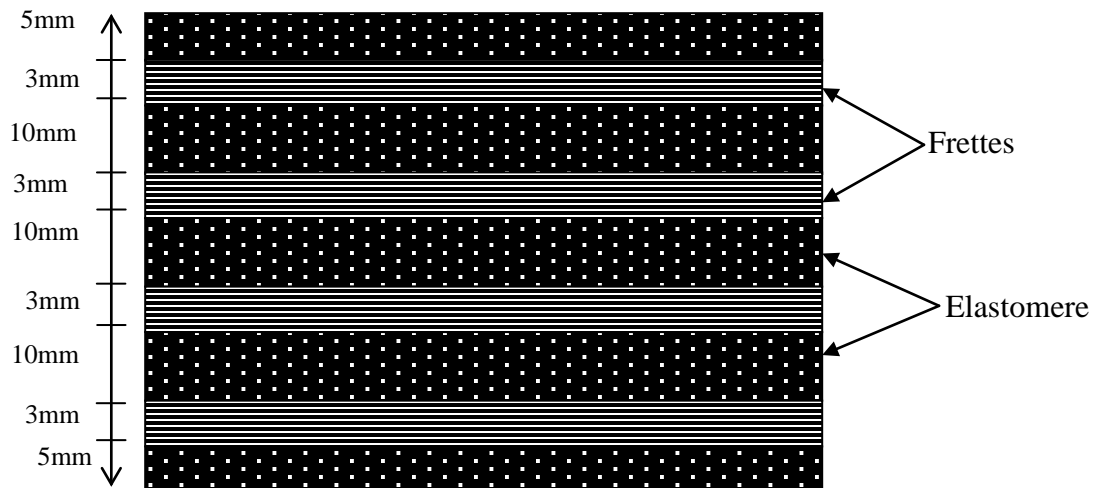


Figure.11.2 : dimension de l'appareil d'appui

11.6. Les dés d'appuis :

11.6.1. Fonctions des dés d'appuis :

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

11.6.2. Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.

Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A = a + 15cm = 50cm$$

$$B = b + 10cm = 50cm$$

$$B_0 = a \times b = 1400cm^2$$

$$p_0 = 2(a + b) = 150cm$$

B_0 : Surface de néoprène.

p_0 : Le périmètre de néoprène.

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1400}{150} = 18,67 \text{ cm}$$

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

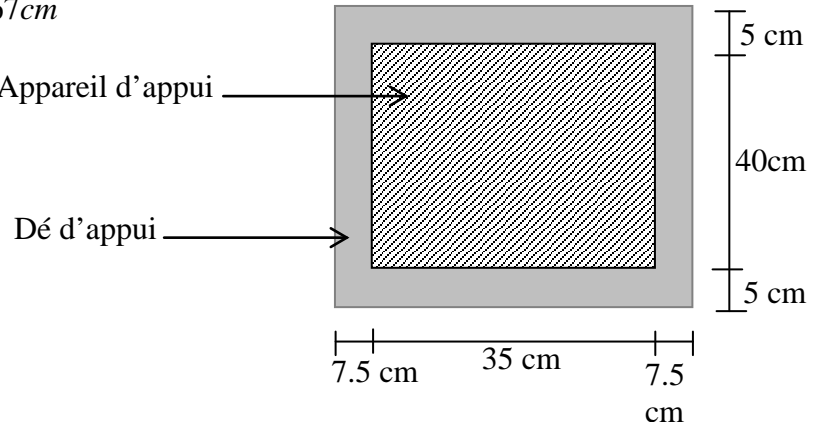


Figure.11.3 : Les dimensionne des dés d'appuis

11.6.3. Ferrailage de dé d'appui :

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du chevêtre des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement. Celles ci seront disposées dans le corps du dé d'appui.

a. Armatures de chainages :

Elle doit reprendre l'effort N_{\max} et N_{\min} donnés par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{❖ ELU : } N_{\max} = 1,35 \times (G + D240) = 118,559 \text{ t}$$

$$\text{❖ ELS : } N_{\max} = G + D240 = 87,822 \text{ t}$$

$$A_s = \max \left\{ \left(0,25 N_U / \overline{\sigma_{su}} \right), \left(0,25 N_S / \overline{\sigma_s} \right) \right\}$$

$$\Rightarrow A_s = \max \left\{ \left(0,25 \times 1,1855 / 348 \right); \left(0,25 \times 0,8782 / 240 \right) \right\} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = \max \left\{ \left(8,51 \text{ cm}^2 \right); \left(9,14 \text{ cm}^2 \right) \right\} = 9,14 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14** ($A_s = 9,24 \text{ cm}^2$) dans les deux sens pour limiter la propagation de la fissure.

b. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- Frettes supérieures (ferraillage de surface).
- Frettes inférieures (ferraillage d'éclatement).

❖ Frettes inférieures:

$$A_{ss} = \max \left\{ \left(0,04 N_{U/\max} / \overline{\sigma_{su}} \right), \left(0,04 N_{S/\max} / \overline{\sigma_s} \right) \right\}$$

$$\Rightarrow A_{ss} = \max \left\{ \left(0,04 \times 1,1855 / 348 \right); \left(0,04 \times 0,8782 / 240 \right) \right\} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_{ss} = \max \left\{ \left(1,36 \text{ cm}^2 \right); \left(1,46 \text{ cm}^2 \right) \right\} = 1,46 \text{ cm}^2$$

❖ Frettes supérieures :

$$A_{SS} = \max \left\{ \left(0.1N_{U/\max} / \overline{\sigma_s} \right), \left(0.1N_{S/\max} / \overline{\sigma_s} \right) \right\}$$

$$A_{ss} = \max \left(3,40\text{cm}^2 ; 3,65\text{cm}^2 \right) = 3,65\text{cm}^2$$

$$A_s = A_{s.\text{inf}} + A_{s.\text{sup}} = 1,46 + 3,65 = 5,11\text{cm}^2$$

Soit **4HA14** ($A_s = 6,16\text{cm}^2$) disposées dans les deux sens.

C. Schéma de ferrailage :

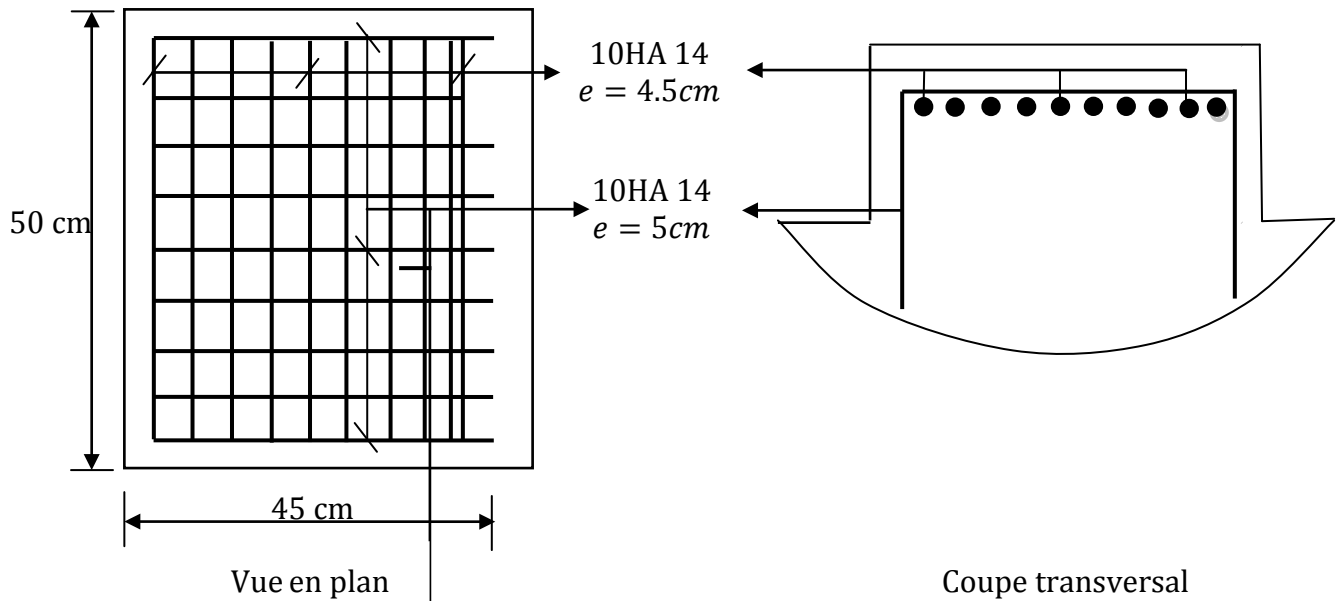


Figure 11.4 : Ferrailage de dés d'appuis

11.7. Les joints de chaussée :

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle) .
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

❖ Différents types de joint de chaussée

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota :

Vue que notre pont se situ sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi lourd dont l'ouverture (souffle) est ≥ 50 mm.

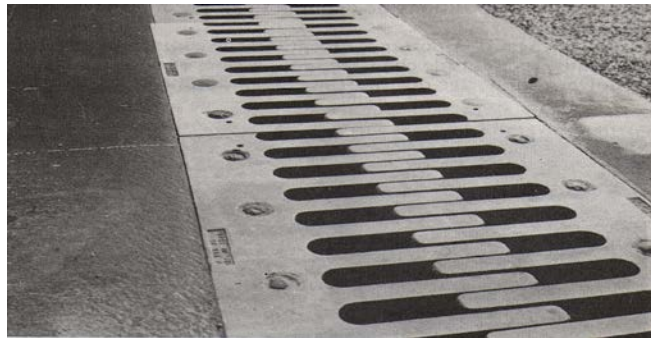
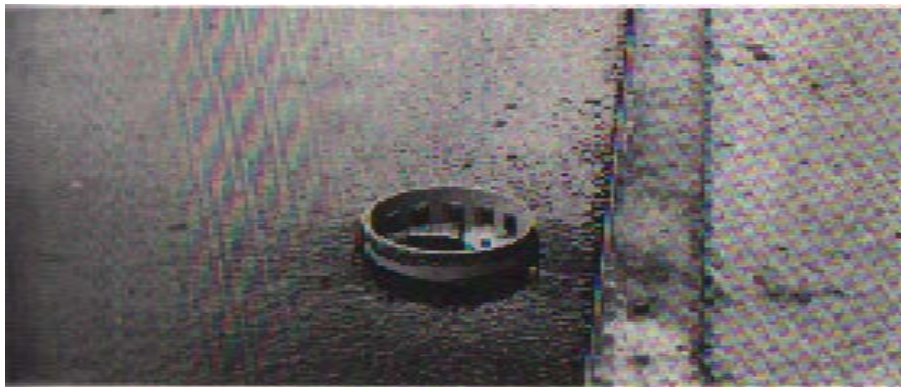


Figure.11.5 : joint de chaussée

11.8. Evacuation des eaux :

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

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



Gargouille

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

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

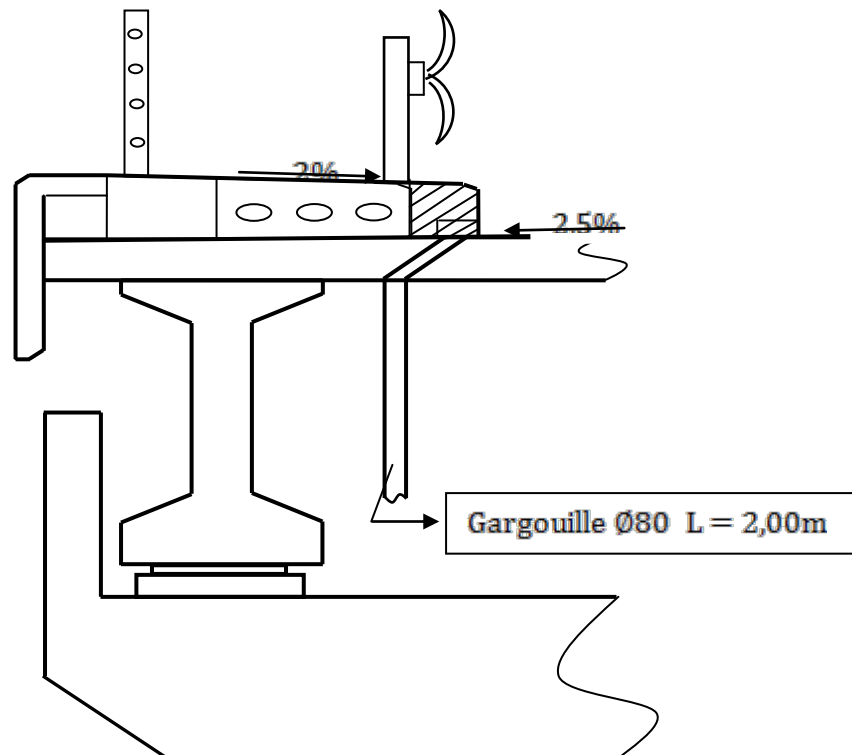
Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un Automobiliste.

Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

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

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



11.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, un dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage a été fait à savoir appareils d'appui, dés d'appui et joins de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques.

Chapitre 12: Étude de la pile.

12.1. Introduction :

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

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

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

12.2 .Pré dimensionnement de la pile :

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

- la résistance mécanique ;
- robustesse ;
- esthétique.

Notre tablier repose sur des appuis, l'action transmise par ce tablier se réduit pratiquement à deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale. [7]

Les dimensions sont données à partir des documents SETRA PP73 on a trouvé :

❖ Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. Le fût est un élément rectangulaire solide (type mur) de section **(4,00×1,50) m** et de hauteur de **14,336 m**.

❖ la tête de pile « chevêtre »:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : **L = 15,70 m**

Hauteur de chevêtre : **H chevêtre = 1.50 m**

- La largeur du chevêtre est déterminée par la condition suivante : **$e \leq 1,25 \text{ ht}$**

Avec : **ht = 1.70 m**, qui est la hauteur du tablier.

On fixe : **e = 2,1 m**.

❖ **Les fondations :**

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges assure leurs transmission aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes.

D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels, montrent de faibles caractéristiques géo mécaniques, le type de fondation qui a été adopté est de type **fondations profondes sur pieux**. [8]

➤ **Caractéristiques des pieux :**

Selon le document **FOND 72, Fascicule 4**, le domaine d'emploi des pieux est le suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} - 5\text{m} \leq L \leq 8\text{m} : \text{pieux préfabriqués battus.} \\ - 8\text{m} \leq L \leq 15\text{ m} : \text{pieux préfabriqués ou exécutés en place.} \\ - 15\text{m} \geq L : \text{pieux exécutés en place.} \end{array} \right.$$

Pour notre ouvrage et d'après le rapport géotechnique, la longueur moyenne des pieux est de **L = 25 m**, ce qui justifie leur exécution sur place.

Le diamètre des pieux est lié à leur longueur, selon la règle suivante applicable aux pieux en béton armé :

- Pieux préfabriqués : $\Phi \geq \frac{1}{30}$ de la longueur.
- Pieux exécutés en place : $\Phi \geq \frac{1}{25}$ de la longueur.

Puisque nos pieux sont exécutés en place, leurs diamètres $\Phi \geq \frac{1}{25} \times L = 1,20$

Donc on prend : **$\Phi = 1,20\text{ m}$** .

L'entraxe des pieux est généralement égal à 3Φ , donc on obtient la distance entre axe des pieux est de **e = 3,6 m**.

➤ **Pour les semelles :**

- Longueur **Ls = 13,20 m**
- La hauteur de la semelle **hs :**

La valeur de **hs** doit être telle que l'encrage des armatures des pieux dans la semelle soit correctement assuré.

La hauteur de la semelle est généralement égale à $1,2\Phi$

$$\mathbf{hs = 1,2 \Phi = 1,44\text{m}}$$

On prend : **hs = 1.50 m**

- Largeur de la semelle :

On prend : $B = 9.2$

12.3. Calcul de la pile :

On prend la pile la plus sollicitée (pile P1') $h = 14,336$ m, la longueur de travée est de 35m.

Les surcharges de calcul sont: A(L), Bc, Mc120, D240.

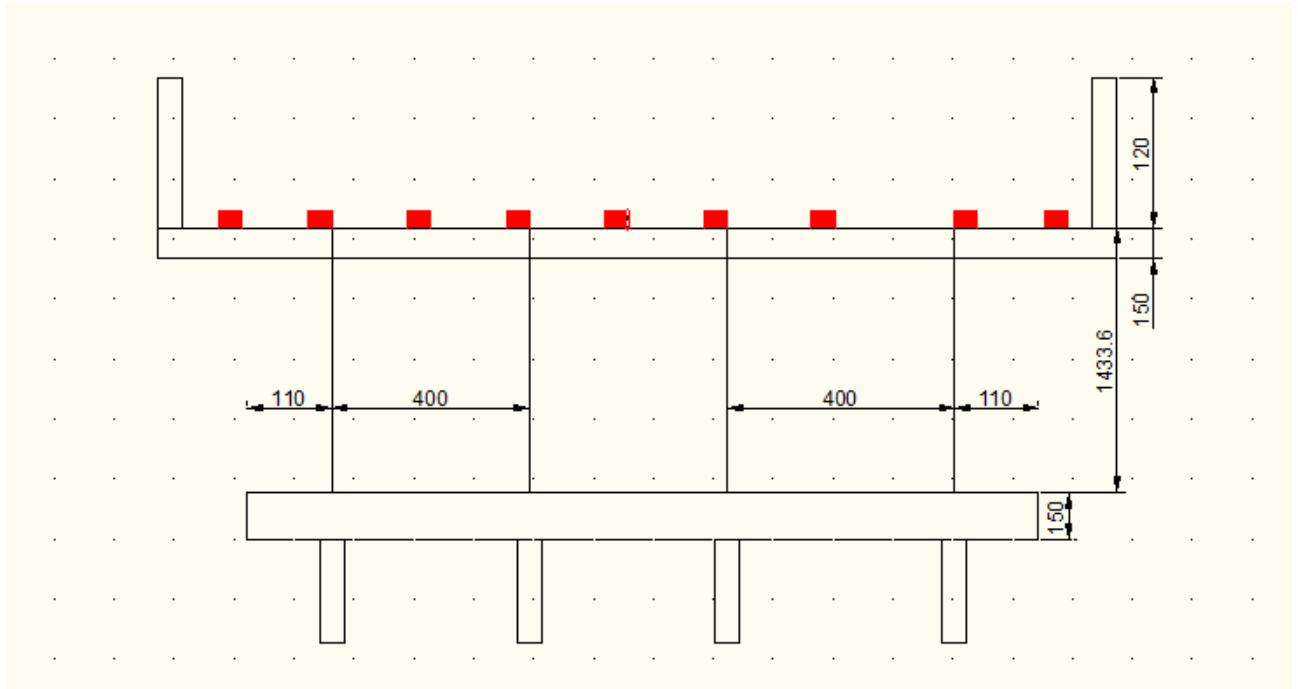


Figure 12.1: Coupe transversale B-B de la pile.

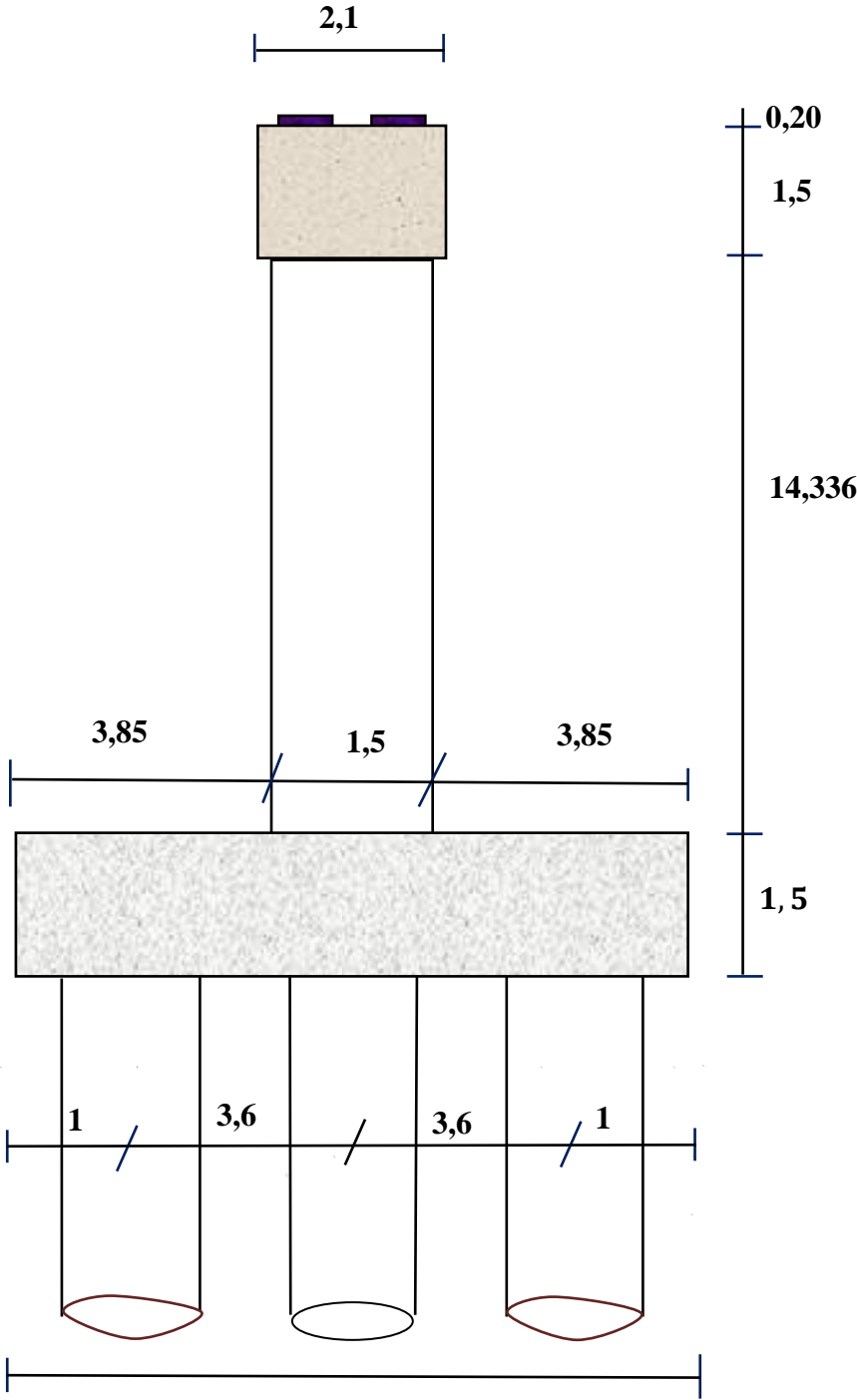


Figure 12.2 : Coupe longitudinale A-A de la pile.

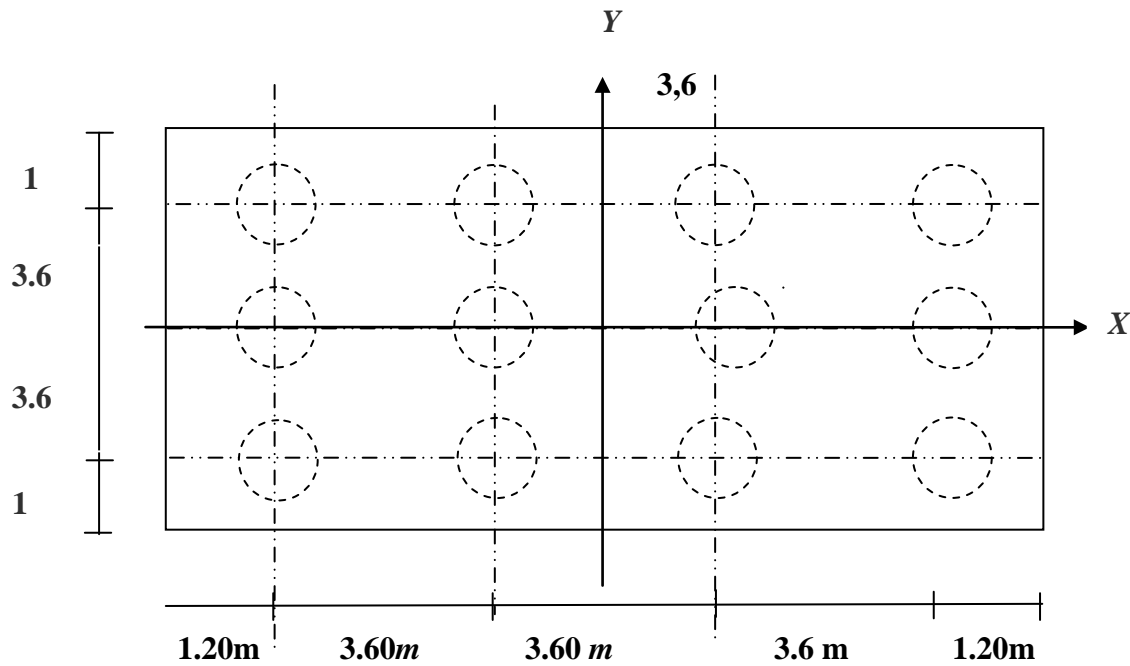


Figure.12.3: Vue en plan.

12.3.1. Répartition des charges et surcharges :

12.3.1.1. Charge permanente :

Le poids du tablier $G_T = 943,565 \text{ t}$.

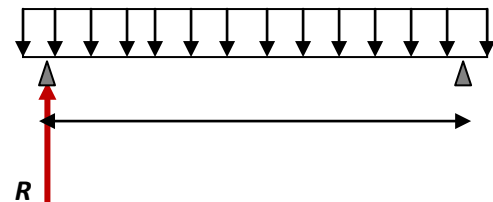
• La réaction due à la charge permanente :

Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T / 2 = 471,782 \text{ t}$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 943,565 \text{ t}$$



12.3.1.2. Surcharges :

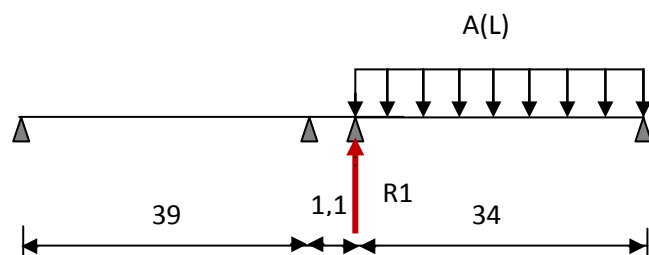
a. Système A(l) :

Il existe 6 cas de chargements :

▪ Une seule travée chargée :

$L = 34\text{m}$.

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 34} = 0 \text{ t/m}^2$$



	a_1	a_2	$A(L) \left(\frac{t}{m^2}\right)$	L_v	$A (t/ml)$
1voie	1,00	0.96	1.012	3,625	$1 \times 0.96 \times 1.012 \times 1 \times 3,625$ = 3,522
2voies	1,00	0.96	1.012	7.25	$1 \times 0.96 \times 1.012 \times 2 \times 3.625$ = 7.043
3voie	0,9	0.96	1.012	10,875	$0,9 \times 0.96 \times 1.012 \times 3 \times 3,625 =$ 9.50
4voie	0.75	0.96	1.012	14.5	$0.75 \times 0.96 \times 1.012 \times 4$ $\times 3.625$ = 10.5

➤ **Une seule voie chargée :**

$$R_1 = A \times \frac{34}{2} = \mathbf{59.874 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \left(\frac{1,1}{2}\right) = \mathbf{32.931 \text{ t.m}}$$

➤ **Deux voies chargées :**

$$R_1 = A \times 34/2 = \mathbf{119,731 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1,1}{2} = \mathbf{65.852 \text{ t.m}}$$

➤ **Trois voies chargées :**

$$R_1 = A \times \frac{34}{2} = \mathbf{161.50 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1,1}{2} = \mathbf{88.825 \text{ t.m}}$$

➤ **quatre voies chargées :**

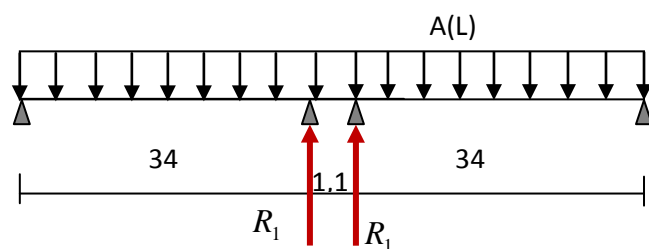
$$R_1 = A \times \frac{34}{2} = \mathbf{178.50 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1,1}{2} = \mathbf{98.175 \text{ t.m}}$$

▪ **Deux travées chargées :**

$$L' = (39 \times 2) + 1,1 = \mathbf{69,1m}$$

$$A(l') = \mathbf{0,674 \text{ t/m}^2}$$



	a_1	a_2	$A(L') \left(\frac{t}{m^2}\right)$	L_v	$A' (t/ml)$
1voie	1,00	0.96	0,674	3,625	$1 \times 0.96 \times 0,674 \times 1 \times 3,625$ = 2,345
2voies	1,00	0.96	0,674	7.25	$1 \times 0.96 \times 0,674 \times 2 \times 3,625$ = 4,691
3voie	0,9	0.96	0,674	10.875	$0,9 \times 0.96 \times 0,674 \times 3 \times 3,625$ = 6.333
4voie	0.75	0.96	0.674	14.50	$0.75 \times 0.96 \times 0.674 \times 4 \times 3.625$ = 7.036

➤ **Une seule voie chargée :**

$$R_1 = A' \times \frac{34}{2} = \mathbf{39.865 \text{ t}}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = \mathbf{79.73 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = \mathbf{0}(\text{symétrie})$$

➤ **Deux voies chargées :**

$$R_T = 2 \times R_1 = A' \times 34 = \mathbf{159.494 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

➤ **Trois voies chargées :**

$$R_T = 2 \times R_1 = A' \times 34 = \mathbf{215.322 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = \mathbf{0}(\text{symétrie})$$

➤ **Quatre voies chargées :**

$$R_T = 2 \times R_1 = A' \times 34 = \mathbf{239.224 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = \mathbf{0}(\text{symétrie})$$

b. Système Bc :

$$\delta_{BC} = 1,093$$

$$b_C = 1,2 \text{ Pour 1VC}$$

$$b_C = 1,1 \text{ Pour 2VC}$$

$$b_C = 0,95 \text{ Pour 3VC}$$

$$b_C = 0,80 \text{ Pour 4VC}$$

Il existe 6 cas de chargements :

▪ **Une seule travée chargée :**

➤ **Une seule voie chargée : $b_c = 1,2$**

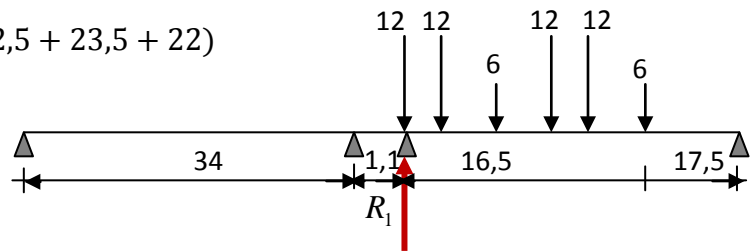
$$34 \times R_1 = 6(28 + 17,5) + 12(34 + 32,5 + 23,5 + 22)$$

$$R_1 = 47,556 \times 1,2 \times 1,093$$

$$R_1 = \mathbf{62,374 \text{ t}}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{\text{LONG}} = \mathbf{34,306 \text{ t.m}}$$



➤ **Deux voies chargées : $b_c = 1,1$**

$$R_1 = 47,556 \times 2 \times 1,1 \times 1,093$$

$$R_1 = \mathbf{114,353 \text{ t}}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{\text{LONG}} = \mathbf{62,894 \text{ t.m}}$$

➤ **Trois voies chargées : $b_c = 0,95$**

$$R_1 = 47,556 \times 3 \times 0,95 \times 1,093$$

$$R_1 = \mathbf{148,139 \text{ t}}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{\text{LONG}} = \mathbf{81,476 \text{ t.m}}$$

➤ **quatre voies chargées : $b_c = 0,80$**

$$R_1 = 47,556 \times 4 \times 0,80 \times 1,093$$

$$R_1 = \mathbf{166,332 \text{ t}}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{\text{LONG}} = \mathbf{91,483 \text{ t.m}}$$

▪ **Deux travées chargées :**

➤ **Une seule voie chargée : $b_c = 1,2$**

$$R_1 \times 34 = 6(28) + 12(34 + 32,5)$$

$$R_1 = 28,412 \times 1,2 \times 1,093$$

$$R_1 = \mathbf{37,265 \text{ t}}$$

$$R_2 \times 34 = 6(30,6) + 12(26,1 + 24,6)$$

$$R_2 = 23,294 \times 1,2 \times 1,093$$

$$R_2 = \mathbf{30,552 \text{ t}}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = \mathbf{67,817 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 3,692 \text{ t.m}$$

➤ **Deux voies chargées : bc = 1,1**

$$R_1 = 2 \times 28,412 \times 1,1 \times 1,093$$

$$R_1 = 68,319 \text{ t}$$

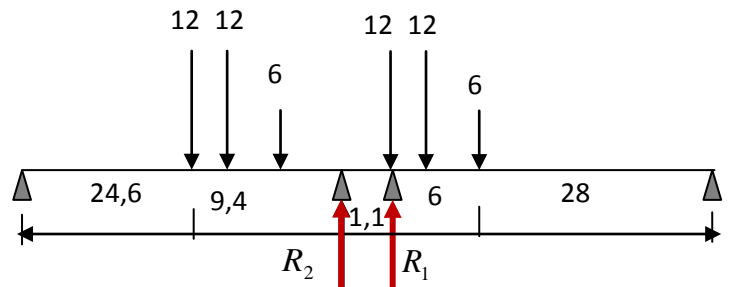
$$R_2 = 2 \times 23,294 \times 1,1 \times 1,093$$

$$R_2 = 56,013 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 124,332 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 6,768 \text{ t.m}$$



➤ **Trois voies chargées : bc = 0,95**

$$R_1 = 3 \times 28,412 \times 0,95 \times 1,093$$

$$R_1 = 88,505 \text{ t}$$

$$R_2 = 3 \times 23,294 \times 0,95 \times 1,093$$

$$R_2 = 72,562 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 161,067 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 8,769 \text{ t.m}$$

➤ **Quatre voies chargées : bc = 0,80**

$$R_1 = 4 \times 28,412 \times 0,80 \times 1,093$$

$$R_1 = 99,374 \text{ t}$$

$$R_2 = 4 \times 23,294 \times 0,80 \times 1,093$$

$$R_2 = 81,473 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 180,847 \text{ t}$$

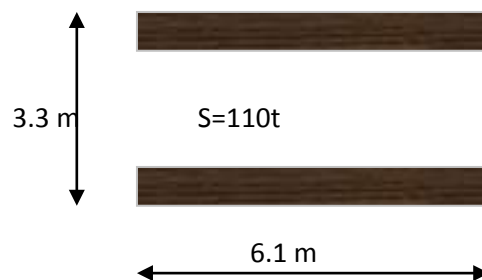
$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 9,845 \text{ t.m}$$

c. **Système Mc120 :**

$$\delta_{MC} = 1,068$$

Il y a deux cas :



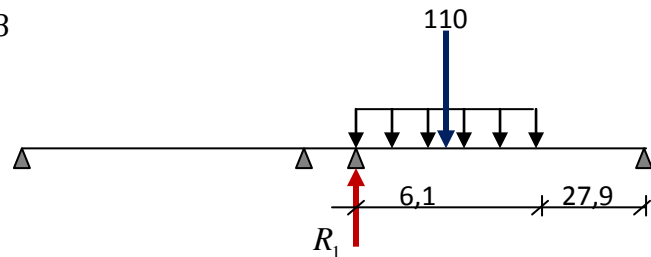
▪ Une seule travée chargée :

$$34 \times R_1 = 110 \times (27,9 + 6,1/2) \times 1,068$$

$$R_1 = 106,941 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 58,817 \text{ t.m}$$



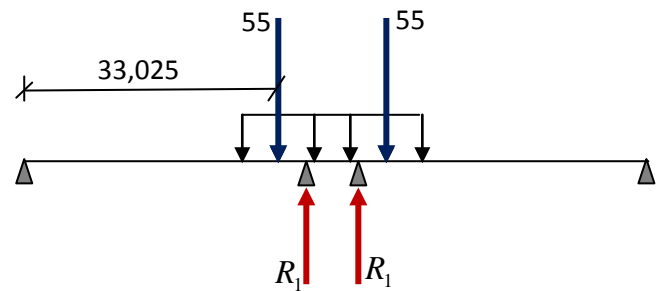
▪ Deux travées chargées :

$$34 \times R_1 = 55 \times 33,025 \times 1,068$$

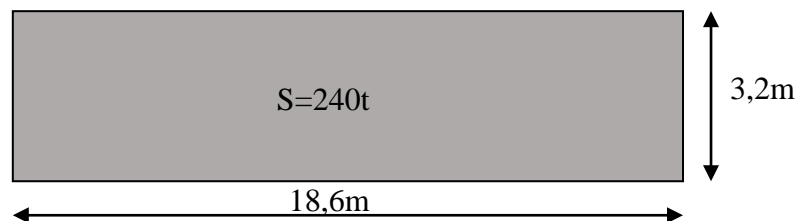
$$R_1 = 57,055 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 114,11 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



d. Système D240 :



Il y a deux cas :

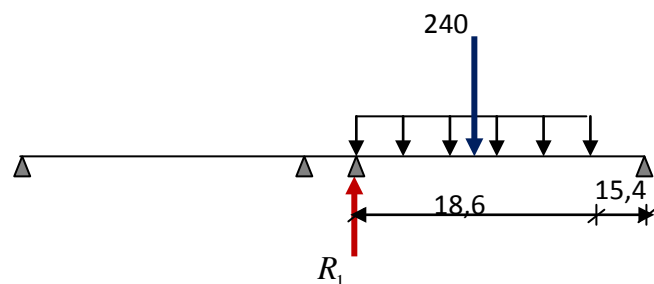
▪ Une seule travée chargée :

$$34 \cdot R_1 = 240 \times (39 - 18,6/2)$$

$$R_1 = 177,353 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 97,544 \text{ t}$$



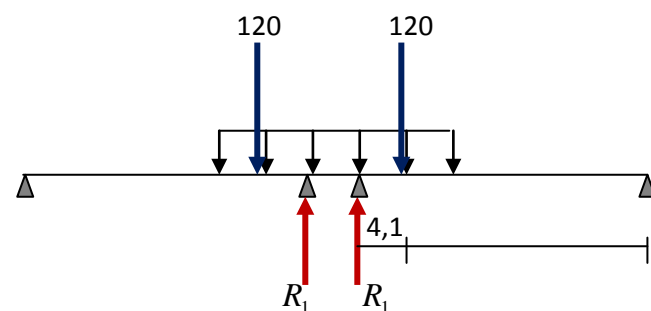
▪ Deux travées chargées :

$$34 \times R_1 = 120 \times 29,9$$

$$R_1 = 105,529 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 211,058 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



e. La réaction minimale sous le système Bc :

Nous avons deux cas :

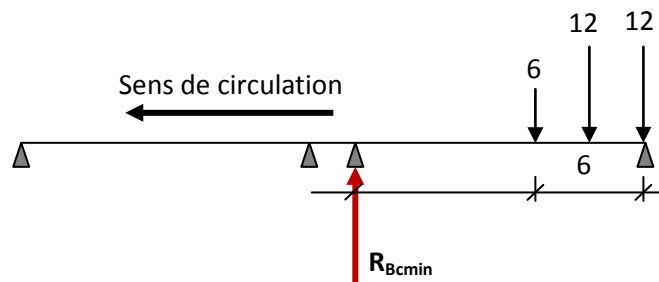
– **1^{er} cas :**

$$34 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1,2 \times 1,093]$$

$$R_{BCmin} = \mathbf{2.083 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = \mathbf{1.146 \text{ t.m}}$$



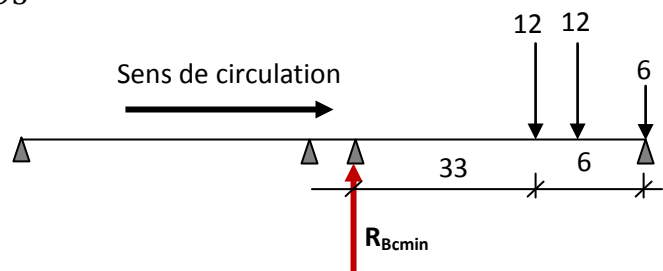
– **2^{eme} cas :**

$$34 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6)) \times 1,2 \times 1,093]$$

$$R_{BCmin} = \mathbf{4,861 \text{ t}}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = \mathbf{2,673 \text{ t.m}}$$



f. Tableaux récapitulatifs :

- **Une seule travée chargée :**

		R(t)	M_{LONG}(t.m)
A(I)	1VC	59,874	32,931
	2VC	119,731	65,852
	3VC	161,50	88,825
	4VC	178,50	98,175
Bc	1VC	62,374	34,306
	2VC	114,353	62,894
	3VC	148,139	81,476
	4VC	166,332	91,483
R_{BCmin}	←	2,083	1,146
Mc120		106,941	58,817
D240		177,353	97,544

Tableau.12.1: Répartition des surcharges (une seule travée chargée).

- **Deux travées chargées**

		R(t)	M_{LONG}(t.m)
A(l)	1VC	79,73	0
	2VC	159,494	0
	3VC	215,322	0
	4VC	239,224	0
Bc	1VC	67,817	3,692
	2VC	124,332	6,768
	3VC	161,067	8,769
	4VC	180,847	9,845
Mc120		114,11	0
D240		211,058	0

Tableau.12.2: Répartition des surcharges (deux seule travée chargée).

12.3.1.3. Les efforts horizontaux

a. Freinage :

- **Système A(L) :**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et quatre voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{69.1 + 12} = \mathbf{0,674 \text{ t/m}^2}$$

$$S : \text{Surface chargée, soit : } S = (34 \times 2 + 1,1) \times 14,5 = \mathbf{1001.95 \text{ m}^2}$$

$$A = 0,75 \times 0,96 \times 0,674 \times 1001.95 = \mathbf{486.226 \text{ t}}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 1001.95} \times 486,226$$

$$H_{A(l)} = \mathbf{20,684 \text{ t}}$$

Soit : 10,342 t par appuis

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 10,342 \times (0,2 + 1.5 + 14.5 + 1.5) = \mathbf{183,053 \text{ t.m}}$$

▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_b = 30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15$ t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 1,5 + 14,336 + 1,5) = 263,04 \text{ t.m}$$

b. Séisme :

– Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = 943,565 \text{ t.}$$

– Le poids du chevêtre et des d'appuis :

Le poids du chevêtre :

$$P_{CH} = (11 \times 2,1 \times 1,5 \times 2,5 + 2,35 \times 2,5 \times 2,5) + (0,2 \times 1,2 \times 2,1 \times 2,5 \times 2) = 119,989 \text{ t}$$

Le poids du des d'appuis :

$$P_d = 0,5 \times 0,5 \times 0,20 \times 2,5 \times 18 = 2,25 \text{ t}$$

$$P_{CH} + P_d = 122,239 \text{ t}$$

– Le poids du fut :

$$P_{fu} = 4 \times 1,5 \times 14,336 \times 2,5 \times 2 = 344,064 \text{ t}$$

– Le poids de la semelle :

$$P_s = 13,2 \times 9,2 \times 1,5 \times 2,5 = 455,40 \text{ t}$$

– Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 5,7 \times [13,2 \times 9,2 - 4 \times 1,5 \times 2] \times 1,8 = 1147,478 \text{ t}$$

– Le poids total de la pile :

$$P_T = (P_{CH} + P_d) + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 122,239 + 344,064 + 455,4 + 1147,478 = 2069,181 \text{ t}$$

$$\text{Le poids total} = 943,565 + 2069,181 = 3012,746 \text{ t}$$

▪ **L'effort sismique horizontal :**

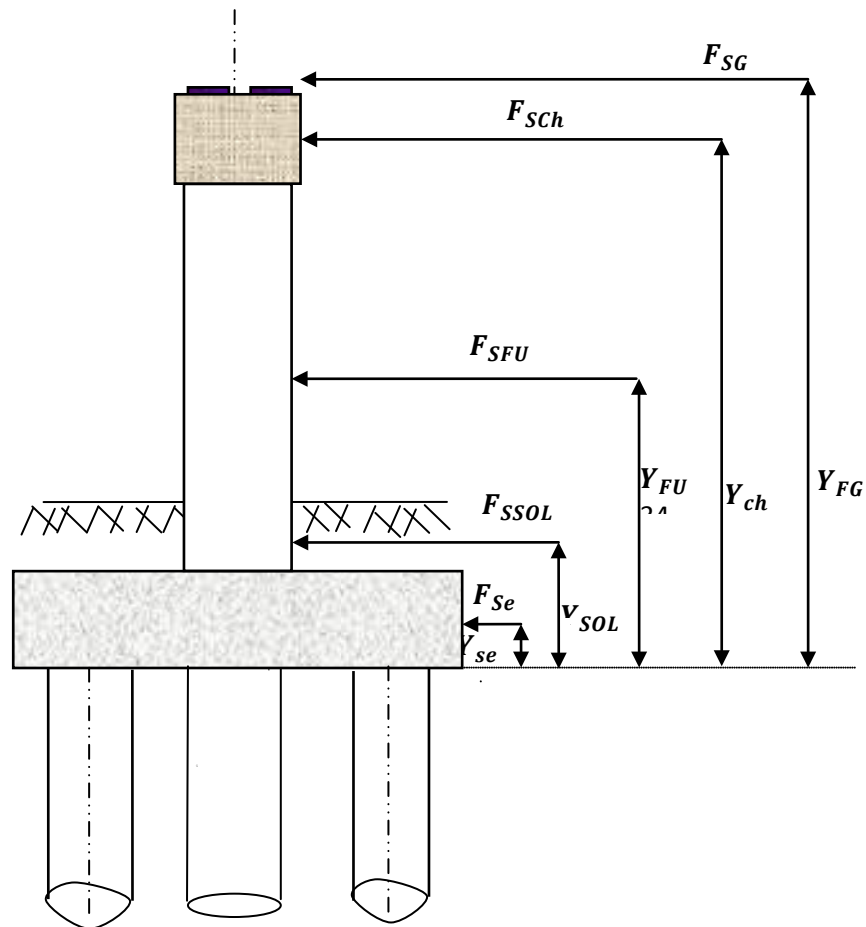
$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,30 \times 3012,746 = 903,824 \text{ t}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 3012,746 = 2786,790 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 3012,746 = 3238,702 \text{ t}$$

- Le moment dû à l'effort sismique :



$$M_{FS}/0 = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS}/0 = 0,30 \times (943,565 \times 17,536 + 122.239 \times 16.586 + 344,064 \times 8,668 + 1147,478 \times 4,35 + 455.40 \times 0.75)$$

$$\frac{M_{FS}}{0} = 0,30 \times 26889,238 = \mathbf{8087,415 \text{ t.m}}$$

c. L'effet du courant :

Le viaduc est conçu pour traverser une brèche et une coulée. Le débit de cette coulée étant très faible, cette dernière n'a pas d'influence, cet effet de courant, ne sera pas pris en considération dans le calcul.

12.3.2. Etude du chevêtre :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre sur un appui continu (le fût).

On considère que le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie ; cette charge est donnée par les combinaisons suivantes :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1.35G + 1.6[Max(A,B)]$	$G + 1.2[Max(A,B)]$
II	$1.35G + 1.35Max[M_{c120}, D_{240}]$	$G + Max[M_{c120}, D_{240}]$

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35(943,565) + 1,6(239.224)$ = 1656.571 t	$943,565 + 1,2(239.224)$ = 1230.634 t
II	$1,35(943,565) + 1,35(211.058)$ = 1558.741 t	$943,565 + 211.058$ = 1154.623 t

Tableau 12.3: Combinaison des charges et surcharges en ELU et ELS.

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison I, on calcule la réaction par poutre en divisant la réaction maximale par le nombre de poutres (9 poutres) :

12.3.2.1. Calcul des sollicitations :

a. Charges concentrées (tablier + surcharges) :

✓ ELU :

$$q_u = \frac{1656.571}{9} = 184.063 \text{ t}$$

✓ ELS:

$$q_s = \frac{1230.634}{9} = 136.737 \text{ t}$$

b. Charge répartie (poids propre) :

✓ ELU : $G_{rep} = 1,35 \times G_{ch} = 10.778 \text{ t / ml.}$

✓ ELS: $G_{rep} = G_{ch} = 7.984 \text{ t / ml.}$

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue, pour cela on utilise le logiciel *SAP2000*, les résultats obtenus sont dus à la combinaison des charges réparties et concentrées.

✓ **ELU :**

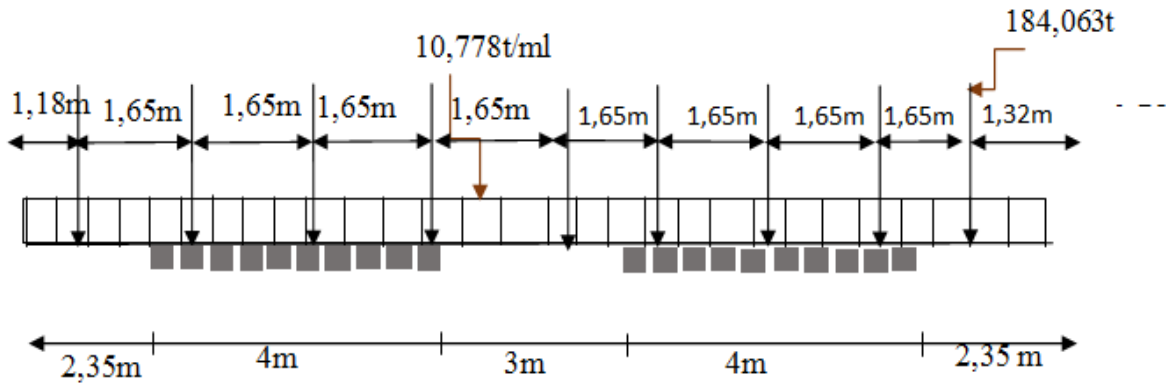


Diagramme des moments fléchissant (ELU).

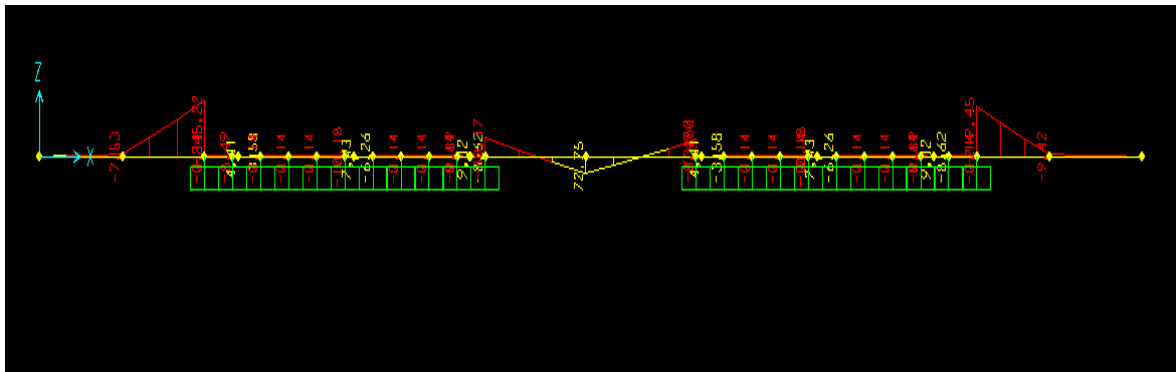
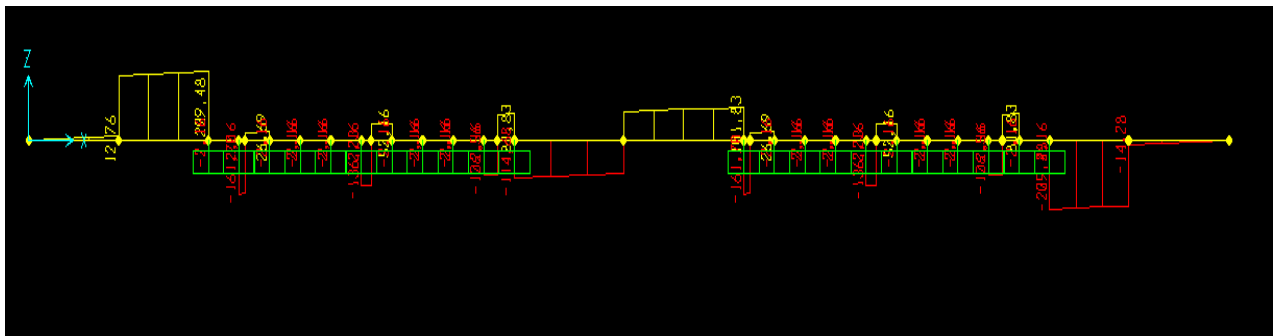


Diagramme des efforts tranchants (ELU).



	E.L.U		E.L.S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M(t.m)	-245,22	77,26	-182,13	54,84
T(t)	209,48	/	155,59	/

12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre :

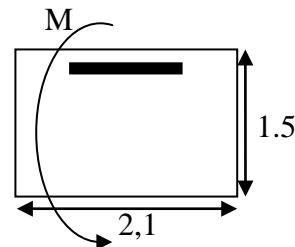
a. Calcul des armatures longitudinales :

• **Sur appui :**

➤ **ELU :**

Le ferrailage du chevêtre à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28}=27Mpa.$
- ✓ Acier $f_e=500Mpa.$



Section rectangulaire :

$$b=210 \text{ cm}, h=150\text{cm}, d_1=5\text{cm}, d = 145\text{cm}$$

$$M_{au} = 245.22\text{t.m.}$$

$$M_{as} = 182.13\text{t.m.}$$

Le résultat obtenu par SECOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0.$
- Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 39.7\text{cm}^2.$

– **à L'ELS:**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2,22} \right) = 207,314 \text{ MPA}$$

$$M_{IU} = \mu_{iu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,1 \times 1.45^2 \times 15,3 = 66,537 \text{ MN.m}$$

$$M_{IU} = 26,481 \text{ MN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,35$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{26.481}{1,35} = 19.615 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 18.213 \text{ MN.m} \leq M_{IS} = 49,286 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{section sans armatures comprimée}$$

$$A_{SC} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{182,13 \cdot 10^{-2}}{2,1 \times 1,45^2 \times 16,2} = 0.0255$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0.0519$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,0519 \times 2,1 \times 1,45 \times 16,2}{2 \times 207,314} = 0,00617 \text{ m}^2$$

$$A_{Ser} = 61.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = 61.7 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée:**

à L'ELU :

$$M_U = 77,26 \text{ t.m}$$

$$M_{Ser} = 54,84 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{77,26 \cdot 10^{-2}}{2,1 \times 1,45^2 \times 15,3} = 0,0114$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{77,26}{54,84} = 1,35$$

$$\mu_{bu} = 0,0114 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{Sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0143$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{Su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{Su}} = \frac{77,26 \cdot 10^{-2}}{0,994 \times 1,45 \times 348} = 0,0012329 \text{ m}^2$$

$$A_{Su} = 12,329 \text{ cm}^2$$

- à L'ELS:

$$M_{Ser} = 54,84 \text{ t.m}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,1 \times 1,45^2 \times 15,3 = 26,4809 \text{ MN.m}$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{26,4809}{1,35} = 19,615 \text{ MN.m}$$

$$M_{IS} = 19,615 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0,5484 < M_{IS} = 19,615 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{Sc} = 0.$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{54,84 \cdot 10^{-2}}{2,1 \times 1,45^2 \times 16,2} = 0,00767$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,0154$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \overline{\sigma_b}}{2 \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{0,0154 \times 2,1 \times 1,45 \times 16,2}{2 \times 207,314} = 0,001832 \text{ m}^2$$

$$A_{Ser} = 18,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = A_{Ser} = \mathbf{18,32 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > \frac{0,23 \times 2,1 \times 1,45 \times 2,22}{500} = 31,09 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{On adopte } A_S = 31,09 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 11 \text{ HA20}(34,56 \text{ cm}^2)$$

- **Finalemment on adopte**

Sur appui : $A_S = 61,7 \text{ cm}^2$; Soit 20HA20

Sur travée : $A_S = 31,09 \text{ cm}^2$; Soit 10HA20

a. Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{209.48}{2.1 \times 1.45} \quad \text{avec } T = 209.48 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{209.48 \times 10^{-2}}{2.2 \times 1.45} 0.679 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \cdot f_{t28}}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2.22 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.679 - 0.3 \times 2.22) \times 2.1}{0.8 \times 500} = 0.0006 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ **Le pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPA} \right\} = 0.4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 2.1}{500} = 0.17 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\Rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} > 0.17 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ **Choix des armatures :**

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{MIN}(\{20; 42.857; 210\})$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.17 \quad A_t = 0.17 \times 15 = 2.55 \text{ cm}^2$$

12.3.2.3. Etude de la torsion du chevêtre :

La torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Cette torsion est déterminée, lorsqu'une seule travée est chargée sous le système qui donne la réaction maximale (système AL 4vc).

Donc, pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine, on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de la paroi est égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

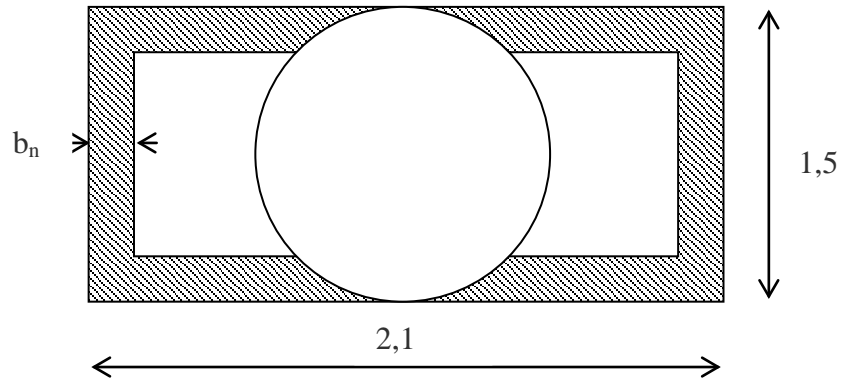


Figure.12.4.Partie qui travaille à la torsion.

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{1.5}{6} = 0,25m$$

a. Calcul du moment de torsion :

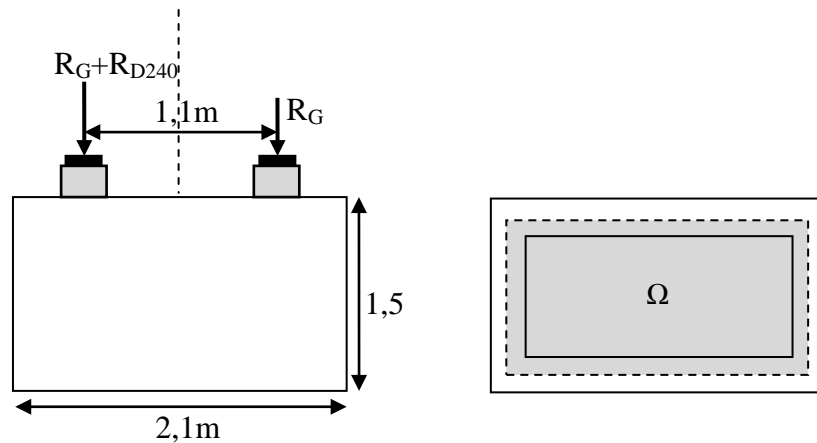


Figure. 12.5 : Coupe transversale du chevêtre.

$$M_{tor} = \frac{R_{D240}}{9} \times 0,55 = \frac{178.5}{9} \times 0,55 = 10.90t.m.$$

➤ **ELU :**

$$M_{tor} = 1,35 \times 10.908 = 14.726 t.m.$$

▪ **Justification du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) \leq \overline{\tau_u} = 2,7Mpa.$$

$$\tau_u(T_u) = 0.679Mpa.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times b_n}.$$

Ω : aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (1,5 - 0,25) \times (2,1 - 0,25) = 2,312m^2.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{14,726}{2 \times 2,312 \times 0,25} = 0,127Mpa.$$

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) = 0,679 + 0,127 = 0,806Mpa \leq 2,7Mpa. \Rightarrow (c.v).$$

b. Calcul de ferrailage de torsion:

• **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{U \cdot M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

U : périmètre du contour.

$$U = 2 \times [(1,5 - 0,25) + (2,1 - 0,25)] = 6,20 m.$$

$$A_L = \frac{6,2 \times 14,726}{2 \times 2,312 \times 435 \times 10^2} = 4,54 cm^2.$$

$$A_L = 4,54cm^2.$$

Soit : **6 HA12** (6,79cm²).

• **Armatures transversales :**

$$\frac{A_{t,tor}}{S_t} \geq \frac{M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,726}{2 \times 2,312 \times 435 \times 10^2} = 0,0000732 cm.$$

On fixe: $S_t = 15 cm \Rightarrow A_{t,tor} \geq 0,125 cm^2$

$$A_t \geq 2,55 + 0,125 = 2,675cm^2$$

Soit **6HA12** (6,79 cm²).

❖ **Les armatures du chevêtre :**

$$A_{sappui} = 61,7 cm^2 \quad \text{soit } \mathbf{20HA20} \quad (62,8 cm^2)$$

$$A_{stravée} = 31,09 cm^2 \quad \text{soit } \mathbf{10HA20} \quad (31,4 cm^2)$$

$$A_{tran} = 2,675 cm^2 \quad \text{soit } \mathbf{4HA12, St 15} \quad (4,52cm^2)$$

$$A_{storsion} = 4,54 cm^2 \quad \text{soit } \mathbf{6HA12} \quad (6,79 cm^2)$$

12.3.2.4. Schéma de ferrailage :

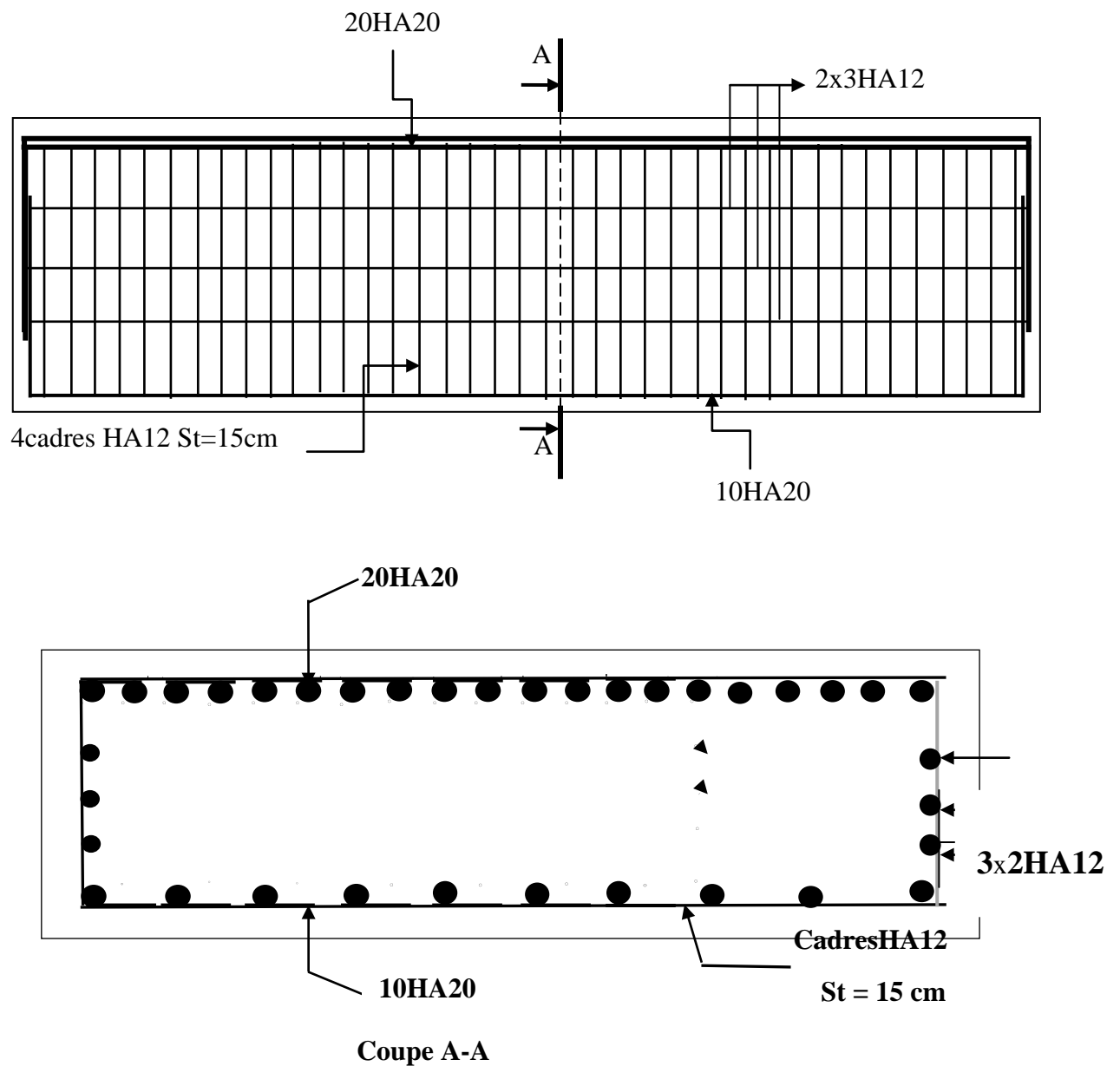


Figure.12.6 : Schéma de ferrailage du chevêtre.

12.3.3. Etude du fût :

Les fûts sont les éléments intermédiaires entre le tablier et les fondations dont le rôle est de transmettre les efforts dus aux charges et aux surcharges ainsi que l'effort du séisme, de la température et du freinage. Pour le calcul, on considérera les fûts comme étant des consoles encastrées à leurs bases dans la semelle.

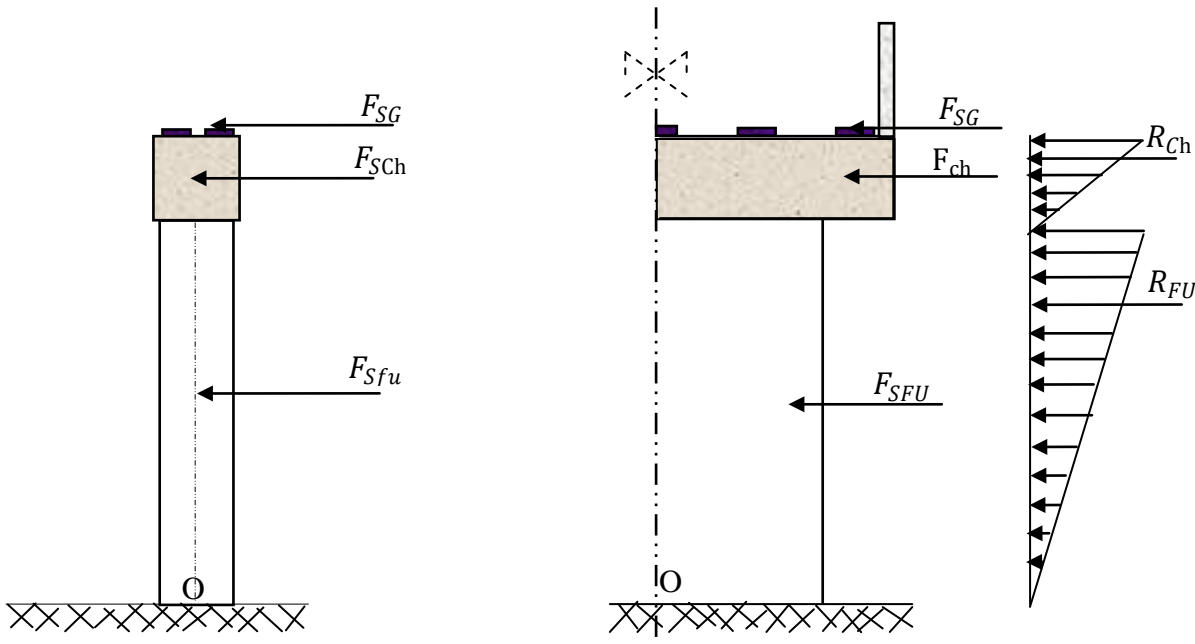


Figure.12.7. Charges appliquées au fut.

12.3.3.1. Calcul des sollicitations :

Le fut est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier et du chevêtre.
- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

a. Le poids du fut :

$$P_{fu} = 4 \times 1,5 \times 14,336 \times 2,5 = 172,032 \text{ t}$$

Le poids dus deux fut :

$$2 \times P_{fu} = 344,064$$

Les réactions dues aux poids du tablier, du chevêtre et aux surcharges sont calculé à l'aide de logicielle SAP2000.

– Pour le tablier :

$$q = \frac{G_{\text{tab}}}{9} = \frac{943,565}{9} = 104,840 \text{ t}$$

– Pour le chevêtre :

$$q = \frac{G_{\text{ch}}}{15,7} = \frac{122,239}{15,7} = 7,786 \text{ t/ml}$$

– Pour les surcharges :

$$q = \frac{R_i}{9}. \text{ (les valeurs de } R_i \text{: voir tab1 et tab2.)}$$

b. Réaction du au poids du tablier :

$$R_{\text{tab}} = 462,64 \text{ t.}$$

c. Réaction du au poids du chevêtre :

$$R_{\text{che}} = 62,97 \text{ t.}$$

– le poid total appliqué au fut

$$G = G_f + R_{\text{tab}} + R_{\text{che}} = 172,032 + 462,64 + 62,97 = \mathbf{697,642 \text{ t.}}$$

d. Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1 travée chargé	2 travée chargé
A(I)	1VC	29,937	39,865
	2VC	59,865	79,747
	3VC	80,75	107,661
	4VC	89,25	119,612
Bc	1VC	31,187	33,908
	2VC	57,176	62,166
	3VC	74,069	80,535
	4VC	83,166	90,423
	Bc min	1,04	/
Mc120		53,47	57,055
D240		88,676	105,529

Tableau.12.4. Réaction dues aux surcharges.

e. Le freinage :

- Système A(L) :

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035S}$$

Avec S est la surface surchargée

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l) \times S$$

- Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 34m.

	Largeur	S	$a_1 \times a_2 \times A(l)$	$H_{A(L)}$
1vc	3,625	123.25	0,971	2,929
2vc	7.25	246.5	0,971	5,736
3vc	10,875	369.75	0,874	7,588
4vc	14.5	493	0,729	8,271

- Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 69,1m.

	Largeur	S	$a_1 \times a_2 \times A(l)$	$H_{A(L)}$
1vc	3,625	250,487	0,647	4,043
2vc	7,25	500,975	0,647	7,450
3vc	10,875	751,462	0,582	9,663
4vc	14,5	1001,95	0,485	10,336

- Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l) :

- $H_{f/Fut} = \frac{H_f}{2}$.

- $M_f = H_{f/Fut} \times (0,2 + 1,5 + 14,336) = H_{f/Fut} \times 16,036$.

			H_f	$H_{f/Fut}$	M_f
A(L)	1trav	1vc	2,929	1,465	23,493
		2vc	5,736	2,868	45,991
		3vc	7,588	3,794	60,840
		4vc	8,271	4,135	66,309
	2trav	1vc	4,043	2,022	32,425
		2vc	7,450	3,725	59,734
		3vc	9,663	4,831	77,470
		4vc	10,336	5,168	82,874

▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal $30/2 = 15 \text{ t}$.

– Le moment dû a l'effort de freinage de système Bc :

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 1,5 + 14,336) = \mathbf{240,54 \text{ t} \cdot \text{m}}$$

$$\text{Pour chaque fût} = M_{BC} = 240/2 = 120,27 \text{ t} \cdot \text{m}$$

f. Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal pour le fût :**

$$\text{Tablier : } F_{th} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,30 \times 462,64 = 138,792 \text{ t}$$

$$\text{Chevêtre : } F_{chh} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,30 \times 62,97 = 18,891 \text{ t}$$

$$\text{Fut : } F_{fuh} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = 0,30 \times 172,032 = 51,61 \text{ t}$$

$$\text{sol sur semelle : } F_{solh} = \varepsilon_h \cdot G_{sol} = 0,30 \times 1147,478/2 = 172,122 \text{ t}$$

$$F_{htot} = \mathbf{318,415 \text{ t}}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

$$G_T = R_{tab} + R_{ch} + G_{fu} = \mathbf{697,642 \text{ t}}$$

$$\text{➤ Minimal : } F_{VMIN} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 697,642 = \mathbf{645,319 \text{ t}}$$

$$\text{➤ Maximal : } F_{VMAX} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 697,642 = \mathbf{749,965 \text{ t}}$$

▪ **Le moment dû a l'effort sismique horizontal :**

$$M_{FS/0} = (F_{th} \times Y_t + F_{chh} \times Y_{ch} + F_{fuh} \times Y_{fu} + f_{solh} \times Y_{sol})$$

$$M_{FS/0} = (138,792 \times 16,036 + 18,891 \times 15,086 + 51,61 \times 7,168 + 172,122 \times 2,85)$$

$$M_{FS/0} = \mathbf{3371,146 \text{ t} \cdot \text{m}}$$

12.3.3.2. Calcul des combinaisons :

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal **N** et le moment longitudinal **M_{long}** qui résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant **SOCOTEC**.

a. Conditions normales

– Combinaison 01 : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)].

$$N = G + R[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long} [A(L)(\text{ou Bc})])/2 + M_{frein} [A(L)(\text{ou Bc})]$$

– Combinaison 02 : G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long} (D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _S (cm ²)	
01trav	A(l)	1vc	729,583	64,318	0,088	0,00	
		2vc	759,475	127,021	0,167	0,00	
		3vc	780,36	169,40	0,217	0,00	
		4vc	788,9	185,719	0,235	0,00	
	Bc	1file	730,797	221,845	0,303	0,00	
		2file	756,786	244,715	0,323	0,00	
		3file	773 ,679	259,581	0,335	0,00	
		4file	782,776	267,586	0,342	0,00	
		Bcmin	700,65	195,317	0,278	0,00	
	MC ₁₂₀			753,08	79,403	0,105	0,00
D ₂₄₀			788,286	131,684	0,167	0,00	
02trav	A(l)	1vc	739,475	52,41	0,07	0,00	
		2vc	779,357	96,552	0,104	0,00	
		3vc	807,271	125,219	0,155	0,00	
		4vc	819,222	133,955	0,164	0,00	
	Bc	1file	733,518	197,354	0,269	0,00	
		2file	761,776	199,814	0,262	0,00	
		3file	780,143	200,615	0 ,257	0,00	
		4file	790,033	201,476	0,255	0,00	
	MC ₁₂₀			756,665	0	0,00	0,00
	D ₂₄₀			805,139	0	0,00	0,00

Tableau.12.5. Combinaison01 et 02.

b. Conditions sismiques

▪ **Séisme longitudinal**

$$N = F_{Vmin} = 645,319 \text{ t.}$$

$$M_{long} = 3371,146 \text{ t. m.}$$

$$A_S = 599 \text{ cm}^2$$

– Combinaison 04 : G+E+0,6(A(L) (ou Bc))

$$N = +F_{Vmin} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6[(M_{long} [A(L)(\text{ou Bc})])/2 + M_{frein} [A(L)(\text{ou Bc})]]$$

			N(t)	M _{long}	e (cm)	A _{SInf} (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	663,281	3395,121	5,119	604
		2vc	681,238	3418,496	5,017	609
		3vc	693,769	3434,297	4,950	612
		4vc	698,869	3440,384	4,923	614
	Bc	1file	664,031	3453,600	5,200	619
		2file	679,625	3462,176	5,094	621
		3file	689,760	3467,750	5,03	621
		4 file	695,219	3470,753	4,992	622
		Bcmin	645,943	3443,652	5,331	617
	02 trav	A(l)	1vc	669,238	3390,601	5,066
2vc			693,167	3406,992	4,915	605
3vc			709,916	3417,628	4,814	607
4vc			717,086	3420,870	4,770	608
Bc		1file	665,664	3444,415	5,174	616
		2file	682,619	3445,338	5,711	616
		3file	693,64	3445,939	5,595	615
		4file	699,573	3446,261	5,534	615

Tableau.12.6.Combinaison 03 et 04.

❖ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 4 fils ; 2 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc)

$$N = +F_{Vmin} + 0,6 \cdot R_{BC} \text{ (2travée, 4 voies)}$$

$$N = 645,319 + 0,6 \times 90,423 = 699,573 \text{ t}$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long} \text{ Bc(2 travée, 4 vois)}/2 + M_{frei} \text{ Bc})$$

$$M_{long} = 3371,146 + 0,6(9,845/2 + 120,27) = 3446,261 \text{ t.m}$$

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par **SOCOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc 4fils ; 1 travée chargée), avec

$$\begin{cases} e = 4,992 \text{ cm.} \\ AS = 622 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}}$$

$$i = 0,433\text{m}$$

$$I_f = 0,7.l = 0,7 \times 14,336 = 10,035 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{10,035}{0,433} = 23,175$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 4,992}{1,5}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 32,12 < \lambda' = 100 \text{ Pas de risque de flambement}$$

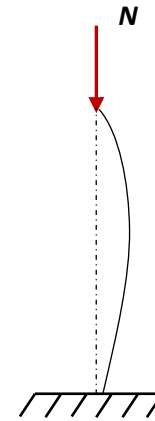


Figure 12.8.Effet de flambement.

12.3.3.4. Calcul de ferrailage:

a. Longitudinal :

Le résultat obtenu par SECOTEC est : $A_S = 622 \text{ cm}^2$.

$$N = 695,219 \text{ t}$$

$$M = 3470,753 \text{ t.m}$$

▪ La section d'armature minimale :

$$A_{S\text{min}} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{min}} = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 622 \text{ cm}^2 > A_{S\text{min}} = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 622 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 50 \text{ HA } 40$$

b. Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d.b}$$

$$T_U = F_{\text{htot}} + 0,6H_{f\text{Bc}} = 318,415 + 0,6 \times 7,5 = 322,915 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b.d} = \frac{322,915 \cdot 10^{-2}}{4 \times 1,45} = 0,557 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,557 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

▪ Espacement :

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

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

▪ Section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,557 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,15 \times 4 = 0,000164 \text{ m}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 4 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

On fixe : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 15 \times 0,32 = 4,8 \text{ cm}^2$.

▪ Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{\text{long}}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1500}{35}, 25, \frac{4000}{10} \right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 12 \text{ mm}$

Soit $A_t = 6 \text{ HA } 12$

12.3.3.5. Schéma de ferrailage de fut :

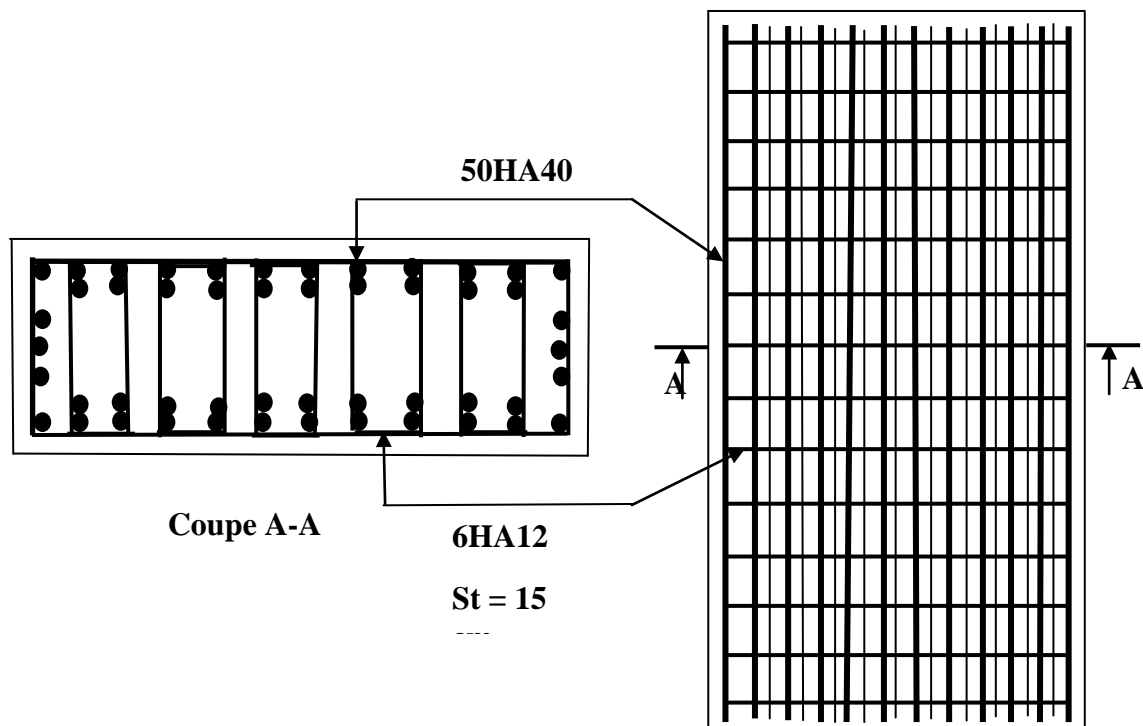


Figure 12.9: Ferrailage. .de fut.

12.3.4. Etude de la semelle :

Les semelles ont pour rôle de transmettre les efforts apportés par les éléments de la structure au sol, cette transmission peut être directement cas de bon sol pour les semelles superficielles, ou indirectement, assurée par l'intermédiaire d'autre organe (les pieux), cas des fondations profondes.

- Longueur : $D = 13,2$ m.
- Largeur : $B = 9,2$ m.
- Epaisseur : $E = 1,5$ m.

12.3.4.1. Calcul des charges :**a. Charges permanentes :**

- Superstructure : $G_{\text{sup}} = 943,565$ t.
- Chevêtre : $G_{\text{Ch}} = 122,239$ t.
- Fût : $G_{\text{fu}} = 344,064$ t (pour les deux futs)
- Poids de la semelle : $G_{\text{sem}} = 455,40$ t.
- Poids des terres : $G_{\text{ter}} = 1147,478$ t.
- Le poids total de la pile : $G_{\text{pile}} = 2069,181$ t.
- Le poids total : $G_T = 943,565 + 883,55 = 3012,746$ t.

b. Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2-

c. Le freinage :**▪ Système A(l):**

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,2 + 1,5 + 14,336 + 1,5) = HA(L) \times 17,536 \text{ t.m}$$

▪ Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30$ t, chaque appui supporte une force de freinage égal = $30/2 = 15$ t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 1,5 + 14,336 + 1,5) = 263,04 \text{ t.m}$$

$$\text{Pour chaque fût} = M_{BC} = \frac{265,5}{2} = 131,52 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	2,929	51,363
		2vc	5,736	100,586
		3vc	7,588	133,063
		4vc	8,271	145,040
	2trav	1vc	4,043	70,898
		2vc	7,45	130,643
		3vc	9,663	169,450
		4vc	10,336	181,252
Bc			15	263,04

d. Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{\text{sh}} = \varepsilon_h \times G_T = 0,30 \times 3012,746 = 903,824 \text{ t}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

➤ **Minimal :** $F_{\text{VMIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 3012,746 = 2786,79 \text{ t}$

➤ **Maximal :** $F_{\text{VMAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 3012,746 = 3238,702 \text{ t}$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$\frac{M_{\text{FS}}}{0} = e_h \times (F_{\text{SG}} \times Y_{\text{FG}} + F_{\text{SCh}} \times Y_{\text{ch}} + F_{\text{SFU}} \times Y_{\text{FU}} + F_{\text{SSOL}} \times Y_{\text{SOL}} + F_{\text{Sse}} \times Y_{\text{Se}})$$

$$M_{\text{FS}}/0 = 0,30 \times (943,565 \times 17,536 + 122,239 \times 16,586 + 344,032 \times 8,668 + 1147,478 \times 4,35 + 455,4 \times 0,75)$$

$$M_{\text{FS}}/0 = 0,30 \times (26889,238) = \mathbf{8087,415 \text{ t.m}}$$

12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :

Le groupe des pieux est dite en stable lorsque l'effort maximal supporte par un pieu est inférieur à la capacité portante du pieu.

D'après le rapport du sol $\bar{Q} = 611,96 \text{ t}$

a. Calcul des combinaisons :

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que le convoi D240 et Mc120 sera combiné avec le séisme.

▪ **Conditions normales :**

➤ **ELU**

– **Combinaison 01 :** $G + A(L)$ (ou Bc) + H_f [$A(L)$ (ou Bc)].

$$N = 1,35G + 1,6R([A(L)(\text{ou } Bc)])$$

$$M_{long} = 1,6(M_{LONG} A(L) \text{ ou } Bc) + M_{frein} [A(L) \text{ (ou } Bc)]].$$

– **Combinaison 02** : G+D240 OU Mc120

$$N = 1,35G + 1,6R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long} (D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N	M _{long}	σ _i max	σ _i min	R _{MAX}	R _{MIN}	
01trav	A(l)	1vc	4115,106	134,870	463,090	446,527	523,754	505,022	
		2vc	4162,991	267,806	476,545	443,657	538,972	501,776	
		3vc	4196,407	356,163	485,663	441,925	549,285	499,817	
		4vc	4210,007	390,995	489,305	441,289	553,404	499,098	
	Bc	1file	4117,106	475,754	484,242	425,817	547,677	481,599	
		2file	4158,689	521,494	491,646	427,604	556,052	483,621	
		3file	4185,718	551,226	496,459	428,766	561,495	484,934	
		4file	4200,273	567,237	499,051	429,392	564,426	485,642	
		Bcmin	4068,871	422,698	475,653	423,744	537,963	479,254	
	M _{C120}			4152,759	79,403	463,845	454,094	524,609	513,581
D ₂₄₀			4209,089	131,684	473,281	457,110	535,281	516,991	
02 tav	A(l)	1vc	4130,991	114,498	463,594	449,534	524,325	508,423	
		2vc	4194,802	210,984	476,571	450,662	539,002	509,698	
		3vc	4239,465	273,826	485,366	451,739	548,949	510,917	
		4vc	4258,586	292,715	488,639	452,693	552,651	511,995	
	Bc	1file	4121,460	426,771	481,715	429,306	544,820	485,545	
		2file	4166,673	431,693	487,014	434,001	550,813	490,855	
		3file	4196,063	434,894	490,459	437,052	554,709	494,306	
		4file	4211,884	436,616	492,314	438,695	556,807	496,164	
	M _{C120}			4158,495	0,000	459,604	459,604	519,812	519,812
	D ₂₄₀			4236,054	0,000	468,176	468,176	529,507	529,507

Tableau.12.7.Combinaison 01 et 02 en ELU.

➤ **ELS :**

			N	M _{long}	σ _i max	σ _i min	R _{MAX}	R _{MIN}	
01trav	A(l)	1vc	3048,670	101,153	343,155	330,733	388,108	374,059	
		2vc	3084,584	200,855	353,246	328,580	399,521	371,625	
		3vc	3109,646	267,122	360,085	327,281	407,256	370,155	
		4vc	3119,846	293,246	362,816	326,805	410,345	369,616	
	Bc	1file	3050,170	356,815	359,019	315,201	406,051	356,492	
		2file	3081,357	391,121	364,572	316,541	412,331	358,008	
		3file	3101,629	413,419	368,182	317,412	416,414	358,993	
		4file	3112,545	425,428	370,126	317,882	418,612	359,524	
		Bcmin	3013,994	317,023	352,577	313,646	398,765	354,733	
	M _{C120}			3066,216	58,817	342,495	335,272	387,362	379,192
D ₂₄₀			3101,422	97,544	348,764	336,785	394,452	380,904	
02 tav	A(l)	1vc	3060,584	85,873	343,534	332,988	388,537	376,609	
		2vc	3108,442	158,238	353,266	333,834	399,544	377,566	
		3vc	3141,939	205,369	359,862	334,642	407,004	378,480	
		4vc	3156,280	219,536	362,317	335,357	409,781	379,289	
	Bc	1file	3053,436	320,078	357,124	317,817	403,908	359,451	
		2file	3087,345	323,770	361,099	321,338	408,403	363,434	
		3file	3109,388	326,171	363,682	323,627	411,325	366,022	
		4file	3121,254	327,462	365,073	324,859	412,898	367,416	
	M _{C120}			1884,170	0,000	208,242	208,242	235,521	235,521
	D ₂₄₀			3118,275	0,000	344,637	344,637	389,784	389,784

Tableau 12.8. Combinaison 01 et 02 en ELS.▪ **Conditions sismiques (ELU) :**➤ **Séisme longitudinal :**– **Combinaison 03 :** G+E

$$N = F_{V_{\max}} = 3238,702 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} = \mathbf{8087,415 \text{ t.m}}$$

– **Combinaison 04 :** G+E+A(L) (ou Bc).

$$N = +F_{V_{\max}} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})].$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}} [A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}} [A(L)(\text{ou Bc})].$$

			N(t)	M _{long}	σ _{max}	σ _{min}	R _{MAX}	R _{MIN}
01trav	A(l)	1vc	3256,664	8137,991	406,554	73,426	459,813	83,045
		2vc	3274,621	8187,278	408,886	73,741	462,450	83,401
		3vc	3287,152	8220,548	410,490	73,983	464,265	83,675
		4vc	3292,252	8233,344	411,128	74,097	464,986	83,804
	Bc	1file	3257,414	8265,823	409,226	70,865	462,834	80,148
		2 file	3273,008	8282,975	410,726	71,663	464,531	81,051
		3 file	3283,143	8294,125	411,701	72,182	465,634	81,637
		4file	3288,602	8300,129	412,226	72,461	466,228	81,953
		Bcmin	3239,326	8245,927	407,485	69,939	460,866	79,101
		02 trav	A(l)	1vc	3262,621	8129,954	406,828	74,030
2vc	3286,550	8165,801		409,326	75,059	462,947	84,892	
3vc	3303,299	8189,085		411,036	75,817	464,882	85,749	
4vc	3310,469	8196,166		411,710	76,200	465,644	86,183	
Bc	1file	3259,047	8247,454	408,970	71,361	462,545	80,709	
	2file	3276,002	8249,300	410,257	72,573	464,001	82,080	
	3file	3287,023	8250,500	411,094	73,360	464,947	82,971	
	4file	3292,956	8251,146	411,544	73,784	465,457	83,450	
Combinaison 03			3238,702	8087,415	404,195	73,138	457,145	82,719

Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04.

b. L`effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Le fût ramène un moment est un effort normal.

L`effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , I_0: \text{Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \sigma_{i \min}^{\max} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

➤ **Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :**

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

$$R_{max} = 465,644 \text{ t}$$

$$R_{min} = 79,101 \text{ t}$$

D'après le rapport de sol : $\bar{Q} = t$

$$R_{MAX} = 396,194 \text{ t} < \bar{Q} = 611,96 \text{ t} \quad : \quad \text{Pas de risque de tassement}$$

$$R_{MIN} = 79,101 \text{ t} > 0 \text{ t} \quad : \quad \text{Pas de risque de soulèvement}$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

12.3.4.3. Ferrailage de la semelle

a. Les armatures transversales

▪ **Les armatures inférieures**

➤ **ELU :**

$$R_{MAX} = 465,644 \text{ t}$$

$$N_U = 3310,469 \text{ t}$$

$$M_{ULONG} = 8196,166 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{8196,166}{3310,469} = 247,583 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$

On applique la méthode des moments.

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

$$f_e = 500 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable

$$\text{On a : } R_{max} = 465,644 \text{ t}$$

$$M_1 = R_{MAX} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 465,644 \times \left(\frac{7,2}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = 1431,855 \text{ t.m}$$

a' : Est au feuillet moyenne avec :

$$a' = \varnothing_{pieu} + h = 1,2 + 1,5$$

$$a' = 2,7 \text{ m}$$

D'après le SOCOTEC :

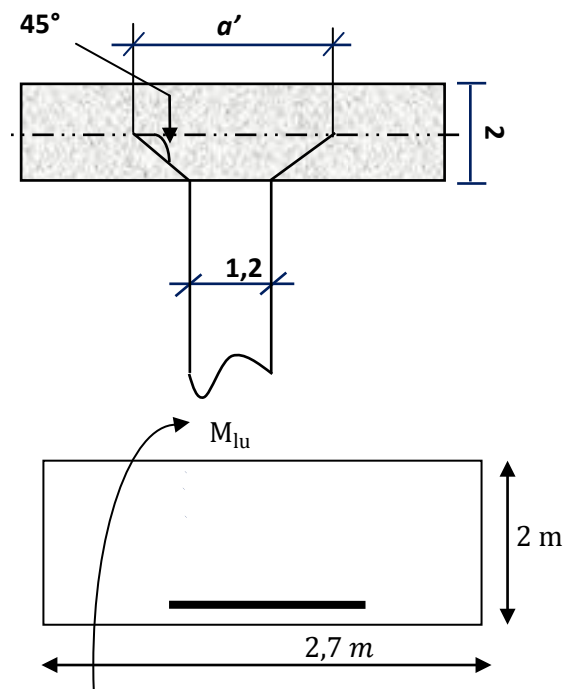
$$A_U = 251 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre : $y_0 = 11 \text{ cm}$

$$A_{SU} = 251 \text{ cm}^2 \text{ 32 HA 32}$$

L'espace entre les barres :

$$S_t = \frac{\varnothing + h - C}{32 - 1}$$



$$= \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{31} = \frac{2,65}{31} = 0,083 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Les armatures transversales supérieures**

$$A_{t,\text{sup}} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{251}{10} = 25,1 \text{ cm}^2.$$

soit 13HA16 ($A_{st} = 26,14 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,65}{12} = 0,22\text{m} \Rightarrow S_t = 22\text{cm.}$$

- a. les armatures longitudinales :**

- **Les armatures longitudinales inférieures**

$$A_{l,\text{inf}} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{251}{3} = 83,667 \text{ cm}^2.$$

soit 18HA25 ($A_{st} = 88,36 \text{ cm}^2$.)

$$S_t = \frac{2,65}{10} = 0,265\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 27\text{cm.}$$

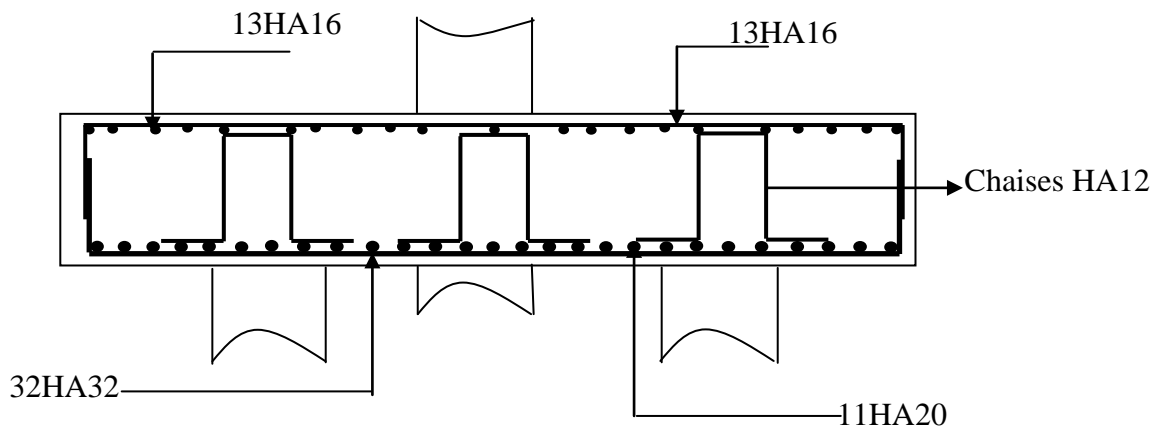
- **Les armatures longitudinales supérieures**

$$A_{l,\text{sup}} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{251}{10} = 25,1 \text{ cm}^2.$$

soit 13HA16 ($A_{st} = 26,14 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,65}{12} = 0,22\text{m} \Rightarrow S_t = 22\text{cm.}$$

12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle :



Coupe transversale

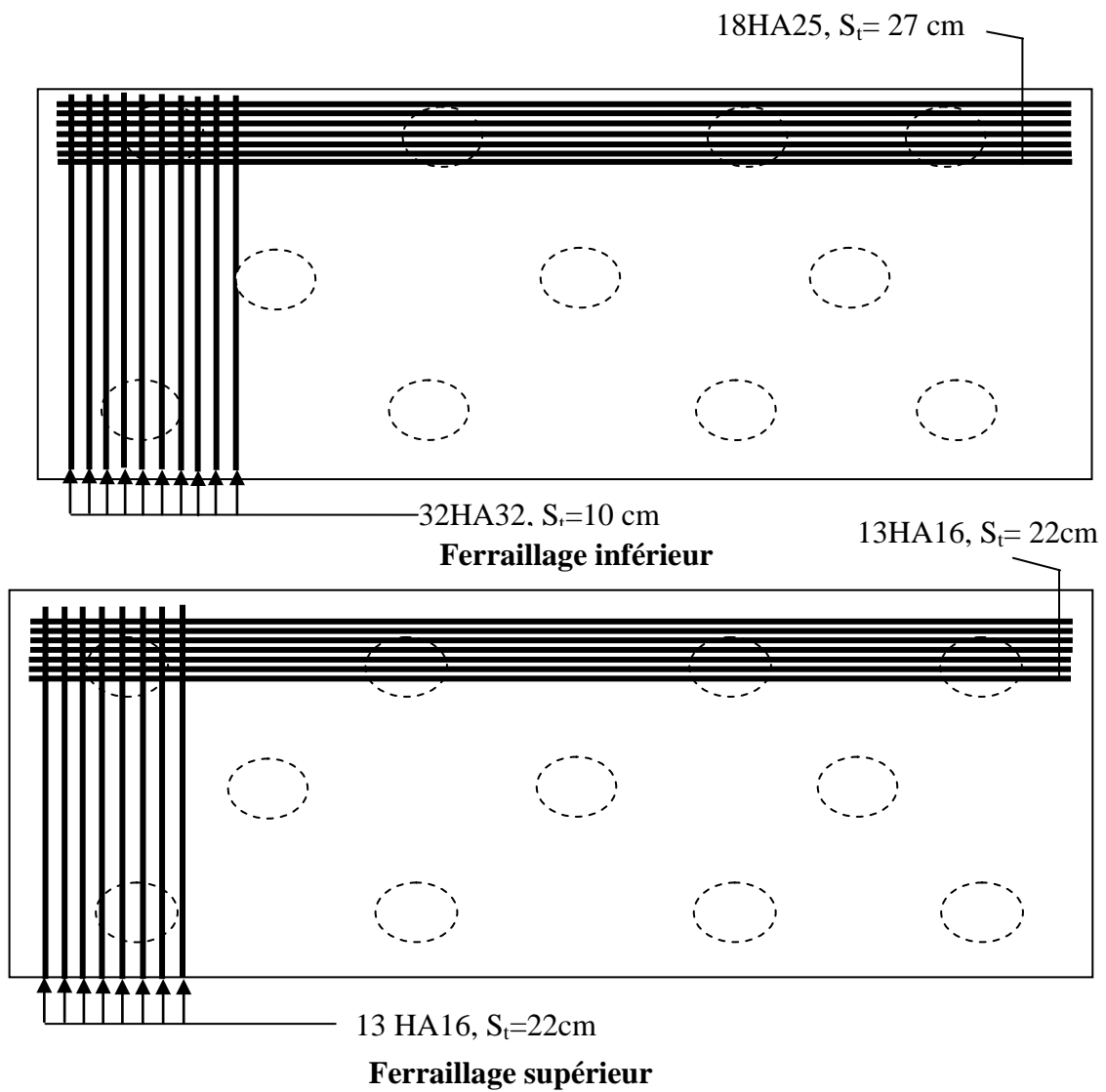


Figure 12.10 : Schéma de ferrailage de la semelle.

12.3.4. Etude des pieux sous pile

12.3.5.1. Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique. Leurs valeurs données par *Excel* sont :

$$N_{\min} = 60,097t$$

$$M_{\max} = 284,468 \text{ t.m (en tête du pieu)}$$

On utilise le logiciel **SOCOTEC** :

Résultats : $A_s=132,37 \text{ cm}^2$; soit 27HA25

* **Calcul des armatures minimales :**

D'après l'R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s\min} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 56,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 12 \text{ HA25}$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 25 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20 cm.

12.3.5.2. Schéma de ferrailage du pieu

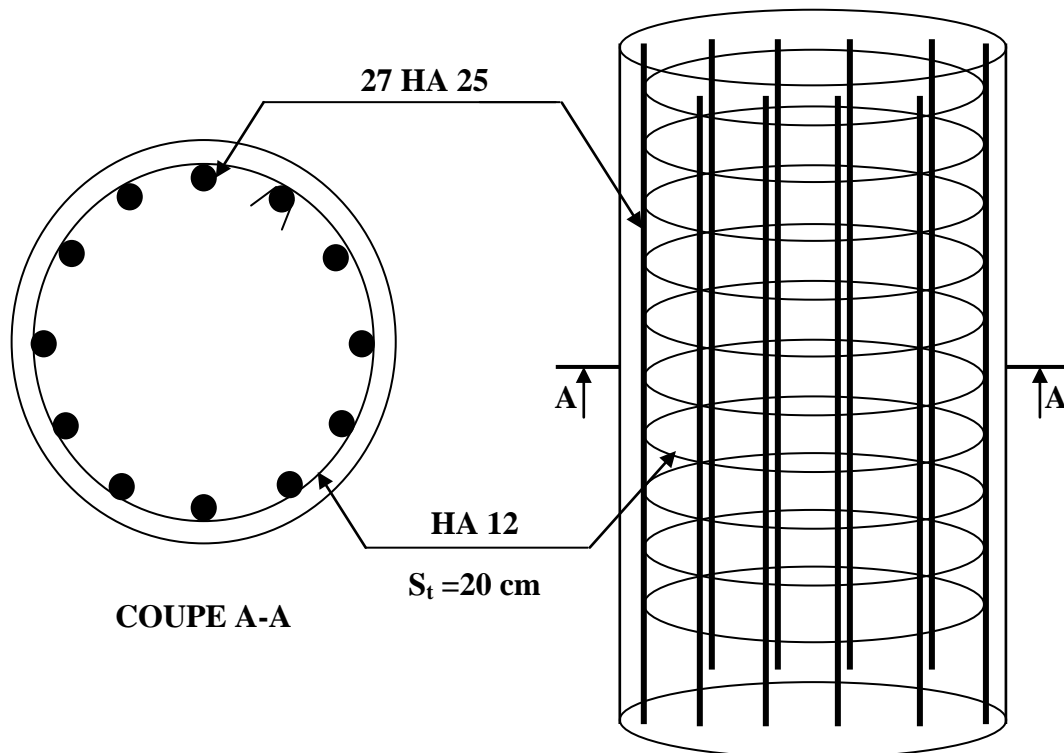


Figure 12.11.Schéma de ferrailage du pieu.

12.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait le dimensionnement de la pile au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre du tablier, tous les systèmes de charge...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle...etc.) a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Chapitre 13:

Étude de la culée.

13.1.Introduction

Les culées du pont sont les parties situées au niveau des rives de l'ouvrage (début et fin de l'ouvrage), destinées à supporter le poids du tablier, donc La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage vu que cette dernière assure le raccordement et l'appui de l'ouvrage au terrain naturel et assure au même temps la continuité entre la section courante (section autoroutière) et la section ouvrage d'art.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage ;
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais ;
- Le type du tablier à supporter ;
- Le niveau de fondation ;
- L'éventualité des tassements ;
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

13.2. Choix de la morphologie :

Les deux (2) culées du pont sont de type remblayées, elles composées l'ensemble des éléments qui sont :

- **Un mur frontal** : qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- **Deux murs en retour** : son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement.
- **Mur contreforts** : Les murs en contreforts est considéré comme une dalle semi-encastree sur les contreforts et soumise a une charge horizontale .
- **Un mur garde grève** : il doit remplir les taches suivantes :
 - ✓ résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
 - ✓ Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.
- **Un corbeau arrière** : pour assure l'appui de la dalle de transition.
- **La dalle de transition** : elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min[6m; \max(3m; 0,6h)]$$

Avec h: hauteur du remblai.

- **Une fondation** : pour notre cas la culée est reposée sur une fondation profonde de trois files de pieux (12 pieux de diamètre de 1,20 m) de 25 m de profondeur.

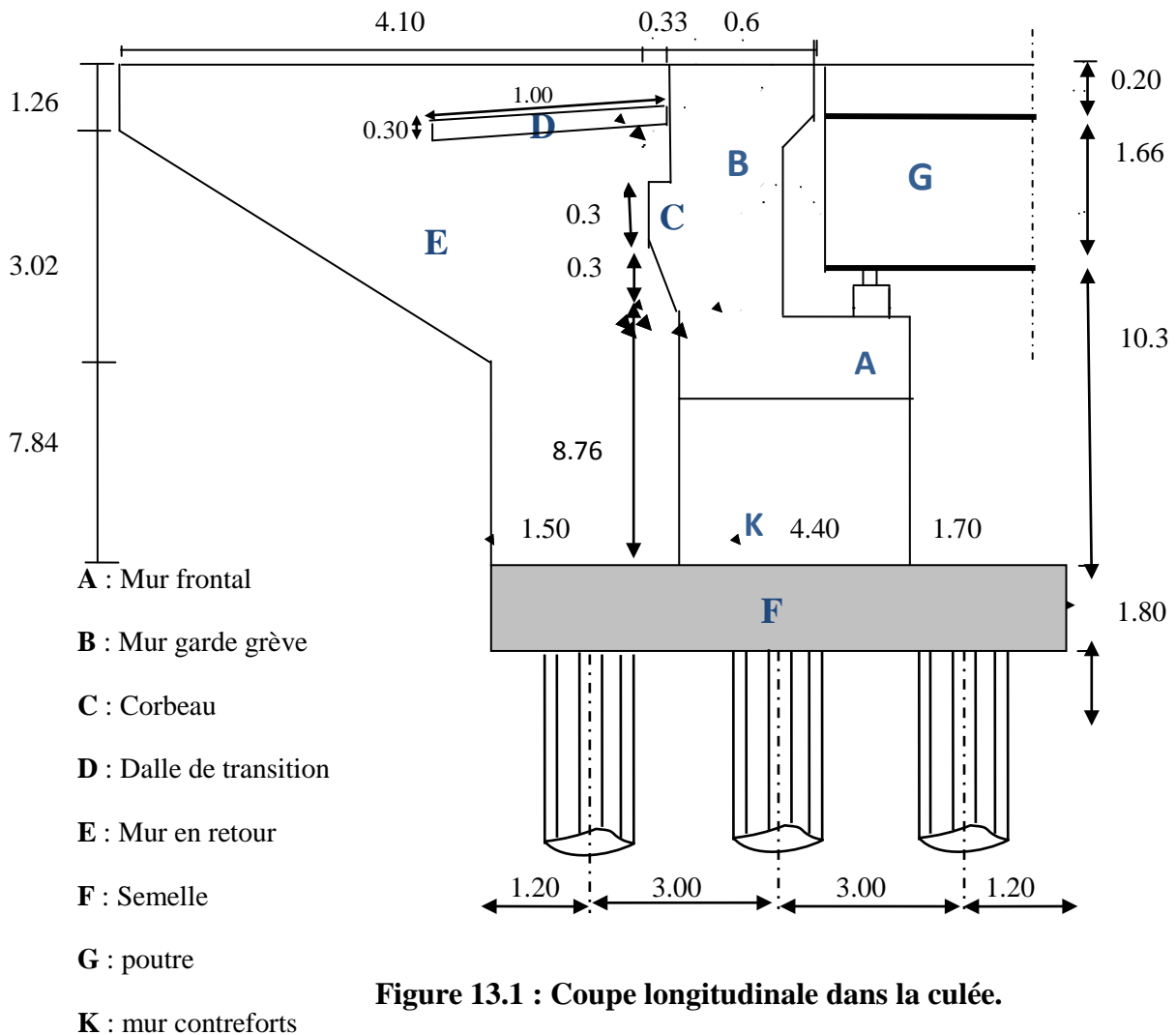


Figure 13.1 : Coupe longitudinale dans la culée.

13.3. Dimensionnement des éléments de la culée :

13.3.1. Le sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;

- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).[12]

Ainsi on le pré dimensionne comme suit:

Pour la longueur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 8 \times 1,65 + 0,70 + 0,75 = \mathbf{14.65 \text{ m.}}$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

$b = \mathbf{40\text{cm}}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{40}{2} + 20 = 40$$

On adopte: $d' = \mathbf{50\text{cm}}$.

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

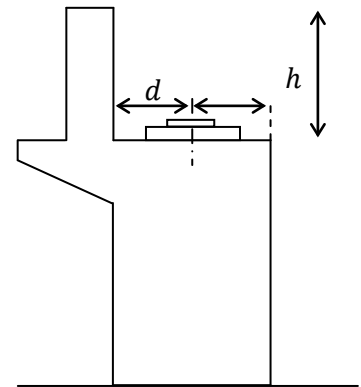
$$\mathbf{d = 60 \text{ cm.}}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

13.3.2.Le mur garde grève :

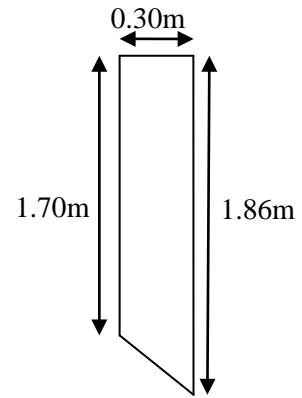
Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'ou il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.



Avec : h: hauteur de mur garde grève.

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{1.86}{8}\right) = 30\text{cm}$$



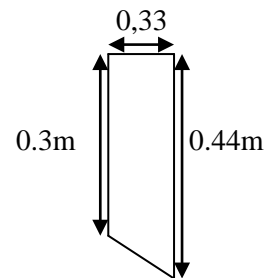
13.3.3.Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est de 33cm

Sa hauteur de 0.44 m, et sa laisse aura une longueur de 0.3 m

Pour augmenter sa résistance.

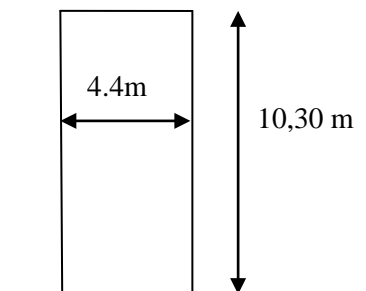


13.3.4.Le mur frontal :

Hauteur = 7.40 m

Épaisseur=1,1m

Longueur 14.65 m



13.3.5.Le mur en retour :

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encastré à l'arrière du mur de front et par sa face intérieure au mur garde grève.

Longueur = 4.4 m

Hauteur = 10,3 m

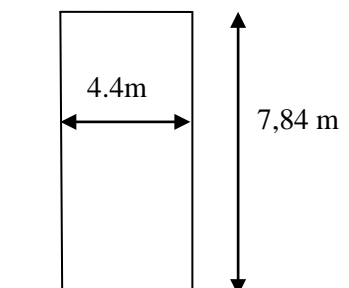
Épaisseur = 0,6 m

13.3.6.Le mur contreforts :

Hauteur = 7.84 m

Épaisseur=0,80m

Longueur =4.40 m



13.3.7. La dalle de transition :

Longueur = 3.00 m

Épaisseur = 0,3 m.

13.3.8. La fondation :

- **La semelle :**

Épaisseur : $E = 1.8$ m.

Largeur : $B_s \geq 3\phi + 2\phi = 5\phi = 6$

$B_s = 7.6$ m

Longueur = 13.80 m

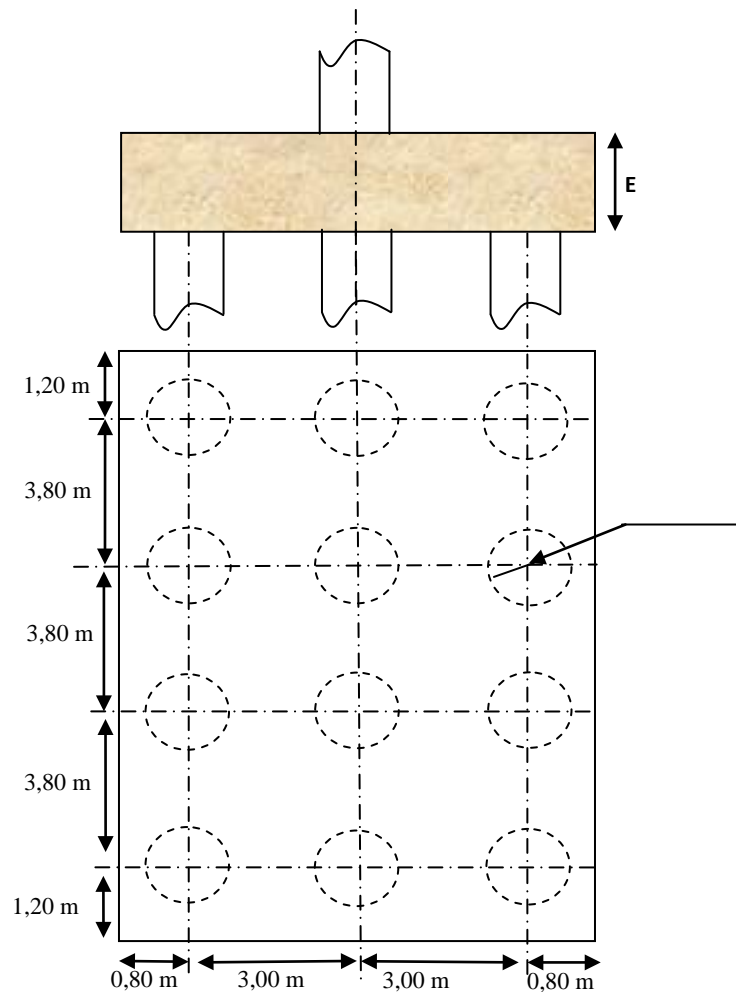


Figure 13.2 : Dimensionnement de la semelle.

13.4. Vérification de la stabilité de la culée :

La culée est un élément essentiel dans la conception, vu qu'un ouvrage d'art doit être stable c'est-à-dire ; les appuis doivent être stables, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- **Les sollicitations verticales :**
 - ✓ Poids du tablier ;
 - ✓ Poids des éléments constitutifs ;
 - ✓ Les surcharges.

- **Les sollicitations horizontales :**

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge $Q = 1t/m^2$ (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

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

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$$

- $\varphi = 35^\circ$, angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$, angle des talus
- $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,
- $\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$), est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$).

Après simplification l'équation devient :

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

Action	ε_H	ε_V	K	θ	K_{ah}	β	α	δ	φ
CN	0.00	0.00	1.00	0.00	0.426	0	0	0	35
SH	0,30	0.0000	1.044	16.699	0.710	0	0	0	35
SH+SV1 ↑	0,30	-0.075	0.972	17.969	0.686	0	0	0	35
SH+SV2 ↓	0,30	+0.075	1.116	15.592	0.736	0	0	0	35

- ✓ poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L'est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L \quad (\text{triangulaire})$$

- ✓ La poussée due à la surcharge : $Q=1t/m^2$.

$$F_p = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \quad (\text{rectangulaire})$$

- ✓ La densité du remblai : $\gamma = 1.8 t/m^3$.

13.4.1.Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \times X_i)}{\sum A_i} \quad Y_G = \frac{\sum(A_i \times Y_i)}{\sum A_i}$$

A_i : surface élémentaire.

X_{Gi}, Y_{Gi} : coordonnées du C.D.G de chaque section.

En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des C.D.G des éléments de la culée.

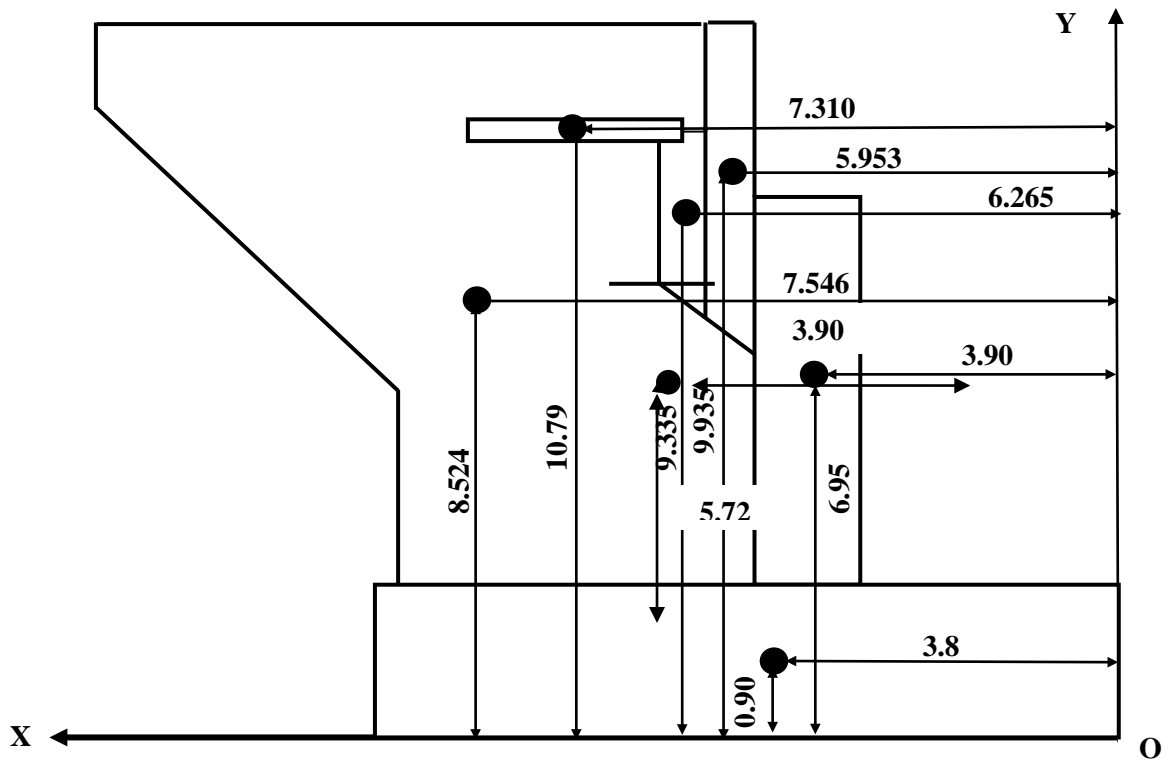


Figure 13.3 : C.D.G des éléments de la culée.

13.4.2. Calcul des sollicitations :

M_s : moment stabilisant du a F_v

M_r : moment de renversement du a F_h

Désignation		Poids(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_V) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_s = F_V \cdot H$	$M_r = F_H \cdot V$
Mur garde grève	CN	362,588	0,000	362,588	5,953	9,935	2158,483	0,000
	SH	362,588	108,776	362,588	5,953	9,935	2158,483	1080,692
	SH+SV1	362,588	108,776	335,393	5,953	9,935	1996,597	1080,692
	SH+SV2	362,588	108,776	389,782	5,953	9,935	2320,370	761,434
Corbeau	CN	4,944	0,000	4,944	4,944	9,335	30,977	0,000
	SH	4,944	1,483	4,944	4,944	9,335	30,977	13,847
	SH+SV1	4,944	1,483	4,574	4,574	9,335	28,653	13,847
	SH+SV2	4,944	1,483	5,315	5,315	9,335	33,300	13,847

Mur en retour	CN	43,763	0,000	43,763	8,524	8,524	330,232	0,000
	SH	43,763	13,129	43,763	8,524	8,524	330,232	111,909
	SH+SV1	43,763	13,129	40,480	8,524	8,524	305,464	111,909
	SH+SV2	43,763	13,129	47,045	8,524	8,524	354,999	111,909
Mur frontal	CN	596,255	0,000	596,255	6,950	6,950	2325,395	0,000
	SH	596,255	178,877	596,255	6,950	6,950	2325,395	1243,192
	SH+SV1	596,255	178,877	551,536	6,950	6,950	2150,990	1243,192
	SH+SV2	596,255	178,877	640,974	6,950	6,950	2499,799	1243,192
Mur contreforts	CN	275,967	0,000	275,967	3,900	5,720	1067,271	0,000
	SH	275,967	82,790	275,967	3,900	5,720	1067,271	437,558
	SH+SV1	275,967	82,790	255,269	3,900	5,720	995,549	437,558
	SH+SV2	275,967	82,790	296,664	3,900	5,720	1156,989	437,558
Semelle	CN	471,960	0,000	471,960	3,800	0,900	1793,448	0,000
	SH	471,960	141,588	471,960	3,800	0,900	1793,448	127,429
	SH+SV1	471,960	141,588	436,563	3,800	0,900	1658,939	127,429
	SH+SV2	471,960	141,588	507,357	3,800	0,900	1927,957	127,429
Total culée à vide	CN	1755,476	0,000	1755,476			7705,805	0,000
	SH	1755,476	526,643	1755,476			7705,805	3014,627
	SH+SV1	1755,476	526,643	1623,815			7136,193	3014,627
	SH+SV2	1755,476	526,643	1887,137			8293,413	3014,627
Dalle de transition	CN	60,000	0,000	60,000	7,310	10,790	438,600	0,000
	SH	60,000	18,000	60,000	7,310	10,790	438,600	194,220

	SH+SV1	60,000	18,000	55,500	7,310	10,790	405,705	194,220
	SH+SV2	60,000	18,000	64,500	7,310	10,790	471,495	194,220
Remblais sur la dalle de transitions	CN	136,800	0,000	136,800	7,310	11,440	1000,008	0,000
	SH	136,800	41,040	136,800	7,310	11,440	1000,008	469,498
	SH+SV1	136,800	41,040	126,540	7,310	11,440	925,007	469,498
	SH+SV2	136,800	41,040	147,060	7,310	11,440	1075,009	469,498
Remblais sur la semelle	CN	511,704	0,000	511,704	6,600	4,375	3377,246	0,000
	SH	511,704	153,511	511,704	6,600	4,375	3377,246	671,612
	SH+SV1	511,704	153,511	473,326	6,600	4,375	3123,953	671,612
	SH+SV2	511,704	153,511	550,082	6,600	4,375	3630,540	671,612
La surcharge Q (t/m ²)	CN	80,000	0,000	80,000	7,310	11,500	584,800	0,000
	SH	80,000	24,000	80,000	7,310	11,500	584,800	189,600
	SH+SV1	80,000	24,000	74,000	7,310	11,500	540,940	189,600
	SH+SV2	80,000	24,000	86,000	7,310	11,500	628,660	189,600
Total culée +remblais	CN	2543,980	0,000	2543,980			13106,460	0,000
	SH	2543,980	763,194	2543,980			13106,460	4539,556
	SH+SV1	2543,980	763,194	2353,181			12131,798	4539,556
	SH+SV2	2543,980	763,194	2734,778			14099,117	4539,556

Tableau.13.1 :M_r et M_s appliqués sur la culée à vide et avec remblais.

➤ Poussée due aux terres et surcharges :

Désignation		Calcul des poids	F _H	V	V(m)	M _R =F _H .V
Sur mur G.G + mur frontale	CN	$0,5*1,8*0,271*(10.30)^2*14.65$	0,271	219,625	4,413	969,278
	SH	$0,5*1,8*0,443*(10.30)^2*14.65$	0,443	359,018	4,413	1584,465
	SH+SV1	$0,5*1,8*0,443*(10.30)^2*14.65$	0,432	350,103	4,413	1545,122
	SH+SV2	$0,5*1,8*0,464*(10.30)^2*14.65$	0,464	376,037	4,413	1659,575
SUR LA SEMELLE	CN	$0,5*1,8*0,271*(1.8)^2*13.80$	0,271	10,905	0,600	6,543
	SH	$0,5*1,8*0,443*(1.8)^2*13.80$	0,443	17,827	0,600	10,696
	SH+SV1	$0,5*1,8*0,432*(1.8)^2*13.80$	0,432	17,384	0,600	10,430
	SH+SV2	$0,5*1,8*0,464*(1.8)^2*13.80$	0,464	18,672	0,600	11,203
Surcharge (Q) sur MGG+MF	CN	$1*0,271*10.30*14.65$	0,271	31,126	5,720	178,041
	SH	$1*0,443*10.30*14.65$	0,443	50,881	5,720	291,041
	SH+SV1	$1*0,432*10.30*14.65$	0,432	49,618	5,720	283,814
	SH+SV2	$1*0,464*10.30*14.65$	0,464	53,293	5,720	304,837
Surcharge (Q) sur la semelle	CN	$1*0,271*1.8*13.80$	0,271	6,732	0,900	6,058
	SH	$1*0,443*1.8*13.80$	0,443	11,004	0,900	9,904
	SH+SV1	$1*0,317*1.8*13.80$	0,432	10,731	0,900	9,658
	SH+SV2	$1*0,386*1.8*13.80$	0,464	11,526	0,900	10,373
Total	CN	/		268,388		1159,920
	SH	/		438,730		1896,105
	SH+SV1	/		427,836		1849,024
	SH+SV2	/		459,527		1985,989

Tableau.13.2 : M_r dû à la poussée des terres et aux surcharges.

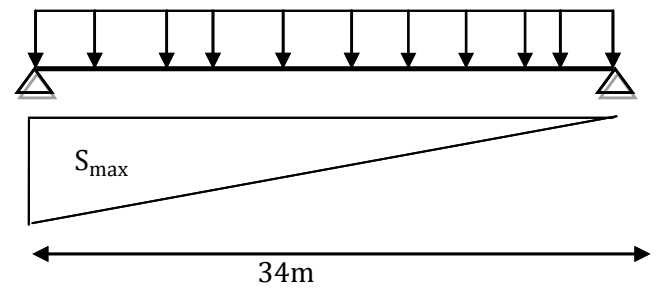
➤ **Calcul des efforts dus au tablier :**

✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est : 26.959t/ml

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 16$$

$$R_{\max} = 16 \times 26,959 = 431,344t$$

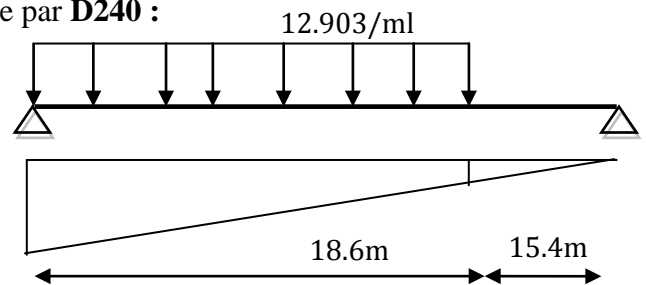


La réaction maximale due aux surcharges est donnée par **D240** :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 13.512$$

$$R_{\max} = 13.512 \times 12.903 = 174.345 t$$



Désignation		Réaction	Fh=ε _H *P	Fv=(1+ε _v)*P	H(m)	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Permanente (Tablier)	CN	431,344	0,000	431,344	3,800	11,240	1639,107	0,000
	SH	431,344	129,403	431,344	3,800	11,240	1639,107	1454,492
	SH+SV1	431,344	129,403	398,993	3,800	11,240	1516,174	1454,492
	SH+SV2	431,344	129,403	463,695	3,800	11,240	1762,040	1454,492
Surcharge (D240)	CN	174,345	0,000	174,345	3,800	11,500	662,511	0,000
	SH	174,345	52,304	174,345	3,800	11,500	662,511	601,490
	SH+SV1	174,345	52,304	161,269	3,800	11,500	612,823	601,490
	SH+SV2	174,345	52,304	187,421	3,800	11,500	712,199	601,490

13.4.3. Vérification de la stabilité :

13.4.3.1. Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV1↑)}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV2}\downarrow\text{)}$$

M_s : moment stabilisant du à F_v

M_r : moment renversant du à F_h

13.4.3.2.Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV1}\uparrow\text{)}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV2}\downarrow\text{)}$$

μ : coefficient de frottement (terres – béton)

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\right) \varphi \approx 0,43 \quad \text{avec } \varphi = 35^\circ$$

13.4.4.Etapes d'exécution de la culée:

1^{ère} étape: **culée à vide.**

2^{ème} étape: **culée à vide + Tablier.**

3^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais.**

4^{ème} étape: **culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} Etape: culée à vide :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	1495,709	6760,779	0,000	∞	∞
<i>SH+ SV</i> ↓	448,713	1607,888	7267,838	2618,496	1,544	2,776

2^{ème} Etape: culée à vide + Tablier :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	1927,053	8399,887	0,000	∞	∞
<i>SH+SV</i> ↓	578,116	2071,582	9029,878	4072,988	1,544	2,217

3^{ème} Etape: culée à vide + Tablier + Remblais :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	268,388	2715,557	13800,541	1159,920	4,361	10,118
<i>SH+SV</i> ↓	1037,643	2919,224	14835,582	6058,976	2,813	2,813

4^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier + Remblais + surcharges :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	268,388	2101,398	14463,052	1159,920	3,375	12,469
<i>SH+SV</i> ↓	1089,947	4714,533	15547,781	6660,467	1,864	2,334

13.4.5. Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée.

13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée :

13.5.1. Mur garde grève :

D'après le document (SETRA art 2.3), le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que : [12]

- ✓ La poussée des terres.
- ✓ La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ✓ La force de freinage

13.5.1.1. Evaluation ses efforts :

Remarque : Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (2.56 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

a. Poussée des terres :

$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (\text{effort de poussée})$$

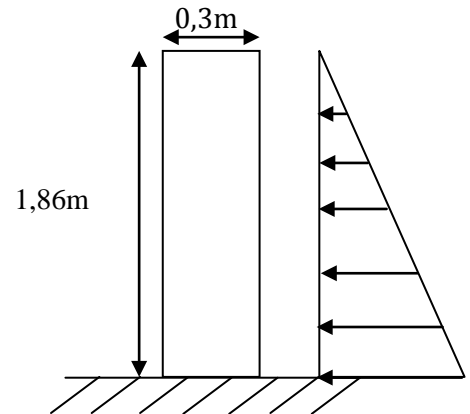
$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad (\text{le moment dû à cet effort})$$

K_a : Coefficient de poussée de la terre

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

On a: $\gamma = 1,8 \frac{t}{m^3}$



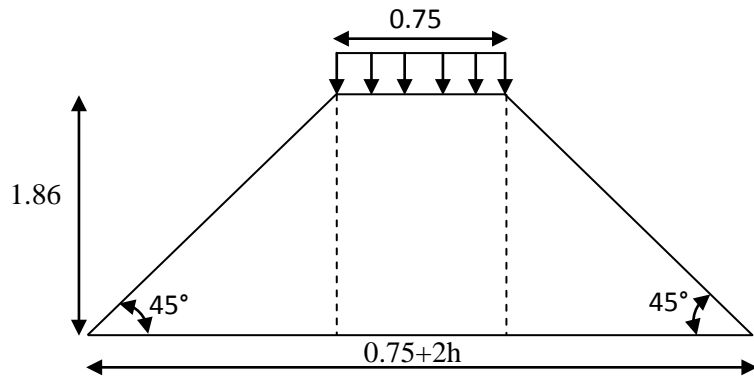
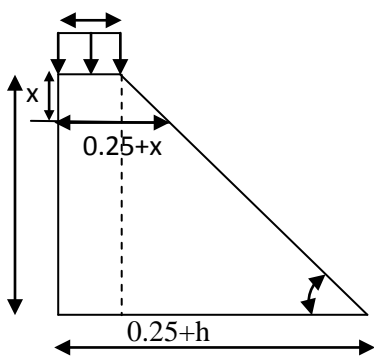
$$\Rightarrow p_t = 0,843t/ml$$

$$\Rightarrow M_t = 0,523t \cdot m/ml$$

b. Poussée d'une charge locale:

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de trois camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact $(0.25, 0.75)m^2$, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.



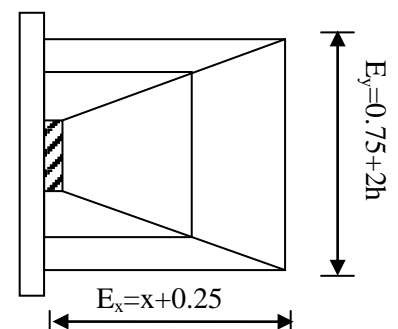
$$M_P = \left(\frac{12K}{0,75+2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Démonstration :

$$M_P = q_h \times z \quad ; z = h - x (\text{bras de levier})$$

$$q_h = \frac{n \cdot p \cdot \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \cdot E_y} \times K_a$$

$n=2$: nombre des charges concentrées.



$p=6t$: la charge concentrée.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 & \text{à ELS} \\ 1,6 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$b_c = 0,8$ (Pont 1^{er} classe avec trois voies chargées).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_p = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} \cdot dx$$

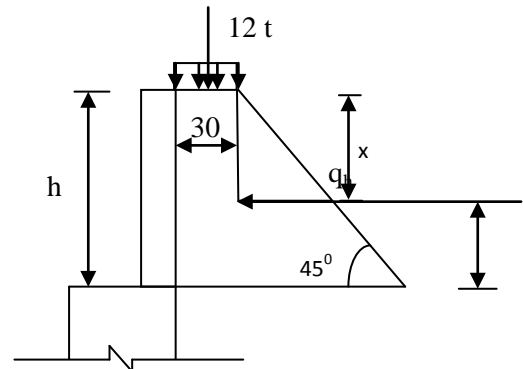
$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$



Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,271$$

Donc :

$$K = \begin{cases} 0,309 & \text{à ELS} \\ 0,412 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_p = 2.7586K[-x + (0,25 + h) \ln(x + 0,25)]_0^h \text{ Avec : } h=1.86 \text{ m}$$

$$M_p = 8.66414K$$

$$M_p = \begin{cases} 2,251 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 3,001 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$

c. Poussée de la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$ (sur remblais) :

$$P_q = K_a \times q \times H = 0,271 \times 1 \times 1,8 = 0,4878 \text{ t/ml} \Rightarrow M_q = 0,4878 \times \frac{1,86}{2} = 0,453 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_q = 0,453 \times 1,6 = 0,724 \text{ t.m/ml} \quad \text{à l'E.L.U.}$$

$$M_q = 0,453 \times 1,2 = 0,543 \text{ t.m/ml} \quad \text{à l'E.L.S.}$$

d. Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3,373 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 4,497 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

13.5.1.2. Combinaison des moments :

$$M_T = 1,35M_t + 1,6(M_p + M_F + M_q) \text{ à ELU}$$

$$M_T = M_t + 1,2(M_p + M_F + M_q) \text{ à ELS}$$

E.L.U.:

$$M_{TU} = 0,706 + 3,001 + 4,497 + 0,724 = 8,928 \text{ t.m/ml}$$

E.L.S.:

$$M_{TS} = 0,523 + 2,251 + 3,373 + 0,543 = 6,690 \text{ t.m/ml}$$

13.5.1.3. Calcul des armatures :

a. Ferrailage vertical :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple. [5]

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,35 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{8,928}{6,690} = 1,334$$

E. L. U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{15,3 \text{ MPa}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{435 \text{ MPa}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,928 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 15,3} = \mathbf{0,047}$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,060}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,976}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 6,008 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

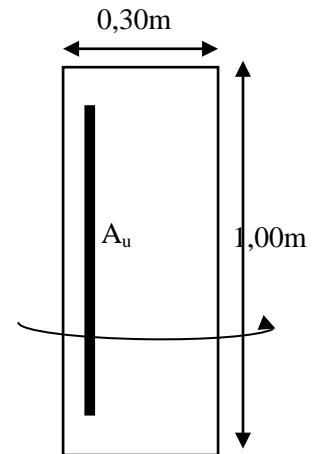
$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ MPa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = \mathbf{0,735 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,735}{1,336} = \mathbf{0,5501 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,0669 \leq M_{ls} = 0,5501 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{6,690 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0337}$$



$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{\text{ser}}} \right) = 0,0689$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{ser}} = 8,13 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{\text{ser}}; A_U) = 8,13 \text{ cm}^2$

Soit : **6HA14** ($A_S = 9,24 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t = 16 \text{ cm}$

b. Ferrailage horizontal :

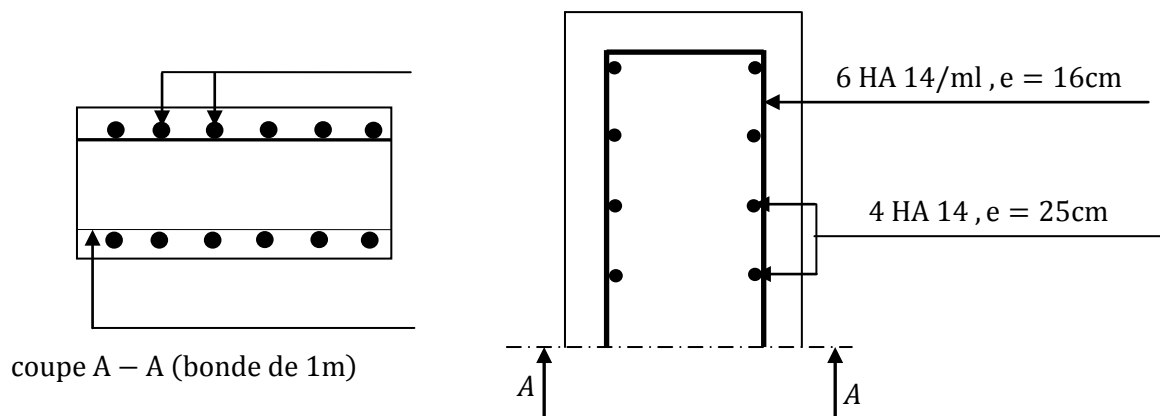
Sans tenir compte la valeur de M , on prend la formule suivante :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{9,14}{2} = 4,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 14** ($A_{SH} = 6,16 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.



13.5.2. Dalle de transition :

Cette dalle est en béton armé enterré sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée et la route et celui du pont.

13.5.2.1. Les sollicitations :

- Réactions des charges permanentes :
 - ✓ Poids propre : $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
 - ✓ Remblai : $1,6 \times 1,8 \times 1 = 2,88 \text{ t/ml}$
 - ✓ Revêtement : $0,07 \times 1 \times 2,2 = 0,154 \text{ t/ml}$

$$G_T = \sum G = 3,784 \text{ t/ml}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 3300000 \text{ t/m}^2$$

I: inertie d'une bande de 1ml.

$$b = 1 \text{ ml}, K = 6000 \text{ t/m}^2 \text{ (coefficient raideure du sol)}$$

Donc :

$$L_e = 1,491 \text{ m} \Rightarrow L_d = 4,00 \text{ m} \geq 2,341 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ Surcharge :

- ✓ Surcharges $Q = 1 \text{ t/m}^2$ réparties sur toute la dalle « C. P. S »;
- ✓ Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B_t , les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml ;
- ✓ La charge de rangée P_1 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui) ;
- ✓ La charge de ranger P_2 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1,2.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :

➤ Charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{3,784 \times 4^2}{8} = 7,568 \text{ t.m/ml}$$

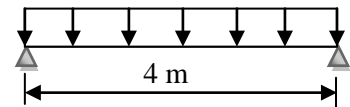
$$T_G = GL/2 = (3,784 \times 4)/2 = 7,568 \text{ t/ml}$$

➤ Surcharge :

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

$$M_Q = QL^2/8 = (1 \times 4^2)/8 = 2 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = GL/2 = (1 \times 4)/2 = 2 \text{ t/ml}$$

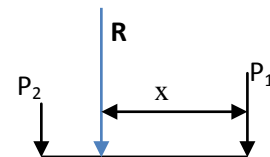


➤ Surcharge d'exploitation :

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent(P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE. [11]

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 11x = 6,6(1,35 - x) \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$



1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

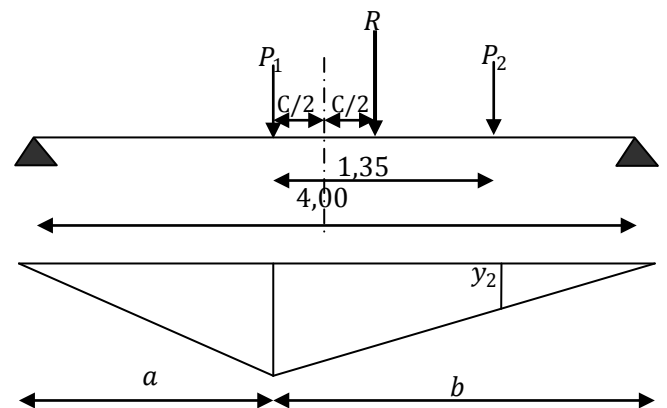
$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{4,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,255 \text{ m}$$

$$\text{et } a = 1,745 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,255 \times 1,745}{4} = 0,984 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,984 \times \frac{2,255 - 1,35}{2,255} = 0,395 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 13,44 \text{ t.m/ml}$$



2^{ème} Cas :

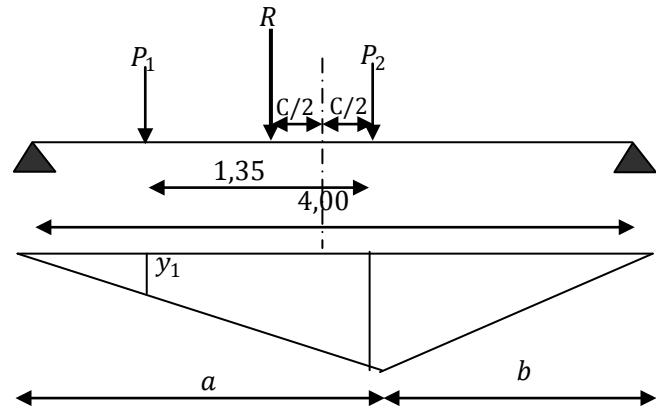
La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} - \frac{C}{2} = 2,42\text{m} \quad \text{et } a = 1,58\text{m}$$

$$Y_2 = \frac{a \cdot b}{l} = 0,956\text{m}$$

$$Y_1 = 0,423\text{m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 10,963 \text{ t.m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable que le 1^{ème} Cas.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 1,745\text{m}$) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 13,44 \text{ t.m/ml}$$

a. Calcul des moments au niveau de la section critique ($x = 1,745\text{m}$):

➤ **Sous la charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{3,784 \times 4}{2} \cdot 1,745 - \frac{3,784 \times 1,745^2}{2} = 7,444 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_{sq} = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 1,967 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Combinaisons des efforts ($x = 1,745\text{m}$) :**

$$M_G = 7,444 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 15,407 \text{ t.m/ml}$$

E. L. U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 34,700 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 25,932 \text{ t.m/ml}$$

b. Calcul des moments à mi- travée :➤ **Sous les charges permanentes :**

$$M_G = 7,444 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Sous la charge :q = 1t/m²**

$$M_q = \frac{q.l^2}{8} = \frac{1 \times 4^2}{8} = 2 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge B_t :P₁ est posée sur L/2**

$$M_{sq} = 13,145 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 15,145 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Combinaison des efforts à mi- travée:****E. L. U :**

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 34,281 \text{ t. m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 27,106 \text{ t. m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section x = 1,745m nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 34,281 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = 27,106 \text{ t. m/ml}$$

13.5.2.3. Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise

à une flexion simple

Donc : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m} ; d' = 0,03 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable (n = 1,6)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{34,281}{27,106} = 1,264$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34,281 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 15,3} = \mathbf{0,307}$$

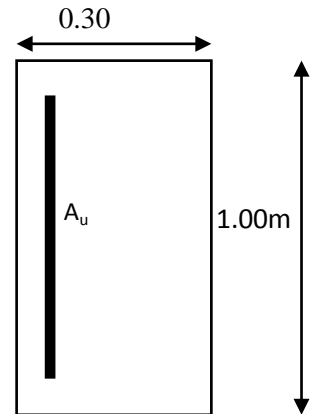
$$\mu_{bu} = 0,307 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,669}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,732}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 49,84 \text{ cm}^2}$$



E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,3 = \mathbf{0,437 \text{ MN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,437}{1,264} = \mathbf{0,345 \text{ MN} \cdot \text{m}}$$

$$M_S = 0,34281 \leq M_{ls} = 0,345 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{27,106 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,2} = \mathbf{0,2295}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,565}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,774}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 51,48 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc : } A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{51,48 \text{ cm}^2}$$

Soit : **11 HA 25** ($A_S = 54,01 \text{ cm}^2$) , avec un espacement $S_t = \mathbf{9 \text{ cm}}$.

➤ **Dans le sens transversal :** On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{51.48}{4} = 12,870 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **7 HA 16** ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$), avec : $S_t = 12 \text{ cm}$

a. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec : $T_G = 7.568 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,372 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 7,568 + 1,6(15,372 + 2) = 38,012 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{38,012 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,407 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1,407 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1,0 \cdot 27,2,22}{500} = 2,757 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b. La nappe supérieure :

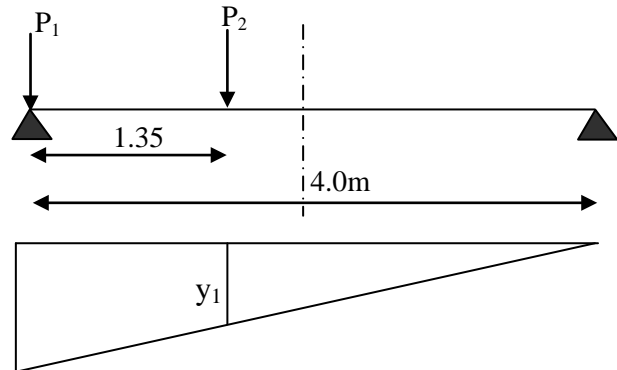
✓ Longitudinalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 17,16 \text{ cm}^2$

Soit : **6HA 20** ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 14 \text{ cm}$

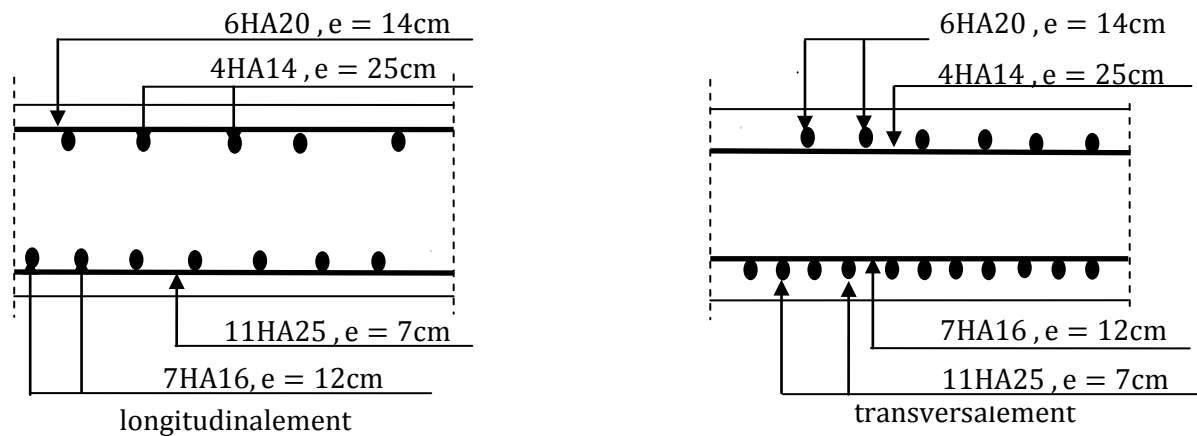
✓ Transversalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 5,14 \text{ cm}^2 > 2,757 \text{ cm}^2$

$$A_{sup} = 5,14 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA 14** ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$



➤ Schéma de ferrailage :



13.5.3. Le corbeau :

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

a. Les réactions :

- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (4,00 \times 0,33 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,650 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (4,00 \times 0,3 \times 1,8 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,080 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de revêtement de la chaussée :

$$R_r = (4,00 \times 0,07 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,308 \text{ t/ml}$$

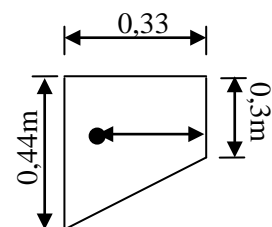
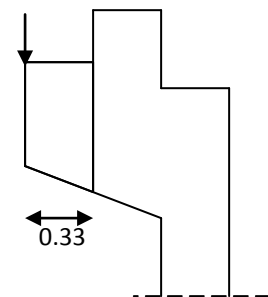
- La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,44) \times \frac{0,33}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,305 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = \left[(1,86 + 1,70) \times \frac{0,3}{2} \right] \times 1 \times 2,5 = 1,335 \text{ t/ml}$$

- La réaction due aux surcharges sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$:



$$R_s = (4,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2 \text{ t/ml}$$

b. Moment d'encastrement :

Pour les sollicitations extérieures on prend : $L = 0,3\text{m}$

C.-à-d. R_T est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,33 \times 0,3) \times 0,15 + \left[\frac{0,140 \times 0,33}{2} \right] \times 0,3 \left(\frac{1}{3} \right)}{0,099 + 0,0231} = 0,140 \text{ m}$$

- Pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,5 \text{ m}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,650 + 1,080 + 0,308) + 0,5 \times 1,335 + 0,140 \times 0,305$$

$$M_G = \mathbf{2,005 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_Q = 0,30 \times 2 = \mathbf{0,60 \text{ t.m/ml}}$$

Combinaison [5]:

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = \mathbf{3,666 \text{ t.m/ml}} \\ M_S = \mathbf{2,725 \text{ t.m/ml}} \end{cases}$$

13.5.3.1. Ferrailage :

On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{0,3 + 0,44}{2} = 0,37\text{m}$$

Donc : $f_{c28} = 27\text{MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,32\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{3,666}{2,725} = 1,345$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,666 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,32^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0233}$$

$$\mu_{bu} = 0,0233 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0294}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9882}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 0,03 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,32^2 \times 15,3 = \mathbf{0,614 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,614}{1,345} = \mathbf{0,456 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,02725 \leq M_{ls} = 0,4456 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2,725 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,32^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0164}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0331}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,986}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 0,35 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{0,35 \text{ cm}^2}$$

Vérification de non fragilité :

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 0,32 \times \frac{2,22}{500} = 3,26 \text{ cm}^2 > A_S = 2.871 \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$$

Donc : $A_S = 3,26 \text{ cm}^2$ soit : **4HA14** ($A_S = 4,52 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{3.26}{2} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA 10** ($A_{SH} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Finalement :

$$A_l = 3,26 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

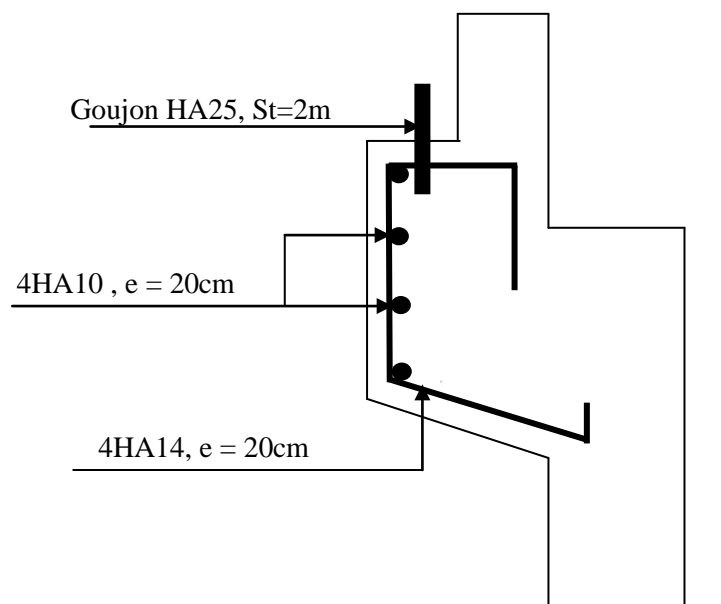


Figure13.4. schéma de ferrailage de corbeau.

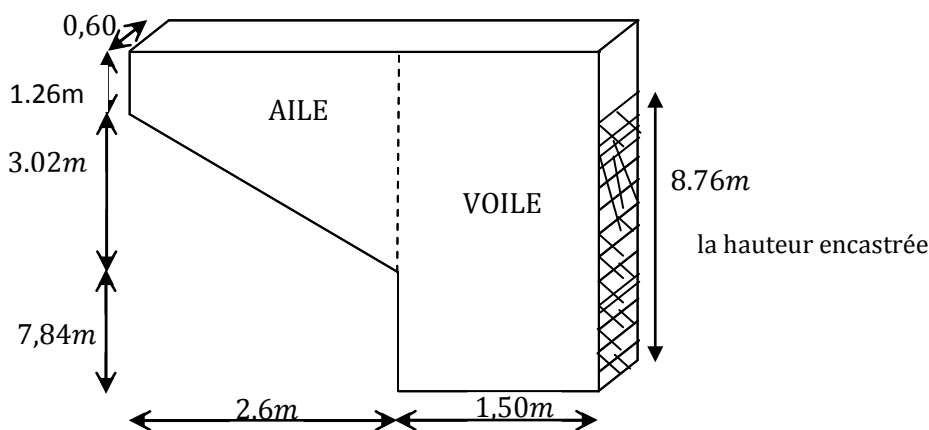
13.5.4. Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- ✓ Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- ✓ La poussée horizontale due au remblai.
- ✓ La poussée horizontale due à la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.



✓ Calcul de la longueur théorique:

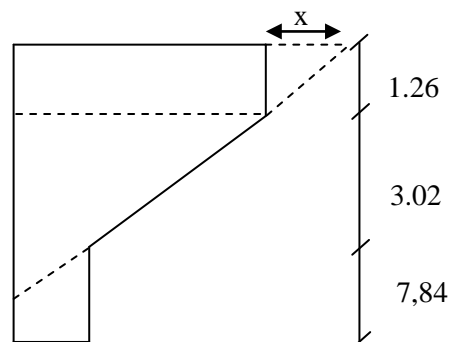
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{3} \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{x} \Rightarrow x = 1\text{m}.$$

$$x = 1\text{m}$$

$$\Rightarrow L_{th} = 4,1 + 1 = 5,1\text{m}.$$

$$L_{th} = 5,1\text{m}.$$



13.5.4.1. Étude des sollicitations :

a. L'aile :

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

On suppose que l'aile est encadrée au mur frontal

➤ **Poussée des terres :**

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

➤ **Poussée due à la surcharge :**

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

K_a : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

✓ **H = 4,28 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,6 \times 0,271 \times 4,28^2 = 11,616 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,6 \times 0,271 \times 4,28 = 3,015 \text{ t}$$

✓ **H = 2,77 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,6 \times 0,271 \times 2,77^2 = 4,865 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,6 \times 0,271 \times 2,77 = 1,951 \text{ t}$$

✓ **H = 1,26 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,6 \times 0,271 \times 1,26^2 = 1,006 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,6 \times 0,271 \times 1,26 = 0,887 \text{ t}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 5,829 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 1,951 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

b. Voile :

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 1,5 \times 0,271 \times 12,12^2 = 53,741 \text{ t}$$

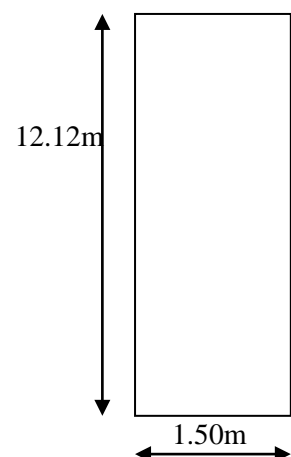
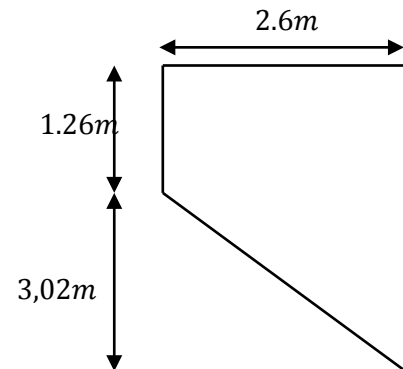
$$P_q = 1,00 \times 1,5 \times 0,271 \times 12,12 = 4,929 \text{ t}$$

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0,3 \cdot G$$

$$P_s = 0,30 \times L_{th} = 0,30 \times 5,1 = 1,53 \text{ t.}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .



$$G = 42,641 + 1,53 = 44,171 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,3 \times 44,171 = 13,251 \text{ t}$$

efforts	Bras de levie /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 53,741 \text{ t}$	$\frac{1,5}{2} = 0,75\text{m}$	40,305	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 5,829\text{t}$	$1,5 + \frac{2,6}{2} = 2,8\text{m}$	16,321	/	/
$P_q = 4,929 \text{ t}$	$\frac{1,5}{2} = 0,75\text{m}$	/	3,696	/
$P_{q \text{ moy}} = 1,951 \text{ t}$	$1,5 + 1,3 = 2,8\text{m}$	/	5,462	/
$F_{SH} = 13.251 \text{ t}$	$\frac{1,5}{2} = 0,75\text{m}$	/	/	9,938
$\Sigma =$		56,626	9,158	9,938

13.5.4.2. Les combinaisons :

E. L. U :

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 91,097 \text{ t. m}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 72,058\text{t. m}$$

E. L. S :

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = 67,615 \text{ t. m}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à(8,76m) .

Donc :

$$M_U = \frac{91,097}{8,76} = 10,399 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{67,615}{8,76} = 7,718 \text{ t. m/ml}$$

13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour :

a. Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,55\text{m}$$

$$\gamma = \frac{10,399}{7,718} = 1,347$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,399 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = \mathbf{0,022}$$

$$\mu_{bu} = 0,022 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,027}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9892}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 5,49 \text{ cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 = \mathbf{1,814 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,814}{1,347} = \mathbf{1,346 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,0771 \leq M_{ls} = 1,346 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{7,718 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0157}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0317}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9873}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 5,88 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $\mathbf{A_s = 5,88 \text{ cm}^2}$

Soit : $\mathbf{4HA14 (6,16 \text{ cm}^2)}$, Avec $\mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$

b. Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5,88}{4} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: **4 HA 10(3,14 cm²)** , Avec **S_t = 20cm**

Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan, d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

Partie non encastré au mure frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

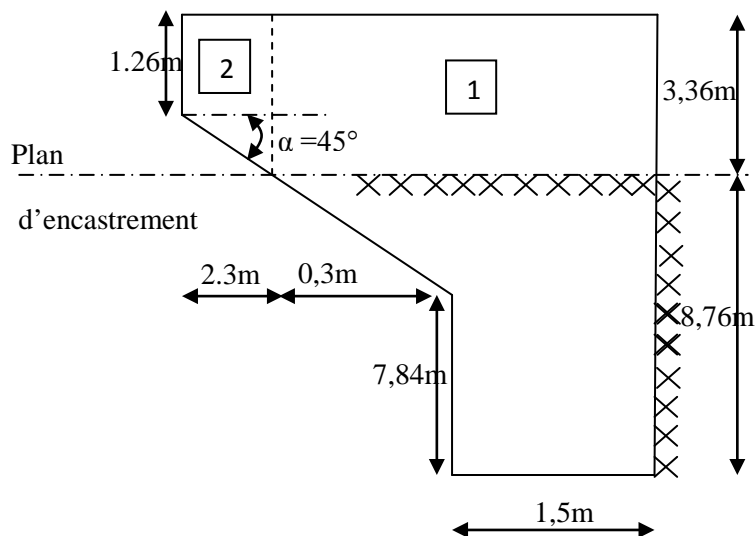
13.5.4.4. Evaluation des efforts :

Figure 13.5.Plan d'encastrement du mur en retour.

La section et variable, en la divise en deux parties (1) et (2):

➤ **Partie 1**

✓ **H = 3,36 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 7,84 \times 0,271 \times 3,36^2 = 21,587 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 7,84 \times 0,271 \times 3,36 = 7,138 \text{ t}$$

➤ **Partie2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

✓ **H = 3,36 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,3 \times 0,271 \times 3,36^2 = \mathbf{6,333t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,3 \times 0,271 \times 3,36 = \mathbf{2,094}$$

✓ **H = 2,31m:**

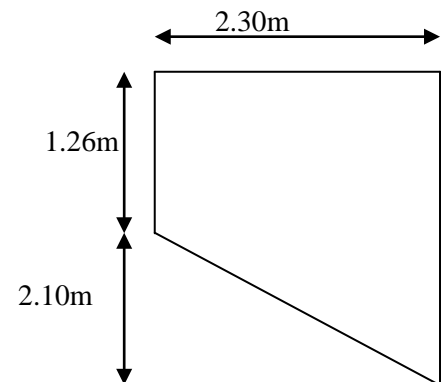
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,3 \times 0,271 \times 2,31^2 = \mathbf{2,993 t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,3 \times 0,271 \times 2,31 = \mathbf{1,439 t}$$

✓ **H = 1.26m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 2,3 \times 0,271 \times 1,26^2 = \mathbf{0,890 t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,3 \times 0,271 \times 1,26 = \mathbf{0,785 t}$$



Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 3,405 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 1,439 \text{ t} \end{cases}$$

Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile H = 1,68 m.

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,3 \cdot G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

$$P_1 + P_2 = [(7,84 \times 3,36) + \{(1,26 \times 2,3) + (0,5 \times 2,3 \times 2,1)\}] \times 0,6 \times 2,5 = 47,48 \text{ t}$$

$$P_3 = 0,30 \times L_{th} = 0,3 \times 5,1 = 1,53 \text{ t}$$

G : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 49,01 \text{ t}$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,3 \times 49,01 = 14,703 \text{ t}$$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 21,587$	$\frac{3,36}{3} = 1,120\text{m}$	24,177	/	/
$P_{t\text{ moy}} = 3,405$	$3.36 - \frac{2 \times 2,31}{3} = 1,82\text{m}$	6,197		
$P_q = 7,138\text{t}$	$\frac{3,36}{2} = 1,68\text{m}$	/	11,991	/
$P_{q\text{ moy}} = 1,439\text{t}$	$3.36 - \frac{2,31}{2} = 2,20$	/	3,165	/
$F_{SH} = 14,703\text{ t}$	$\frac{3.36}{2} = 1,68\text{m}$	/	/	24,701
$\Sigma =$		30,374	15,156	24,701

➤ **Les combinaisons :**

E.L.U:

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{65,254\ t.m}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{64,168\ t.m}$$

E.L.S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{48,561\ t.m}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (7,84m) .

Donc :

$$M_U = \frac{0.65254}{7,84} = \mathbf{0,08323\ MN.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{0.48561}{7,84} = \mathbf{0,06194\ MN.m/ml}$$

13.5.4.5. Ferrailage :

$$b_0 = 1\text{m} \quad , d = 0,55\text{m} \quad , d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{0,08323}{0,06194} = 1,343$$

E. L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,323 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0179}$$

$$\mu_{bu} = 0,0179 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0225}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,991}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 4,38\text{cm}^2}$$

E. L. S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 = \mathbf{1,814\text{MN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,814}{1,343} = \mathbf{1,350\text{ MN} \cdot \text{m}}$$

$$M_S = 0,06194 \leq M_{ls} = \mathbf{1,350\text{ MN} \cdot \text{m}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{6,194 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = \mathbf{0,01263}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0254}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,989}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 4,71\text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $\mathbf{A_s = 4,71\text{ cm}^2}$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($1,47\text{cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 4,71\text{cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

a. Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_g} = 5,56 \text{ cm} > 1,47 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(21,587 + 3,405) + 1,6(7,138 + 1,439) = 47,462 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{47,462}{4} = 11,865 \text{ t/ml}$$

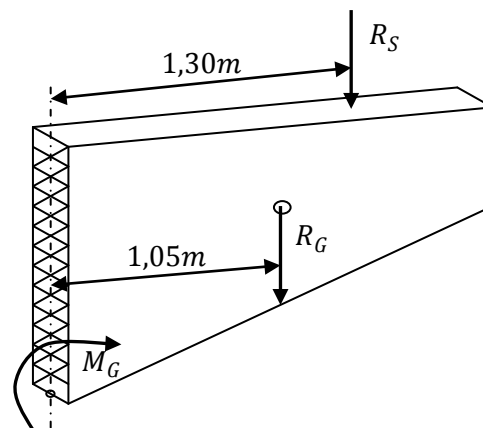
$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{11,865 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,215 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa}$$

⇒ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.6. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) :



L'aile du mur est assimilé à une console encastree au voile du mur, donc il faut un ferrailage au niveau des fibres superieure pour equilibrer son poids plus superstructure qui cree un moment au niveau de son encastrement.

P_s = poids de la superstructure

$$P_s = 0,3 \times 2,6 = 0,78 \text{ t}$$

$$P_G = \text{poids propre} = 10,14 \text{ t}$$

$$M_G = 1,05 \times 10,14 + 0,78 \times 1,3 = 11,66 \text{ t.m}$$

a. Combinaison :

E.L. U :

$$M_U = 1,35 \times 11,66 = 15,741 \text{ t.m}$$

E.L. S :

$$M_{ser} = 11,66 \text{ t.m}$$

b. Ferrailage :

$$b_0 = 0,60 \text{ m}, d = 3,95 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{0,1574}{0,1166} = 1,349$$

E.L. U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,741 \times 10^{-2}}{0,6 \times 3,95^2 \times 15,3} = 0,00109$$

$$\mu_{bu} = 0,00109 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,00136$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 1,14 \text{ cm}^2$$

E.L. S:

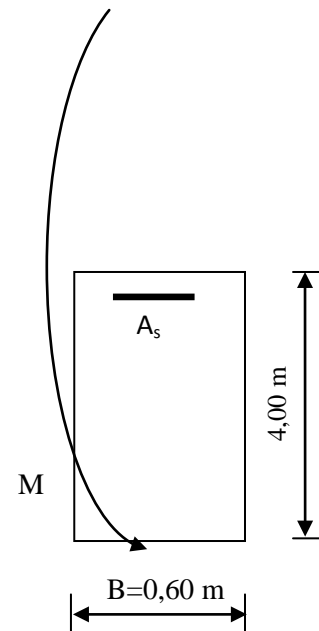
$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,60 \times 3,95^2 \times 15,3 = 56,147 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{56,147}{1,349} = 41,62 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,1574 \leq M_{ls} = 41,62 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{11,66 \times 10^{-2}}{0,60 \times 3,95^2 \times 16,20} = 0,000768$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,00153 \quad . \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$



$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 1,22 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 1,22 \text{ cm}^2$

c. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_s} = 24,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc : $A_s = 24,20 \text{ cm}^2$ soit : **5 HA25** ($A_s = 24,54 \text{ cm}^2$), en deux nappes avec un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

d. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(0,78 + 10,14) = 14,742 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{14,742 \times 10^{-2}}{0,60 \times 3,95} = 0,062 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,062 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa}$$

\Rightarrow On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.7. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive):

a. Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{5,88}{10} = 0,588 \text{ cm}^2$$

On adopte :

3 HA 10 avec: $S_t = 33 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{1,47}{2} = 0,73 \text{ cm}^2$$

On adopte :

3HA10 Avec : $S_t = 33 \text{ cm}$

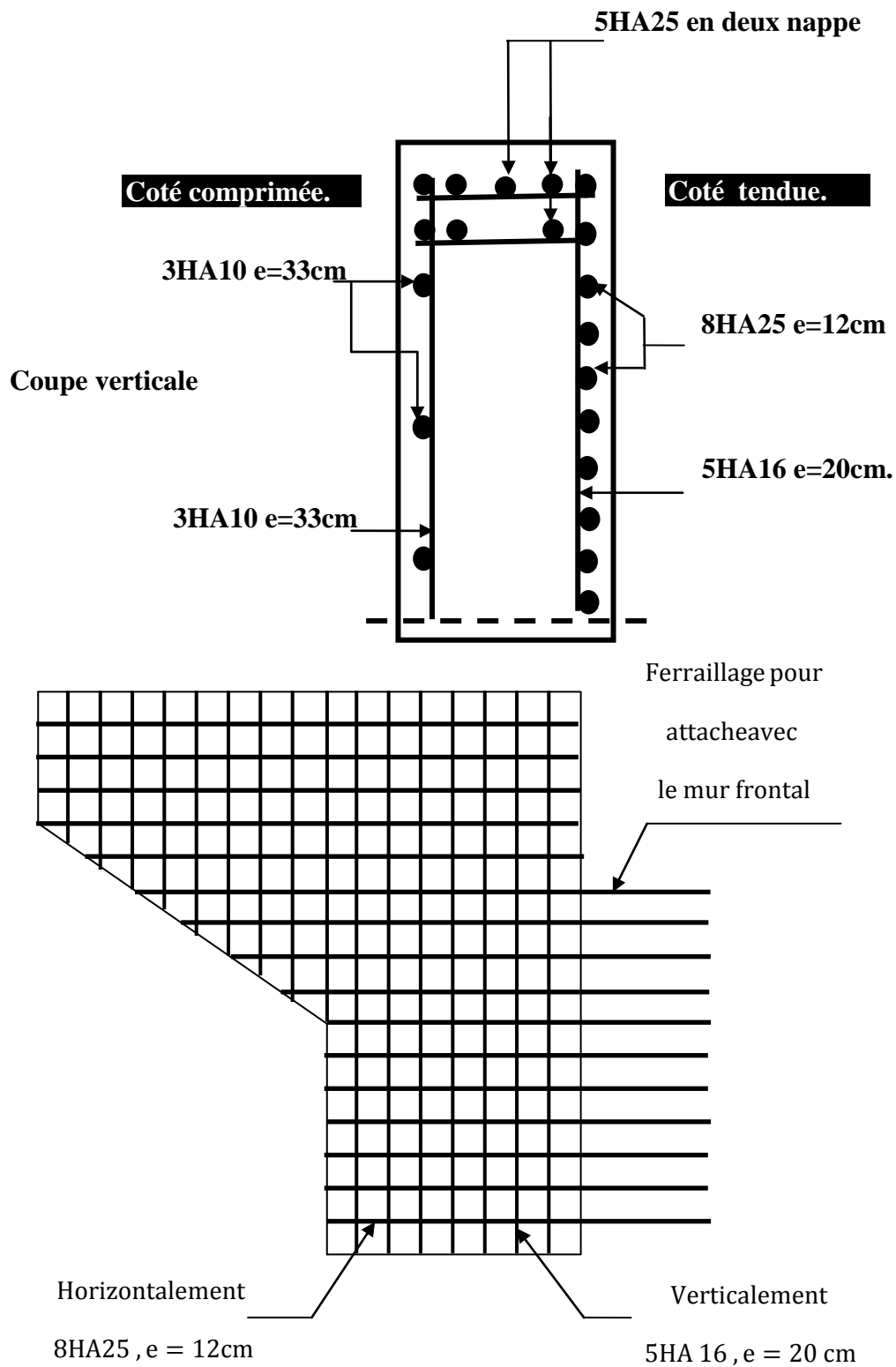


Figure 13.6 : plan du ferrailage du mur en routeur.

13.5.5. Mur frontal :

13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal :

Il est soumis aux efforts suivants :

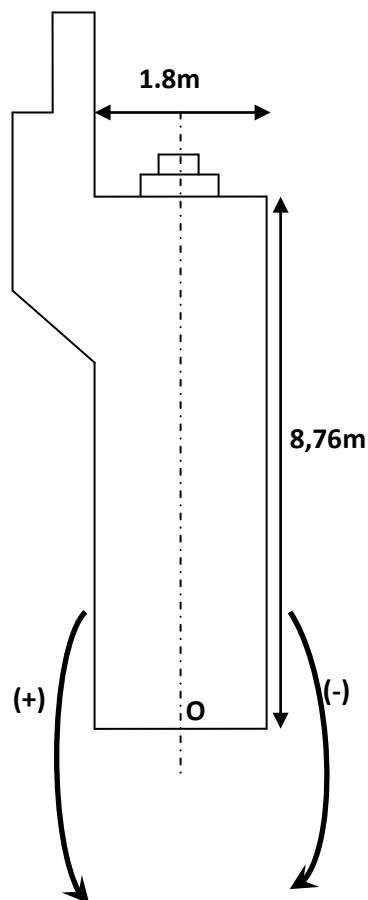
- **Efforts horizontaux :**
 - ✓ Force de freinage.
 - ✓ Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
 - ✓ La poussée des terres.
 - ✓ La surcharge $Q = 1\text{t/m}^2$.
 - ✓ Effet sismique $F = 0,134G$ (Tablier + Culée).
- **Efforts normaux :**
 - ✓ Poids du tablier.
 - ✓ Les éléments de la culée.
 - ✓ Surcharges sur tablier.

Remarque :

Pour les signes des moments par rapport au point (O).

(-) : Moment stabilisateur

(+) : Moment de renversement



Calcul des sollicitations :

désignation		P(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot$	$F_V = (1 + \epsilon_V) \cdot p$	H m	V m	$M_s = F_V H$	$M_r = F_H V$
Mur garde grève	CN	362,58	0,000	362,588	3,75	8,13	1360,7	0,000
	SH	362,58	108,77	362,588	3,75	8,13	1360,7	884,895
	SH+SV1	362,58	108,77	335,393	3,75	8,13	1258,7	884,895
	SH+SV2	362,58	108,77	389,782	3,75	8,13	1462,8	884,895
Corbeau	CN	4,944	0,000	4,944	4,06	7,53	20,099	0,000
	SH	4,944	1,483	4,944	4,06	7,53	20,099	11,177
	SH+SV1	4,944	1,483	4,574	4,06	7,53	18,591	11,177
	SH+SV2	4,944	1,483	5,315	4,06	7,53	21,606	11,177
Mur en retour	CN	59,963	0,000	59,963	5,34	6,72	320,56	0,000
	SH	59,963	17,989	59,963	5,34	6,72	320,56	120,956
	SH+SV1	59,963	17,989	55,465	5,34	6,72	296,51	120,956
	SH+SV2	59,963	17,989	64,460	2,20	5,15	141,81	92,642
Mur frontal	CN	596,25	0,000	596,255	2,20	5,15	1311,7	0,000
	SH	596,25	178,87	596,255	2,20	5,15	1311,7	921,214
	SH+SV1	596,25	178,87	551,536	2,20	5,15	1213,3	921,214
	SH+SV2	596,25	178,87	640,974	2,20	5,15	1410,1	921,214
Total culée à vide	CN	1495,7	0,000	1495,709	/	/	3013,2	0,000
	SH	1495,7	448,71	1495,709	/	/	3013,2	1938,24
	SH+SV1	1495,7	448,71	1383,531	/	/	2787,2	1938,24
	SH+SV2	1495,7	448,71	1607,888	/	/	3036,4	1909,92
Dalle de transition	CN	60,000	0,000	60,000	5,11	8,99	306,60	0,000
	SH	43,920	13,176	43,920	5,11	8,99	224,43	118,452
	SH+SV1	43,920	13,176	40,626	5,11	8,99	207,59	118,452
	SH+SV2	43,920	13,176	47,214	5,11	8,99	241,26	118,452
Remblais sur la dalle de transition	CN	139,08	0,000	139,080	5,11	9,64	710,69	0,000
	SH	139,08	41,724	139,080	5,11	9,64	710,69	402,219
	SH+SV1	139,08	41,724	128,649	5,11	9,64	657,39	402,219
	SH+SV2	139,08	41,724	149,511	5,11	9,64	764,00	402,219
Remblais sur la semelle	CN	520,23	0,000	520,232	4,40	2,57	2289,0	0,000
	SH	520,23	156,07	520,232	4,40	2,57	2289,0	401,880
	SH+SV1	520,23	156,07	481,215	4,40	2,57	2117,3	401,880
	SH+SV2	520,23	156,07	559,250	4,40	2,57	2460,6	401,880
La surcharge Q (t/m ²)	CN	80,000	0,000	80,000	5,11	8,99	408,80	0,000
	SH	80,000	24,000	80,000	5,11	8,99	408,80	215,760
	SH+SV1	80,000	24,000	74,000	5,11	8,99	378,14	215,760
	SH+SV2	80,000	24,000	86,000	5,11	8,99	439,46	215,760
Total culée + remblais	CN	2295,0	0,000	2295,022			6728,3	0,000
	SH	2278,9	683,68	2278,942			6646,1	3076,55
	SH+SV1	2278,9	683,68	2108,021			6147,7	3076,55
	SH+SV2	2278,9	683,68	2449,862			6941,8	3048,23

➤ Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	$Mr=P*V$
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	0,271	$0,5*1,8*0.271*(10.30)^{2*14.65}$	379,074	3,433	1301,487
	SH	0,443	$0,5*1,8*0.443*(10.30)^{2*14.65}$	619,667	3,433	2127,523
	SH+SV1	0,432	$0,5*1,8*0.443*(10.30)^{2*14.65}$	604,280	3,433	2074,695
	SH+SV2	0,464	$0,5*1,8*0.464*(10.30)^{2*14.65}$	649,042	3,433	2228,376
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	$1*0.271*1.8*13.80$	40,893	5,150	210,597
	SH	0,443	$1*0.443*1.8*13.80$	66,846	5,150	344,259
	SH+SV1	0,432	$1*0.317*1.8*13.80$	64,964	5,150	334,565
	SH+SV2	0,464	$1*0.386*1.8*13.80$	70,015	5,150	360,579
Total	CN	/	/	419,966	/	1512,084
	SH	/	/	686,513	/	2471,782
	SH+SV1	/	/	669,244	/	2409,261
	SH+SV2	/	/	719,057	/	2588,955

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 431,344$ t.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 174,345$ t.

désignation		Réaction	$Fh=\epsilon_H*P$	$Fv=(1\pm\epsilon_V)P$	H m	V m	$Ms=Fv*H$	$Mr=Fh*V$
Permanente (Tablier)	CN	431,344	0,000	431,344	0,000	3,950	0,000	0,000
	SH	431,344	129,403	431,344	-0,300	3,950	-129,403	511,143
	SH+SV1	431,344	129,403	398,993	-0,300	3,950	-119,698	511,143
	SH+SV2	431,344	129,403	463,695	-0,300	3,950	-139,108	511,143
Surcharge (D240)	CN	174,345	0,000	174,345	-0,300	5,750	-52,304	0,000
	SH	174,345	52,304	174,345	-0,300	5,750	-52,304	300,745
	SH+SV1	174,345	52,304	161,269	-0,300	5,750	-48,381	300,745
	SH+SV2	174,345	52,304	187,421	-0,300	5,750	-56,226	300,745

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,fl,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale. Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. $T = 4 \text{ cm}$ (Chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. $a = 40 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$

$\Delta_{fl}, \Delta_r, \Delta_T$: sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 1,07 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,51 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,34 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,40 \times 0,35 \times 0,0051}{0,04} = 1,428 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 2,996 \text{ t}$$

$$H_T = 0,952 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 1,428 + 2,996 + 0,952 = 5,376 \text{ t/1 appareil}$$

$$\Rightarrow H_{r,fl,T} = 5,376 \times 4 = 21,50 \text{ t}$$

	F_H (t)	V (m)	M_{F_H0} (t.m/ml)
B_C	15,00	9,06	135,90
(T + F + R)	21,50	9,06	194,79

❖ Tableau récapitulatif :

Désignation		$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	Hm	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0,000	2295,022	/	/	6728,332	0,000
	SH	683,683	2278,942	/	/	6646,163	3076,553
	SH+SV1	683,683	2108,021	/	/	6147,701	3076,553
	SH+SV2	683,683	2449,862	/	/	6941,835	3048,239
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	379,074	/	0,000	3,433	0,000	1301,487
	SH	619,667	/	0,000	3,433	0,000	2127,523

	SH+SV1	604,280	/	0,000	3,433	0,000	2074,695
	SH+SV2	649,042	/	0,000	3,433	0,000	2228,376
Permanente (Tablier)	CN	0,000	431,344	0,000	3,950	0,000	0,000
	SH	129,403	431,344	0,000	3,950	-129,403	511,143
	SH+SV1	129,403	398,993	0,000	3,950	-119,698	511,143
	SH+SV2	129,403	463,695	0,000	3,950	-139,108	511,143
Surcharge sur MGG et MF	CN	40,893	/	0,000	5,150	0,000	210,597
	SH	66,846	/	0,000	5,150	0,000	344,259
	SH+SV1	64,964	/	0,000	5,150	0,000	334,565
	SH+SV2	70,015	/	0,000	5,150	0,000	360,579
Surcharge (D240)	CN	0,000	174,345	-0,300	5,750	-52,304	0,000
	SH	52,304	174,345	-0,300	5,750	-52,304	300,745
	SH+SV1	52,304	161,269	-0,300	5,750	-48,381	300,745
	SH+SV2	52,304	187,421	-0,300	5,750	-56,226	300,745
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
	SH	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
	SH+SV1	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
	SH+SV2	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
La surcharge Q (t/m2)	CN	0,000	80,000	5,110	8,990	408,800	0,000
	SH	24,000	80,000	5,110	8,990	408,800	215,760
	SH+SV1	24,000	74,000	5,110	8,990	378,140	215,760
	SH+SV2	24,000	86,000	5,110	8,990	439,460	215,760
T+R+F	CN	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790
	SH	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790
	SH+SV1	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790
	SH+SV2	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790

➤ Les charges permanentes :

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	379,074	2726,366	6728,332	1301,487
SH	1432,753	2710,286	6516,760	5715,219
SH+SV1	1417,366	2507,014	6028,003	5662,391
H+SV2	1462,127	2913,557	6802,726	5787,758

➤ Les surcharges :

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	55,893	254,345	356,497	346,497
SH	158,150	254,345	356,497	996,665
H+SV1	156,268	235,269	329,759	986,971
SH+SV2	161,319	273,421	383,234	1012,984

➤ R+F+T :

	Fh	Fv	MS=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	21,500	/	/	194,790
SH	21,500	/	/	194,790
SH+SV1	21,500	/	/	194,790
SH+SV2	21,500	/	/	194,790

➤ Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

Cs:

$$G + Q + 0,6T$$

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
CN : ELU	618,378	4087,546	9653,642	2467,234
CN : ELS	459,045	3031,580	7156,127	1834,157

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
SH+SV2	1636,346	3186,978	7185,960	6917,615

13.5.5.2. Vérification du flambement de mur :

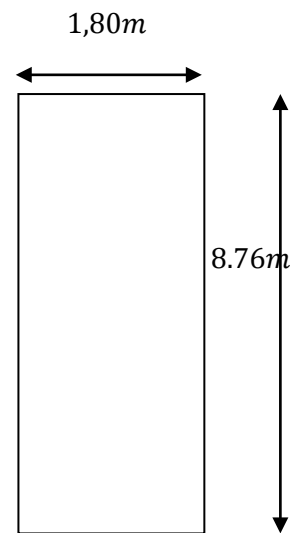
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = 0,707 \times 8,76 = 6,1933\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 1 \times 8,76 = 8,76\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,8 \times 8,76^3}{12} = 100,833 \text{ m}^4$$

Donc:

$$i = \sqrt{\frac{100,833}{8,76}} = 3,39$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{6,1933}{3,39} = 1,8269 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) M = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

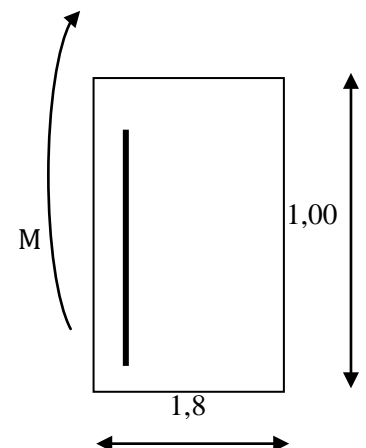
Alors le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*), en prend une bonde de 1ml de largeur.

$$N_U = \frac{40,87}{14,65} = 2,789 \text{ MN/m.}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{2,789}{35}\right)^2 = 1,00126$$

$$N_U^* = 2,789 \times 1,00126 = 2.7925 \text{ MN/ml}$$



$$M_U^s = N_U^s \cdot e = N_U^s \cdot (e_0 + e_a), \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{7186,40}{3487} = 2,060 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2\text{cm}; \frac{8,76}{250}\right) = 0,0350\text{m}$$

Donc :

$$M_U^s = 2,7925 \times (2,060 + 0,0350) = 5,8502 \text{ MN/ml.}$$

13.5.5.3. Calcul des armatures :

Après le calcul (avec SOCOTEC) on trouve que : $A_s = 51,48 \text{ cm}^2$

Donc on prend la section :

soit : **11HA 25** ($A_s=54,01\text{cm}^2$) avec $S_t=15\text{cm}$.

a. Ferrailage horizontal :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{1636,346}{8,76} = 186,797 \text{ KN/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{186,797 \times 10^{-3}}{1 \times 1,75} = 0,106 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00269 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

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

$$A_t > 5,38 \text{ cm}^2.$$

b. Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,1076 \text{ cm}$$

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

Donc :

$$A_t > 2,152 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 6,16 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 4 \text{ HA } 14, \text{ avec: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

c. Armatures à droite:(ferraillage vertical)

$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{51,48}{3} = 17,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4 \text{ HA } 25 (A = 19,64 \text{ cm}^2), \text{ Avec: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

d. Armatures à droite:(ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{6,16}{2} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4 \text{ HA } 10 (A = 3,14 \text{ cm}^2), \text{ Avec: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

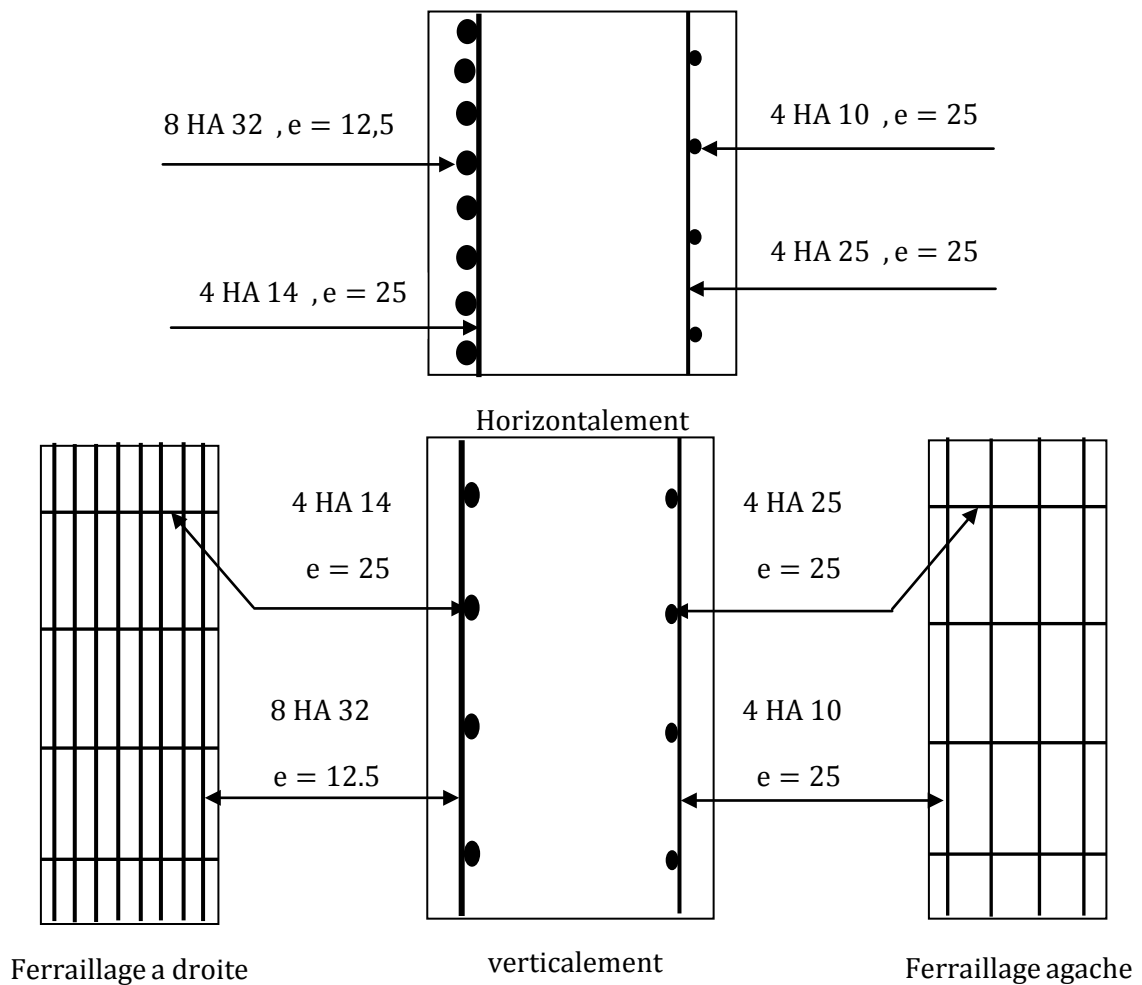


Figure 13.7 :plan de ferrailage.

13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée :

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

13.6.1. Les sollicitations :

désignation		P(t)	$F_H = \epsilon_H \cdot p$	$F_v = (1 + \epsilon_v) \cdot p$	H m	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h V$
Mur garde grève	CN	362,588	0,000	362,588	2,153	9,035	780,651	0,000
	SH	362,588	108,776	362,588	2,153	9,035	780,651	982,793
	SH+SV1	362,588	108,776	335,393	2,153	9,035	722,102	982,793
	SH+SV2	362,588	108,776	389,782	2,153	9,035	839,200	982,793
Corbeau	CN	4,944	0,000	4,944	2,465	8,435	12,188	0,000
	SH	4,944	1,483	4,944	2,465	8,435	12,188	12,512
	SH+SV1	4,944	1,483	4,574	2,465	8,435	11,274	12,512
	SH+SV2	4,944	1,483	5,315	2,465	8,435	13,102	12,512
Mur en retour	CN	59,963	0,000	59,963	3,746	7,624	224,620	0,000
	SH	59,963	17,989	59,963	3,746	7,624	224,620	137,146
	SH+SV1	59,963	17,989	55,465	3,746	7,624	207,773	137,146
	SH+SV2	59,963	17,989	64,460	3,746	7,624	241,466	137,146
Mur frontal	CN	596,255	0,000	596,255	0,100	4,750	59,626	0,000
	SH	596,255	178,877	596,255	0,100	4,750	59,626	849,663
	SH+SV1	596,255	178,877	551,536	0,100	4,750	55,154	849,663
	SH+SV2	596,255	178,877	640,974	0,100	4,750	64,097	849,663
Semelle	CN	471,960	0,000	471,960	0,000	0,900	0,000	0,000
	SH	471,960	141,588	471,960	0,000	0,900	0,000	127,429
	SH+SV1	471,960	141,588	436,563	0,000	0,900	0,000	127,429
	SH+SV2	471,960	141,588	507,357	0,000	0,900	0,000	127,429
Mur contreforts	CN	275,967	0,000	275,967	3,900	5,720	1067,271	0,000
	SH	275,967	82,790	275,967	3,900	5,720	1067,271	437,558
	SH+SV1	275,967	82,790	255,269	3,900	5,720	995,549	437,558
	SH+SV2	275,967	82,790	296,664	3,900	5,720	1156,989	437,558
Total culée à vide	CN	1771,676	0,000	1771,676	/	/	2144,345	0,000
	SH	1771,676	531,503	1771,676	/	/	2144,345	2547,094
	SH+SV1	1771,676	531,503	1683,800	/	/	1991,852	2547,094
	SH+SV2	1771,676	531,503	1904,552	/	/	2314,845	2547,094
Dalle de transition	CN	60,000	0,000	60,000	3,510	9,890	210,600	0,000
	SH	60,000	18,000	60,000	3,510	9,890	210,600	178,020
	SH+SV1	60,000	18,000	55,500	3,510	9,890	194,805	178,020
	SH+SV2	60,000	18,000	64,500	3,510	9,890	226,395	178,020
Remblais sur la dalle de transition	CN	136,800	0,000	136,800	3,510	10,540	480,168	0,000
	SH	136,800	41,040	136,800	3,510	10,540	480,168	432,562
	SH+SV1	136,800	41,040	126,540	3,510	10,540	444,155	432,562
	SH+SV2	136,800	41,040	147,060	3,510	10,540	516,181	432,562
Remblais sur la	CN	511,704	0,000	511,704	2,800	3,475	1432,771	0,000
	SH	511,704	153,511	511,704	2,800	3,475	1432,771	533,451

semelle	SH+SV1	511,704	153,511	473,326	2,800	3,475	1325,313	533,451
	SH+SV2	511,704	153,511	550,082	2,800	3,475	1540,229	533,451
La surcharge Q (t/m2)	CN	80,000	0,000	80,000	3,510	9,890	280,800	0,000
	SH	80,000	24,000	80,000	3,510	9,890	280,800	237,360
	SH+SV1	80,000	24,000	74,000	3,510	9,890	259,740	237,360
	SH+SV2	80,000	24,000	86,000	3,510	9,890	301,860	237,360
Total culée + remblais	CN	2560,180	0,000	2560,180	/	/	4548,694	0,000
	SH	2560,180	768,054	2560,180	/	/	4548,694	3928,495
	SH+SV1	2560,180	768,054	2368,166	/	/	4215,865	3928,495
	SH+SV2	2560,180	768,054	2752,173	/	/	4899,519	3928,495

➤ Poussée dues aux terres et surcharges :

désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V(m)	Mr=PV
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,271	$0,5*1,8*0,271*(10,30)^2*14,65$	379,074	4,413	1672,853
	SH	0,443	$0,5*1,8*0,443*(10,30)^2*14,65$	619,667	4,413	2734,590
	SH+SV1	0,432	$0,5*1,8*0,443*(10,30)^2*14,65$	604,280	4,413	2666,688
	SH+SV2	0,464	$0,5*1,8*0,464*(10,30)^2*14,65$	649,042	4,413	2864,221
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,271	$0,5*1,8*0,271*(1,8)^2*13,80$	10,905	0,600	6,543
	SH	0,443	$0,5*1,8*0,443*(1,8)^2*13,80$	17,827	0,600	10,696
	SH+SV1	0,432	$0,5*1,8*0,432*(1,8)^2*13,80$	17,384	0,600	10,430
	SH+SV2	0,464	$0,5*1,8*0,464*(1,8)^2*13,80$	18,672	0,600	11,203
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	$1*0,271*10,30*14,65$	40,893	5,720	233,905
	SH	0,443	$1*0,443*10,30*14,65$	66,846	5,720	382,362
	SH+SV1	0,432	$1*0,432*10,30*14,65$	65,187	5,720	372,868
	SH+SV2	0,464	$1*0,464*10,30*14,65$	70,015	5,720	400,487
Surcharge sur la semelle	CN	0,271	$1*0,271*1,8*13,80$	6,732	0,900	6,058
	SH	0,443	$1*0,443*1,8*13,80$	11,004	0,900	9,904
	SH+SV1	0,432	$1*0,317*1,8*13,80$	10,731	0,900	9,658
	SH+SV2	0,464	$1*0,386*1,8*13,80$	11,526	0,900	10,373
Total	CN	/	/	437,603	/	1919,360
	SH	/	/	715,344	/	3137,552
	SH+SV1	/	/	697,582	/	3059,644
	SH+SV2	/	/	749,254	/	3286,284

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 431,344$ t.

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 174,345$ t.

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) P$	H m	V m	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	431,344	0,000	431,344	0,000	3,950	0,000	0,000
	SH	431,344	129,403	431,344	-0,300	3,950	-129,403	511,143
	SH+SV1	431,344	129,403	398,993	-0,300	3,950	-119,698	511,143
	SH+SV2	431,344	129,403	463,695	-0,300	3,950	-139,108	511,143
Surcharge (D240120)	CN	174,345	0,000	174,345	-0,300	5,750	-52,304	0,000
	SH	174,345	52,304	174,345	-0,300	5,750	-52,304	300,745
	SH+SV1	174,345	52,304	161,269	-0,300	5,750	-48,381	300,745
	SH+SV2	174,345	52,304	187,421	-0,300	5,750	-56,226	300,745

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

	$F_H (t)$	V(m)	$M_{FH0} (t.m/ml)$
E_C	15	9.06	135.900
(T + F + R)	21.5	9.06	194.790

➤ Tableau récapitulatif :

Désignation		$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	Hm	V m	$M_s = F_v H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0,000	2284,213	/	/	3481,423	0,000
	SH	685,264	2284,213	/	/	3481,423	3490,937
	SH+SV1	685,264	2112,897	/	/	3220,316	3490,937
	SH+SV2	685,264	2455,529	/	/	3742,530	3490,937
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	379,074	/	0,000	4,413	0,000	1672,853
	SH	619,667	/	0,000	4,413	0,000	2734,590
	SH+SV1	604,280	/	0,000	4,413	0,000	2666,688
	SH+SV2	649,042	/	0,000	4,413	0,000	2864,221
Permanente (Tablier)	CN	0,000	431,344	0,000	5,750	0,000	0,000
	SH	129,403	431,344	0,000	5,750	0,000	744,068
	SH+SV1	129,403	398,993	0,000	5,750	-52,304	744,068
	SH+SV2	129,403	463,695	0,000	5,750	-52,304	744,068

Poussée de la terre sur la semelle	CN	10,905	/	0,000	0,600	-48,381	6,543
	SH	17,827	/	0,000	0,600	-56,226	10,696
	SH+SV1	17,384	/	0,000	0,600	0,000	10,430
	SH+SV2	18,672	/	0,000	0,600	0,000	11,203
La surcharge Q (t/m2)	CN	40,893	/	0,000	5,720	0,000	233,905
	SH	66,846	/	0,000	5,720	0,000	382,362
	SH+SV1	65,187	/	0,000	5,720	0,000	372,868
	SH+SV2	70,015	/	0,000	5,720	0,000	400,487
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,000	174,345	-0,300	7,750	-52,304	0,000
	SH	52,304	174,345	-0,300	7,750	-52,304	405,352
	SH+SV1	52,304	161,269	-0,300	7,750	-48,381	405,352
	SH+SV2	52,304	187,421	-0,300	7,750	-56,226	405,352
Surcharge (D240)	CN	6,732	/	0,000	0,900	0,000	6,058
	SH	11,004	/	0,000	0,900	0,000	9,904
	SH+SV1	10,731	/	0,000	0,900	0,000	9,658
	SH+SV2	11,526	/	0,000	0,900	0,000	10,373
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
	SH	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
	SH+SV1	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
	SH+SV2	15,000	0,000	/	9,060	0,000	135,900
Poussée du Surcharge sur la semelle	CN	0,000	80,000	3,510	9,890	280,800	0,000
	SH	24,000	80,000	3,510	9,890	280,800	237,360
	SH+SV1	24,000	74,000	3,510	9,890	259,740	237,360
	SH+SV2	24,000	86,000	3,510	9,890	301,860	237,360
T+R+F	CN	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790
	SH	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790
	SH+SV1	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790

	SH+SV2	21,500	0,000	/	9,060	0,000	194,790
--	---------------	--------	-------	---	-------	-------	---------

**Les charges permanentes:**

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	379,074	2715,557	3433,042	1679,396
SH	1434,334	2715,557	3425,197	6980,291
SH+SV1	1418,947	2511,891	3168,013	6912,124
SH+SV2	1463,709	2919,224	3690,226	7110,429

➤ **Les surcharges :**

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	55,893	254,345	228,497	369,805
SH	158,150	254,345	228,497	1160,974
SH+SV1	156,490	235,269	211,359	1151,480
SH+SV2	161,319	273,421	245,634	1179,100

➤ **R+F+T :**

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	21,500	/	/	194,790
SH	21,500	/	/	194,790
SH+SV	21,500	/	/	194,790
SH+SV	21,500	/	/	194,790

13.6.2. Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } \mathbf{1,35G + 1,6Q + 0,8T}$$

$$\text{ELS: } \mathbf{G + 1,2Q + 0,6T}$$

CS:

$$\mathbf{G + Q + 0,6T}$$

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	618,378	4072,954	5000,201	3014,705
ELS	459,045	3020,771	3707,238	2240,037

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV2	1637,928	3192,645	3935,860	8406,403

➤ **Combinaisons** : Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Avec : $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

		$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_{nette} (t.m)$
E.L.S	CN	459,045	3020,771	1467,201
E.L.U	CN	618,378	4072,954	1985,496
	CS	1637,928	3192,645	5213,758

13.6.3. Effort revenant à chaque pieu :

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

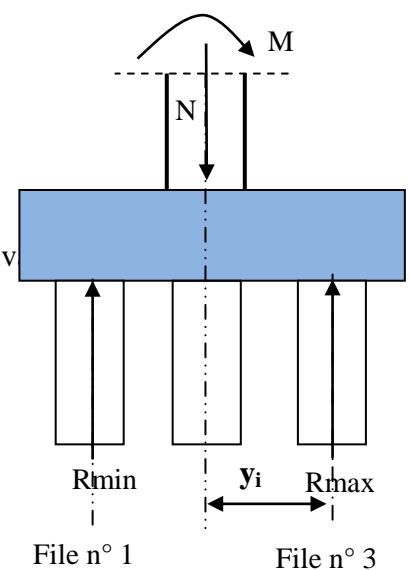
L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suiv

$$R_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec : n nombre de pieux (12 pieux)

• **Exemple de calcul :**

Condition normale(ELU) :



On a : $N = 4072,954t$.

$$M = 1985,496t.m$$

$$R_{\max} = \frac{4072,954}{12} + \frac{1985,496 \times 3}{12 \times 3^2} = 394,565t$$

$$R_{\min} = \frac{4072,954}{12} - \frac{1985,496 \times 3}{12 \times 3^2} = 284,260t$$

		$F_V(t)$	$M_{\text{nette}}(t.m)$	$R_{\min}(t)$	$R_{\max}(t)$
E.L.S	CN	3020,7714	1467,2014	320,9914	434,2014
E.L.U	CN	4072,9545	1985,4960	432,5184	585,7202
	CS	3192,6451	5213,7577	197,9326	600,2287

On a : $R_{\text{Min}} = 320,991t > 0$ (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.)

$$R_{\text{Max}} = 585,720t < \bar{Q} = 611,960 t \text{ (Pas de risque de tassement.)}$$

13.6.4. Calcul du ferrailage :

❖ Ferrailage de la semelle :

- La méthode des bielles est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \begin{cases} \theta \geq 45^\circ \\ d \geq \frac{a'}{2} - \frac{a}{4} \Rightarrow \begin{cases} \theta \geq 45^\circ. \\ d \geq \frac{3}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,20 m. \end{cases} \end{cases}$$

- b' : L'entre axe entre les deux files des pieux.
- b : L'épaisseur du mur frontal.

$$tg \theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}} = \frac{1,4}{\frac{3 \times 3}{8} - \frac{1,2}{4}} = 1,143 \Rightarrow \theta = 59,48^\circ \geq 45^\circ \dots\dots\dots CV.$$

- $d = 1,4 \geq 1,8 \dots\dots\dots CNV.$
- Donc, la méthode des bielles n'est pas applicable, on applique la méthode de la RDM approchée (méthode de moment).

• les armatures transversales inférieures :

➤ **ELU :**

On a : $R_{\max} = 585,720 \text{ t}$

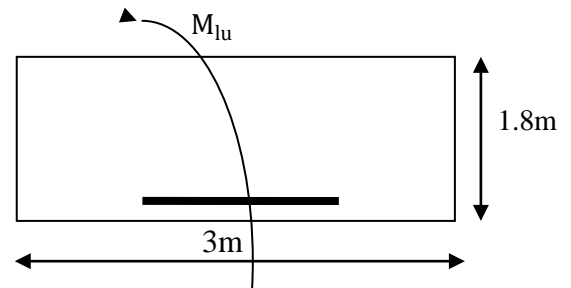
$$M_{1,\text{ult}} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$= 585,720 \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 632,577 \text{ t.m}$$

Un prend une bande de calcul de b_1 tel que:

$$b_1 = \emptyset_{\text{pieu}} + h = 1,2 + 1,8$$

$$b_1 = 3 \text{ m}$$



La section d'armature est calculée par **SECOTEC** :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 72,15 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

On a : $R_{\max} = 434,201 \text{ t}$.

$$M_{1,\text{ser}} = R_{\max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 434,201 \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 468,937 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_s; 150\eta \right\} \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,4149$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 2940.149 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 2940.149 \text{ t.m} > M_{1,\text{ser}} = 468.937 \text{ t.m} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_{1,\text{ser}}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 138,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = 138.09 \text{ cm}^2$$

soit 18HA32 ($A_{st} = 144.78 \text{ cm}^2$).

L'espacement entre les barres :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{15 - 1} = \frac{2,9}{14} = 0,207 \Rightarrow S_t = 21\text{cm.}$$

- **Les armatures transversales supérieures:**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{138,09}{10} = 13,80 \text{ cm}^2$$

soit 13HA12 ($A_{st} = 14.70$)

$$S_t = \frac{2,9}{10} = 0,29\text{m} \Rightarrow S_t = 30\text{cm.}$$

- **Les armatures longitudinales inférieures:**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{138,09}{3} = 46,03 \text{ cm}^2$$

soit 15HA20 ($A_{st} = 47,12 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{12} = 0,24\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 25\text{cm.}$$

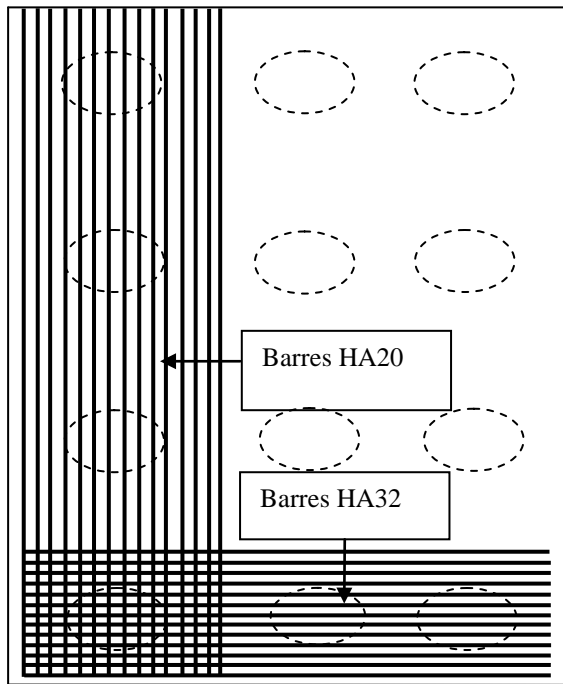
- **Les armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{138.09}{10} = 13.80\text{cm}^2$$

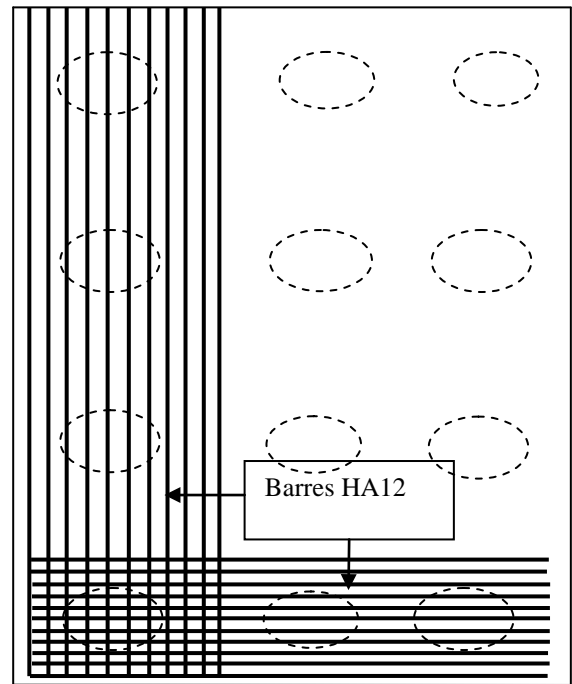
soit 13HA12 ($A_{st} = 14,70 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{10} = 0,29\text{m} \Rightarrow S_t = 30\text{cm.}$$

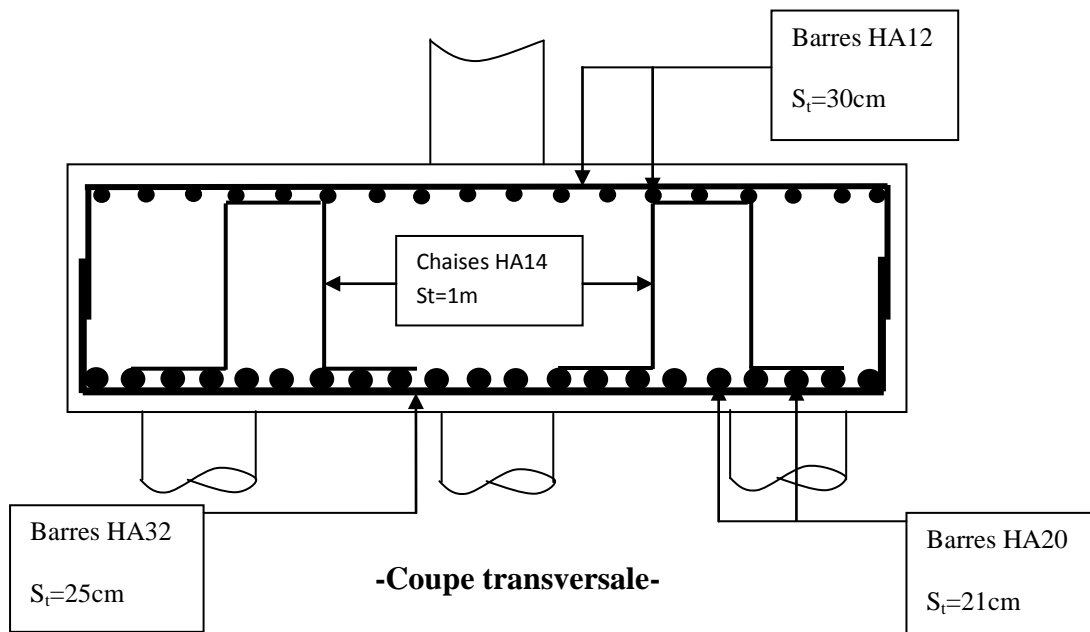
13.6.5. Schéma de ferrailage :



-La nappe inférieure-



-La nappe supérieure-



-Coupe transversale-

Figure 13.8 :Schéma de ferrailage de la semelle.

13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée :

Pour notre cas, la semelle se repose sur trois files de pieux, chaque file comporte quatre pieux

On utilise le programme de calcul Excel pour la détermination des sollicitations dans les têtes des pieux, avec les données suivantes :

a. En condition normal :

$M = 1985,496 \text{ t.m}$

$F_v = 4072,954 \text{ t}$

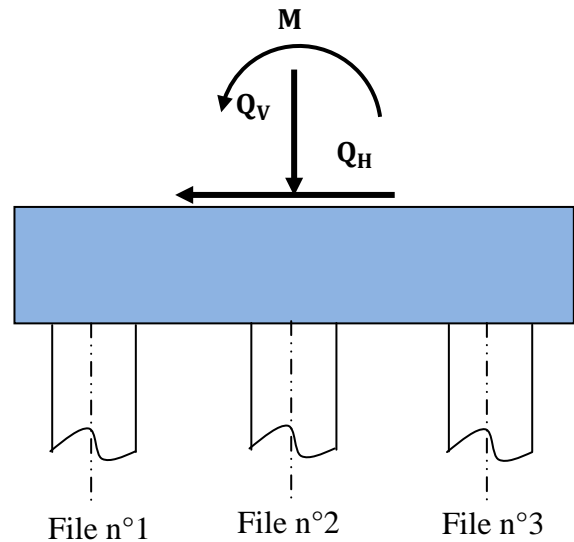
$F_h = 618,378 \text{ t}$

b. En condition sismique

$M = 5213,758 \text{ t.m}$

$F_v = 3192,645 \text{ t}$

$F_h = 1637,928 \text{ t}$



➤ **Résultats :**

		conditions sismique	conditions normal
M et N obtenus par Excel	M (t.m)	138.55	52.30
	N(t)	648.07	484.58
La section donnée par SOCOTEC		0	0

✓ **Calcul des armatures minimales :**

D’après le règlement du béton armé, la section minimale à mettre en œuvre est égale à **0,5%** de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s \text{ min}} = 0,5\% \cdot B = \left(\frac{0,5}{100}\right) \left(\frac{\pi \times 120^2}{4}\right) = 56,52 \text{ cm}^2$$

D’après la section A_s trouvée on peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peut sollicités, donc on se contentera d’un ferrailage égal au ferrailage minimal.

$A_s = 56,52 \text{ cm}^2$ **soit 12 HA 25.**

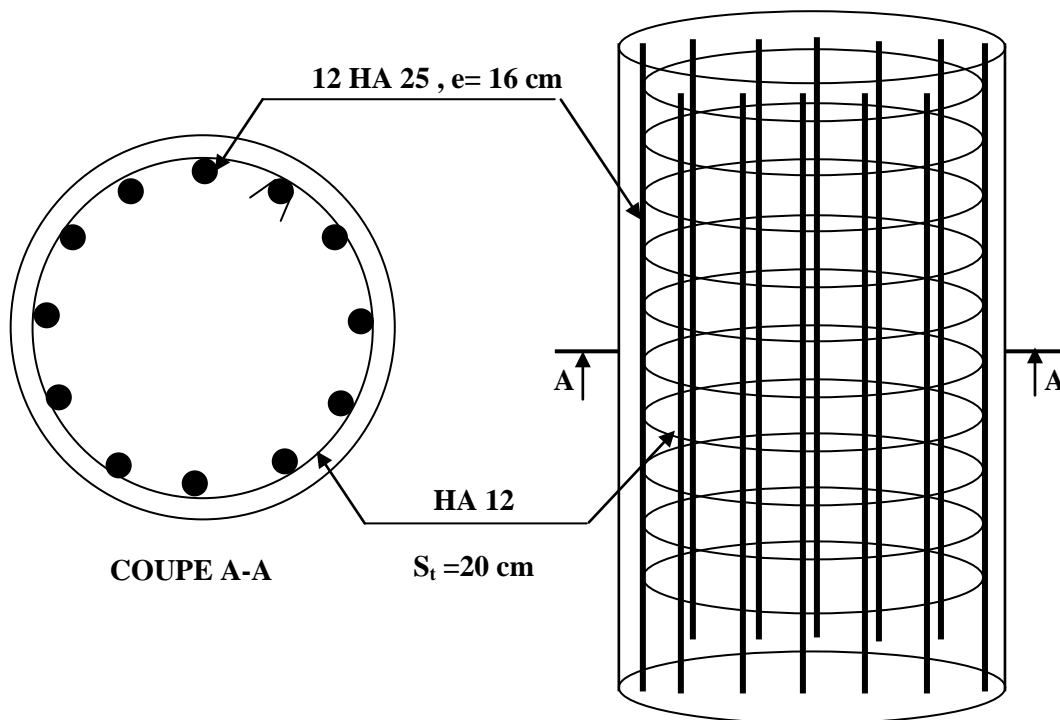


Figure 13.9 : Schéma de ferrailage du pieu.

13.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement de la culée au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Conclusion générale.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des Sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Ce projet nous a donné l'occasion de mettre en application, nos connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation en matière de (RDM, BP, MDS, BA,...etc.), il nous a poussé à apprendre différents logiciels et programmes de calcul (ROBOT, SAP 2000, SOCOTEC, AUTOCAD, EXCEL, FORTRAN,.....etc.).

La réalisation de ce travail a été une occasion pour nous insérer dans le monde professionnel par le contact direct avec les ingénieurs et les différents problèmes rencontrés dans la réalité, et auxquels l'ingénieur doit confronter. Il nous a permis d'autre part d'apprendre une méthodologie rationnelle à suivre, pour l'élaboration d'un projet de travaux publics (pont), depuis sa conception et jusqu'à sa réalisation.

Bibliographie

[1] : Règles B.A.E.L. 91, modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites, Février 2000.

[2] : Règles B.P.E.L. 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites, Avril 1992.

[3] : Cours résistance des matériaux de 3^{ème} année, 2014/2015.

[4]: Guide SETRA, guide projeteur ouvrages d'art ponts courants, centre technique des ouvrages d'art, France, 1999.

[5] : Surcharges routières : Le titre II du fascicule 61 du CPC.

[6] : Guide SETRA, pont à poutres préfabriquées précontrainte par poste-tension, centre technique des ouvrages d'art, France, 1996.

[7]: Documents SETRA.

[8]: Document **FOND 72, Fascicule 4.**

[9] : RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.

[10] : Mémoire de fin d'étude (Zemamouche, Meghar) étude d'un pont à poutre en béton précontraint, 2010.



Sommaire

CHAPITER 01 :

1.1. Introduction :	1
1.2. Présentation de projet :	1
1.3. Conception de l'ouvrage :	2
1.3.1. Recueil des Données naturelles :	2
1.3.2. Recueil des données fonctionnelles :	4
1.4. Choix type d'ouvrage :	7
1.4.1. Pont à poutres en béton armé :	7
1.4.2. Pont a poutres en béton précontraint :	7
1.4.3. Ponts à tablier mixte ou métallique :	8
1.5. Justification de choix de la variante:	9

CHAPITER 02 :

2.1. Introduction	10
2.2. Caractéristiques des matériaux :	10
2.2.1. Le béton :	10
2.2.2. L'acier :	14
2.2.2.1. Aciers de béton armé :	15
2.2.2.2. Acier de béton précontraint :	16

CHAPITER 03 :

3.1. Introduction :	19
3.2. Pré dimensionnement de la poutre	19
3.2.1. La hauteur de la poutre	19
3.2.2. Epaisseur de l'âme	19
3.2.3. Membrure supérieure (table de compression)	20
3.2.4. Talon	20
3.2.5. Epaisseur de l' hourdis	21
3.2.6. Détermination du nombre de poutres par travée	21
3.2.7. Les caractéristiques de l'ouvrage	22
3.3. Caractéristiques géométrique des poutres	22
3.3.1. Notations utilisées	22
3.3.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes	24
3.3.2.1. Poutre intermédiaire et poutre de rive (sans hourdis)	24

3.3.2.2. Poutre de rive (avec hourdis).....	25
3.3.2.3. Poutre intermédiaire (avec hourdis)	25
3.3.3.Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	26

CHAPITRE 04 :

4.1. Calcul des charges:	27
4.1.1. Calcul des charges permanentes (CP):	27
4.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :.....	29
4.1.3.Poids totale du tablier :	30
4.1.4. La charge par poutre :.....	30
4.2. Calcul des surcharges :	30
4.2.1. Détermination de la classe du pont :.....	30
4.2.2. Evaluation des surcharges :	32
4.3.Les effets horizontaux :	37
4.3.1.Effet de freinage :	37
4.3.2.Effet du vent :	37
4.3.3.L'effet du séisme :	37

CHAPITRE 05 :

5.1. Introduction :	38
5.2. Calcul des sollicitations dues aux surcharges permanentes :	38
5.3. Calcul des sollicitations (M et T) dues aux surcharges :	40
5.3.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :.....	41
5.3.1.1. Pour $X = 0,25L$:	41
5.3.1.2. Pour $X = 0,5L$	45
5.3.1.3. Détermination des sections dangereuses (les moments maximums) :.....	48
5.3.2. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :.....	51
5.3.2.1. Pour $X = 0,00L$	51
5.3.2.2. Pour $X = 0,25L$:	52
5.4. Conclusion :.....	54

CHAPITRE 06 :

6.1. Introduction :	55
6.2. Choix de la méthode :	55
6.3. Méthode de Guyon-Massonnet :.....	56
6.3.1. Principe de la méthode:	56

6.3.2. Parametres de calcul	57
6.4. Calcul des moments fléchissant :.....	59
6.4.1. Coefficient de répartition transversale K :.....	59
6.4.2. Moment fléchissant longitudinal réel :.....	60
6.5. Répartition transversale des efforts tranchants :.....	64
6.5.1. Coefficient de répartition transversale ϵ_a :.....	64
6.5.2. Coefficient de répartition transversale ϵ_a :.....	66
6.6. Calcul des moments et des efforts maximaux dans chaque poutre :.....	69
6.6.1. Moment fléchissant :.....	69
6.6.2. Effort tranchant :.....	70
6.7. Calcul des sollicitations maximums :.....	70
6.8. Conclusion :.....	74

CHAPITER 07 :

7.1. Introduction :	75
7.2. Présentation de logiciel :	76
7.3. La modélisation :	77
7.3.1. Modélisation de la poutre :.....	78
7.3.2. Modélisation de la dalle :.....	78
7.3.3. Modélisation du tablier :.....	79
7.4. Définition de différents cas de charge :.....	79
7.4.1. Système de charge A(L) 04 voies chargées :.....	79
7.4.2. Sous système B_c 04 voies chargées :.....	80
7.4.3. Système militaire Mc120 :.....	80
7.4.4. Charge exceptionnelle D240 :	81
7.5. Valeur des moments fléchissant réels :.....	81
7.5.1. Les valeurs extrêmes du moment:.....	84
7.5.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT :	84
7.6. Conclusion :.....	86

CHAPITER 08 :

8.1. Introduction :	87
8.1.1. Le principe de la précontrainte :.....	87
8.1.2. Précontrainte par post-tension :	87
8.2. Dimensionnement de la précontrainte :.....	88

8.2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre :	88
8.2.2. L'effort de précontraint minimum :	88
8.2.3. Calcul du nombre des câbles :	89
8.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension :	90
8.2.5. Principe de positionnement des câbles :	91
8.2.6. La disposition des câbles de la première famille (à l'about) :	92
8.2.7. Les traces des câbles :	94
8.2.8. Câble moyen fictif :	98
8.2.9. Les caractéristiques géométriques des sections nettes :	99
8.3. Les pertes de tension :	103
8.3.1. Introduction :	103
8.3.2. Les pertes instantanées :	104
8.3.3. Les pertes différées :	111
8.4. Vérification des contraintes normales :	118
8.4.1. La vérification des contraintes :	121
8.4.2. Ferrailage passif longitudinal :	124
8.4.3. Ferrailage passif transversal (armatures du talon) :	125
8.4.4. Justification aux E.L.U :	126
8.5. Justifications des contraintes tangentielles :	132
8.5.1. Introduction :	132
8.5.2. Justification à l'E.L.S :	132
8.5.3. Justifications à l'E.L.U :	136

CHAPITRE 09

9.1. Introduction :	146
9.2. Calcul du Ferrailage de l'hourdis:	146
9.2.1. Etude de la flexion transversale :	146
9.2.2. Etude de la flexion longitudinale :	148
9.2.3. Schéma de ferrailage de la dalle	151
9.3. Étude de l'entretoise d'about :	151
9.3.1. Dimensions de l'entretoise :	151
9.3.2. Calcul de l'entretoise :	152
9.3.2.1. Calcul des efforts :	152
9.3.2.2. Emplacement des vérins :	153
9.3.2.3. Calcul des sollicitations :	153
9.3.2.4. Schéma de ferrailage de l'entretoise	160
9.4. Conclusion :	160

CHAPITRE 10

10.1. Introduction	161
10.2. Flèches et contre flèches :	161
10.2.1. Flèche due au poids propre :	161
10.2.2. Flèche due aux surcharges :	161
10.2.3. Contre flèche :	161
10.3. Flèche totale :	163
10.4. Calcul des rotations :	163
10.4.1. Sous le poids propre :	163
10.4.2. Sous les surcharges :	163
10.4.3. Sous la précontrainte :	163
10.5. Rotation résultante :	164
10.6. Calcul des déplacements d'appuis :	164
10.6.1. Déplacement du à la rotation :	164
10.6.2. Déplacement du au retrait :	164
10.6.3. Déplacement du au fluage :	164
10.6.4. Déplacement du à la variation de la température :	164
10.6.5. Déplacement total :	164
10.6.6. Conclusion :	165

CHAPITRE 11

11.1. Introduction	166
11.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté :	166
11.3. Dimensionnement :	167
11.4. Evaluation des efforts horizontaux :	168
11.5. Vérification des appareils d'appui :	170
11.6. Les dés d'appuis :	173
11.6.1. Fonctions des dés d'appuis :	173
11.6.2. Dimensionnement des dés d'appui :	173
11.6.3. Ferrailage de dé d'appui :	174
11.7. Les joints de chaussée :	175
11.8. Evacuation des eaux :	176
11.9. Conclusion :	178

CHAPITRE 12

12.1. Introduction :	179
12.2. Pré dimensionnement de la pile :	179
12.3. Calcul de la pile :	181
12.3.1. Répartition des charges et surcharges :	183
12.3.1.1. Charge permanente :	183
12.3.1.2. Surcharges :	183
12.3.1.3. Les efforts horizontaux :	190
12.3.2. Etude du chevêtre :	193
12.3.2.1. Calcul des sollicitations :	193
12.3.2.2. Ferrailage du chevêtre :	196
12.3.2.3. Etude de la torsion du chevêtre :	199
12.3.2.4. Schéma de ferrailage :	202
12.3.2. Etude du fût :	203
12.3.2.1. Calcul des sollicitations :	203
12.3.3.2. Calcul des combinaisons :	206
12.3.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :	208
12.3.3.4. Calcul de ferrailage :	209
12.3.3.5. Schéma de ferrailage de fut :	210
12.3.4. Etude de la semelle :	211
12.3.4.1. Calcul des charges :	211
12.3.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile :	212
12.3.4.3. Ferrailage de la semelle :	216
12.3.4.4. Schéma de ferrailage de la semelle :	218
12.3.5. Etude des pieux sous pile :	219
12.3.5.1. Ferrailage des pieux :	219
12.3.5.2. Schéma de ferrailage du pieu :	219
12.4. Conclusion :	220

CHAPITRE 13

13.1. Introduction :	221
13.2. Choix de la morphologie :	221
13.3. Dimensionnement des éléments de la culée :	222
13.3.1. Le sommier d'appui :	222
13.3.2. Le mur garde grève :	223
13.3.3. Le corbeau :	224
13.3.4. Le mur frontal :	224
13.3.5. Le mur en retour :	224

13.3.6.Le mur contreforts :	224
13.3.7.La dalle de transition :	225
13.3.8.La fondation :	225
13.4.Vérification de la stabilité de la culée :	225
13.4.1.Détermination des centres de gravité des éléments de la culée :	227
13.4.2.Calcul des sollicitations :	228
13.4.3. Vérification de la stabilité :	232
13.4.3.1.Vérification de non renversement :	232
13.4.3.2.Vérification de non glissement :	233
13.4.4.Etapes d'exécution de la culée:	233
13.4.5. Conclusion :	234
13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée :	234
13.5.1. Mur garde grève :	234
13.5.1.1. Evaluation ses efforts :	234
13.5.1.2. Combinaison des moments :	237
13.5.1.3. Calcul des armatures :	237
13.5.2. Dalle de transition :	240
13.5.2.1. Les sollicitations :	240
13.5.2.2. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant.	241
13.5.2.3. Ferrailage de la dalle de transition :	243
13.5.3. Le corbeau :	246
13.5.3.1. Ferrailage :	247
13.5.4. Mur en retour :	250
13.5.4.1. Étude des sollicitations :	250
13.5.4.2. Les combinaisons :	252
13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour :	253
13.5.4.4. Evaluation des efforts :	254
13.5.4.5. Ferrailage :	257
13.5.4.6. Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale).	258
13.5.4.7. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive):	260
13.5.5. Mur frontal :	262
13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal :	262
13.5.5.2. Vérification du flambement de mur :	268
13.5.5.3. Calcul des armatures :	269
13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée :	271
13.6.1. Les sollicitations :	271
13.6.2. Combinaison :	275
13.6.3. Effort revenant à chaque pieu :	276

13.6.4. Calcul du ferrailage :	277
13.6.5. Schéma de ferrailage :	280
13.7. Etude de ferrailage des pieux sous culée :	281
13.8. Conclusion :	282

Liste des figures

Figure .1.1 : Coupe géologique d'un sondage.....	3
Figure.1.2 : Tracé en plan.....	5
Figure.1.3 : Profil en long.....	6
Figure.1.4 : Profil en travers.....	6
Figure .2.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	12
Figure.2.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier de BA.....	16
Figure.2.3 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.....	18
Figure.3.1 : coupe transversale d'une poutre.....	19
Figure .3.2 : coupe transversale sur le tablier à poutres en BP.....	22
Figure.3.3 Section médiane d'une poutre.....	23
Figure.3.4 : Section d'about d'une poutre	23
Figure.3.5 : Section de hourdis revenant à une poutre intermédiaire	24
Figure .3.6 : Section de hourdis à une poutre de rive	24
Figure. 4.1. vue la térale de la poutre en béton précontraint	27
Figure. 4.2. coupe transversale droite de la dalle	27
Figure 4.3. L'entretoise d'about.....	28
Figure. 4.4. Schémas du système Bc	33
Figure. 4.5. Schémas du système Bt.....	35
Figure. 4.6. Schémas du système Br.....	35
Figure .4.7 : schémas du système Mc12.....	36
Figure .4.8 : schémas du système D240.....	36
Figure .6.1 : une bande de 1m de la dalle	56

Figure. 7.1 : choix de l affaire	77
Figure .7.2 : modélisation des poutres	78
Figure. 7.3 : modélisation de la dalle	79
Figure .7.4 : modélisation du tablier.....	79
Figure .7.5 : système de charge A (L) 04 VC	79
Figure .7.6 : Sous système BC O4 VC.....	80
Figure .7.7 : Système militaire Mc 120	80
Figure .7.8 : charge exceptionnelle D240.....	81
Figure .7.9 : moment max à L' E .L.U.....	85
Figure .7.10 : moment max à L'E. L. S.....	85
Figure .8.1 : précontrainte par post-tension	88
Figure .8.2 : disposition des câbles à mi travée	93
Figure .8.3 : trace de câble à l'extrados	94
Figure .8.4 : trace de câble à l'intrados.....	95
Figure .8.5 : Diagramme des contraintes normales (phase 7)	125
Figure .8.6 : courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.....	126
Figure .8.7 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.....	127
Figure .8.8 : Diagrammes des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée	128
Figure. 8.9 : capture du coin inferieur.....	141
Figure .8.10 : les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation.....	142
Figure .9.1 : Schéma de ferrailage de la dalle	151
Figure .9.2 : Dimensions de l'entretoise(BP).....	152

Figure. 9.3 : Emplacement des vérins.....	153
Figure. 9.4 : Diagramme des moments a l'E.L.U.....	154
Figure. 9.5 : Diagramme des efforts tranchants a L'E.L.U.....	154
Figure. 9.6 : Diagramme des moments a l'E.L.S.....	155
Figure. 9.7 : Diagramme des efforts tranchants a L'E.L.S.....	155
Figure .9.8. Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	160
Figure.10.1: diagramme des moments dans une poutre.....	162
Figure.10.2:diagramme des moments sous la.....	162
Figure.11.1 : appareil d'appuis.....	167
Figure.11.2 : dimension de l'appareil d'appui.....	173
Figure.11.3 : Les dimensionne des d'appuis.....	174
Figure .11.4 : Ferrailage de dés d'appuis.....	175
Figure.11.5 : joint de chaussée.....	176
Figure 12.1: Coupe transversale B-B de la pile.....	181
Figure 12.2: Coupe longitudinale A-A de la pile.....	182
Figure 12.3: Vue en plan.....	183
Figure.12.4.Partie qui travaille à la torsion.	200
Figure. 12.5 : Coupe transversale du chevêtre.	200
Figure.12.6 : Schéma de ferrailage du chevêtre.....	202
Figure.12.7. Charges appliquées au fut.	203
Figure 12.8.Effet de flambement.....	209
Figure 12.9: Ferrailage.....	210
Figure 12.10. Schéma de ferrailage de la semelle.....	218
Figure 12.11.Schéma de ferrailage du pieu.....	219
Figure 13.1 : Coupe longitudinale dans la culée.	222

Figure 13.2 : Dimensionnement de la semelle.....	225
Figure 13.3 : C.D.G des éléments de la culée.....	228
Figure13.4. schéma de ferrailage de corbeau.....	249
Figure 13.5.Plan d'encastrement du mur en retour.....	254
Figure 13.6 : plan du ferrailage du mur en routeur.....	261
Figure 13.7 : plan de ferrailage.....	270
Figure 13.8 :Schéma de ferrailage de la semelle.....	280
Figure 13.9 : Schéma de ferrailage du pieu.....	282

Liste des tableaux

Tableau.2.1 : La résistance à la compression du béton à 28 jours.....	11
Tableau.2.2 : La résistance à la traction du béton à 28 jours.....	11
Tableau.2.3 : Déformations longitudinales instantanée.....	13
Tableau.2.3 : Déformations longitudinales différée.....	14
Tableau .3.1: Caractéristiques géométriques de la section médiane d'une poutre	24
Tableau .3.2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about d'une poutre	25
Tableau .3.3 : Caractéristiques géométriques d'une poutre de rive (avec hourdis).....	25
Tableau .3.4 : Caractéristiques géométriques d'une poutre intermédiaire (avec hourdis).....	25
Tableau .3.5 : Caractéristiques géométriques des sections nettes	26
Tableau. 4.1. Poids revenant à chaque poutre.....	30
Tableau .4.2. La classe du pont.....	31
Tableau.4.3 : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	32
Tableau.4.4 : Charge A (L) par voie.....	33
Tableau .4.5.Valeurs de coefficient b_c	34
Tableau. 4.6: charges de B_c par essieu.....	34
Tableau. 4.7 : Coefficient de majoration de système B_t	35
Tableau .4.8 : Charges de B_t par essieu.....	35
Tableau .4.9:L'effort de freinage du au système A(L).....	37
Tableau 5.1 : Les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre	38
Tableau .5.2 : Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre..	39

Tableau .5.3 : Les éléments de réduction dus au poids propre d'entretoise pour chaque poutre	39
Tableau .5.4 : Les éléments de réduction dus au poids propre de (Revêtement + chape)	39
Tableau .5.5 : Les éléments de réduction dus au poids propre de(Corniche + longrine +glissière + réseaux) pour chaque poutre.....	40
Tableau .5.6 : Les éléments de réduction dus au poids propre pour chaque poutre.....	40
Tableau. 5.7 : Moments fléchissant à $X = 0.25L$	45
Tableau. 5.8 : Moments fléchissant à $X = 0.5L$	48
Tableau .5.9: les moments fléchissant maximums.....	50
Tableau .5.10 : Les efforts tranchants à $X = 0,00L$	52
Tableau. 5.11 : Les efforts tranchants à $X = 0,25L$	54
Tableau.6.1 : Récapitulatif de K_{α} des poutres.....	62
Tableau.6.2 : Récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X = 0,5L$).....	63
Tableau.6.3 : Récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,25L$).....	63
Tableau.6.4 : récapitulatif de ϵ_{α} des poutres	66
Tableau.6.5 : récapitulatif de ϵ_{α} des poutres.....	68
Tableau.6.6 : récapitulatif de l'effort tranchant réels max a pour $X= 0$	68
Tableau.6.7 : récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X= 0.25 L$	69
Tableau.6.8 : des combinaisons max des moments dans chaque poutre	73
Tableau.6.9 : des combinaisons max des efforts tranchants dans chaque poutre	74
Tableau.8.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée ($0,5L$).....	88
Tableau.8.2 : Longueurs des câbles.....	98

Tableau.8.3 : Les distances du point d'application.....	99
Tableau.8.4 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=0.00m.....	100
Tableau.8.5 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=1.00m.....	100
Tableau.8.6 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=3,75m.....	100
Tableau.8.7 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=3,75m.....	101
Tableau.8.8 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=8.5m.....	101
Tableau.8.9 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre à x=17m.....	101
Tableau.8.10 : Différentes valeurs de $\alpha(rd)$	105
Tableau.8.11 : les longueurs Lx en (m)	105
Tableau.8.12 : les Valeurs des pertes par frottement à différentes sections. (MPA)	105
Tableau.8.13 : calcul de la longueur du câble.....	106
Tableau.8.14 : Pertes par recul d'ancrage dans différentes sections.....	107
Tableau.8.15 : Pertes par raccourcissement instantané du béton dans différentes sections.....	109
Tableau.8.16 : pertes par raccourcissement du béton dans les câbles de 1 ^{ère} famille sous l'effet de 2 ^{ème} famille.....	110
Tableau.8.17 : Pertes instantanées totales aux différentes sections.....	111
Tableau.8.18 : La tension probable dans différentes sections.....	111
Tableau.8.19 : les pertes dues au retrait du béton en (Mpa).....	114
Tableau.8.20 : les pertes dues à la relaxation des aciers en (MPA).....	115
Tableau.8.21 : les pertes dues au fluage du béton en (MPA).....	117
Tableau.8.22 : Pertes différées totales de chaque câble aux différentes sections en (MPA).....	117
Tableau.8.23 : Les pertes totales moyennes dans les différentes sections.....	118
Tableau.8.24 : La tension finale probable dans différentes sections.....	118
Tableau.8.25 : caractéristiques géométriques de la section à x=0.00m.....	122

Tableau.8.26 : vérification des contraintes à $x=0.00$ m.....	122
Tableau.8.27 : caractéristiques géométriques de la section à $x=8.5$ m.....	122
Tableau.8.28 : vérification des contraintes à $x=8.5$ m.....	123
Tableau.8.29 : caractéristiques géométriques de la section à $x=17$ m.....	123
Tableau.8.30 : vérification des contraintes à $x=17$	123
Tableau.8.31 : Caractéristiques géométriques de la section nette à $X=0,00L$	134
Tableau.8.32 : vérification des contraintes de cisaillement	135
Tableau.8.33 : calcul P_i	139
Tableau .9.1: moment transversal de la dalle	146
Tableau .9.2 : moment longitudinal de la dalle.....	148
Tableau 12.1: Répartition des surcharges (une seule travée chargée).....	189
Tableau 12.2: Répartition des surcharges (deux seule travée chargée).....	190
Tableau 12.3: Combinaison des charges et surcharges en ELU et ELS.....	193
Tableau.12.4. Réaction dues aux surcharges.	204
Tableau.12.5. Combinaison01 et 02.....	207
Tableau.12.6.Combinaison 03 et 04.....	208
Tableau.12.7.Combinaison 01 et 02 en ELU.	213
Tableau 12.8.Combinaison 01 et 02 en ELS.....	214
Tableau.12.9. Combinaison 03 et 04.....	215
Tableau.13.1 : M_r et M_s appliqués sur la culée à vide et avec remblais.....	230
Tableau.13.2 : M_r dû à la poussée des terres et aux surcharges.....	231

Résumé

L'évolution des infrastructures et des voies de communication constituent un volet très important dans le développement des pays. La réalisation de ses voies de communication nécessite parfois de franchir des obstacles. Dans ce cas figure, la réalisation des ouvrages d'art tels que les ponts, les viaducs, les passages supérieurs ou inférieures est nécessaire

Le but de ce travail est l'étude d'un pont à poutre en béton précontrainte par post tension, d'une longueur de 105 m et une largeur de 15.65 m, Le tablier repose sur 4 appuis (2piles et 2culées).

L'étude des éléments constituant cet ouvrage a été faite manuellement, puis une étude comparative de l'analyse du tablier a été effectuée en utilisant la théorie des lignes d'influence et la méthode de Guyon Massonnet, et ce, par apport a un modèle numérique en éléments finis élaboré sur le logiciel de calcul ROBOT Millénium.

La conception de cet ouvrage a été faite conformément aux guides et aux référentiels techniques.

Mots clé : Ouvrage d'art, viaduc, conception, modélisation, éléments finis.

ملخص

ان تطور البنى التحتية وطرق المواصلات تكون فضاء مهم في تطور الأمم. انشاء هذه الطرقات يستلزم اختراق حواجز وفي هذه الحالات يتوجب انجاز منشآت فنية مثلا لجسور، ممرات علوية، ممرات سفلية.

الهدف من هذا المشروع هو دراسة منشأة فنية والمتمثلة في جسر متعدد العارضات يتكون من 3 مقاطع طول كل مقطع 35 متر وعرض كل مقطع 15.70 متر حيث كل مقطع يتكون من 9 عارضات ويتركز هذا الجسر على 4 مساند من الخرسانة المسلحة اثنان جانبية واثنان وسيطة .

طريقة تمت دراسة العناصر المكونة لهذه المنشأة الفنية بطريقة نظرية باستعمال خطوط التأثير و Guyon Massonnet

متبعة بمنمذجه رقمية تعتمد على طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج ROBOT Millénium.

ان تصميم هذه المنشأة تم وفقا لقواعد ومراجع تقنية.

كلمات مفتاحية: منشآت فنية، جسر ، تصميم، نمذجة، عناصر منتهية.

Introduction générale.

INTRODUCTION GENERALE

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales s'apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures et géotechniques, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré-dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, l'ingénieur est appelé à concevoir, calculer et réaliser ces différentes structures par des méthodes fiables, rapides et efficaces ; afin de répondre aux besoins et exigences de son environnement économique et social. Pour cela, nous proposons dans ce projet, une conception, étude et modélisation d'un franchissant sur un passage inférieur afin de contribuer à la maîtrise de la démarche pour la conception des ponts, le calcul des éléments structuraux, la modélisation par logiciel et son exploitation.