

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION

Chapitre 1 : PRESENTATION DE PROJET

1.1. Présentation de l'ouvrage	5
1.2. Condition de franchissement	5
1.3. Contraintes générales de conception	5
1.4. Données géométriques	5
1.4.1. Tracée en plan	5
1.4.2. Profil en long	5
1.4.3. Profil en travers	7
1.5. Rapport géotechnique	8
1.5.1. Topographie	8
1.5.2. Lithologie	8
1.5.3. Eau superficielle et eau souterraine	8

Chapitre 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1. Introduction	10
2.2. Béton	10
2.2.1. Densité	10
2.2.2. Résistance caractéristique à la compression	10
2.2.3. Résistance caractéristique à la traction	10
2.2.4. Contrainte de calcul à l'ELU (f_{bu}) et à l'ELS (σ_{bc})	10
2.2.5. Coefficient de poisson	11
2.2.6. Module de déformation longitudinale du béton (E)	11
2.2.7. Déformation transversale du béton	11
2.3. L'acier	11
2.3.1. Acier passif	11
2.3.2. Acier actif	12

Chapitre 3 : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Introduction	14
3.1. Pré dimensionnement du tablier	14
3.1.1. Largeur du tablier	14
3.1.2. Longueur des travées	14
3.1.3. L'épaisseur de l'hourdis	14
3.1.4. Pré dimensionnement des poutres	14
3.1. Caractéristiques géométriques de la poutre	16
3.2.1 Caractéristiques de la poutre à l'about	16
3.2.2. Caractéristiques de la poutre en travée	18
3.3. Descente des charges.....	19
3.3.1. Les charges permanentes	19
3.3.2. Les surcharges	21

Chapitre 4 : ETUDE DU TABLIER

4.1. Introduction	29
4.2. Présentation du logiciel	29
4.3. Modélisation du tablier.....	30
4.4. Résultat numériques de l'analyse	31
4.4.1. Les moments fléchissant	31
4.4.2. Les efforts tranchants:	32
4.5. Conclusion	32

Chapitre 5 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Introduction	34
5.1. Définition de la précontrainte.....	34
5.2. Procèdes de précontrainte	34
5.3. Méthodes de précontrainte	35
5.3.1. Pré-tension.....	35
5.3.2. Post-tension	35
5.4. Comparaison avec le béton armé	36
5.5. Le calcul de la précontrainte	36
5.5.1. Section sous critique	36
5.5.2. Section sur critique	37
5.5.3. Détermination du nombre de câbles	37
5.6. Vérification à L'ELS	39
5.6.1. La mise en tension (à court terme)	39
5.6.2. En exploitation à long terme	39
5.7. Tracé des câbles	40
5.8. Calcul des pertes de précontraintes par post- tension	41
5.8.1. Perte instantanées	41
5.8.2 Pertes Différées	44
5.9. Vérification de la flexion à mi- travée	47
5.9.1 Calcul aux ELS	47
5.10. Ferrailage passif longitudinal	49
5.10.1. Armatures de peau	49
5.10.2. Armatures longitudinal dans la zone tendue	49
5.11. Vérification de l'efforttranchant	50
5.11.1. Vérification à l'ELS	50
5.11.2. Calcul à l'ELU	52

Chapitre 6 : ETUDE DE L'HOUDIS

Introduction	54
6.1. Evaluations des sollicitations :	54
6.1.1. Les moments fléchissant	54
6.1.2. Les efforts tranchant	55
6.2. Ferrailage de l'hourdis	55
6.2.1. Calcul du ferrailage	55
6.2.2. Vérification	57
6.3. Calcul des entretoises :	58

6.3.1. Modélisation de l'entretoise	59
6.3.2. Ferrailage.....	59
Chapitre 7 : LES APPAREILS D'APPUI	
Introduction	61
7.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :	61
7.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui	62
7.2.1. Dimensions en plan	62
7.2.2. Hauteur nette de l'élastomère.....	63
7.2.3. Epaisseur des frettes	63
7.3. Vérification de l'appareil d'appui	63
7.3.1. Répartition des efforts horizontaux	63
7.3.2. Dus à des charges statiques	65
7.3.3. Déplacement en tête de l'appareil d'appui	66
7.4. Vérification des contraintes	67
7.4.1. Limitation des contraintes de cisaillement	67
7.4.2. Condition de non glissement :.....	68
7.4.3. Condition de non flambement :.....	69
7.5. Les dés d'appui.....	70
7.5.1. Fonction des dés d'appui	70
7.5.2. Dimensionnement des dés d'appui	70
7.5.3. Ferrailage de dé d'appui:.....	70
Chapitre 8 : ETUDE DYNAMIQUE	
Introduction	72
8.1. L'objectif	72
8.2. Modélisation de pont	72
8.3. Action sismique	73
8.3.1. Classification des ponts	73
8.3.2. Classification des zones sismiques.....	73
8.3.3. Le coefficient d'accélération A	73
8.3.4. Classification des sites	73
8.3.5. Détermination des actions sismiques	73
8.3.6. Les combinaisons des composantes de l'action sismique	76
8.4. Analyse modale	76
8.5. Calcul des forces de séisme	78
Chapitre 9 : ETUDE DE LA PILE	
Introduction	80
9.1. Choix de la pile	80
9.2. Etude de fût	80
9.2.1. Evaluation des efforts repris par le fût	80
9.3. Etude du flambement	82
9.4. Ferrailage de la pile	82
9.4.1. Combinaison Accidentelle.....	82
9.5. Etude de la semelle de liaison	83

9.5.1. Pré dimensionnement de la semelle	83
9.5.2. Evaluation des efforts	84
9.6. Etude d'un pieu sous charge vertical par la méthode préssiométrique	86
9.6.1. Calcul de la force portante ultime	86

Chapitre 10 : ETUDE DES CULEES

Introduction	89
10.1. Pré dimensionnement de la culée	89
10.1.1. Mur de garde grève (MGG).....	89
10.1.2. Dalle de transition	89
10.1.3. Corbeau	90
10.1.4. Mur de front.....	90
10.1.5. La Semelle	90
10.1.6. Mur en retour (MR)	90
10.2. Vérification de la stabilité de la culée	90
10.2.1. Sous charges permanentes.....	90
10.2.2. Calcul en construction avec remblai	91
10.2.3. Sous charges permanentes plus surcharge	92
10.3 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée	93
10.3.1. Mur garde grève (MGG)	93
10.3.2. La dalle de transition	96
10.3.3. Etude du corbeau	97
10.3.4. Etude de mur en retour	98
10.3.5. Mur de front	100
10.4. Etude de la semelle.....	102
10.4.1. Pré dimensionnement	102
10.4.2. Evaluation des charges verticales.....	103
10.4.3. Evaluation des charges horizontales	103
10.4.3. Détermination du ferrailage	105
10.5. Etude d'un pieu sous charge vertical par la méthode préssiométrique	107
10.5.1. Calcul de la force portante ultime	107

CONCLUSION

INTRODUCTION

Les différentes études de développement et de transports ont toujours fait ressortir la nécessité économique de disposer progressivement de capacités supplémentaires d'accueil de 40 à 50000 véhicules par jour entre Annaba et Tlemcen avant l'horizon 2010.

Il est à signaler, qu'environ 85 % des volumes d'échanges (marchandises + voyageurs) en Algérie, se font par la Route. En considération des besoins importants de capacité, la meilleure solution, du point de vue économique, est d'offrir au trafic à moyenne et longue distances une infrastructure nouvelle adaptée à ces besoins et garder au réseau existant sa fonction de desserte.

Le projet Autoroutier, d'une longueur de 1216 Km, assure la liaison entre Annaba et Tlemcen avec la desserte des principaux pôles en touchant directement 24 wilayas.

L'Autoroute Est - Ouest participera aux liaisons Est - Ouest à l'intérieur d'une bande de 130 à 150 Km au nord du pays, incluant non seulement le littoral et la frange nord, mais également le nord de la zone des hauts plateaux. Elle s'inscrit dans le vaste projet de l'autoroute trans-maghrébine, devant couvrir une distance de près de 7000 Km.

De part sa dimension, l'Autoroute Est - Ouest constitue un projet d'intérêt national, dont les effets bénéfiques sont multiples :

- Répondre à la demande de trafic ;
- Redynamiser l'activité du secteur BTP ;
- Créer environ 100 000 emplois en phase travaux ;
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules ;
- Augmenter le gain de temps pour les usagers ;
- Augmenter la sécurité dans les transports ;
- Création d'un nouvel espace rentable et attractif pour l'investissement ;
- Donner un essor aux échanges intermaghrébins.

Les caractéristiques du projet de l'autoroute EST-OUEST:

- Linéaire de 1216 Km ;
- Profil en travers de 2x3 voies ;
- Vitesse de base : 100 à 120 Km/h ;
- Nombre d'échangeurs : 60 échangeurs environ (avec option de péage).

Principales villes desservies : El Tarf, Annaba, Constantine, ChelghoumLaïd, Sétif, Bordj Bou Arréridj, Bouira, Alger, Blida, AïnDefla, Chlef, Relizane, Oran (par une pénétrante), Sidi Bel Abbés, Tlemcen.



Fig.1: Tracé de l'autoroute

Un pont se définit généralement comme un ouvrage qui supporte une ou plusieurs voies de circulation au-dessus d'un obstacle naturel (un cours d'eau, un lac,...) ou artificiel (une route ferroviaire, une autoroute,...).

Le pont se compose en général de trois parties principales: la superstructure, l'infrastructure et les éléments d'appui. Il peut être construit en différents matériaux. Les premiers ponts furent en bois. Actuellement on rencontre plutôt des ponts métalliques, des ponts en béton armé et des ponts en béton précontraint.

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

Dans ce projet on va étudier un pont à poutres en béton précontraint reposant sur une pile et culées en béton armé dans la région de la wilaya de S.B.A dont le point de croisement est le PK73+693,602.

Ce travail est composé en :

- Présentation de projet.
- Caractéristiques des matériaux.
- Dimensionnement et descente.
- Etude du tablier.
- Etude de la précontrainte.
- Etude de l'hourdis.
- Les appareils d'appui.
- Etude dynamique.
- Etude de la pile.
- Etude de culée.

PRESENTATION DE PROJET

1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage fait l'objet de cette étude est un pont à poutres en béton précontrainte franchissant l'autoroute est-ouest dans la région de S.B.A dont le point de croisement est le PK73+693,602 .La longueur du pont fait 56,20m comportant deux travées de 28,10m, et la largeur totale du tablier est de 13,00m.

1.2. Condition de franchissement

La chaussée du CW1 est goudronnée, à deux voies, avec une largeur de 7,50m. Elle est rectiligne au niveau de croisement du tracé de l'autoroute. Selon le trafic évalué fourni, un profil en travers de 13,00m adaptable au RN est prévu pour le CW1.

1.3. Contraintes générales de conception

- Catégorie de ponts : classe A ;
- Zonage météorologique : zone B (tempère ou sec) ;
- Humidité d'environnement : $\phi_h=55\%$;
- Surcharges prévues : charges routières Aet B, convoi militaire M120 ;
- Protection contre les inondations : cru centennale (1/100) ;
- Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, la section W8 est en zone I. La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0,12g.

1.4. Données géométriques

1.4.1. Tracée en plan

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite.

1.4.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados définissant, en élévation, le tracé en plan. Longitudinalement, le tracé de la voie routière (deux voies) présente une plusieurs pente sur le tablier : 1,295% (1ere travée), 2,393% (2eme travée).

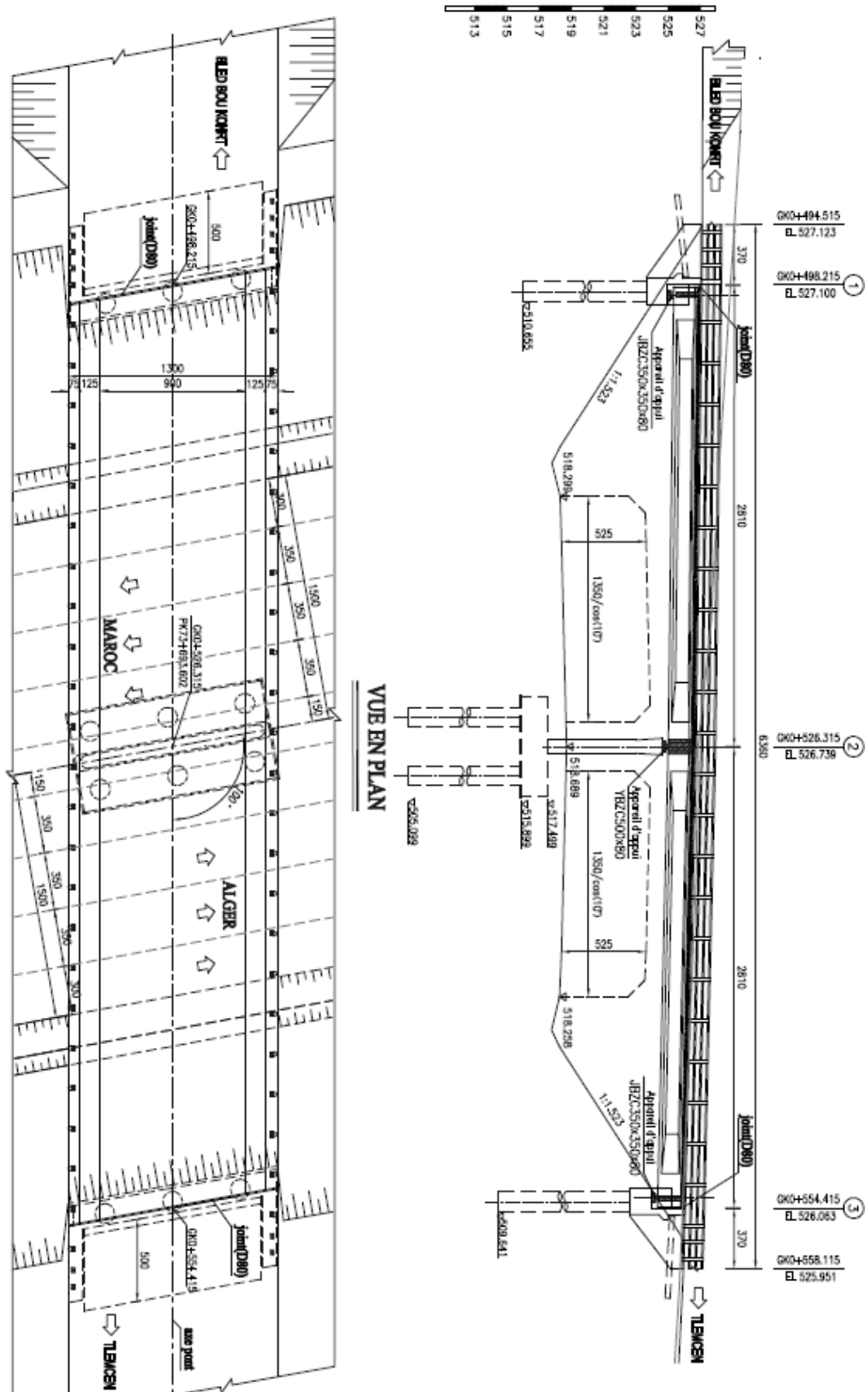


Fig. 1.1 : Profil en long au droit du pont (partie-I-)

1.4.3. Profil en travers

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

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 7,5\text{m}$.
- Nombre de voies de circulations = 2voies.
- Largeur de trottoir=1,25m.
- La pente de versant : 2,5 %.

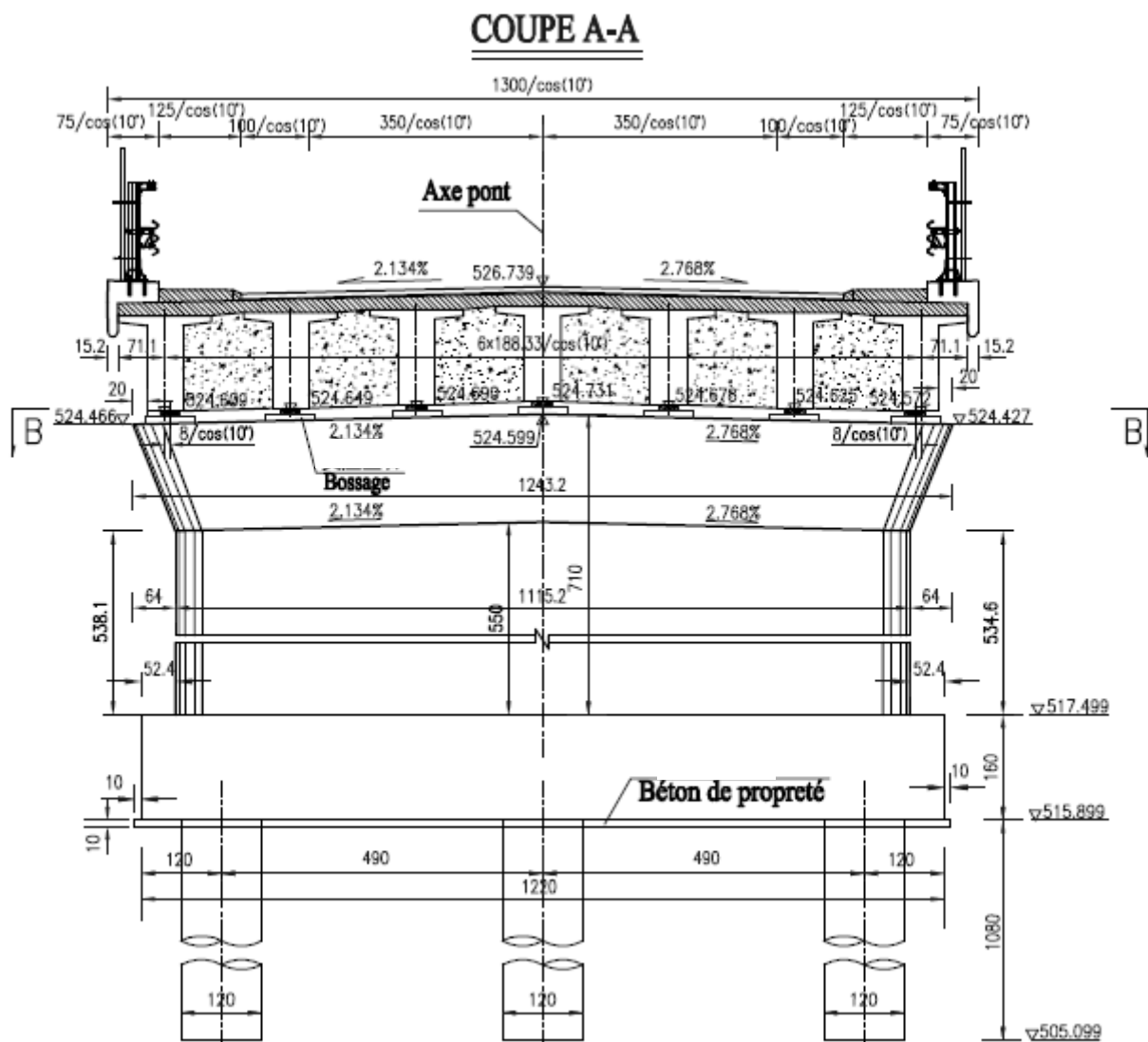


Fig.1.2: Profil en travers.

1.5. Rapport géotechnique (bureau d'étude du lot ouest, groupement CITIC-CRCC)

1.5.1. Topographie

La géomorphologie de la zone de l'emplacement du pont est constituée de collines, l'altitude terrestre est de 528 m environ, d'une couverture végétale développée.

1.5.2. Lithologie

Cette zone est d'une topographie simple, la partie superficielle est une terre végétale. La partie inférieure est une altération à des degrés différents de marne et de grès.

N° de couche	Epaisseur (m)	Nature de sol	Structure de la couche
« 1 »	6,5-9,5	Marne totalement altérée	RM
« 2 »	16,0-21,1	Marne intensément altérée	RM

Tab.1.1: Structure des couches de la zone du pont

Plus précisément on peut classer les sols et les roches en deux groupes :

- Marne totalement altérée (RM) : grise ou grisverte, très dure, la roche est altérée en terre ; le sommet est une terre végétale de 0,3m ; épaisseurs : 6,5 à 9.5m.
- Marne intensément altérée (RM) : gris verte ou grise, d'une texture argileuse en bloc, la carotte est cylindrique, localement intercalée de grès gris jaune ; la couche n'a pas été entièrement explorée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma=2,00\text{t/m}^2 \\ \Phi=35,5^\circ \end{array} \right.$$

1.5.3. Eau superficielle et eau souterraine

Les sources de la zone ne sont abondantes, lors des prospections aucune nappe n'a été détectée jusqu'aux profondeurs reconnues.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1. Introduction

Les matériaux utilisés dans la construction d'un pont sont choisis selon la conception de ce dernier et le calcul.

Dans ce chapitre on va décrire les caractéristiques de ces matériaux qui sont principalement le béton, acier actifs et passifs.

2.2. Béton

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

2.2.1. Densité

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2,50 \text{ t/m}^3$

2.2.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton utilisé dans cet ouvrage est le B27 et le B35, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours est :

- B27 : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ pour l'infrastructure.
- B35 : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour la super structure.

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j}$$

2.2.3. Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{Selon les règles de BAEL et BPEL,}$$

- Superstructure: $f_{t28} = 2,70 \text{ MPa}$
- Infrastructure: $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$

2.2.4. Contrainte de calcul à l'ELU (f_{bu}) et à l'ELS (σ_{bc})

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{Selon les règles de BAEL et BPEL}$$

La durée d'application des charges est considérée supérieure à 24h $\Rightarrow \theta = 1$.

En considérant que nous sommes dans le cas général (situation accidentelle), $\gamma_b = 1,5$.

- Superstructure : $f_{bu} = 25,86 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$.
- Infrastructure : $f_{bu} = 19,95 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 16,2 \text{ Mpa}$.

2.2.5. Coefficient de poisson

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

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

$\nu = 0$ pour un béton fissuré. Selon les règles de BAEL et BPEL

2.2.6. Module de déformation longitudinale du béton (E)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- $E = 33000 \text{ MPa}$ pour l'infrastructure.
- $E = 35981,7 \text{ MPa}$ pour la super structure.

Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- $E = 11100 \text{ MPa}$ pour l'infrastructure.
- $E = 12102,9 \text{ MPa}$ pour la super structure.

2.2.7. Déformation transversale du béton

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \text{ avec } \nu: \text{ Coefficient de poisson égal à } 0,2$$

2.3. L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont 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 pour limite La fissuration.

2.3.1. Acier passif

Les aciers utilisés pour le béton sont des aciers à haute adhérence de classe FeE400, avec une limite d'élasticité de **Fe400** dont elle est la même soit en traction ou en compression.

- **Résistance caractéristique de l'acier à l'ELU (f_{su}) et à l'ELS (σ_s)**

On considère qu'on est dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s \text{ est le coefficient de pondération pris é gal à 1,15}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \inf \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_y} \right] \quad \begin{array}{l} \text{où } \eta=1 \text{ pour RL} \\ \text{et } \eta=1.6 \text{ pour HA} \end{array}$$

▪ Le module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier est : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

2.3.2. Acier actif

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. Dans cet ouvrage, on utilise des câbles T15.

▪ Caractéristiques des câbles

Selon FREYSSINET :

- Unité de précontrainte : 12 torons.
- Poids de 1T15 P=1,12 (Kg/m).
- Section de 1T15S =140 (mm²).
- Force de rupture nominale = 252,1 KN.
- Force maximale sous ancrage = 241,3 KN.

$$\begin{cases} f_{prg} = 1860 \text{ MPA} \\ f_{peg} = 1553 \text{ MPA} \end{cases}$$

Avec

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

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

▪ La valeur max de la tension à l'origine σ_0

$$\text{Il doit être : } \begin{cases} \sigma_0 \leq \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) \\ \sigma_0 \leq \min(1488 ; 1397.7) = 1397.7 \text{ MPA} \end{cases}$$

▪ Module de Young

Le module d'élasticité longitudinale 'Ep' des aciers de précontraintes est pris égal à:

- 190000 MPa → pour les torons.

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Introduction

Le tablier est la partie sensiblement horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers : les tabliers en dalle, à poutres sous chaussée, en caisson, métalliques...etc.

Les tabliers peuvent être réalisés à l'aide des poutres en précontraintes par pré-tension ou bien par post-tension solidarisées par une dalle de couverture coulée en place.

3.1. Pré dimensionnement du tablier

3.1.1. Largeur du tablier

La largeur totale (L_t) du tablier est de **13,00m** adaptable au RN est prévu pour le CW1, la chaussée est composée de 2 voies avec une largeur de 7,50m limitée par 2 trottoirs, 2 longrines et 2 corniches de 5,5m de largeur.

3.1.2. Longueur des travées

Notre pont est composé de 2 travées de 28,10m chacune.

3.1.3. L'épaisseur de l'hourdis

L'épaisseur de la dalle (h_0) doit être $\geq 0,15m$. Justification au poinçonnement par charge concentré. Donc on prend $h_0=20cm$.

3.1.4. Pré dimensionnement des poutres

3.1.4.1. Hauteur des poutres

Le tablier comporte plusieurs poutres en T en béton précontraint.

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur de ces poutres H_t est comprise entre $\frac{l}{22}$ et $\frac{l}{15}$; dont l est la portée réelle de la poutre.
 $l=28,1m$.

$$\text{Donc } \begin{cases} \frac{l}{22} \leq H_t \leq \frac{l}{15} \\ 1.27m \leq H_t \leq 2.87m \end{cases}$$

On prend : $H_t=1,45m$.

3.1.4.2 . Largeur de la table de compression (b)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur de la table de compression pour de portée d'environ 30m est de 1,4m à 1,5m.

On prend **b=1,4 m**.

3.1.4.3.Epaisseur de la table de compression

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

On prend **h_c =10 cm**.

3.1.4.4.Nombre et espacement des poutres

L'espacement entre poutres est déterminé par la formule suivante :

$$E_t \leq b + N h_0.$$

Avec $\begin{cases} b: \text{la largeur de la table de compression} \\ h_0: \text{epaisseur de la dalle.} \end{cases}$

$$\begin{cases} E_t \leq 1.4 + (7 \times 0.2) \\ E_t \leq 2.8m \end{cases}$$

Donc on adopte 7poutres avec un espacement **E_t= 1,90m**.

3.1.4.5.Epaisseur de l'âme (b₀)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, deux situations sont prévisibles :

- En travée : $0,16m \leq b_0 \leq 0,22 m$, on prend **b₀=0,20 m**.
- Sur appuis: $b_0 = b_t$; $b_0 = 0,60 m$.

3.1.4.6.La largeur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par la formule :

$$b_{tT} \geq \frac{l}{k} \left(\frac{L}{h} \right)^2$$

Avec

l : la largeur total du tablier ($l=L_t=13,00m$).

L : longueur de la travée ($L =28,10m$)

h : la hauteur de la poutre ($h=H_t=1,45 m$)

K : coefficient sans dimensions $950 \leq k \leq 1200$

On prend **K= 1200** (cas le plus défavorable).

$$b_{tT} \geq \frac{13}{1200} \left(\frac{28.10}{1.45} \right)^2$$

$b_{tT} = 4,06$; D'où $b_t = 4,06/7 = 0,58m$.

Donc on prend $b_t = 0,60m$.

3.1.4.7. Epaisseur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur du talon est comprise entre 0,1m et 0,2m pour des largeurs du talon variant de 0,6m à 0,8m.

On prend dans notre cas $e_1 = 0,20m$.

3.1.4.8. Largeur Du Gousset De Talon

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on prend : $\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 20 \text{ cm}$.

3.1.4.9. Gousset de la table de compression

On prend $e_3 = 6 \text{ cm}$.

3.1.4.10. Épaisseur (e4)

$12 < e_4 < 15$ on prend $e_4 = 10 \text{ cm}$.

3.2. Caractéristiques géométriques de la poutre

$(\Delta-\Delta)$: L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I/CDG : Moment d'inertie par rapport à l'axe de centre de gravité.

$V' = (S/\Delta)/B$: Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

y : Distance entre l'axe du centre de gravité et l'axe des autres sections.

B : La section.

3.2.1 Caractéristiques de la poutre à l'about

Les caractéristiques géométriques de la figure 3.1. Sont données dans le tableau 3.1.

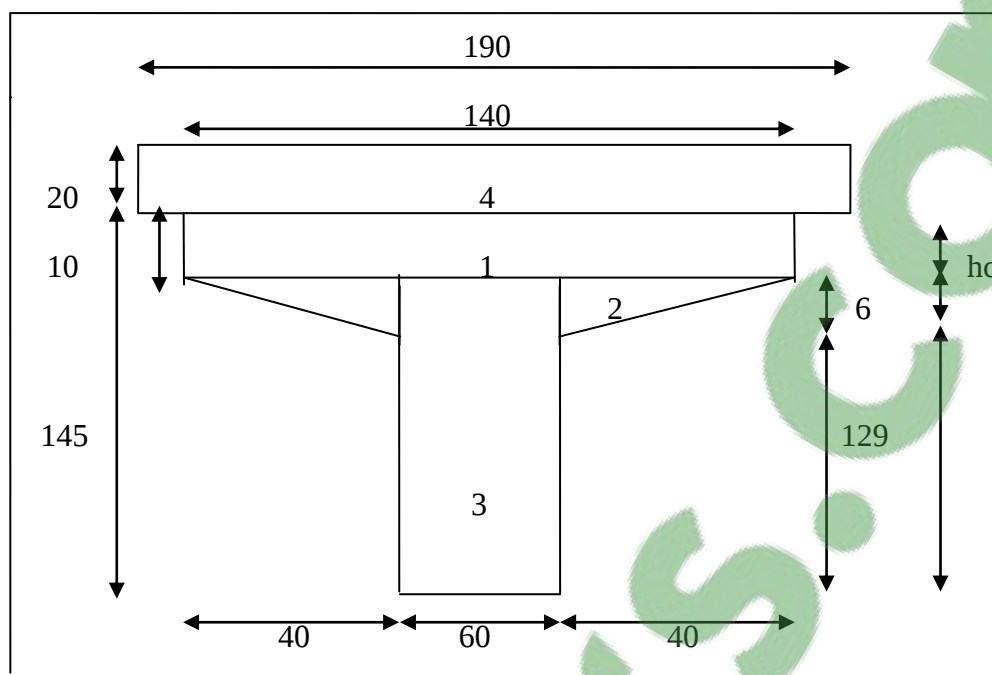


Fig.3.1: Section de la poutre avec l'ourdis a l'about.

	Dimension	Section (m ²)	I _{CDG} à vide (m ⁴)	I _{CDG} chargée (m ⁴)
(1)	1,4×0,1	0,140	0,05130105	0,05130105
(2)	(0,40×0,06/2)×2	0,024	0,00686524	0,00686524
(3)	0,60×1,35	0,81	0,13475071	0,2166788
(4)	0,20×190	0,38	/	0,11580464

Tab.3.1: Caractéristiques géométriques de différentes sections de la poutre avec hourdis à l'about.

	B(m ²)	I(m ⁴)	V (m)	V'(m)	I _{CDG} (m ⁴)	ρ(%)
A vide (Poutre seule)	0,974	0,12314022	0,65465092	0,79534908	0,192917	38
Chargée (Poutre+dalle)	1,374	0,12447355	0,63495633	1,01504367	0,39064974	44

Tab.3.2: Caractéristiques de la poutre avec hourdis à l'about.

$$\text{On a: } \begin{cases} v' = \frac{\sum w}{\sum s} \\ v = h - v' \end{cases}$$

$$\text{Et : } I_{CDG} = I_0 + y^2 \times B$$

Le rendement de la section est donnée par :

$$\rho = \frac{I_{CDG}}{B \times v \times v'}$$

3.2.2. Caractéristiques de la poutre en travée

Les caractéristiques géométriques de la figure.2.2. Sont données dans le tableau 3.4.

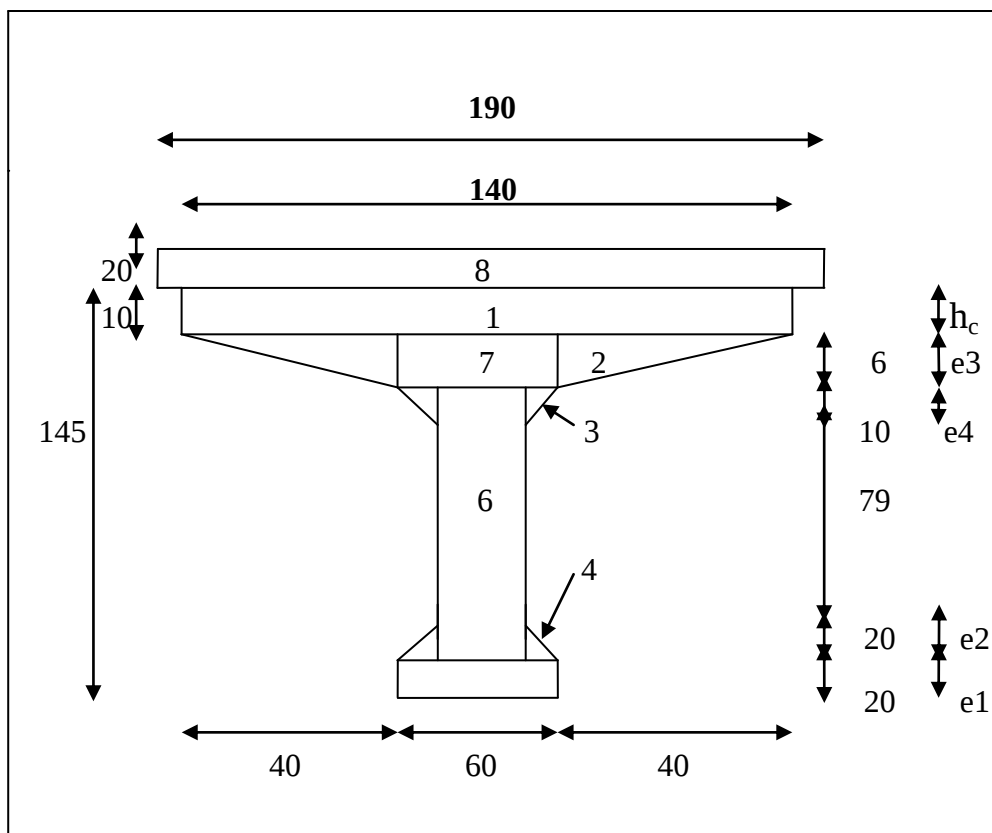


Fig.3.2: Section de la poutre avec l'ourdis à mi travée.

	dimension	section(m ²)	I ₀ (m ⁴)	I _{/CDG} à vide(m ⁴)	I _{/CDG} chargée(m ⁴)
(1)	1,40×0,10	0,14	0,000116667	0,04777267	0,01184807
(2)×2	0,40×0,06	0,024	0,0000048	0,00633165	0,00116086
(3)×2	0,20×0,10	0,02	1,11111E-05	0,00388554	0,00043845
(4)×2	0,20×0,20	0,04	8,88889E-05	0,00944217	0,0242707
(5)	0,60×0,20	0,12	0,0004	0,06201531	0,12293931
(6)	0,20×1,09	0,218	0,021583817	0,02270022	0,05071048
(7)	0,60×0,06	0,036	0,0000108	0,009135	0,00159047
(8)	1,90×0,20	0,38	0,001333333		0,07858863

Tab.3.3: Caractéristiques géométriques de différentes sections de la poutre avec hourdis à mi travée.

	B(m ²)	I(m ⁴)	V (m)	V'(m)	I _{/CDG}	ρ(%)
A vide (Poutre seule)	0,598	0,02221608	0,63343813	0,81656187	0,16128256	52
Chargée (Poutre+dalle)	0,998	0,02354942	0,53947495	1,11052505	0,29154697	49

Tab.3.4: Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée.

3.3.Descente des charges

3.3.1. Les charges permanentes

3.3.1.1. Les poutres

Section médiane : S1=0,598m

Section d'about : S2=0,974

$$G_1 = (0,598 \times 22,1 + 0,974 \times 6) \times (2,5/28,1) \times 7$$

$$G_1 = 12,10 \text{ t/ml}$$

3.3.1.2. La Dalle

On utilise une dalle de 20 cm d'épaisseur selon les recommandations du guide **SETRA** des ponts à poutres.

$$G_2 = e_D \cdot L_D \cdot \gamma$$

e_D : l'épaisseur de la dalle.

L_D : largeur de la dalle.

$$G_2 = 0,20 \times 1 \times 2,5$$

$$G_2 = 6,75 \text{ t/ml.}$$

$$G_2 = 6,75 \text{ t/ml}$$

3.3.1.3. Revêtement de la chaussée

$$G_3 = e_r \cdot L_r \cdot \gamma_r$$

e_r : Epaisseur du revêtement ;

L_r : largeur roulable ;

γ_r : masse volumique du revêtement bitumineux ;

$$G_3 = 0,085 \times 105 \times 2,2$$

$$G_3 = 1,96 \text{ t/ml}$$

3.3.1.4. Trottoirs, longrines et corniches

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on a :

$$G_4 = 2,1,12$$

$$G_4 = 2,24 \text{ t/ml}$$

3.3.1.5. Garde-corps et glissières

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on a 0,1t/ml de chaque coté.

$$\text{Donc : } G_5 = 0,2 \text{ t/ml}$$

3.3.1.6. La charge permanente total :

$$G_t = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5) \cdot L$$

$$G_t = (12,10 + 6,75 + 1,96 + 2,24 + 0,2) \cdot 28,1$$

$$G_t = 635,325 \text{ t}$$

3.3.2. Les surcharges

3.3.2.1. Le système de charges type A

Il se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée suivant la loi :

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

L : longueur chargée = 28.1m

$$A(L) = 1127,75 \text{ kg/m}^2$$

Cette charge A (L) est modulée par:

- a. **Coefficient a_1** : coefficient de dégressivité transversal fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Les valeurs de (a_1) sont données par le tableau ci-dessous:

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1	1	0,9	0,75	0,7
II	1	0,9	//	//	//
III	0,9	0,8	//	//	//

Tab.3.5: Classe du pont en fonction des vois chargées.

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m ; sont rangés en première classe.

- Classe du pont : classe **I**
- Nombre de voies chargées : 2

Donc : $a_1 = 1$

- b. **Coefficient a_2** : fonction du nombre et de la largeur des voies et de la classe du pont:

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Dont :

v_0 : largeur de la voie des ponts de classe I

V: largeur de la voie ($v = 3,75\text{m}$)

$$a_2 = 3,5/3,75$$

$$a_2 = 0,94$$

$$Q A (l) = A (L)_x a_2 \times Lr$$

$$Q A (l) = 1,1277 \times 0,94 \times 7,5$$

$$Q A (l) = 7,95\text{t/ml}$$

3.3.2.2. Le système de charges type B

Il comprend trois (03) sous systèmes de charges distincts dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément d'ouvrage:

- Le système Be se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupe de deux (02) essieux dénommés essieux-tandem.

a. Système B_C

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux (02).

On dispose sur la chaussée au plus de files ou convois de camions que la chaussée ne comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5 m de largeur; les diverses bandes peuvent être contigües ou séparées.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_C prises en compte sont multipliées par un coefficient de dégression transversal b_c dont les valeurs sont dans le tableau suivant:

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

Tab.3.6. Classe du pont en fonction des files considérées.

Pont classe I,

Nombre de files : 2

Donc : **$b_c=1,10$** .

Les charges du système **B_c** sont multipliées par Coefficient de majoration dynamique (δ).

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,3 \times L} + \frac{0,6}{1+4(G/S)}$$

Avec

L : longueur de la travée (L=28,1m).

G : poids totale des charges permanentes ($G_t=635,325$ t).

S : poids maximum de la surcharge du système majoré par le coefficient b_c .

$$S = B_{ctot} \times b_c$$

$$B_{ctot} = 4 \times 30 = 120t.$$

2 camions dans le sens transversal et 2 camions dans le sens longitudinal.

$$S = 132t$$

Donc

$$\delta = 1,072$$

D'où

$$B_c = 132 \times 1,072$$

$$\mathbf{B_c=141,50t}$$

b. Système Br

Le système Br se compose d'une (01) roue isolée porte une masse de 10 tonnes à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3) m² ; la dimension 0,6 m perpendiculaire à l'axe de déplacement des véhicules représente la surface au sol de roues jumelées. Cette charge peut être placée n'importe où sur la largeur roulable.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,3 \times L} + \frac{0,6}{1+4(G/S)}$$

$$S=10t ;$$

$$\delta=1,072 ;$$

D'où :

$$\mathbf{Br=10,72t}$$

c. Système Bt

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par un coefficient de dégression transversal b_t dont les valeurs sont dans le tableau suivant:

Classe du pont	I	II
Valeurs de b_t	1,00	0,90

Notre pont est de : classe I

Donc : $b_t=1$

Le poids d'un essieu tandem=32t.

$B_t=32 \times 2$

$B_t=64t$

$S=64 \times 1$

$S=64t$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,3 \times L} + \frac{0,6}{1+4(G/S)}$$

$\delta=1,06$

$B_t=1,06 \times 64$

$B_t=67,84t$

Remarque

Les systèmes Bt et Br d'intensité plus faible que le système Bc, ne seront pas pris en compte pour le calcul des poutres, ils sont pris en compte seulement pour la dalle.

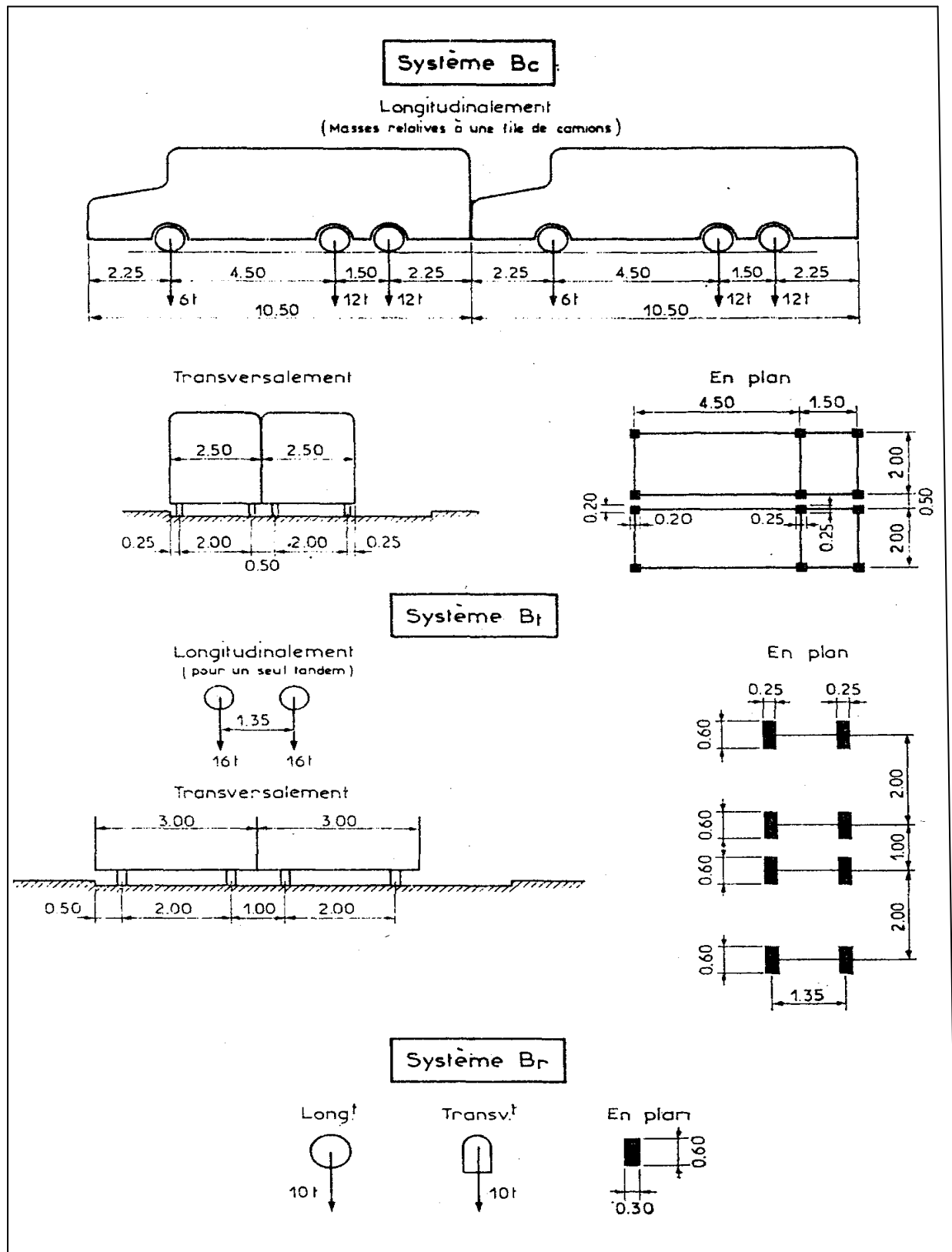


Fig.3.3: Surcharge B.

3.3.2.3. Les surcharges militaires

La masse d'un char Mc120 est de 110 t réparties sur la surface d'impact de ses chenilles.

$$Mc120 = 110t.$$

Donc

$$S = 110t$$

$$\delta = 1,07$$

$$Mc120 = 1,07 \times 110$$

$$Mc120 = 117,70t$$

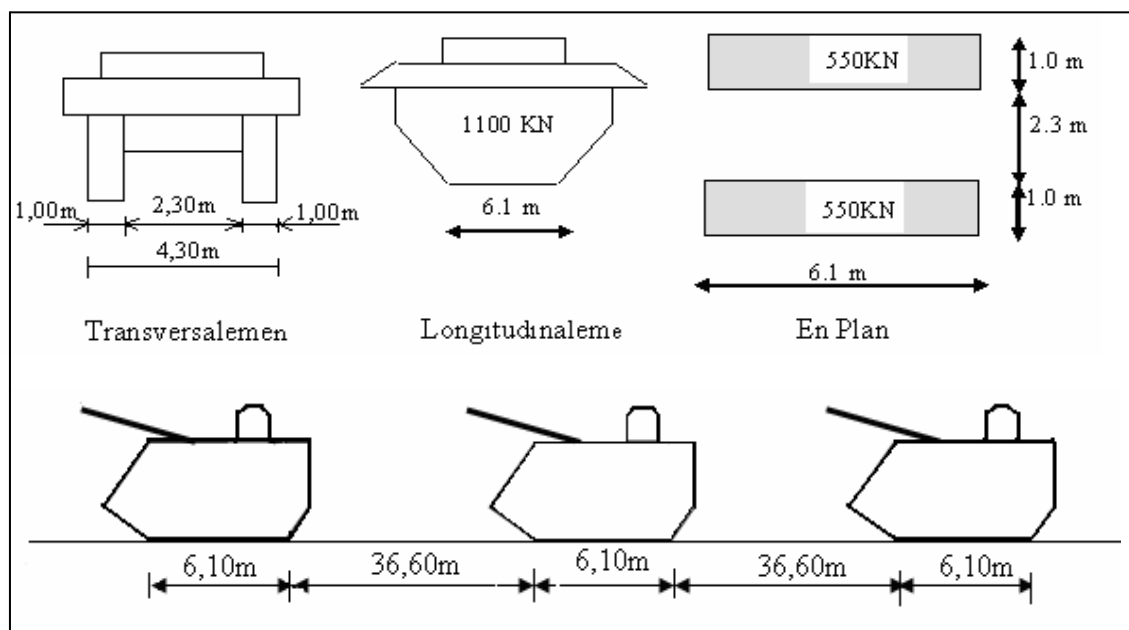


Fig. 3.4: Surcharges militaires.

3.3.2.4. Convois exceptionnels D240

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes ; dont le poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargée de 3,30 mètres de large et 11 mètres de long ; la distance entre axe des deux rectangles est de 19 mètres.

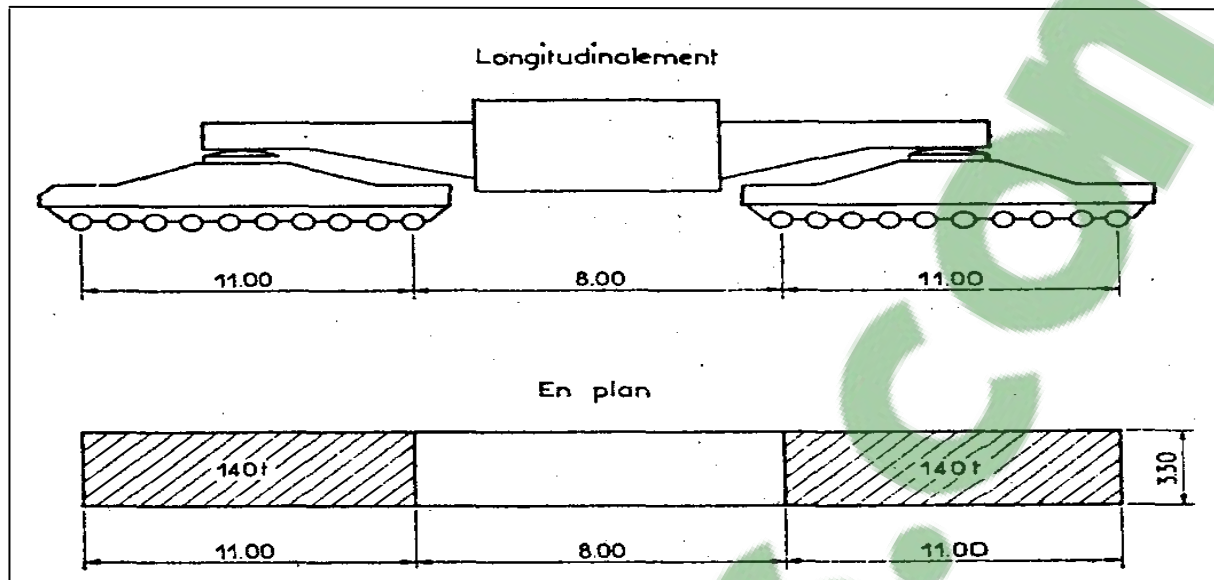


Fig.3.5: Le système D240

Le système D240 est majoré dynamiquement par :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 28,1} + \frac{0,6}{1+4(635,325/280)}$$

$$\delta_{D240} = 1,12$$

$$D240 = 1,12 \times 280 ; D240 = 313,60t$$

3.3.2.5. Effort de freinage

3.3.2.5.1. Du à A(L)

$$H_f(a(l)) = \frac{Qa(l)}{20+0,0035(S)} = \frac{223,395}{20+0,0035(13 \times 28,1)}$$

S : surface de charge

$$S = 28,1 \times 13$$

$$S = 365,3m^2$$

$$Q(a(l)) = q(a(l)) \times L$$

$$Q(a(l)) = 7,95 \times 28,1$$

$$Q(a(l)) = 223,395t$$

$$H_f(a(l)) = \frac{223,395}{20+0,0035(365,3)}$$

$$H_f(a(l)) = 10,50t$$

3.3.2.5.2. Du à Bc

Un seul camion peut freiner sur le pont, l'effet horizontal correspondant est égal à son poids.

$$H_{Bc} = 30t.$$

ETUDEDU TABLIER

4.1. Introduction

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure; elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire de manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En générale la modélisation d'un ouvrage comprend

- Définition de la structure,
- Définition des différentes sections de l'ouvrage,
- Définirons des matériaux utilisés (béton, acier...etc.),
- Définition des conditions d'appuis,
- Le choix de la méthodologie de calcul,
- Définition des cas charge et combinaisons de calcul.

Le logiciel choisi est le **SAP2000**.

4.2.Présentation du logiciel

Le **SAP2000** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie ; particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le poste-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

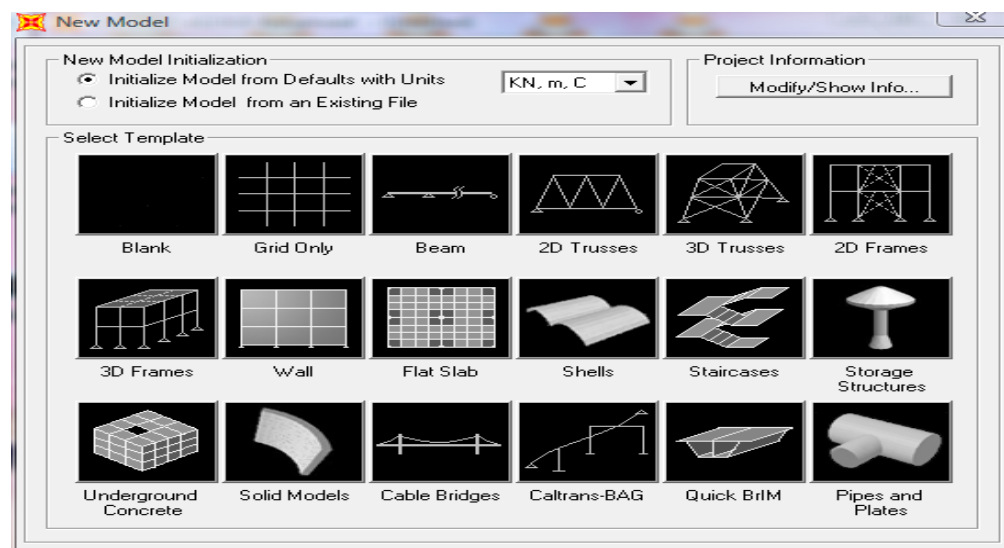


Fig.4.1: Présentation du logiciel

4.3. Modélisation du tablier

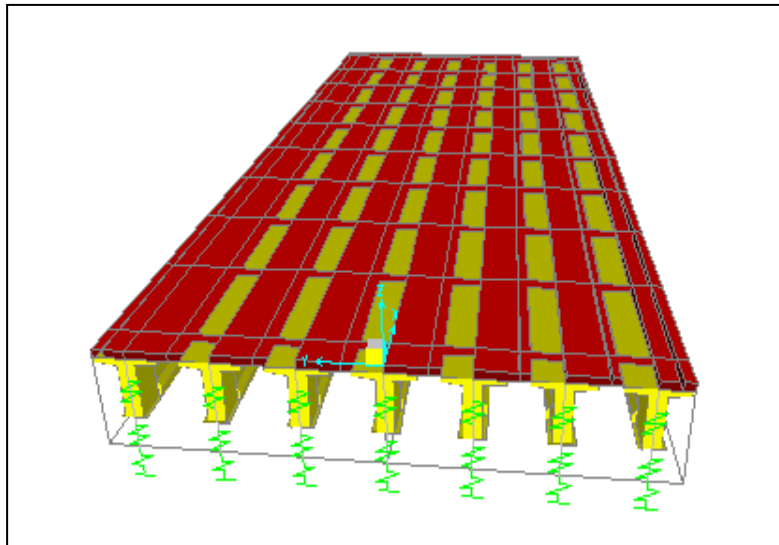


Fig.4.2: Modélisation du tablier

Les combinaisons utilisées sont (d'après le BAEL).

i. ELU

ELU1 : $1,35G + 1,5Q + 1,6A(l)$

ELU2 : $1,35G + 1,5Q + 1,6Bc$

ELU3 : $1,35G + 1,5Q + 1,35MC120$

ELU4 : $1,35G + 1,5Q + 1,35D240$

ii. ELS

ELS1: $G + Q + 1,2A(l)$

ELS2: $G + Q + 1,2Bc$

ELS3: $G + Q + Mc120$

ELS4: $G + Q + D240$

4.4. Résultat numériques de l'analyse

4.4.1. Les moments fléchissant

i. Les moments dus au poids propre

Poutre	Moment (MN.m)
Poutre de rive gauche	2,621
Poutre 1	2,703
Poutre 2	2,705
Poutre 3	2,707
Poutre 4	2,705
Poutre 5	2,703
Poutre de rive droite	2,620

Tab.4.1: Les moments fléchissant dans les poutres en (MN.m)

ii. Les moments dus aux combinaisons de l'ELU

	Gauche	1	2	3	4	5	Droite
ELU1	5,807	6,081	6,147	6,171	6,147	6,081	5,807
ELU2	3,357	3,772	4,250	4,873	5,056	4,882	4,384
ELU3	3,761	4,574	5,823	7,096	7,316	6,978	5,682
ELU4	5,401	6,610	8,141	9,485	9,778	9,001	7,584

Tab.4.2: Les moments fléchissant dans les poutres à l'ELU (MN.m)

iii. Les moments dus aux combinaisons de l'ELS

	Gauche	1	2	3	4	5	Droite
ELS1	5,119	5,337	5,379	5,396	5,379	5,337	5,119
ELS2	3,282	3,605	3,957	4,423	4,561	4,437	4,052
ELS3	3,578	4,193	5,111	6,052	6,217	5,973	5,001
ELS4	4,331	5,544	7,064	8,410	8,701	7,915	6,515

Tab.4.3: Les moments fléchissant dans les poutres à l'ELS (MN.m)

4.4.2. Les efforts tranchants

i. Les efforts tranchants dus aux combinaisons de l'ELU

	Gauche	1	2	3	4	5	Droite
ELU1	0,846	0,868	0,879	0,882	0,879	0,868	0,846
ELU2	0,473	0,503	0,598	0,862	0,894	0,769	0,578
ELU3	0,501	0,589	0,849	1,317	1,190	1,148	0,711
ELU4	0,690	0,845	1,214	1,704	1,731	1,323	0,943

Tab.4.4: Les efforts tranchants dans les poutres à l'ELU (MN)

ii. Les efforts tranchants dus aux combinaisons de l'ELS

	Gauche	1	2	3	4	5	Droite
ELS1	0,750	0,760	0,767	0,770	0,776	0,760	0,750
ELS2	0,470	0,486	0,557	0,754	0,779	0,686	0,470
ELS3	0,490	0,549	0,740	1,087	0,993	0,964	,646
ELS4	0,529	0,692	1,064	1,553	1,579	1,169	0,782

Tab.4.5: Les efforts tranchants dans les poutres à l'ELS (MN)

4.5.Conclusion

La poutre la plus sollicitée est la poutre n°4

	M max (MN.m)	M min (MN.m)	T max (MN)
ELU	9,778	3,930	1,731
ELS	8,701	3,282	1,579

Tab.4.6: Récapitulatif des moments et effort tranchants à l'ELU et l'ELS

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Introduction

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le **béton précontraint**.

5.1. Définition de la précontrainte

Eugène FREYSSINET définissait ainsi la précontrainte : "Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération".

5.2. Procèdes de précontrainte

- Utilisation des câbles d'acier à très haute résistance que l'on place sous gaine dans le coffrage avant bétonnage.
- Lorsque le béton a suffisamment durci, on exerce sur ces câbles restés libres à l'intérieur de leur gaine une très forte traction sur chaque extrémité à l'aide de vérins spéciaux prenant appui sur le béton.
- Quand leur mise en tension est ainsi réalisée, des dispositifs d'ancrage placés aux extrémités permettent de bloquer ces câbles et de les maintenir ainsi en tension ou par réaction toute la zone de béton comprise entre les ancrages se trouve ainsi comprimée.



Fig.5.1: Poutre en béton précontrainte

5.3. Méthodes de précontrainte

5.3.1. Pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures ;
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons) ;
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression ;
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

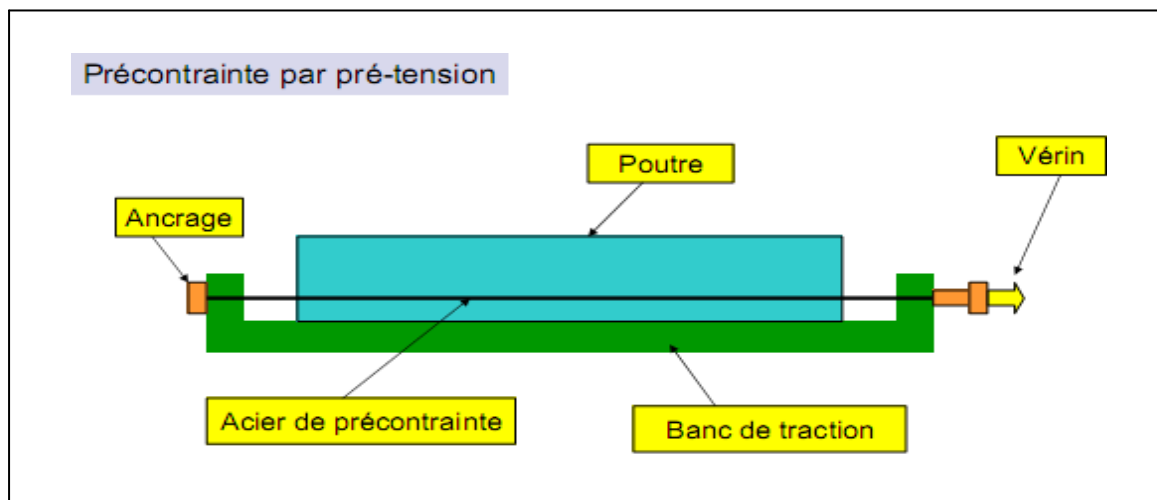


Fig.5.2: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension

5.3.2. Post-tension

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante ;
- Coulage du béton et durcissement ;
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci ;
- Blocage des aciers au cône d'ancrage ;
- Injection du coulis dans la gaine ;
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

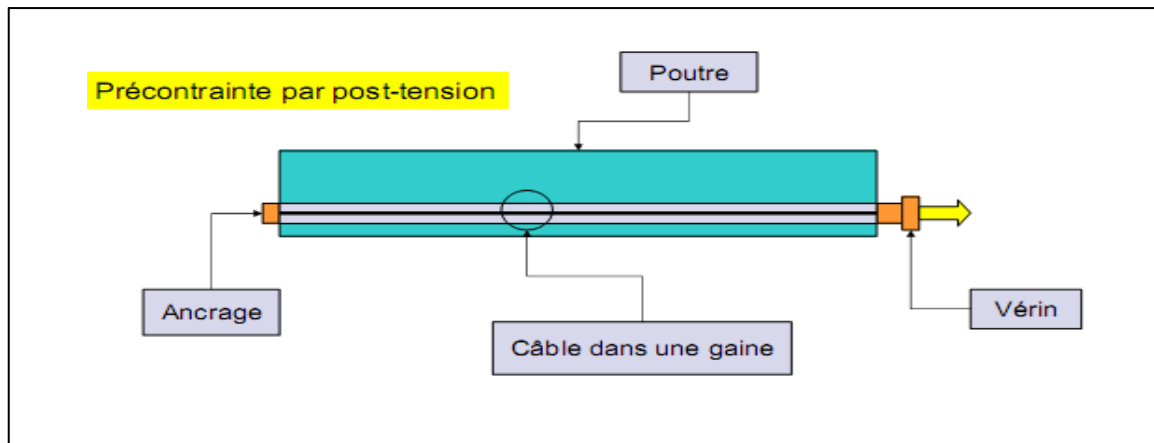


Fig.5.3: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

5.4.Comparaison avec le béton armé

Du point de vue économie, il est évident qu'une pièce précontrainte exige moins de béton et d'acier qu'une pièce en béton armé pour résister aux mêmes charges, puisque toute la section de la pièce précontrainte est efficace pour résister aux charges appliquées et que les matériaux sont de meilleure qualité. Les pièces sont donc plus petites, et plus élancées et par conséquent plus légères, cette légèreté est favorable à la préfabrication.

L'économie de matériaux par rapport au béton armé augmente avec la longueur des portées.

5.5. Le calcul de la précontrainte

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est le maximum « P sous » et « P sur ».

5.5.1. Section sous critique

$$P_{\text{sous}} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{s}{h} (\sigma_{ti} \cdot v + \sigma_{ts} \cdot v')$$

Avec :

$$\Delta M = M_{\text{max}} - M_{\text{min}} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$$

M max : Moment dû à la charge permanente plus la surcharge.

M min : M_G : Moment dû à la charge permanente.

M_Q : Moment dû à la surcharge.

h : Hauteur de la poutre.

ρ : Rendement géométrique.

S : Section de la poutre.

σ_{ti} : Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

σ_{ts} : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

▪ Les Contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = (0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}) = -2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ Mpa}$$

La section la plus sollicitée est la section médiane (poutre + dalle).

Les valeurs des moments sous la combinaison E .L. S sont :

$$M_{\max} = 8,701 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{\min} = 2,620 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$P_{\text{sous}} = \frac{8,701 - 2,620}{0,49(1,45)} + \frac{0,998}{1,45} [-2,7(0,54) + (-4,05)(1,11)]$$

$$P_{\text{sous}} = 3,96 \text{ MN}$$

5.5.2. Section sur critique

$$P_{\text{sur}} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot s \cdot v \cdot \sigma_{ti}}{\rho \cdot v + (v' - d')}$$

Avec :

d' : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure (12 cm)

$$P_{\text{sur}} = \frac{8,701 + ((0,52)(0,998)(0,54)(-2,7))}{(0,52)(0,54) + (1,11 - 0,12)}$$

$$P_{\text{sur}} = 6,25 \text{ MN}$$

$$P = \max (P_{\text{sous}} ; P_{\text{sur}})$$

$$P = 6,25 \text{ MN} \quad (\text{donc la section est sur-critique}).$$

▪ L'excentricité « e »

$$e = -(v' - d')$$

$$e = -(1,11 - 0,12) = -0,99 \text{ m}$$

$$e = -0,99 \text{ m}$$

5.4.3. Détermination du nombre de câbles

On fixe à priori l'intensité des pertes (Δp) à 25% de la tension initiale p_0 . En tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P}{0,98 - 1,2 \cdot \left(\frac{\Delta p}{p_0}\right)}$$

$$P_0 = \frac{6,25}{0,98 - 1,2(0,25)}$$

$$P_0 = 9,19 \text{ MN}$$

▪ **Nombre de câbles**

$$n = \frac{P_0}{p}$$

Avec :

P : précontrainte développée pour un câble.

$$P = \sigma_{p0} \times A_p$$

Avec:

σ_{p0} : contrainte à l'origine.

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 \cdot f_{prg} ; 0,9 \cdot f_{peg})$$

f_{prg} : contrainte garantie à la ruine.

f_{peg} : contrainte garantie élastique.

On prend 12T15 à TBR (Très Basse Relaxation).

- f_{prg} : 1860 Mpa
- f_{peg} : 1553 Mpa
- A_p : 1668 mm²

$$\sigma_{p0} = \min(1488; 1397,7) = 1397,7 \text{ Mpa}$$

$$P = 1397,7 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$P = 2,33 \text{ MN}$$

$$n = \frac{9,19}{2,33} = 3,94$$

n = 4 câbles.

▪ **La valeur de la précontrainte réelle**

$$P_0 = n \times P = 4 \times 2,33 = 9,32 \text{ M}$$

Précontrainte P max = P sur (MN)	Excentricité	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P ₀ (MN)
6,25	-0,99	4 câbles 12T15	9,32

Tab.5.1: Récapitulation des résultats de précontrainte

5.6. Vérification à L'ELS

5.6.1. La mise en tension (à court terme)

La vérification est faite à 14 jours.

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_1 = 1,02 (9,32) - 0,8 (0,25 \times 9,32)$$

$$P_1 = 7,64 \text{ MN}$$

Donc il faut vérifier que : $\begin{cases} \text{Fibre Supérieure : } \sigma_s \geq \sigma_{ts} \\ \text{Fibre Inférieure : } \sigma_i \leq \sigma_{ci} \end{cases}$

Sachant que :

- $\sigma_c = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_t = -4,05 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_{min} V}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{2,620 \times 0,54}{0,291} + 7,64 \left(\frac{1}{0,998} + \frac{-0,99 \times 0,54}{0,291} \right)$$

$$\sigma_s = -1,52 \text{ MPa} > \sigma_{ts} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = -\frac{M_{min} V'}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = -\frac{2,620 \times 1,11}{0,291} + 7,64 \left(\frac{1}{0,998} + \frac{-0,99 \times 1,11}{0,291} \right)$$

$$\sigma_i = 11,20 < \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa}$$

5.6.2. En exploitation à long terme

La vérification est faite à 28 jours.

$$P_2 = 1,02 P_0 - 1,2 \Delta P$$

$$P_2 = 1,02 (9,32) - 1,2 (0,25 \times 9,32)$$

$$P_2 = 6,71 \text{ MN}$$

On a : $M_{max} = 8,701 \text{ MN}$.

Donc il faut vérifier que : $\begin{cases} \text{Fibre Supérieure : } \sigma_i \leq \sigma_{cs} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \\ \text{Fibre Inférieure : } \sigma_s \geq \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\sigma_i = \frac{M_{max} V'}{I} + P_2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{8,701 \times 1,11}{0,291} + 6,71 \left(\frac{1}{0,998} + \frac{-0,99 \times 1,11}{0,291} \right)$$

$$\sigma_i = 14,57 \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max} V}{I} + P_2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{8,701 \times 0,54}{0,291} + 6,71 \left(\frac{1}{0,998} + \frac{-0,99 \times 0,54}{0,291} \right)$$

$$\sigma_s = 10,54 \geq \sigma_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

Donc les conditions sont vérifiées.

5.7. Tracé des câbles

En utilisant le document FREYSSINET INTERNATIONAL, le tracé s'effectue de la manière suivante :

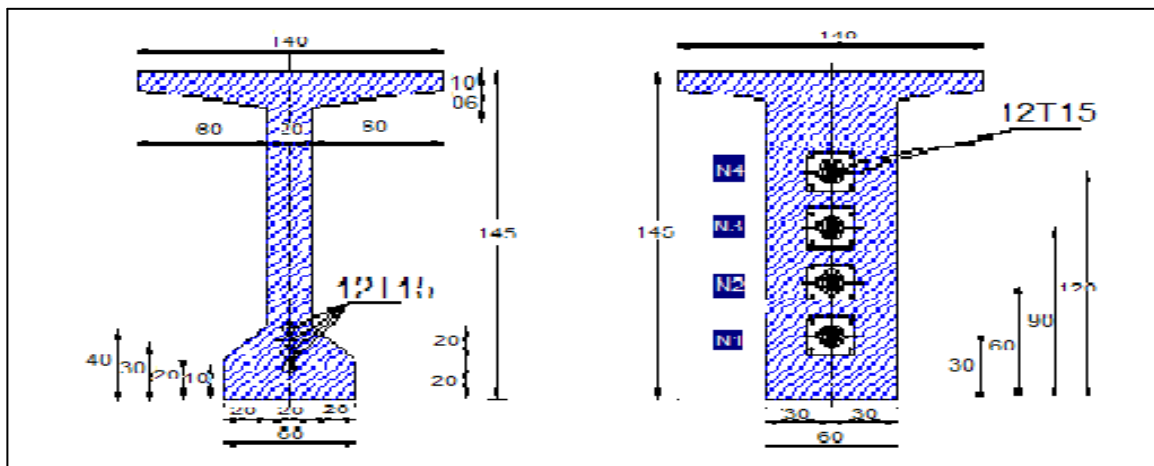


Fig.5.4: L'emplacement des câbles dans les sections des poutres

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passant par le milieu de la poutre.

L'équation du câble moyen : $y = Ax^2 + B$.

Equation des câbles :

$$\begin{aligned} \text{Câble 01 : } x=0 \rightarrow y=0,10 \rightarrow b=0,10 \\ x=14,05 \rightarrow y=0,30 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,001013 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} y = 0,001013x^2 + 0,10 \text{ [m]}$$

$$\begin{aligned} \text{Câble 02 : } x=0 \rightarrow y=0,20 \rightarrow b=0,20 \\ x=14,05 \rightarrow y=0,60 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,002026 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} y = 0,002026x^2 + 0,20 \text{ [m]}$$

$$\begin{aligned} \text{Câble 03 : } x=0 \rightarrow y=0,30 \rightarrow b=0,30 \\ x=14,05 \rightarrow y=0,90 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,003039 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} y = 0,003039x^2 + 0,30 \text{ [m]}$$

$$\text{Câble 04 : } x=0 \rightarrow y=0,40 \rightarrow b=0,40$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} y = 0,004052x^2 + 0,40 \text{ [m]}$$

$$x=14,05 \rightarrow y=1,20 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,004052$$

	0	l/8=3,512m	l/4=7,025m	3×l/8=10,537m	l/2=14,05m
Câble 01	0,1	0,1109	0,1439	0,1988	0,2756
Câble 02	0,2	0,2249	0,2999	0,4249	0,5999
Câble 03	0,3	0,3374	0,4499	0,6374	0,8999
Câble 04	0,4	0,4499	0,5999	0,8498	1,1998

Tab.5.2: Les cordonnées de tracé des câbles/fibre inférieure

5.8. Calcul des pertes de précontraintes par post- tension

On appelle perte de précontrainte toute différence entre la force de précontrainte exercée par le vérin lors de sa mise en tension des câbles et de la force réelle de précontrainte qui régnera dans l'ouvrage. Cependant, les pertes de précontrainte varient en fonction de l'espace et de temps. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte.

On distingue deux types des pertes :

- Pertes instantanées.
- Pertes différées.

5.8.1. Perte instantanées

5.8.1.1. Frottement des câbles « $\Delta\sigma_{fr}$ »

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension.

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

Avec

$\sigma_p(x)$: la tension en un point.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \rho x)}$$

Avec

f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine.

ρ : Coefficient d'imperfection de la section des câbles.

α : angle de déviation du câble.

x : le point de calcul de la tension.

Remarque

Le calcul des pertes se feront pour le câble moyen : câble 2.

$y = 0,002026x^2 + 0,20$ (équation du 2^{ème} câble).

$\alpha = y' = 0,004052x$ (pente du câble).

D'après le B.P.E.L : $f = 0,18$; $\rho = 0,002$

x(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
y(m)	0,2	0,299	0,599	1,099	1,799
α (rd)	0	0,028	0,056	0,085	0,114

Tab.5.3: valeurs numériques des coefficients ‘y’ et ‘ α ’

$$\sigma_p(x) = 1397,7 \cdot e^{-(0,18 \alpha + 0,002 x)}$$

x(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\sigma_p(x)$ (Mpa)	1397,7	1371,27	1345,34	1319,66	1294,48
$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$	0	26,43	52,36	78,04	103,22

Tab.5.4: les pertes dues au frottement

5.8.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

La distance de glissement « d » :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot L}{\sigma_{p0(0)} - \sigma_{p0\left(\frac{3L}{4}\right)}}$$

Avec

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6mm.

Ep : module d'élasticité de l'acier $E_p = 1,9 \times 10^5$ MPa.

$g \times E_p = 0,006 \times 1,9 \times 10^5 = 1140$ MN / m.

- Pour $x = L/4 = 7,025$ m

$$\text{Aire 1} = \frac{(1397,7 - 1371,27) \times 7,025 \times 2}{2} = 185,67 < 1140 \text{ MN.m}$$

- Pour $x = 14,05$ m

$$\text{Aire 2} = \frac{(1397,7 - 1345,34) \times 14,05 \times 2}{2} = 735,66 < 1140 \text{ MN.m}$$

- Pour $x = 21,075$ m

$$\text{Aire 3} = \frac{(1397,7 - 1319,66) \times 21,075 \times 2}{2} = 1644,69 > 1140 \text{ MN.m}$$

Donc $14,05 < d < 21,075$.

Alors : $d=20,26 > L/2$ m ; il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_p(x) - \Delta\sigma_f(x) - \sigma_{pog}$$

$$\sigma_{pog} = \sigma_p - \frac{2g \cdot E_p}{d} = 1397,7 - \frac{2 \times 0,006 \times 1,9 \times 10^5}{20,26} = 1285,17 \text{ MPa}$$

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	112,53	59,67	7,81	0	0

Tab.5.5: Les pertes dues au glissement

5.8.1.3 Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ »

Ces pertes dues au non simultanée de mise en tension des câbles.

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b(x)$$

Avec

N: nombre des câbles (N=4).

$\sigma_b(x)$: contrainte normal du béton.

E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.

σ_b : contrainte moyenne du béton au niveau du câble a la mise en tension.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{4-1}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1,9 \cdot 10^5}{35981,73} \cdot \sigma_b(x) = 1,98 \cdot \sigma_b(x)$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B_n} + P \times \frac{e_p^2}{I_n} - M_g \times \frac{e_p}{I_n}$$

(Cette formule a été établie avec l'hypothèse d'égalité de déformation du béton et des câbles, ce qui suppose qu'il y a adhérence parfaite entre le câble et le béton).

Pour $x = L/2 = 14,05$; $m \Delta\sigma_{fr} = 52,36 \text{ MPa}$.

$$\Delta\sigma_g = 7,81 \text{ MPa.}$$

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i)$$

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{el})$$

$$P = 4 \cdot 1668 \cdot 10^{-6} \cdot (1397,7 - 52,36 - 7,81 - 1,98 \cdot \sigma_b)$$

$$\mathbf{P = 8,92 - 0,013 \cdot \sigma_b \text{ Mpa}}$$

▪ La détermination de l'excentricité « e_p »

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e_p (m)
0	0,974	0,795	0,654	0,192	0,196
7,025	0,598	0,816	0,633	0,161	0,516
14,05	0,598	0,816	0,633	0,161	0,616
21,075	0,598	0,816	0,633	0,161	0,516
28,10	0,974	0,795	0,654	0,192	0,196

Tab.5.6: Les caractéristiques géométriques nettes des sections

$$Mg = \frac{g(x)^2}{8}$$

$$Mg = \frac{0,598 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot 28,1^2}{8} ; Mg = 1,47 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{(8,92 - 0,013 \cdot \sigma_b)}{0,598} + (8,92 - 0,013 \cdot \sigma_b) \cdot \frac{0,616^2}{0,161} + 1,47 \times \frac{0,616}{0,161}$$

$$\sigma_b = 39,49 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_{el} = 78,19 \text{ Mpa.}$$

De la même façon on calcule les pertes dues au raccourcissement élastique des autres sections.

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_{el}(\text{MPa})$	20,63	60,64	78,19	60,64	20,63

Tab.5.7: Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_f(\text{MPa})$	0	26,43	52,36	78,04	103,22
$\Delta\sigma_g(\text{MPa})$	112,53	59,67	7,81	0	0
$\Delta\sigma_{el}(\text{MPa})$	20,63	60,64	78,19	60,64	20,63
$\sum P_i$	133,16	146,74	138,36	138,68	123,85

Tab.5.8: Récapitulatif des pertes instantanées

5.8.2 Pertes Différées

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et se produisent simultanément. Le B.P.E.L à retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité par une valeur forfaitaire.

5.8.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

La perte totale par retrait s'exprime :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = E_p \xi_r (1 - r(t_0))$$

$$\text{Avec} \begin{cases} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \\ r_m = \frac{B}{U} = \frac{\text{Air de la section nette}}{\text{périmètre de la section}} [cm] \end{cases}$$

Avec

t_0 : jour de la mise en tension.

$\xi_r = 2,5 \times 10^{-4}$ étant le retrait total du béton.

$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$

r_m : rayon moyen

A 28 jours

▪ Section médiane

$$r_m = \frac{0,598}{5,98}$$

$$r_m = 0,10m ; r_m = 10cm.$$

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 10,00} = 0,237$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 \times (1 - 0,237) = 36,24 \text{ Mpa.}$$

▪ Section d'about

$$r_m = \frac{0,974}{5,00}$$

$$r_m = 0,1948m ; r_m = 19,48cm.$$

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 19,48} = 0,137$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 \times (1 - 0,137) = 41,00 \text{ Mpa.}$$

5.8.2.2. Pertes dues à la relaxation des aciers

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

Avec

ρ_{1000} : Coefficient de Relaxation à 1000 h ($\rho_{1000} = 2,5$)

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture ($f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$)

μ_0 : Coefficient pris 0,43 pour les armatures à TBR (très basse relaxation).

$$\sigma_{pi}(x) = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_i(x))$$

Pour $x = L/2 = 14,05$ m

$$\sigma_{pi}(14,05) = 1397,7 - 175,76 = 1221,94 \text{ Mpa}$$

$$\Delta \sigma_{rel} = 6 \frac{2,5}{100} \left(\frac{1221,94}{1860} - 0,43 \right) 1221,94 = 41,60 \text{ Mpa}$$

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\sigma_{rel}(\text{MPa})$	47,01	41,00	41,60	42,07	48,31

Tab.5.9: Pertes dues à la relaxation des aciers

5.8.2.3. Perte due au fluage « $\Delta \sigma_{fl}$ »

Le béton est maintenu sous une charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité n'est pas constante mais elle augmente lentement et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1,374	1,01	0,635	0,390	0,411
7,025	0,998	1,11	0,539	0,291	0,81
14,05	0,998	1,11	0,539	0,291	0,91
21,075	0,998	1,11	0,539	0,291	0,81
28,10	1,374	1,01	0,635	0,390	0,411

Tab.5.10: les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)

On utilise la donnée par le BPEL

$$\Delta \sigma_{Fl} = 2,5 \sigma_b E_p / E_{ij}$$

Avec

$$E_p / E_{ij} = 5,28$$

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5; E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73$$

$$\Delta \sigma_{Fl} = 13,201 \cdot \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \cdot e_p^2}{I} + \frac{M_g \cdot e_p}{I}$$

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta \sigma)$$

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_i + (\Delta \sigma_r + 5/6 \Delta \sigma_{el} + \Delta \sigma_{fl})$$

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_i - (\Delta \sigma_{ret} + 5/6 \Delta \sigma_{el} + \Delta \sigma_{fl}))$$

$$P = 4 \cdot 1668 \cdot 10^{-6} \cdot (1397,7 - 138,36 - (36,24 + 5/6 \cdot (41,60) + 13,201 \cdot \sigma_b))$$

$$P = 8,92 - 0,013 \cdot \sigma_b \text{ Mpa}$$

$$\Delta \sigma_b = 11,23 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl}=148,24 \text{ MPA}$$

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_{flu}(\text{MPa})$	87,31	79,58	148,24	77,36	88,15

Tab.5.11: Les pertes dues au fluage de béton

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_{ret}(\text{MPa})$	41,00	36,24	36,24	36,24	41,00
$\Delta\sigma_{rel}(\text{MPa})$	47,01	41,00	41,60	42,07	48,31
$\Delta\sigma_{flu}(\text{MPa})$	87,31	79,58	148,24	77,36	88,15
$\sum Pd$	175,32	156,82	226,08	155,67	177,46

Tab.5.12: Récapitulatif des pertes différées

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
Pertes instantanées total	135,87	180,28	175,76	172,22	126,56
Pertes différées total	175,32	156,82	226,08	155,67	177,46
Pertes total	311,19	337,10	401,84	327,89	304,02
% des pertes	22,26	24,11	28,75	23,45	21,75

Tab.5.13: Pourcentage des pertes total

On remarque que le pourcentage des pertes est environ 25% → Donc la condition est vérifiée.

5.9. Vérification de la flexion à mi- travée

5.9.1 Calcul aux ELS

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne $P_{max}=1,02p_0-0,8\Delta p_i$

- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase on considère les pertes instantanées et différées

▪ **A la mise en tension**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	0,974	0,795	0,655	0,178	0,196
7,025	0,598	0,816	0,634	0,145	0,517
14,05	0,598	0,816	0,634	0,145	0,616
21,075	0,598	0,816	0,634	0,145	0,517
28,10	0,974	0,795	0,655	0,178	0,196

Tab.5.14: les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 e_0 V}{I} + \frac{M_{\min} V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4,05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre supérieure.} \\ \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 e_0 V'}{I} - \frac{M_{\min} V'}{I} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre inférieure.} \end{array} \right.$$

Avec: $P_1 = 0,5 (1,02P_0 - 0,8\Delta p_i)$... a la mise en tension, on considère 50% de précontrainte.
 $p_0 = 9,19 \text{ MN}$ (la valeur de la précontrainte réelle).

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{po}} \cdot P_0$$

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta \sigma$	135,87	180,28	175,76	172,22	126,56
Δp_i (MPa)	0,89	1,20	1,20	1,19	0,90
P_1 (MN)	4,33	4,205	4,205	4,209	4,32
$M_{\min}$ (MN.m)	0	0,83	1,47	0,83	0
σ_s (MPa)	1,51	2,37	3,59	2,41	1,51
σ_i (MPa)	4,09	7,06	8,53	7,11	4,09

Tab.5.15: Détermination des contraintes

Alors les conditions sont vérifiées.

▪ **en service**

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1,374	1,01	0,635	0,390	0,411
7,025	0,998	1,11	0,539	0,291	0,81
14,05	0,998	1,11	0,539	0,291	0,91
21,075	0,998	1,11	0,539	0,291	0,81
28,10	1,374	1,01	0,635	0,390	0,411

Tab.5.16: les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

le B.P.E.L donne $P_{min} = 0,98p_0 - 1,2\Delta p$ et on considère les pertes instantanées et différées.

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 e_0 V}{I} + \frac{M_{min} V}{I} < \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 e_0 V'}{I} - \frac{M_{min} V'}{I} > \sigma_{ti} = -2.7 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre inférieure} \end{cases}$$

Avec : $P_2 = 0,98 P_0 - 1,2\Delta p$ (p_0 : la précontrainte réelle = 9,19).

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \cdot P_0$$

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta \sigma$	311,19	337,10	401,84	327,89	304,02
ΔP_i (MPa)	2,04	2,21	2,64	2,15	1,99
P_2 (MN)	6,55	6,35	5,83	6,42	6,61
M_{min} (MN.m)	0	3,41	5,18	3,41	0
σ_s (MPa)	1,15	4,17	5,39	4,23	1,19
σ_i (MPa)	2,01	-1,16	0,89	-1,36	2,03

Tab.5.15: Détermination des contraintes

Les contraintes en E.L.S sont inférieures aux contraintes admissibles, donc les sollicitations agissant restent dans le domaine de sécurité.

5.10. Ferrailage passif longitudinal

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées d'acier dur de nuance $F_e E400$ ($F_e = 400 \text{ MPa}$).

5.10.1. Armatures de peau

Le but de ces armatures est de répartir les effets de retrait différentiels et des variations de température.

Selon le B.P.E.L on doit disposer $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ d'armatures dans le sens longitudinales et 2 cm^2 dans le sens transversales.

Prenons : 3HA 12 ($3,39 \text{ cm}^2$) sens longitudinale.

3HA 10 ($2,36 \text{ cm}^2$) sens transversale.

5.10.2. Armatures longitudinal dans la zone tendue

$$A_t = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{Bt}}$$

Avec

N_{Bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.

Bt : Air de la partie de béton tendu.

fe : limite élastique des armatures utilisées $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction dans la section tendue.

ftj : contrainte caractéristique de traction du béton a j jour.

$\sigma_s = 5,39 \text{ MPa}$.

$\sigma_i = 0,89$.

D'après le théorème de THALIS :

$$\frac{\sigma_i}{y} = \frac{\sigma_s}{1,45 - y}$$

$$\frac{0,89}{y} = \frac{5,39}{1,45 - y}$$

y = 20,5 cm.

Bt = $1,4 \times 0,205 = 0,287 \text{ m}^2$

$$N_{Bt} = \sigma_i \frac{Bt}{2}$$

$N_{Bt} = 0,127 \text{ MN}$.

$$A_t = \frac{0,287}{1000} + \frac{0,127 \times 2,7}{400 \times 0,89}$$

$A_t = 0,001247 \text{ m}^2$.

$A_t = 12,47 \text{ cm}^2$.

On choisit 8HA16 de section $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$.

5.11. Vérification de l'effort tranchant

5.11.1. Vérification à l'ELS

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour une section homogène, le cisaillement en un point de cote « y » est donné par la formule :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_0 \times b(y)}$$

Avec

V_{red} : L'effort tranchant réduit ;

I_0 : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

$S(y)$: Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y » ;

$b(y)$: La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

▪ L'effort tranchant réduit

L'inclinaison du câble 2 à l'abscisse étant $\alpha = 5,87^\circ$;

$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

$V = 1,579 \text{ MN}$.

$P(x=0) = 6,55 \text{ MN}$. ; $V_{red} = 0,90 \text{ MN}$

▪ **La section homogène d'about (B_h)**

$$B_h = B_{\text{nette}} - 4 \cdot B_{\text{acier}} \Rightarrow B_h = 1,374 - 4 \times (\pi \times 0,08^2) \Rightarrow B_h = 1,293 \text{ m}^2$$

$$V' = 1,015 \text{ m} ; V = 0,635 \text{ m}.$$

$$S(0) = 0,774 \text{ m}^3.$$

$$b_h = (0,60 - 0,08) + 5 \times 0,08 \Rightarrow b_h = 0,92 \text{ m}$$

$$h = 2 - (4 \times 0,08) = 1,68 \text{ m}$$

$$I_0 = 0,390 \text{ m}^4.$$

$$\tau = \frac{0,90 \times 0,774}{0,390 \times 0,92}$$

$$\tau = 1,94 \text{ MPa}.$$

▪ **Contrainte normale longitudinal**

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + (P \times e_p + M) \times \frac{V}{I}$$

La contrainte de compression au centre de gravité du béton vaut $\sigma_x = \sigma_g = \frac{P}{B}$

$$\sigma_x(0) = \frac{6,55}{1,293} = 5,07 \text{ MPa}.$$

▪ **Méthode pratique de justification**

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau \leq \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$$

Avec

$$\bar{\tau}_1^2 = \sigma_x \sigma_t + 0,4 \times f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t))$$

Avec

σ_t : Contrainte normale transversale $\sigma_t = 0$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times 2,7 \times (2,7 + \frac{2}{3} (5,07))$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 6,56 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_1 = 2,56 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 f_{cj} - \sigma_x) f_{tj}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times 2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 5,07) \times 2,7$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 6,63 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_2 = 2,57 \text{ MPa}.$$

D'où $\tau = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2,56 \text{ MPa}$; (condition vérifiée).

Comme :

$$\sigma_x < 0,4 f_{cj}$$

$$\sigma_x = 5,07 \text{ MPa} < 0,4 f_{cj} = 14 \text{ MPa} ; \text{ (condition vérifiée).}$$

5.11.2. Calcul à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_0 \times b(y)} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$V_{red} = V_u - P \sin \alpha$$

$$V_u = 1,73 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 1,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,06 \times 0,774}{0,39 \times 0,92} = 2,28 \text{ MPa} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} = 3,5 \text{ MPa} ; \text{ (condition vérifiée).}$$

▪ **Ferraillage transversale**

$$\tau_u \leq \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \frac{f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Armatures transversale : comme il ya reprise de bétonnage nous prendrons $\beta_u = 45^\circ$

Dans notre cas on a des armatures passives perpendiculaires $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq (\tau_u) \cdot \text{tg} \beta_u \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_x} = \frac{2(2,28)}{5,07}$$

$\beta_u = 20,98$ selon le BPEL on limite β_u à 30°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2,28 \times \text{tg} 30 \times 1,15 \times 0,57 / 400 \geq 21,57 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferraillage minimum :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,4 \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = 6,55 \text{ cm}^2 \text{ Donc condition vérifiée.}$$

▪ **L'écartement maximum des cadres**

$$S_t < \min(0,8h; 3b; 1m) < \min(1,32; 0,6; 1) = 0,6m.$$

ETUDE DE L'HOURLDIS

Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres, L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

6.1.Evaluations des sollicitations :

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 20cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8,5cm, reposant sur des poutres en béton précontrainte.

Les sollicitations sont évaluées par le SAP2000 comme suit :

6.1.1. Les moments fléchissant

Les moments pris sont suivant les combinaisons les plus défavorables :

Moments		ELU	ELS
Moment transversal M_{11}	en travée	79,65KN.m	76,32KN.m
	en appuis	24,62KN.m	20,86KN.m
Moment longitudinal M_{22}	en travée	94,13KN.m	77,23KN.m
	en appuis	22,41KN.m	18,10KN.m

Tab.6.1: Les moments fléchissant de la dalle

6.1.2. Les efforts tranchant

- Transversalement : $T_u = 224,42\text{KN}$.
- Longitudinalement : $T_u = 205,31\text{KN}$.

6.2. Ferrailage de l'hourdis

6.2.1. Calcul du ferrailage

- **Transversalement (Armatures en travée)**
- **ELU**

$$M_{\text{travée}} = 79,65\text{KN.m}; b = 1; d = 0,9h = 0,18\text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83\text{ MN/m}^2$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,0796}{1 \times 0,18^2 \times 19,83} = 0,123 < 0,392 \Rightarrow \text{section à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,164$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,168\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{su}} \text{ avec } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{ MN/m}^2$$

$$A_t = \frac{0,0796}{0,168 \times 347,82} = 13,61\text{cm}^2$$

On adopte alors un ferrailage $11\text{T}16 = 22,12\text{cm}^2$

- **ELS**

$$M_s = 76,32\text{KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b \times x^2}{2} + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Avec

$$A_{sc} = 0$$

n : coefficient d'équivalence = 15

$$(1) \Rightarrow 0,5x^2 - 15 \times 22,12 \times 10^{-4} \times (0,18 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0,113$$

$$\Rightarrow x = 0,079$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{sc} \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{0,079^3}{3} + 15 \times 22,12 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,079)^2$$

$$I = 5,02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{76,32 \times 10^{-3} \times 0,079}{5,02 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 12,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,01 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{76,32 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,079)}{5,02 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 225,5 < \bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

Les autres résultats de ferrailage sont résumés dans le **tableau 6.2** après un calcul effectué avec le logiciel **SOCOTEC** :

M_{11} : Moment transversal.

M_{22} : Moment longitudinal.

ELU				ELS			Esp (cm)
M_{11} en travée KN.m	79,65	$A_{sc} = 0$	11T16	M_{11} en travée KN.m	76,32	$\sigma_{bc} = 12,01 < 21 \text{ MPa}$	
		$A_{st} = 22,12$				$\sigma_{st} = 225,5 < 228,6 \text{ MPa}$	
M_{11} en appui KN.m	24,62	$A_{sc} = 0$	4T14	M_{11} en travée KN.m	20,86	$\sigma_{bc} = 5,19 < 21 \text{ MPa}$	
		$A_{st} = 6,16$				$\sigma_{st} = 207 < 228,6 \text{ MPa}$	
M_{22} en travée KN.m	94,13	$A_{sc} = 0$	11T16	M_{11} en travée KN.m	77,23	$\sigma_{bc} = 12,5 < 21 \text{ MPa}$	
		$A_{st} = 22,12$				$\sigma_{st} = 228,2 < 228,6 \text{ MPa}$	
M_{22} en appui KN.m	22,41	$A_{sc} = 0$	4T14	M_{11} en travée KN.m	18,10	$\sigma_{bc} = 4,5 < 21 \text{ MPa}$	
		$A_{st} = 6,16$				$\sigma_{st} = 179,6 < 228,6 \text{ MPa}$	

Tab.6.2: Le ferrailage de la dalle

6.2.2. Vérification

6.2.2.1. Effort tranchant

▪ **Transversalement :**

$$T_u = 224,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0,224}{1 \times 0,18} = 1,244 \text{ MPa}; \tau_{adm} = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa}; \tau_u = 1,244 < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

▪ **Longitudinal :**

$$T_u = 205,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0,205}{1 \times 0,18} = 1,138 \text{ MPa}; \tau_{adm} = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa}; \tau_u = 1,138 < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

6.2.2.2. Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact petites par rapport aux dimensions de la dalle « Ref 20 » : sous l'action des forces localisées telle que le « Br », il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement.

Condition à vérifier :

$$Q_u = \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

La surface d'impact :

$$U = V = u + h + 2h_r$$

Avec

h_r : hauteur du revêtement

$$U = V = 30 + 20 + 2 \times 8 = 66 \text{ cm}$$

$$Q_u = 1.5 \times \delta_{br} \times Q = 1.5$$

$$Q_u = 1.5 \times 1.05 \times 10 = 15.75 \text{ t}$$

$$U_c = 2 \times (U + V)$$

$$U_c = 2 \times (66 + 66) = 264 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm};$$

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

$$Q_u = 15.75 < \frac{0.045 \times 2.64 \times 0.2 \times 3500}{1.5} = 55.44 \text{ t}$$

Donc, on peut conclure qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement.

6.3. Calcul des entretoises :

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis
- Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis

Elles se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins chargées par les réactions des poutres. Il ne sera tenu compte que des charges dues au poids propre du tablier, dans notre cas on suppose pour le sou levage trois (03) vérins.

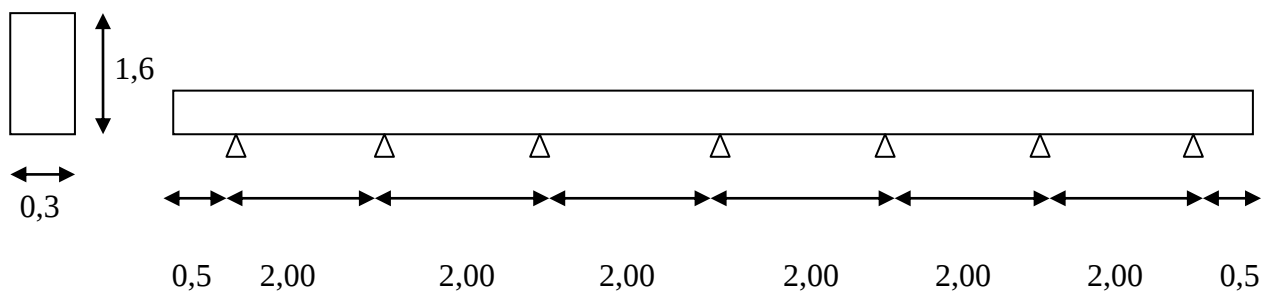


Fig.5.1: Schéma statique de l'entretoise

6.3.1. Modélisation de l'entretoise

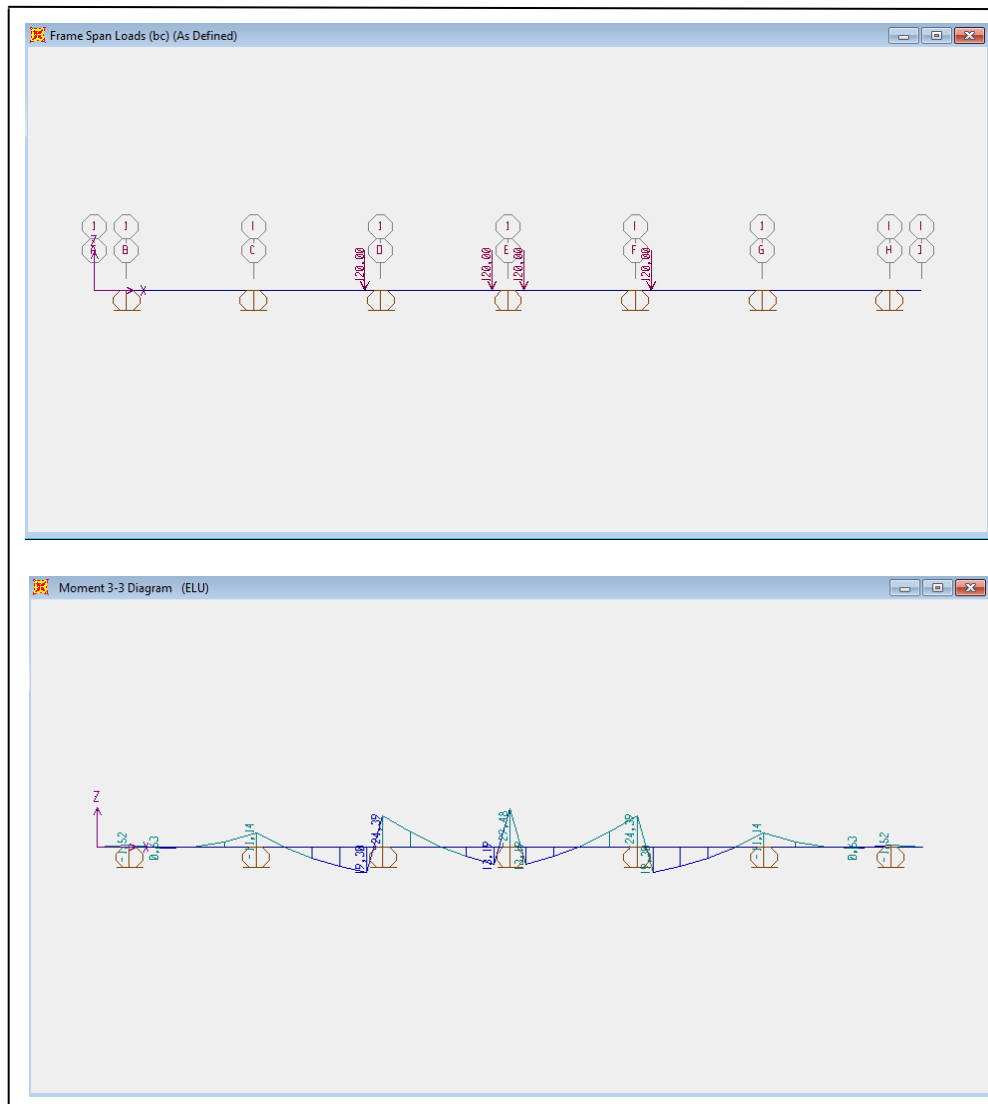


Fig.5.2: Modélisation de l'entretoise

	ELU	ELS
Moment maximum en travée	$M_t = 9,04 \text{ KN.m}$	$M_t = 8,81 \text{ KN.m}$
Moment maximum en appuis	$M_{app} = 29,47 \text{ KN.m}$	$M_{app} = 19,95 \text{ KN.m}$

Tab.6.3: Les moments fléchissant de l'entretoise

6.3.2. Ferrailage

D'après le SOCOTEC on a un ferrailage minimal de **4T14**.

LES APPAREILS D'APPUIS

Introduction

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continuel mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc.) .Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement de dispositifs appelés appareils d'appui qui sont mis en place entre la structure et les appuis.

L'appareil d'appui est l'élément clé qui permet la liberté de mouvement entre une structure et son assise, tout en assurant la transmission des efforts verticaux et les rotations causés par l'effet des charges d'exploitation, des variations de température, du vent ou des séismes.

Les appareils d'appui peuvent être classés :

- Classement selon le critère de déplacement :(fixes, mobiles unidirectionnels, mobiles multidirectionnels).
- Classement sur la base de concept : Il existe quatre types d'appareils d'appui
 - 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 les appareils d'appui en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère, et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le Néoprène étant obtenue par cette adhérisation au moment de la vulcanisation.

7.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent:

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.

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

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

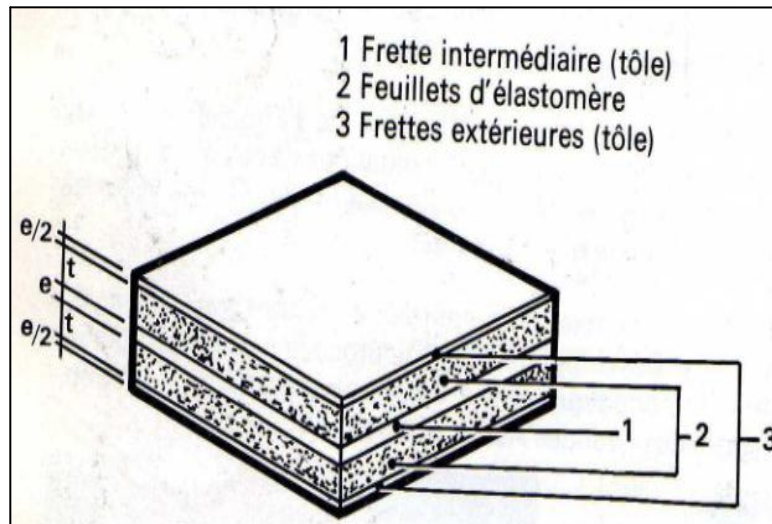


Fig.7.1: les frettes de l'appareil d'appui

Les appareils d'appui sont fabriqués aux dimensions définies dans chaque projet particulier et doivent être conforme aux spécifications de la norme française.

La désignation de l'appareil d'appui est :

a.b.n. (t+e)

Avec

a : le petit coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : le grand coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

n : nombre de feuillets d'élastomère.

t : épaisseur d'un feuillet.

e : épaisseur d'un frette intermédiaire.

7.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Le dimensionnement de l'appareil d'appui se fait selon le bulletin technique n° 4 du SETRA.

7.2.1. Dimensions en plan

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}}$$

Avec

N : réaction verticale maximale sur l'appui = 1731 KN

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b > \frac{1731}{150}$$

$$a \times b = 1154 \text{ cm}^2$$

On choisit : a=40 ; b=40.

$$a \times b = 1600 \text{ cm}^2 > 1154 \text{ cm}^2.$$

7.2.2. Hauteur nette de l'élastomère

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$4 < T < 8$$

On prend T = 6 cm

$$T = n.t \quad \text{et } t = 1,2 \text{ cm}$$

$$n = \frac{T}{t} = 5 \text{ (nombre de feuillettes=5).}$$

7.2.3. Epaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy}} . a}{\sigma_e . \beta}$$

Avec

σ_e : limite élastique des frettes = 2150 Kg /cm²

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = 8,33$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b} = 108,18 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{108,18 \times 40}{2150 \times 8,33} \geq 0,241 \text{ cm}$$

On prend e = 3 mm ;

Donc la désignation de l'appareil d'appui est : 400 x 400 x 5 x (12+3).

7.3. Vérification de l'appareil d'appui

7.3.1. Répartition des efforts horizontaux

7.3.1.1. Efforts dus aux charges dynamiques

Ces efforts (Freinage, vent, séisme) agissent sur le tablier et se transmettent aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait suivant les rigidités des différents appuis.

▪ Freinage

Le freinage la plus défavorable est celui de Bc : $H_F = 30t$.

▪ vent

$$H_V = f.q.h.L$$

Avec

$$F = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier et } \frac{2}{3} \text{ pour Le reste.}$$

q : pression de vent = 0.2 t/m².

h : la hauteur de tablier = 1,65 m.

l : longueur du tablier = 28,1 m.

$H_V = 4,636 \text{ t}$ en phase de chantier

$H_V = 6,182 \text{ t}$ pour le reste

- **séisme**

$H_S = 5,106 \text{ t}$; (chapitre étude dynamique).

7.3.1.2. Efforts dus à la déformation lente (retrait, fluage, température)

7.3.1.2.1. Variation linéaire du tablier

Elle est due au retrait, fluage et la température.

- **retrait**

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée.

$$\Delta L_R = \frac{-(100-60)}{100} \cdot L \cdot \varepsilon_r$$

Avec

L : longueur de la travée = 28,1 m

$\varepsilon_r : 3.10^{-4}$

$$\Delta L_R = - 3,37 \text{ mm.}$$

- **Fluage**

On suppose que 40% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres.

On admet que fluage total est 2,5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_F = \frac{-(100-40)}{100} \times L \times \frac{\sigma_m}{E} \times 2,5$$

Avec

$\sigma_m = 65 \text{ kg/m}^2$: contrainte de compression de la fibre neutre du tablier.

$E = 3,59.10^5 \text{ kg/m}^2$

L : longueur de la travée = 28,1 m

$$\Delta L_F = -7,63 \text{ mm.}$$

- **températures**

Le coefficient de dilatation thermique dans RPOA est de 0,4

Longue durée : $\Delta L_T = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 2,81 \text{ mm.}$

Courte durée : $\Delta L_T = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 3,93 \text{ mm.}$

$$\Delta L = \Delta L_R + \Delta L_T + \Delta L_F = 14,93 \text{ mm.}$$

Alors l'effort dû à la déformation lente est donné par la formule suivante :

$$H = \frac{\mu \cdot G \cdot a \cdot b}{T}$$

Avec

G : Module d'élasticité transversale :

- $G = 0,8 \text{ MPa}$ pour un effet lent.
- $G = 1,2 \text{ MPa}$ pour un effort instantané.

$$H = \frac{0,01493.80.0,4.0,4}{0,06}$$

$$H = 3,185 \text{ t.}$$

7.3.2. Dus à des charges statiques

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

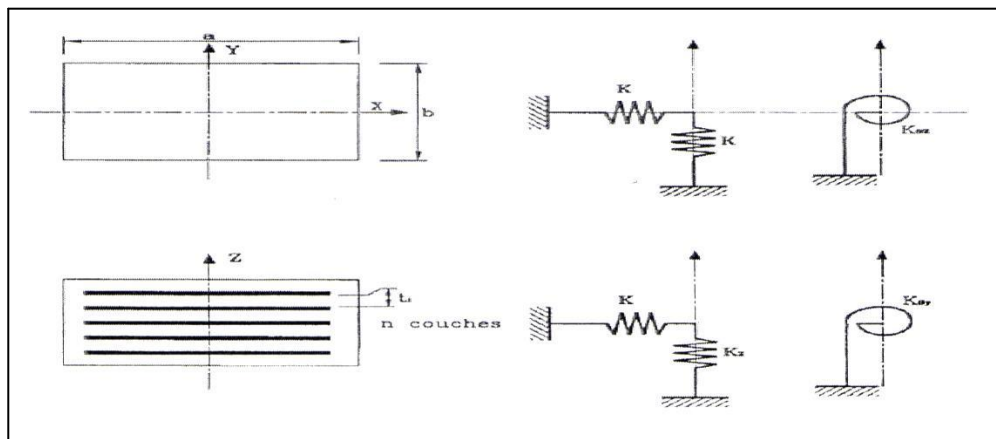


Fig.7.2: Présent la modélisation par ressort

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant.

Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiées
K_x et K_y	$A Gb/Te$	$A Gb /Te$
K_z	$[\sum \frac{t_i}{A'} (\frac{1}{5 Gb S_{2i}} + \frac{1}{Eb})]^{-1}$	∞
K_{θ} rectangulaire	$Gb \frac{a'^5 b'}{521 n t_{3i}}$	0
K_{θ} circulaire	$Gb \frac{\pi D'^6}{521 n t_{3i}}$	0
$K_{\theta z}$	-	0

Tab.7.1: les raideurs des appareils d'appuis.

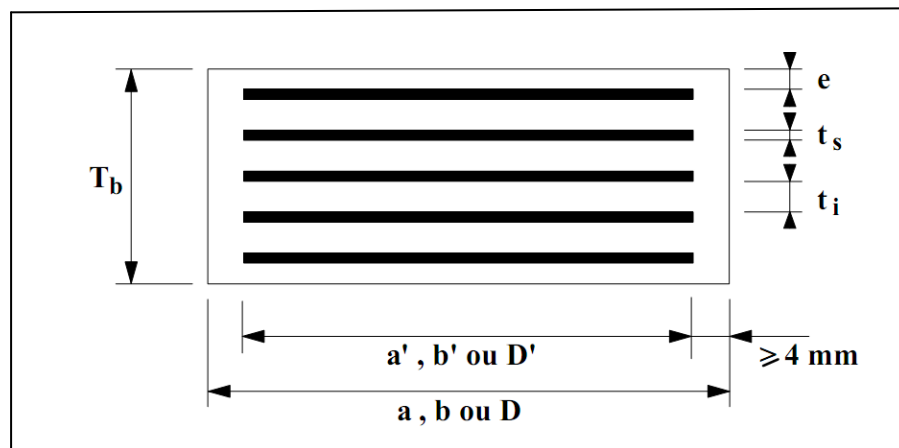


Fig.7.3: Définition géométrique de l'appareil d'appui

Pour notre cas on prend les formules simplifiées

$$K_x = K_y = \frac{A Gb}{T e}$$

Epaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2e$$

$$K_x = K_y = \frac{0,16 \cdot 120}{0,045}$$

$$K_x = K_y = 426,66 \text{ t/m.}$$

7.3.3. Déplacement en tête de l'appareil d'appui

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T H}{n G a b}$$

Avec

a,b : dimensions en plan de l'appareil d'appui = (400,400)

T= 60 mm (hauteur nette de l'élastomère).

n: Nombre d'appareils d'appuis

H=1 (charge unitaire)

G : module de déformation transversale

- G= 0,8 statique
- G= 1,2 dynamique

Culée: n= 12

$$U_s = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 0,8 \times 0,16} \Rightarrow U_s = 0,039m.$$

$$U_d = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 1,2 \times 0,16} \Rightarrow U_d = 0,026m.$$

Piles:n=14

$$U_s = \frac{0,06 \times 1}{14 \times 0,8 \times 0,16} \Rightarrow U_s = 0,033m.$$

$$U_d = \frac{0,06 \times 1}{14 \times 1,2 \times 0,16} \Rightarrow U_d = 0,022m.$$

7.4. Vérification des contraintes

7.4.1. Limitation des contraintes de cisaillement

7.4.1.1. Résistance à la compression

σ_m : contrainte de compression sous N max.

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = 1,731 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{1,731}{0,4 \times 0,4} = 10,818 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

7.4.1.2. Sollicitation sous charge verticale

τ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\tau = \frac{1,5 \sigma_m}{B} < 2,8 \text{ MPa}$$

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

$$B = 8,33$$

$$\tau = 1,94 < 2,8 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

7.4.1.3. Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal

$$\tau_H = \frac{G \cdot \mu}{T} < 0,5 G = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = \frac{0,8 \cdot 0,01493}{0,048}$$

$$\tau_H = 0,24 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

7.4.2. Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b}$$

$$\sigma_{\min} = 2,95 \text{ MPa}$$

$$H < f \cdot N$$

Ou :

H est l'effort horizontal (effort de freinage)

$$H_{Bc} = 0,3 \text{ MN}$$

N est l'effort de compression vertical

$$N_{\min} = 0,473 \text{ MN}$$

f : est le coefficient de frottement

f à pour expression

$$f = 0,12 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 1,38$$

$$H = 0,3 \text{ MN} < f \cdot N = 0,65 \text{ MN} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

7.4.3. Condition de non flambement :

On doit vérifier $\gamma_s \cdot P_u < P_c$

$$\gamma_s = 3$$

$P_u = N_{\max}$ sous E.L.U.

$P_c = 4G.B.S^2.d/h$ (charge critique de flambement caractéristique de l'appui)

Avec : d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère = 12+3=15mm ;

h: hauteur total de l'appui = 0,06m ;

S : facteur de forme = $\frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$ pour une plaque rectangulaire

$$S = \frac{0,16}{2 \cdot 0,012(0,4+0,4)} = 8,33$$

$$B = a \cdot b = 0,16 \text{ m}$$

$$G = 80 \text{ t/m}^2 \text{ (charge statique)}$$

$$G = 120 \text{ t/m}^2 \text{ (charge dynamique)}$$

$$P_u = 1731 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

Pour $G = 80 \text{ t/m}^2$

$$P_c = 4 \cdot 0,8 \cdot 0,16 \cdot (8,33)^2 \cdot 0,015 / 0,06$$

$$= 8,88 \text{ MN/m}^2$$

$$\gamma_s \cdot P_u = 3 \cdot 1,731 = 5,193 \text{ MPa} < P_c = 8,88 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier).}$$

Pour $G = 120 \text{ t/m}^2$

$$P_c = 4 \cdot 1,2 \cdot 0,16 \cdot (8,33)^2 \cdot 0,015 / 0,06$$

$$= 13,32 \text{ MN/m}^2$$

$$\gamma_s \cdot P_u = 3 \cdot 1,731 = 5,193 \text{ MPa} < P_c = 13,32 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier).}$$

Remarque

Toutes les vérifications sont bonnes ; donc le choix de l'appareil d'appui est bon.

7.5. Les dés d'appui

7.5.1. Fonction des dés d'appui

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

7.5.2. Dimensionnement des dés d'appui

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

$$A = a + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

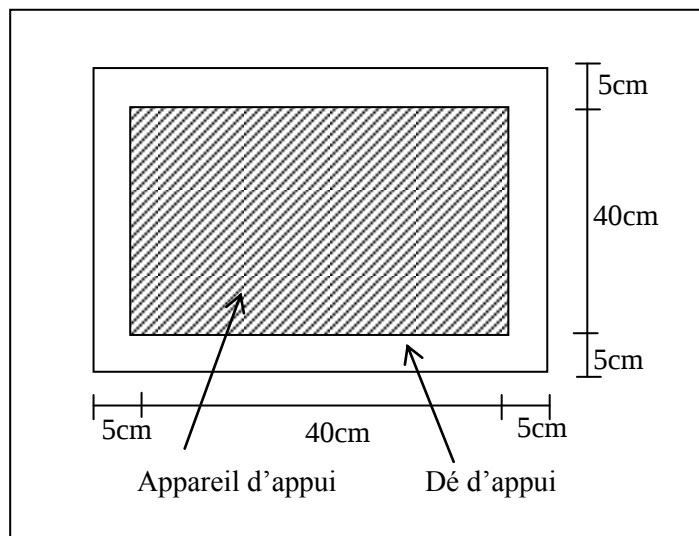


Fig.7.4: Les dimensions des dés d'appuis

7.5.3. Ferrailage de dé d'appui:

On prend des armatures capables de reprendre 4% de $N_{\max}$

$$A = \frac{0,04 \cdot N_{\max}}{\overline{\sigma}_{st}}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers.

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow$

$$\overline{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\mu \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \cdot 2,7}\right) = 266,66 \text{ MPa}$$

n : Coefficient de fissuration.

$$A = \frac{0,04 \cdot 1,731}{266,66} = 2,59 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6\varnothing 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ dans les deux sens.

ETUDE DYNAMIQUE

Introduction

Le règlement Algérien RPOA contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité au dommage dus aux actions sismiques.

8.1. L'objectif

L'objectif de cette étude est consacré à :

- Analyse modale (Modes de vibration).
- Analyse dynamique spectrale.
- Evaluation des sollicitations sous différentes combinaisons.

8.2. Modélisation de pont

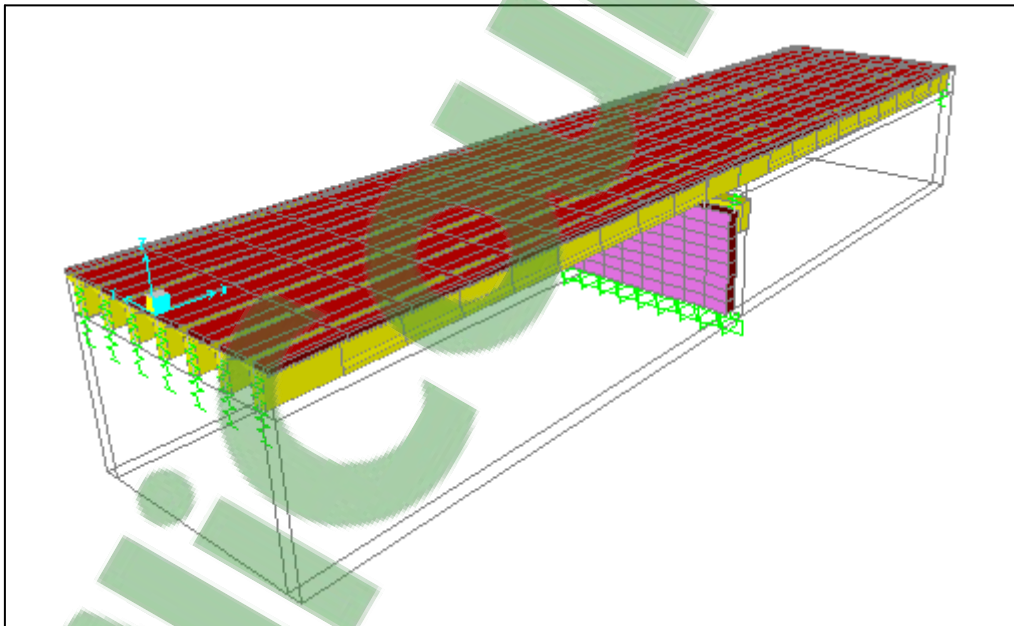


Fig.8.1: Vue 3D du pont

- Les poutres sont modélisées comme élément frame.
- L'hourdis est modélisé comme élément shell.
- Les appareils d'appui sont modélisés comme élément link.
- Le voile de la pile est modélisé comme élément shell.

8.3. Action sismique

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

8.3.1. Classification des ponts

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tab.8.1: Classification des ponts

Le pont qu'on a entrainé d'étudier est classé en groupe 2.

8.3.2. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone II. a : moyenne
- Zone II. b : élevée
- Zone III : très élevée

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce projet qui est réalisé entre Tlemcen et S.B.A (section W8) est en zone I.

8.3.3. Le coefficient d'accélération A

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	II. a	II. b	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tab.8.2: Coefficients d'accélération de zone

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans $a=0,12g$.

8.3.4. Classification des sites

D'après le rapport géotechnique notre sol est classé dans la catégorie S2 (site fermé).

8.3.5. Détermination des actions sismiques

Spectre de réponse élastique :

Le Spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

8.3.5.1. Composantes horizontales

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : coefficient d'accélération (**A=0,12**)

S : coefficient de site (est donnée dans le tableau3)

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans le tableau.8.3)

ζ : taux d'amortissement

Pour béton armé : **ζ = 5**

η : facteur de correction de l'amortissement (**η = √(7/(2 + ζ))**).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Tab.8.3: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontal

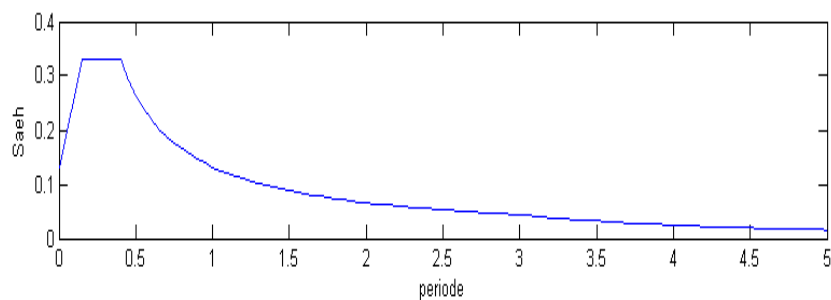


Fig.8.2: Spectre élastique horizontale- 5% d'amortissement

8.3.5.2. Composante verticale

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s)} = \begin{cases} Ag\alpha \left(1 + \frac{1,5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha Ag \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec: Le coefficient α tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité: $\alpha=0,7$ (la zone I).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1	1	1

Tab.8.4: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

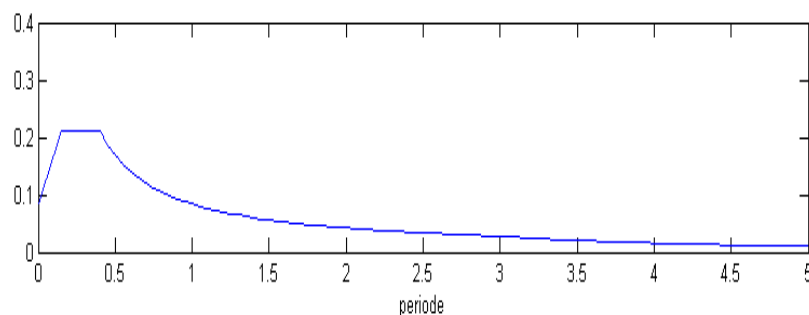


Fig.8.3: Spectre élastique verticale- 5% d'amortissement

8.3.5.3. Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$S_d(T, \xi)_{(M/S^2)} \begin{cases} 2,5\eta AgS & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \end{cases}$$

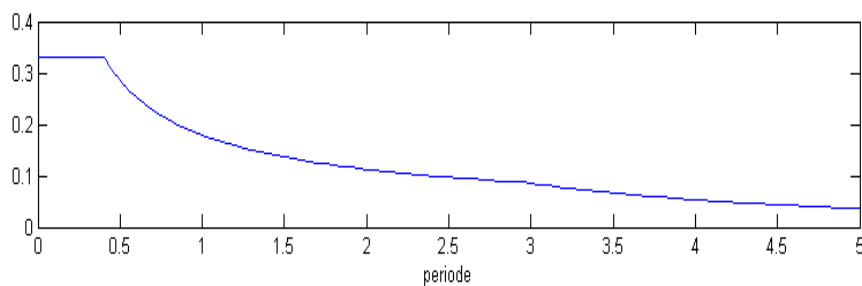


Fig.8.4: Spectre de dimensionnement- 5% d'amortissement

8.3.6. Les combinaisons des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- $E = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- $E = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z$
- $E = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y$

8.4. Analyse modale

Les conditions de **RPOA** sont vérifiées : $\sum M/x \geq 90\%$ masse totale.

$$\sum M/y \geq 90\% \text{ masse totale.}$$

- **Model**

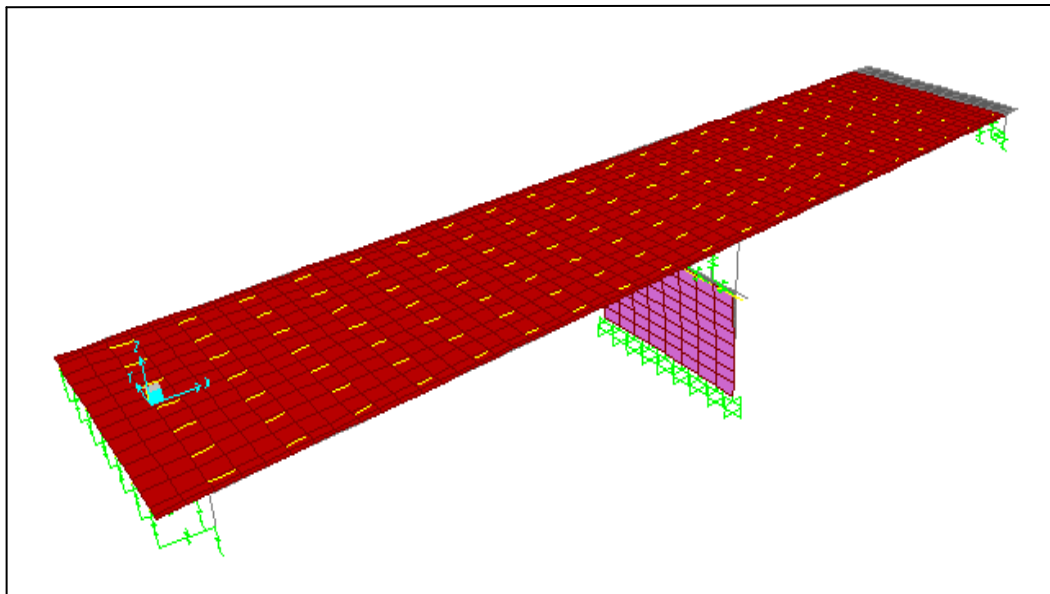


Fig.8.5: Déplacement suivant le composant X

$$T=0,986s.$$

- **Mode 2**

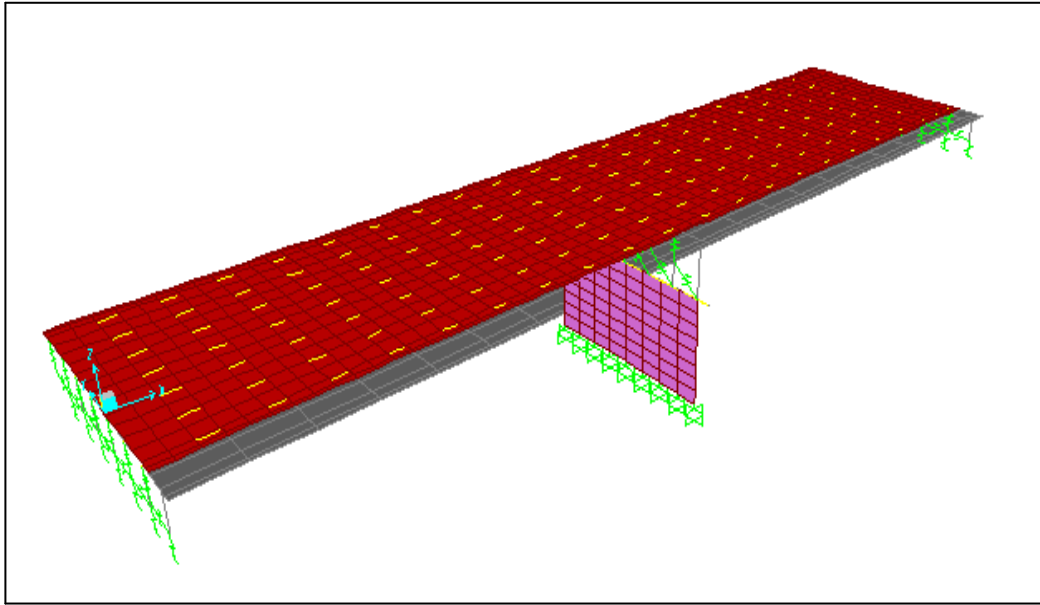


Fig.8.6: Déplacement suivant le composant Y

T=0,948s.

- **Mode 3**

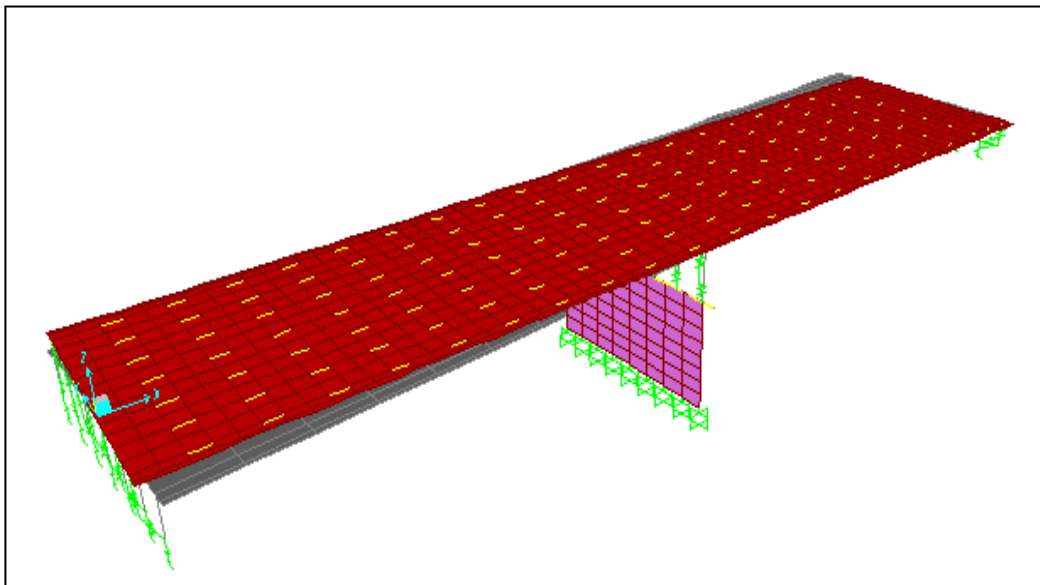


Fig.8.7: Rotation

T=0,783s.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode1	0,986267	0,88257	0	1,361E-10	0,88257	0	1,361E-10
Mode2	0,948348	0	0,85074	0	0,88257	0,85074	1,361E-10
Mode3	0,783286	3,359E-19	0,00001939	0	0,88257	0,85076	1,361E-10
Mode4	0,345608	0,000005683	0	0,000002494	0,88257	0,85076	0,000002494
Mode5	0,31186	0	5,176E-07	0	0,88257	0,85076	0,000002494
Mode6	0,225156	8,611E-10	0	0,6186	0,88257	0,85076	0,61861
Mode7	0,21698	0	0,00001745	1,942E-19	0,88257	0,85078	0,61861
Mode8	0,200231	9,456E-11	6,29E-19	1,05E-09	0,88257	0,85078	0,61861
Mode9	0,165763	5,351E-11	3,999E-20	0,00012	0,88257	0,85078	0,61873
Mode10	0,149924	0,08005	5,038E-19	7,65E-09	0,96262	0,85078	0,61873
Mode11	0,127712	1,198E-17	8,754E-08	2,869E-17	0,96262	0,85078	0,61873
Mode12	0,117509	1,624E-18	0,00001213	6,532E-18	0,96262	0,85079	0,61873

Tab.8.5: Les différents modes

8.5. Calcul des forces de séisme

- Séisme longitudinale :

Dans la direction longitudinale des ponts les déplacements horizontales des tabliers sont négligeable par rapport au déplacement des têtes des piles sous l'effet de l'action sismique.

La force horizontale appliquée au tablier est donné par la formule suivante :

$$F = M \times S_{ae}(T) ;$$

Avec :

M : La masse du tablier+masse du moitié supérieur des piles ;

S_{ae}(T) : L'accélération spectrale du spectre à la période fondamentale T ;

$$T : \text{Période fondamentale } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

K : Raideur du système ;

Cette force horizontale se répartit sur chaque appui (i) :

$$F(i) = \frac{K_i}{K} \times F$$

K_i : Raideur pour chaque appui ;

F : La force horizontale appliquée au tablier.

D'après les résultats de sap2000 on a : **F_s = 5,106t.**

ETUDE DE LA PILE

Introduction

La pile sert d'appui intermédiaire pour les travées. Son rôle principal est de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par le biais des fondations. La pile peut être de type voile, colonne ou poteau.

9.1. Choix de la pile

Concernant l'ouvrage on va choisir une pile rectangulaire pleine dont les dimensions sont comme suit :

- La longueur : $L=11,152$ m.
- La largeur : $l=0,8$ m.
- La hauteur : $h=5,5$ m.

9.2. Etude de fût

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, lesquels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée.

9.2.1. Evaluation des efforts repris par le fût

9.2.1.1. Efforts verticaux

▪ Charges permanentes

- Réaction du tablier
 $G=635,325$ t (chap.3).
- Chevêtre
 $P=44,75$ t.
- Poids propre de la pile
 $P= 11,52 \times 0,8 \times 5,5 \times 2,5$
 $P=126,72$ t

▪ Les surcharges

Calcul de la réaction sur la pile

$Q_A(l)=7,95$ t /ml.

$R_A=223,38$ t.

9.2.1.2. Effort horizontaux

- **Variation linéaire du tablier**

$H_{VL}=3,185t$ (chap.7 les appareils d'appuis).

- **Freinage**

$H_f=30t$

- **Séisme :**

$H_s=5,106t$ (D'après l'étude dynamique)

- **vent**

Le vent agit sur la face latérale du pont (pile+chevêtre) avec une densité de

$H_{vent}=6,182t$

	V(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
P.P du fut	171,07	/	/	/
P.P du chevêtre	60,41	/	/	/
Réaction du tabl	857,69	/	/	/
Surcharge A(l)	301,56	/	/	/
Freinage	/	48	7,1	340,8
V.linéaire	/	2,548	7,1	18,09
Totale	1390,73	50,548	/	358,89

Tab.9.1: Effort sur fut à l'ELU « $1,35G+1,6[A(L)+Q_{trottoir}]+1,6Q_f+0,8Q_{vl}$ »

	V(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
P.P du fut	126,72	/	/	/
P.P du chevêtre	44,75	/	/	/
Réaction du tabl	635,325	/	/	/
Surcharge A(l)	134,03	/	/	/
Séisme	/	5,106	7,1	36,25
V.linéaire	/	1,59	7,1	11,30
Totale	940,82	18,29	/	47,55

Tab.9.2: Effort sur fut à l'ELA « $G+0,6[A(L)+Q_{trottoir}]+0,5Q_{vl}+Q_s$ »

	V(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
P.P du fut	126,72	/	/	/
P.P du chevêtre	44,75	/	/	/
Réaction du tabl	635,325	/	/	/
Surcharge A(l)	268,05	/	/	/
Freinage	/	36	7,1	255,6
V.linéaire	/	1,91	7,1	13,56
Totale	1074,85	37,91	/	269,16

Tab.9.3: Effort sur fut à l'ELS « G+1,2[A(L)+Qtrottoir]+1,2Qf+0,6Qvl »

9.3. Etude du flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } l_f: \text{longueur de flambement} = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{\text{pile}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 7,1 = 5,02\text{m}$$

$$i : \text{Rayon de giration; pour une section caisson } i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 0,23$$

$$\text{Avec } B = 8,92 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{5,02}{0,23} = 21,82 < 50 \quad \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de flambement.}$$

9.4. Ferrailage de la pile

9.4.1. Combinaison Accidentelle

Mu max = 0,4755 MN.m /ml; Nu max = 9,408 MN /ml

D'après le SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le R.P.O.A.

▪ Armatures longitudinales

$$A_{\min} = 0,5\%B = 446 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 nappes de HA20 avec un espacement 15cm.

▪ Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

Avec

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinales

f_{el} , f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

S_t : L'espacement des armatures transversales

$$S_t = \min [24\phi; 8\phi; 0,25d]$$

Avec

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

d : Hauteur utile

$S_t = 256\text{mm}$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{466}{16} \times \frac{500}{235} \times \frac{25,6}{100}; \Rightarrow A_t \geq 15,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on adopte HA14 avec un esp de 10 cm.}$$

9.5. Etude de la semelle de liaison

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

9.5.1. Pré dimensionnement de la semelle

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \phi \Rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \Rightarrow L \geq 3,6 \text{ m.}$$

On prend $L = 3,6\text{m}$.

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \phi_p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1\text{m}$$

On prend $A = 6,00\text{m}$

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \phi_p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6,00; 1] \Rightarrow B \geq 6,3 \text{ donc on choisit une semelle filante de longueur } B = 12,2 \text{ m}$$

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre $\phi = 1,2 \text{ m}$.

La hauteur de la semelle est :

$$H = 1,6\text{m} ; d = 1,44\text{m}$$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$\begin{cases} A = 6,00\text{m} \\ B = 12,2\text{m} \\ H = 1,6\text{m} \end{cases}$$

9.5.2. Evaluation des efforts

	V(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
P.P du fut	171,07	/	/	/
P.P du chevêtre	60,41	/	/	/
P.P du tablier	857,69	/	/	/
Surcharge A(l)	301,56	/	/	/
P.P de la semelle	395,28	/	/	/
Freinage	/	48	7,1	340,8
V. linéaire	/	2,548	7,1	18,09
Totale	1786,01	50,548	/	358,89

Tab.9.4: Effort sur fut à l'ELU « $1,35G+1,6[A(L)+Q_{\text{trottoir}}]+1,6Q_f+0,8Q_vl$ »

	V(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
P.P du fut	126,72	/	/	/
P.P du chevêtre	44,75	/	/	/
P.P du tablier	635,325	/	/	/
Surcharge A(l)	134,03	/	/	/
P.P de la semelle	292,8	/	/	/
Séisme	/	5,106	7,1	36,25
V.linéaire	/	1,59	7,1	11,30
Totale	1233,625	18,29	/	47,55

Tab.9.5: Effort sur fut à l'ELA « $G+0,6[A(L)+Q_{\text{trottoir}}]+0,5Q_vl+Q_s$ »

	V(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
P.P du fut	126,72	/	/	/
P.P du chevêtre	44,75	/	/	/
P.P du tablier	635,325	/	/	/
Surcharge A(l)	268,05	/	/	/
P.P de la semelle	292,8	/	/	/
Freinage	/	36	7,1	255,6
V.linéaire	/	1,91	7,1	13,56
Totale	1367,64	37,91	/	269,16

Tab.9.6: Effort sur fut à l'ELS « $G+1,2[A(L)+Q_{\text{trottoir}}]+1,2Q_f+0,6Q_vl$ »

▪ Calcul à l'ELU

Pour le calcul on applique la méthode des bielles.

$$\sigma = \frac{N_u}{B} \mp \frac{M_u.V}{I}$$

$$N_u = 1786,01 \text{ t}$$

$$M_u = 358,89 \text{ m}$$

$$V = 2,7 \text{ m} \quad \text{l'excentricité.}$$

Soit S : la section d'un pieu

On a 2 Files de 3 pieux donc $B = 6S$

La réaction sur chaque pieu est $R = \sigma.S$

I : inertie des pieux $I = 2.3.S.2^2 = 24.S$

$$R = S \cdot \frac{N_u}{B} \mp \frac{M_u.V}{I} = S \frac{N_u}{6S} \mp \frac{M_u.V}{24S}$$

$$R = \frac{N_u}{6} \mp \frac{M_u.V}{24}$$

$$\text{D'où } R_1 = 253,16 \text{ t et } R_2 = 193,34 \text{ t}$$

$$\tan \theta = \frac{d}{V-a} = \frac{R}{F} \rightarrow F = \frac{(V-a).R}{d} = \frac{1,5 \times R}{d} = 263,70$$

$$A_u = \frac{1,1 \times F_s}{\sigma_{st}} = \frac{1,1 \times 263,7}{40000/1,15} = 83,39 \text{ cm}^2.$$

▪ Calcul à l'ELS

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} M_s = 269,16 \text{ t.m} \\ N_s = 1367,64 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ B = \sigma \cdot S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_1 = 182,16 \text{ t} \\ R_2 = 159,74 \text{ t} \end{cases}$$

$$F_s = 5,106 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{1,1 \times F_s}{\sigma_{su}} \rightarrow A_{su} = 60,00 \text{ cm}^2.$$

On adopte on adopte HA16 avec un espacement de 10 cm.



- **Armatures de construction**
- **Armature transversal supérieures**

$$A_{\text{sup}} = \frac{A}{10} = 9,42 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinal supérieures**

$$A_{\text{sup}} = \frac{A}{10} = 9,42 \text{ cm}^2$$

9.6. Etude d'un pieu sous charge vertical par la méthode préssiométrique

Les pieux sont dimensionnés comme suit :

- D=1,20m
- H=10,80m

9.6.1. Calcul de la force portante ultime

$$Q_{\text{adm}} = 0,5 \times Q_{\text{pu}} + 0,7 \times Q_{\text{su}}$$

- **La force limite de pointe « Q_{pu} »**

$$Q_{\text{pu}} = q_{\text{pu}} \cdot S_p$$

Avec

q_{pu} : contrainte limite de pointe

S_p : section de pieu

$$q_{\text{pu}} = K_p \cdot pl_e^*$$

pl_e^* : pression limite nette équivalente

K_p : facteur de portance

Profondeur (m)	Pression limite (bars)
5	11,06
9	21,69
13	65,9

Tab.9.7: pression limite /profondeur

$$pl_e^* = \sqrt[n]{p_1 \cdot p_2 \cdot p_3 \dots p_n} = \sqrt[3]{11,06 \times 21,69 \times 65,9} = 25,09 \text{ bars}$$

$$K_p = 1,2 \text{ (selon le fascicule 62. p : 92)}$$

$$q_{\text{pu}} = 1,2 \times 25,09 = 30,10 \text{ bars}$$

$$Q_{\text{pu}} = 301 \times (3,14 (0,6)^2) = 340,25 \text{ t}$$

▪ Frottement latéral de pointe

$$Q_{su} = \int_0^z q_{su} dz \cdot p_p$$

Avec

q_{su} : contrainte due au frottement latéral de pointe

P_p : périmètre de pieu

$q_{su} = f(p_l)$ (article 3 – fascicule 62. p : 93)

$q_{su} = 0,4$ bars

$Q_{su} = (6 \times 4) \times (2 \times 3,14 \times 0,6) = 90,43$ t

Donc la force portante admissible égale :

$Q_{adm} = 0,5 (340,25) + 0,7 (90,43)$

$Q_{adm} = 233,426$ t

Alors un pieu peut reprendre une charge de : 233,426 t

La charge verticale est : $V = 806,79$ t

On a 6 pieux dans la culée, si on fait une répartition de charge sur les pieux :

$V + \text{poids propre des pieux} / 6 = (806,79 + 30,52) / 6 = 139,55$ t

Chaque pieu subit une charge de 139,55 t < 233,46t

Pour cette raison on va ferrailer avec le minimum R.P.0.A

Armature longitudinales : la section totale rapportée à la section nominale du pieu :

$$A_{min} = 0,6\% S = 67,82 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **25HA20=78,55cm²**

Armatures transversales :

$$\phi_l = 20 \text{ mm} ; \phi_t = 14 \text{ mm.}$$

$$\text{Espacement des cercles} = 12\phi_l = 24 \text{ cm}$$

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d = 2,4$ m à partir de la tête du pieu avec un esp = 10cm (**RPOA page 67**).

ETUDE DES CULEES

Introduction

Les culées sont des appuis extrêmes ; ont un double rôle : assurer l'appui du tablier et le soutènement de terre.

Les culées sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur le quelle s'appuie leur tablier et qui soutient les terres et des murs latéraux. Les murs latéraux peuvent être à leur tour des murs en retour s'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage ou des murs en ails, s'ils sont inclinés sur cet axe.
- Les murs latéraux est d'assurer le soutènement des terres des remblais accès au pont. La partie supérieur du mur de front présente ver l'avant un sommier sur laquelle repose le tablier ;
- Et à l'arrière un mur garde grève pour isolé le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en B.A pour lutter contre le tassement éventuelle des remblais.

On distingue différents types culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées) ;
- Culées enterrées ;
- Culées creuses.

Notre choix s'est porté les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai dont on choisit la culéeremblayéequi joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

10.1. Pré dimensionnement de la culée

10.1.1.Mur de garde grève (MGG)

- La hauteur du mur garde grève h

$h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur de l'appui} + \text{épaisseur de la dalle.}$

$h = 1,90\text{m}$

- L'épaisseur :

$e = \max(0,30 ; h/8) = 0,3\text{m}$

- La longueur est celle du tablier = 13,00m

10.1.2. Dalle de transition

- La longueur = 11,50m
- La largeur = 5m

- L'épaisseur = 0,30m

10.1.3. Corbeau

- $d = 0,5\text{m}$.
- $a = 0,20\text{ m}$.
- $L = 0,40\text{ m}$

10.1.4. Mur de front

- $e = 1,2\text{ m}$
- $h = 6,25\text{m}$

10.1.5. La Semelle

- $L = 10,80\text{m}$
- $l = 6,40\text{m}$
- $e = 1,60\text{m}$

10.1.6. Mur en retour (MR)

- $L = 3,70\text{m}$
- $e = 0,65\text{m}$

10.2. Vérification de la stabilité de la culée

10.2.1. Sous charges permanentes

Eléments	$V_i(t)$		$d_o(m)$	$M_{/o}(t.m)$
MGG	0,3x1,9x13,00x2,5	18,52	4,55	84,26
MDF	1,2x6,25x13,00x2,5	243,75	4,1	999,37
Corbeau	(0,4+0,5)x0,4/2x13,00x2,5	5,85	4,9	28,66
Semelle	6,4x10,8x1,6x2,5	276,48	3,2	884,73
MER	0,75x3,7x0,65x2,5	4,50	6,55	29,47
	(2,63x3,5/2)x0,65x2,5	7,47	5,86	43,82
	2,63x0,2x0,65x2,5	0,85	4,8	4,08
Dalle de transition	0,3x5x11,5x2,5	43,12	7,2	310,46
Total	$\sum V = 600,54\text{t}$			$\sum V = 2384,59\text{t.m}$

Tab.10.1: La descente de charge de la culée

- **Calcul de l'excentricité $V_i/0$**

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{2384,59}{600,54} = 3,97\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité $V_i/$ a l'axe médiane de la semelle**

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 3,97 - (6,4/2) = 0,77\text{m}$$

$$e_0 = 0,77 < \frac{B}{6} = \frac{6,4}{6} = 1,06\text{m. La force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.}$$

10.2.2. Calcul en construction avec remblai

- **Poussée des terres**

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec

k_a : Coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, on prend 2t/m^3

h : hauteur de la culée

L : longueur du mur de front ($L=13\text{m}$)

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$\Phi = 35,5^\circ$$

$$k_a = 0,265$$

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot 0,265 \cdot 2 \cdot (8,15)^2 \cdot 13$$

$$P_h = 228,82\text{t}$$

- **Poids des terres**

$$P_t = 1,5 \times 13 \times 8,15 \times 2$$

$$P_t = 317,85\text{t}$$

- **Surcharge de remblai**

La surcharge de remblai supportant une chaussée $q=10\text{KN/m}^2$, majorée de $20\%=12\text{ KN/m}^2$.

La surcharge de remblai $=1,2\text{t/m}^2$.

- **Poussée de la surcharge**

$$P_h = k_a \cdot q \cdot h \cdot L$$

$$P_h = 0,265 \cdot 1,2 \cdot 8,15 \cdot 13$$

$$P_h = 33,69\text{t}$$

Freinage B_c : 30 t

Désignation	$V_i(t)$	$H_i(t)$	$d_o(m)$	$M_{s/o} (t.m)$	$M_{r/o} (t.m)$
Culée	600,54	/	3,97	2384,14	/
Poids des terres	317,85	/	4,25	1350,86	/
Poussée des terres	/	228,82	2,716	/	621,74
Poussée de la surcharge horizontale	/	33,69	4,075	/	137,28
Réaction du tablier	317,66	/	4,1	1302,40	/
Totale	1236,05	262,51		5037,40	759,02

Tab.10.2: Moments stabilisants et renversants de culée

▪ **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{5037,40}{759,02} = 6,63 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

10.2.3. Sous charges permanentes plus surcharge

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes

ELU: $1,35G + 1,5Q + 1,6 A(L) + 1,6Q_f$

ELS : $G + Q + 1,2A(L) + 1,2Q_f$

▪ **ELU**

Désignation	Coef	$V_i(t) \times \text{coef}$	$H_i(t) \times \text{coef}$	$d_o(m)$	$M_{s/o}(t.m)$	$M_{r/o}(t.m)$
Culée	1,35	810,73	/	3,97	3218,59	/
Poids des terres	1,35	429,10	/	4,25	1823,67	/
Poussée des terres	1,35	/	381,81	2,716	/	1036,99
Poussée du Surcharge horizontale	1,5	/	50,53	4,075	/	205,90
Réaction du tablier	1,35	428,84	/	4,1	1758,24	/
A(L)	1,6	178,71		4,1	732,71	/
Freinage Bc	1,6	/	48	9,75	/	468
Total	/	1847,38	480,34		7533,21	1710,89

Tab.10.3: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

▪ **Vérification au renversement**

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{7533,21}{1710,89} = 4,40 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

▪ ELS

Désignation	Coef	Vi(t)×coef	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	600,54	/	3,97	2384,14	/
Poids des terres	1	317,85	/	4,25	1350,86	/
Poussée des terres	1	/	228,82	2,716	/	621,47
Poussée du Surcharge horizontale	1	/	33,69	4,075	/	137,28
Réaction du tablier	1	317,66	/	4,1	1302,40	/
A(L)	1,2	134,03		4,1	549,52	/
Freinage Bc	1,2	/	36	9,75	/	351
Total	/	1370,08	298,51		5586,92	1109,75

Tab.10.4: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

▪ Vérification au renversement

$$Fr = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{5586,92}{1109,75} = 5,03 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable.

10.3 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

10.3.1. Mur garde grève (MGG)

10.3.1.1. Cas fondamentale

Le mur garde grève est calculé comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

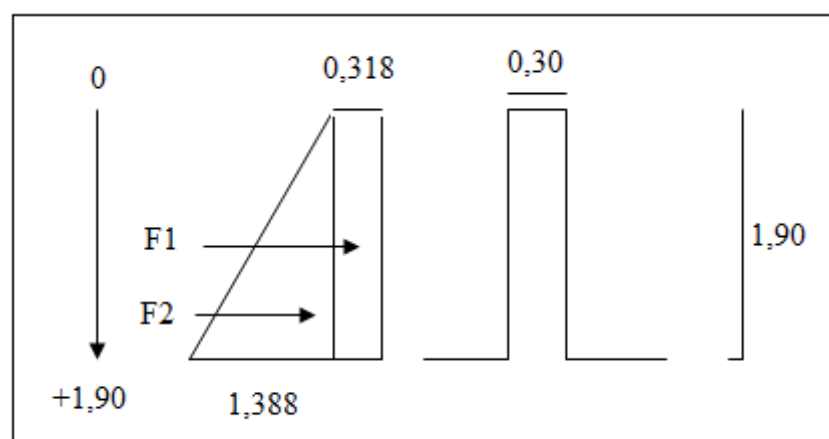


Fig.10.1: Les efforts agissant sur le mur garde grève

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec

$$k_p = k_q = k_a = 0,265$$

La surcharge du remblai $q=1,2\text{t/m}^2$

$$\text{- Si } h=0 : \sigma_H = 0,265 \cdot 2 \cdot (0) + 0,265 \cdot 1,2 = 0,318\text{t/m}^2.$$

$$\text{- Si } h=1,90 : \sigma_H = 0,265 \cdot 2 \cdot (1,9) + 0,265 \cdot 1,2 = 1,388\text{t/m}^2.$$

Z(m)	$\sigma_H(\text{kN/m}^2)$	Force(KN)	Pt d'application/o(m)
0	0,318	$f_1=0,318 \cdot 1,90 = 0,604$	0,95
1,90	1,388	$f_2=(1,388-0,318)/2 \cdot (1,90)=1,016$	d2= 0,63

Tab.10.5: les efforts agissant sur mur garde grève

▪ Moment d'encastrement

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F_1 \times x_1 + F_2 \times x_2$$

$$M = 0,604 \times 0,95 + 1,016 \times 0,63 = 1,214 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530\text{t/m}^2 \quad (f_{c28}=27\text{MPa.})$$

$$\mu_u = \frac{1,214}{1 \times 1530 \times 1,71^2} = 0,00027.$$

$$\mu_u = 0,00027 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00034.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,709 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40000}{1,15} = 34782,6\text{t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{1,214}{1,709 \times 34782,6} = 0,204 \text{ cm}^2.$$

10.3.1.2. Cas accidentelle

▪ La poussée dynamique des terres

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$$k_H = A = 0,12 \quad (\text{coefficient d'accélération de zone I groupe 2}).$$

$$k_v = 0,3 \times k_H = 0,036$$

Avec

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} = \frac{\cos^2(28,9)}{\cos^2(6,60) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35,5) \sin(28,9)}{\cos(6,60) \cos(0)}} \right]^2} = 0,43$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0,12}{1 \pm 0,036}\right) = 6,60^\circ$$

H : La hauteur du mur (H = 1,90 m).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 2 \text{ t/m}^3$).

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 35,5^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

F_{ad} = 1,61t.

▪ La poussée due à la surcharge

$$q = 1,2t$$

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos\beta} (1 \mp K_v) \cdot K_{ad} = \frac{1,2(1,9)}{1} \cdot (1 \mp 0,036) \cdot 0,43$$

$$F_{ad}(q) = 1,015t$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times H/2 = (1,61 + 1,61(1,2)) \times 1,9/2$$

$$\mathbf{M_u = 3,36t.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{3,36}{1 \times 1530 \times 1,71^2} = 0,00075 < \mu_r = 0,392$$

⇒ Section à simple armature (pivot A).

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00093$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,709 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = 34782,6 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{3,36}{1,709 \times 34782,6} = \mathbf{0,56 \text{ cm}^2}.$$

▪ Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A

$$A_{min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,30 \times 1) = \mathbf{15,00 \text{ cm}^2} ;$$

On compare :

$$A_{st} = 0,56 \text{ cm}^2 < A_{min(R.P.O.A)} = 15 \text{ cm}^2 \text{ Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.}$$

On adoptera alors :

9HA16 ; A_{st} = 18,10 cm² ⇒ partie tendue avec un espacement de 9cm.

9HA12 ; A_{st} = 10,18 cm² ⇒ partie comprimée avec un espacement de 10cm.

▪ Armature de répartition

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 18,10 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

4HA12/ml ⇒ A_r = 4,52 cm² ; partie tendue avec un espacement de 25cm.

10.3.2. La dalle de transition

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et de l'autre côté sur le remblai compacté.

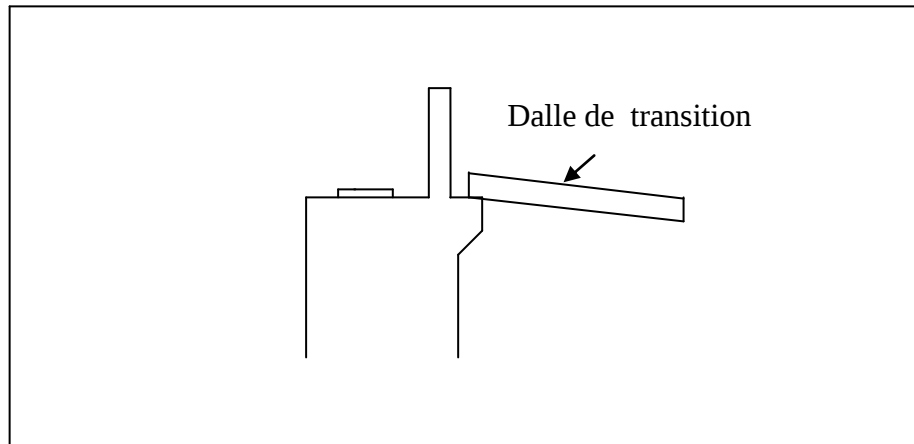


Fig.10.2: Dalle de transition

10.3.2.1. Evaluation des charges

Poids propre de la dalle : $(0,30).(1).(2,5)=0,75\text{t/ml}$.

Poids des terres : $(1). (1,9-0,3). (2) = 3,2 \text{ t/ml}$.

Surcharges des remblais : $(1). (1,2) = 1,2\text{t/ml}$.

Revêtement de chaussée : $(0,08).(1).(2,2)=0,176\text{t/ml}$.

$$\sum q = 5,326 \text{ t/ml.}$$

10.3.2.2. Ferrailage de la dalle

▪ ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0,75 + 3,2 + 0,176) + 1,5 \times 1,2$$

$$q_u = 5,926 \text{ t/ml.}$$

$$M_u = \frac{5,926 \times 5^2}{8} = 18,52 \text{ t.m.}$$

$$\mu_u = \mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{18,52}{1 \times 34782,6 \times 0,27^2}$$

$$\mu_u = 0,0073 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0,0091 \Rightarrow Z = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{18,52}{0,27 \times 34782,6} = 19,72 \text{ cm}^2$$

On prend **7HA20 = 20,91 cm²** avec esp = 15 cm.

▪ Vérification à l'ELS

$$q_s = G+Q = 5,326 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,326 \times 5^2}{8} = 16,64 \text{ t.m.}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n \times A_{sc} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,5x^2 + 301,65 \times 10^{-4} x - 81,44 \times 10^{-4} = 0$$

$$x = 0,097 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,097^3}{3} + 15 \times 20,11 \times 10^{-4} (0,27 - 0,097)^2$$

$$I = 18,14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 27 = \frac{1620 \text{ t}}{\text{m}^2} ; \text{ Avec } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \Rightarrow \frac{16,64 \times 0,17}{18,14 \times 10^{-4}} = \frac{1559,42 \text{ t}}{\text{m}^2} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(26666,67; 20731,14) \text{ on prend } \overline{\sigma}_{st} = 20731,42 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} \Rightarrow 15 \frac{16,64 \times (0,27 - 0,17)}{18,14 \times 10^{-4}} = 224,45 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 13346,85 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 20731,42 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 6T 12 = 6,79 \text{ cm}^2.$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,926 \times 5}{2} = 14,81 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 54,87 \text{ t/m} < 135,13 \text{ t/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

10.3.3. Etude du corbeau

Il joue le rôle d'appui de la dalle de transition, il est encastré au mur garde grève et il est sollicité en flexion simple.

▪ Condition d'une console courte

$$L = 40 \text{ cm} ; a = 20 \text{ cm}$$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a ; L).$$

$$d \geq \max(20 ; 40) ; d = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ Cisaillement

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau

$$\tau_u^- = \min[4 ; 0,03(2 + \rho) \times \min(f_{c28} ; 30)] \text{ avec } \rho = \min\left(\frac{1}{a} ; 4\right) = 4.$$

$$\tau_u^- = 400 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ avec } V_u = 14,81 \text{ t/m}$$

$$\tau_u = \frac{14,81}{1 \times 0,45} = 32,91 \text{ t.}$$

$$\tau_u^- > \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$Z = \min[0,75 \times d \times (1 + \rho/10) ; 1,2 \times a (0,8 + \rho/5)]$$

$$Z = 0,384 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{V_u \times L}{2} = \frac{14,81 \times 0,40}{2} = 2,96 \text{ t.m.}$$

$$\text{Le ferraillage est : } A_s = \frac{2,96}{0,384 \times 43778} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum d'après le R.P.O.A :

$$A_{\min} = 0,5\% \times B = 10,8 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On compare : } A_{st} = 1,76 \text{ cm}^2 < A_{\min(R.P.O.A)} = 10,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors : } A_{\min(R.P.O.A)} = 10,8 \text{ cm}^2$$

On choisit : **7HA16** ; $A_{st} = 14,07$ avec espacement de 15cm.

▪ Armatures de répartition

$$A_r = 25\% \times A_{st \min} \Rightarrow 25\% \times (14,07) = 3,51 \text{ cm}^2 ;$$

On adopte : **6HA12** $\Rightarrow A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$ avec espacement de 15cm.

10.3.4. Etude de mur en retour

10.3.4.1. Introduction

Du point de vue comportement mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puisqu'il s'agit d'une plaque encastree sur une partie de son contour (semelle et avec le mur de front) et soumise à un système de surcharge.

10.3.4.2. Dimensionnement

On propose un mur en retour avec la section suivante :

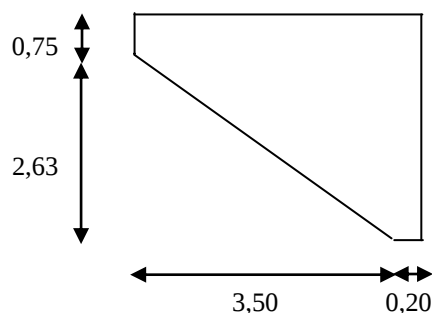


Fig.10.3: Dimensions de mur en retour

10.3.4.3. Modélisation de mur en retour

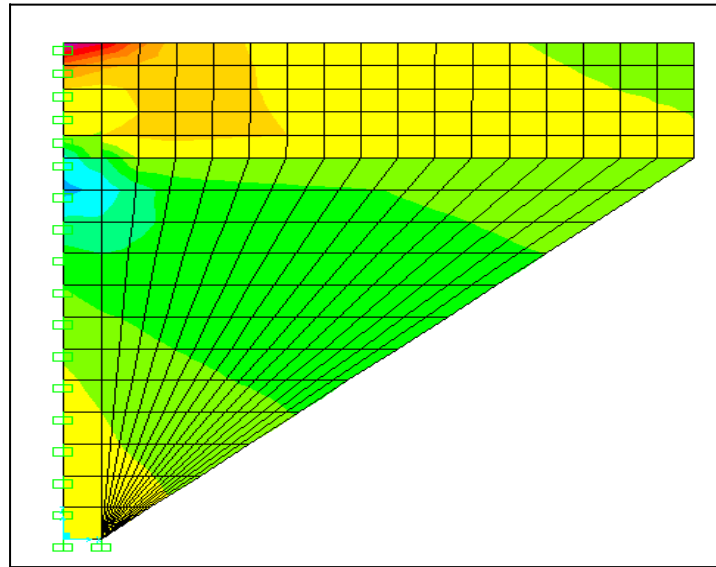


Fig.10.4: Mur en retour

Les résultats sont obtenus d'après modélisation en sap2000:

Moment (KN.m)	Sens vertical	Sens horizontal
ELU	125,05	188,67
ELS	83,73	125,78

Tab.10.6: Les moments à L'ELU et à L'ELS

10.3.4.4. Détermination du ferrailage

▪ ELU

- Sens vertical : $M_{\text{umax}} = 125,05 \text{ KN.m}$.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 2700}{1,5} = 1530 \text{ t/m}^2 \quad (f_{c28} = 27 \text{ MPa.})$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0,00088 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0,0011 \Rightarrow Z = 3,040 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1,18 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,65 \times 1\text{ml}) = 32,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 ;$$

La section de ferraillage A_{st} est faible devant A_{min} .on choisit comme ferraillage :

8HA25 ; $A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2$; avec espacement de 12cm.

- Sens horizontal : $M_{u_{max}} = 188,67 \text{ KN.m}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0,004 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0,005 \Rightarrow Z = 3,036 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1,78 \text{ cm}^2$$

La section de ferraillage A_{st} est faible devant A_{min} .on choisit comme ferraillage :

8HA25 ; $A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2$; avec espacement de 12cm.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 3,042 \times \frac{222}{40000} = 38,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \min} = 39,27 \text{ cm}^2 > 38,83 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

10.3.5. Mur de front

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

▪ **Les sollicitations du mur de front**

- Mur garde grève : $1,9 \times 0,30 \times 2,5 = 1,425 \text{ t/ml}$.
- Corbeau : $(0,4 \times 0,4 + \frac{1}{2} 0,4 \times 0,1) \times 2,5 = 0,45 \text{ t/ml}$.
- Mur de front : $6,25 \times 1,2 \times 2,5 = 18,75 \text{ t/ml}$.
- Réaction du tablier : $317,66 / 13,00 = 24,43 \text{ t/ml}$.
- Poussée des terres : $\frac{1}{2} 0,265 \times 2 \times (6,25)^2 = 10,35 \text{ t/ml}$.
- Surcharge du remblai horizontal : $0,265 \times 1,2 \times 6,25 = 1,987 \text{ t/ml}$.
- Freinage B_c : $30 / 13,00 = 2,30 \text{ t/ml}$.
- Surcharge de $A(L)$: $111,69 \text{ t}$.
- Surcharge de remblai sur la dalle de transition : $0,5 \times 5 \times 2 = 5 \text{ t/ml}$.

- ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6 A(L) + 1,6Q_f$

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1,35	1,923	/	1,05	2,02	/
Corbeau	1,35	0,607	/	1,377	0,835	/
Mur de front	1,35	25,312	/	0,60	15,187	/
Poussée des terres	1,35	/	13,972	2,183	/	30,50
Réaction du tablier	1,35	9,13	/	0,4	3,652	/
Surcharge du remblai H	1,5	/	2,98	3,275	/	9,76
Surcharge sur la dalle de transition	1,35	6,75	/	3,9	26,32	/
Surcharge A(L)	1,6	178,71	/	0,4	71,48	/
Effort de freinage B_c	1,6	/	3,68	6,25	/	23,00
Total	/	222,43	20,632	/	119,49	63,26

Tableau 10.7: Récapitulatif des efforts à l'ELU

- **Ferraillage du mur de front à l'ELU**

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$h = 1,2 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d' = 0,1 h = 0,12 \text{ m}$.

$d = 0,9 h = 1,08 \text{ m}$.

$N_u = 222,43 \text{ t}$.

$M_u = M_s - M_r \Rightarrow M_u = 119,49 - 63,26 = 56,23 \text{ t.m}$.

$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,253$

$e > \frac{h}{6} = 0,20 \text{ m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_a = 56,23 + 222,43 \times (1,08 - 0,6) \Rightarrow M_a = 162,996 \text{ t.m}$.

$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2}$ avec $f_{bc} = 1983,33 \text{ t/m}^2$

$\mu_u = 0,070 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section à simple armature. $A_2 = 0$.

$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$ avec $\sigma_{st} = 34782,6 \text{ t/m}^2$

$\alpha = 0,090 \Rightarrow Z = 1,04 \text{ m}$.

$A_1 = \frac{1}{34782,6} \left(\frac{162,996}{1,04} - 222,43 \right) = -18,89 \text{ cm}^2$

Donc ; $A_1 < 0 \Rightarrow$ on prend $A_2 = 0$

On ferraille avec la section de non fragile résiste :

Section non fragile $= 0,23 \times b \times d \times (f_t / f_e)$

$\Rightarrow$ Section non fragile $= 0,23 \times 1,00 \times 1,08 \times (22/40000) = 13,78 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A**

$A_{min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (1,2 \times 1 \text{ m}) = 60 \times 10^{-4} \text{ m}^2$;

On compare :

$A_{st} = 13,78 \text{ cm}^2 < A_{min(R.P.O.A)} = 60 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.

13HA25 ; Ast=63,81cm² avec espacement de 5cm.

▪ **Vérification à l'ELS**

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Moment Ms/o (t.m)	Moment Mr/o (t.m)
Mur de garde grève	1	1,425	/	1,05	1,496	/
Corbeau	1	0,45	/	1,377	0,619	/
Mur de front	1	18,75	/	0,60	11,25	/
Poussée des terres	1	/	10,35	2,183	/	22,59
Réaction du tablier	1	24,43	/	0,4	9,77	/
Surcharge du remblai H	1	/	1,987	3,275	/	6,50
Surcharge sur la dalle de transition	1	5	/	3,9	19,50	/
Surcharge A(L)	1,2	134,03	/	0,4	53,61	/
Effort de freinage B _c	1,2	/	2,76	6,25	/	17,25
Total	/	184,085	15,10	/	96,245	46,34

Tableau 10.8: Récapitulatif des efforts à l'ELS

$N_s = 184,085 \text{ t.}$

$M_s = 49,90 \text{ t.m.}$

D'après le logiciel SOCOTEC on a :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,20 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = -3,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

10.4. Etude de la semelle

10.4.1. Pré dimensionnement

La formule de l'entraxes entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \varnothing \Rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \Rightarrow L \geq 3,6 \text{ m.}$$

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

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \varnothing p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,5 \text{ m}$$

On prend $A = 6,4 \text{ m}$

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6,4; 1] \Rightarrow B \geq 6,7 \text{ donc on choisit une semelle filante de longueur } B = 10,80 \text{ m.}$$

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre $\varnothing = 1,2 \text{ m.}$

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ & 1 \leq \text{tg } \theta = \frac{d}{x} \leq 1,4 \Rightarrow 1,375 \leq d \leq 1,925 \text{ m} \\ X = \frac{L}{2} - \frac{a}{4} = 1,375 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $d = 1,55 \text{ m} \Rightarrow H = 1,6 \text{ m}$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$B = \begin{cases} A = 6,4 \text{ m} ; \\ 10,80 \text{ m} ; \\ H = 1,60 \text{ m.} \end{cases}$$

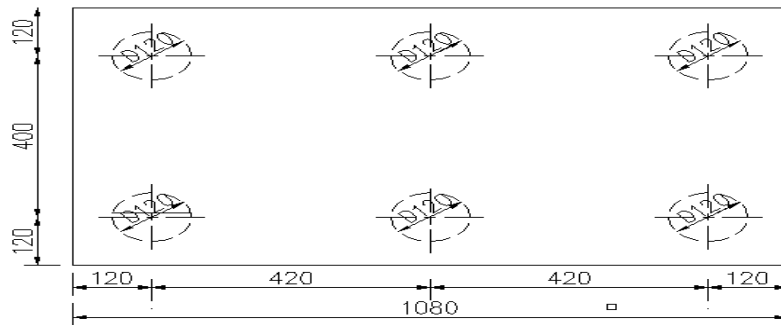


Fig.10.5: Vue en plan de la semelle

10.4.2. Evaluation des charges verticales

10.4.2.1. Charges permanentes

- Mur garde grève : $1,9 \times 0,30 \times 2,5 = 1,425 \text{ t/ml.}$
- Mur de front : $6,25 \times 1,2 \times 2,5 = 18,75 \text{ t/ml.}$
- Corbeau : $0,45 \text{ t/ml.}$
- Mur de retour : $[(0,2 \times 2,63) + (0,75 \times 3,70) + (3,50 \times 2,63/2)] \times 2,5 = 19,75 \text{ t/ml.}$
- Semelle : $6,4 \times 1,6 \times 2,5 = 25,6 \text{ t/ml.}$
- Poids des terres : $1,5 \times 2 \times 8,15 = 24,45 \text{ t/ml.}$
- poussée du terre : $1/2 \times 2 \times 0,265 \times (8,15)^2 = 17,60 \text{ t/ml.}$
- Réaction du tablier = $24,43 \text{ t/ml.}$

10.4.2.2. Les surcharges

- Surcharges de A(L) = $10,31 \text{ t/ml}$
- Surcharges sur remblai = $1,987 \text{ t/ml.}$

10.4.3. Evaluation des charges horizontales

- Effet de freinage Bc : $2,30 \text{ t/ml}$
- Effet due au séisme : $6,358 \text{ t}$

- **ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6 A(L) + 1,6Q_f$**

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1,35	1,924	/	4,55	8,754	/
Corbeau	1,35	0,607	/	4,9	2,974	/
Mur de front	1,35	25,31	/	4,1	103,771	/
Mur en retour	1,35	26,66	/	5,82	155,161	/
Poussée des terres	1,35	/	23,76	2,716	/	64,532
Poids de la terre	1,35	30,00	/	4,25	127,50	/
Réaction du tablier	1,35	32,98	/	4,1	135,218	/
Surcharge du remblai H	1,5	/	2,98	4,075	/	12,143
Surcharge sur la dalle de transition	1,35	6,75	/	7,2	48,60	/
Semelle	1,35	34,56	/	3,2	110,592	/
Surcharge A(L)	1,6	16,50	/	4,1	67,65	/
Effort de freinage B _c	1,6	/	3,68	9,75	/	35,88
Total	/	175,29	30,42	/	760,22	112,55

Tableau 10.9: Récapitulatif des efforts à l'ELU

- **Combinaison accidentelle : $G + 0,4Q_v + Q_s$**

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1	1,425	/	4,55	6,484	/
Corbeau	1	0,45	/	4,9	2,205	/
Mur de front	1	18,75	/	4,1	76,875	/
Mur en retour	1	19,75	/	5,82	114,945	/
Poids de la terre	1	24,45	/	4,25	103,912	/
Réaction du tablier	1	24,43	/	4,1	100,163	/
Surcharge sur la dalle de transition	1	5,00	/	7,2	36,00	/
Semelle	1	25,60	/	3,2	81,92	/
Effort sismique	1	/	5,106	7,25	/	37,018
Total	/	119,855	5,106	/	522,50	37,018

Tableau 10.10: Récapitulatif des sollicitations

$$\blacksquare \text{ ELS : } G+Q+1,2A(L) + 1,2Q_f$$

	Coéf	Vi(t)	Hi (t)	d(m)/ o	Ms/o (t.m)	Mr/o (t.m)
Mur garde grève	1	1,425	/	4,55	6,484	/
Corbeau	1	0,45	/	4,9	2,205	/
Mur de front	1	18,75	/	4,1	76,875	/
Mur en retour	1	19,75	/	5,82	114,945	/
Poussée des terres	1	/	17,60	2,716	/	47,80
Poids de la terre	1	24,45	/	4,25	103,912	/
Réaction du tablier	1	24,43	/	4,1	100,163	/
Surcharge du remblai H	1	/	1,987	4,075	/	8,01
Surcharge sur la dalle de transition	1	5,00	/	7,2	36,00	/
Semelle	1	25,60	/	3,2	81,92	/
Surcharge A(L)	1,2	12,372	/	4,1	50,725	/
Effort de freinage B _c	1,2	/	2,76	9,75	/	26,91
Total	/	132,23	22,347	/	573,23	82,81

Tab.10.11: Récapitulatif des efforts à l'ELS

10.4.3. Détermination du ferrailage

10.4.3.1. Combinaison fondamentale

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 647,67 \text{ t.m} \\ N_u = 175,29 \text{ t} \end{array} \right.$$

Soit la section d'un pieu : $S = \pi.r^2 = 1.1304 \text{ m}^2$

On a deux files de 3 pieux : $I = 3 \times 2 \times S \times (2)^2 = 24 \times s \text{ m}^4$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} V = 2 \text{ m} \\ \Omega : \text{Section des pieux} = 6 \times S \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \sigma \in \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$R = \sigma \cdot S \quad R : \text{La réaction sur chaque pieu}$$

$$\text{Alors : } R = S \left(\frac{Nu}{\Omega} \pm \frac{Mu \times V}{I} \right) \Rightarrow R = \left(\frac{Nu}{6} \pm \frac{Mu \times V}{24} \right)$$

$$\text{D'où : } R_1 = \left(\frac{Nu}{6} + \frac{Mu \times V}{24} \right) = 85,43t$$

$$R_2 = \left(\frac{Nu}{6} - \frac{Mu \times V}{24} \right) = 26,79t$$

$$tg\theta = \frac{\frac{d}{2} - \frac{b'}{4}}{\frac{b}{4}} = \frac{d}{1,1} = \frac{R_1}{F} \rightarrow F = \frac{1,1 \times R_1}{d}$$

$$F_s = \frac{1,1 \times 85,43}{1,375} = 68,344t.$$

$$\text{Donc : } A_{su} = \frac{1,1 \times F_s}{\sigma_{st}} = \frac{1,1 \times 68,344}{40000/1,15} = 21,61 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 9HA20=28,27 cm².

10.4.3.2. Combinaison accidentelle :

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} M_a = 485,48t.m \\ N_a = 119,855 t \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} R_1 = 100,78t \\ B = \sigma . S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_2 = 39,45 t \end{cases}$$

10.4.3.3. ELS

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} M_s = 490,42t.m \\ N_s = 132,23t \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ B = \sigma . S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_1 = 62,90t \\ R_2 = 18,83t \end{cases}$$

$$F_s = 50,32 t$$

$$A_s = \frac{1,1 \times F_s}{\sigma_{su}} \rightarrow A_{su} = 15,91 \text{ cm}^2.$$

On adoptera comme ferrailage des armatures HA16 avec un espacement de 15 cm.

10.4.3.3. Les armatures transversales

Ces armatures transversales sont placées dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour largeur L telle que :

$$L = h_s + \varphi_{\text{pieu}} = 1,6 + 1,2 = 2,8\text{m.}$$

Entre les différents bandes, on placera les armatures de répartition telle que :

$$A_t = 1/3 \times A_{su} = \frac{28,27}{3} = 9,42\text{cm}^2 \text{ on adoptera } 8\text{HA}16 = 16,08\text{cm}^2.$$

10.4.3.4. Les armatures longitudinales dans la semelle

1. Les armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre la pile et les pieux de fondation.

$$A_1 = 1/3 \times A_{su} = 9,42\text{cm}^2 ; \text{ On adopte } 8\text{HA}14 = 16,08\text{cm}^2$$

2. Le ferrailage de la semelle supérieur c'est le même ferrailage de la semelle inférieur

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversal sous forme de chaise (HA14), une chaise par m².

10.5. Etude d'un pieu sous charge vertical par la méthode préssiométrique

Les pieux sont dimensionnés comme suit :

$$D = 1,20\text{m}$$

$$H = 13,00\text{m}$$

10.5.1. Calcul de la force portante ultime

$$Q_{\text{adm}} = 0,5 \times Q_{\text{pu}} + 0,7 \times Q_{\text{su}}$$

▪ La force limite de pointe « Q_{pu} »

$$Q_{\text{pu}} = q_{\text{pu}} \cdot S_p$$

Avec

q_{pu} : contrainte limite de pointe

S_p : section de pieu

$$q_{\text{pu}} = K_p \cdot p_{\text{le}}^*$$

p_{le}^* : pression limite nette équivalente

K_p : facteur de portance

Profondeur (m)	Pression limite (bars)
5	11,06
9	21,69
13	65,9

Tab.10.12: pression limite /profondeur

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_1 \cdot p_2 \cdot p_3 \dots p_n} = \sqrt[3]{11,06 \times 21,69 \times 65,9} = 25,09 \text{ bars}$$

$$K_p = 1,2 \text{ (selon le fascicule 62. p : 92)}$$

$$q_{pu} = 1,2 \times 25,09 = 30,10 \text{ bars}$$

$$Q_{pu} = 301 \times (3,14 (0,6)^2) = 340,25 \text{ t}$$

▪ Frottement latéral de pointe

$$Q_{su} = \int_0^z q_{su} dz \cdot p_p$$

Avec

q_{su} : contrainte due au frottement latéral de pointe

P_p : périmètre de pieu

$$q_{su} = f(p_l) \text{ (article 3 – fascicule 62. p : 93)}$$

$$q_{su} = 0,4 \text{ bars}$$

$$Q_{su} = (6 \times 4) \times (2 \times 3,14 \times 0,6) = 90,43 \text{ t}$$

Donc la force portante admissible égale :

$$Q_{adm} = 0,5 (340,25) + 0,7 (90,43)$$

$$\mathbf{Q_{adm} = 233,426 \text{ t}}$$

Alors un pieu peut reprendre une charge de : 233,426 t

La charge verticale vient de culée : $V_{culée} = 600,54 \text{ t}$

On a 6 pieux dans la culée, si on fait une répartition de charge sur les pieux :

$$V_{culée} + \text{poids propre des pieux} / 6 = 106,21 \text{ t}$$

Chaque pieu subit une charge de 106,21 t < 233,46 t

Pour cette raison on va ferrailer avec le minimum R.P.O.A

Armature longitudinales : la section totale rapportée à la section nominale du pieu :

$$A_{min} = 0,6\% S = 67,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 3\% S = 420 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 25HA20=78,55cm²

Armatures transversales :

$$\phi_l = 20 \text{ mm donc on adopte } \phi_t = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement des cerces} = 12\phi_l = 24 \text{ cm}$$

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d = 2,4 \text{ m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp = 10cm (**RPOA page 67**).

CONCLUSION

L'étude de ce projet m'a permis d'acquérir et d'approfondir mes connaissances en passant par les étapes suivantes :

Le dimensionnement du tablier : les éléments du tablier notamment la poutre a été dimensionnée comme élément en **I** à mi- travée et en **T** aux appuis conformément selon les normes et les réglementations.

L'utilisation de logiciel SAP 2000 m'a permis de déterminer les différents sollicitations entre les moments fléchissant et efforts tranchants, ces derniers vont être utiliser comme données dans le calcul de béton précontrainte.

Etude de la précontrainte (l'utilisation de la technique de béton précontrainte) : cette étude m'a permis de déterminer le câblage nécessaire (acier actif) qui supporte les différents charges appliquées ainsi vérifier les différents conditions.

Ensuite une étude de l'hourdis est faite pour déterminer le ferrailage nécessaire.

Etude des appareils d'appui m'a permis de choisir un type d'appareil et le dimensionner en fonction de différentes charges et conditions.

Etude de l'infrastructure : c'est la dernière étape dont j'ai fait un dimensionnement des différent éléments de la pile et la culées puis l'étude de ces éléments en déterminant le ferrailage nécessaire.

En fin, l'élaboration de ce modeste travail a été bénéfique pour moi et elle m'a ouvert les portes du monde professionnel et j'espère qu'il guide les futurs ingénieurs dans leur formation.

RESUME

L'Algérie donne une grande importance au domaine de génie civil d'une façon générale et aux travaux d'infrastructure spécialement, la preuve est l'autoroute Est-Ouest quelle a été réalisée dernièrement ; une chose qui m'a encourager de choisir l'étude d'un pont à poutres en béton précontrainte comme projet de fin d'étude.

Ce pont qui permettre le franchissement de l'autoroute Est-Ouest, il se situe dans la région de S.B.A. dont le point de croisement PK73+693,602.

L'ouvrage est constitué de 2 travées de 28,10m de longueur, de 7 poutres en béton précontrainte, l'épaisseur de la dalle est 20cm, la largeur du tablier est de 13,00m.

Ce travail est composé de trois axes principaux : La conception, le dimensionnement et le calcul de la différente sollicitation appliquée aux éléments du pont.

Les résultats sont traduits par un ferrailage des différents éléments composant de la structure.

ملخص

الجزائر تعطي أهمية كبيرة لمجال الهندسة بصفة عامة و البنية التحتية بصفة خاصة و الدليل على ذلك إنشاء الطريق السيار شرق غرب مؤخرا الشيء الذي شجعني على اختيار دراسة جسر ذو عوارض من الاسمنت المسبق الاجهاد في مذكرة التخرج.

هذا الجسر الذي يقطع الطريق السيار شرق غرب في النقطة الكلومترية 73+693,60 سيدي بلعباس بطول 56,20م

و يتكون من امتدادين طول كل منهما 28,10 م

هاته المذكرة مكونة من ثلاث محاور و أساسية: الهيكلية، قياس الأبعاد وحساب مختلف الالتماسات المطبقة على الجسر.

في النهاية ، النتائج المحصل عليها يتم ترجمتها الى القضبان الحديدية المكونة للبنية لمختلف العناصر المكونة للجسر

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

Service de l'étude technique des routes et des autoroutes SETRA

Fascicule 62.

Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003

Règlement Parasismique d'ouvrage d'art RPOA

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites BAEL

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites BPEL

A.DJEMAOUN (2011), Cours ponts

Mme MEDDANE (2010), Cours de béton précontrainte 4^{ème} Année Génie Civil

A.YAZID (2005), Cours et exercices de béton précontraint

A. HADDIN et V. ABOURA (2010)

« Etude d'un pont à autoroute est ouest en béton précontrainte »

R .NACOUлма (2010)

« Etude d'un Echangeur : pont a poutre en béton précontrainte »

Projet de fin d'études, institut de génie civil, université de Tlemcen.

A. KAMNI et H. ZENASNI (2012)

« Etude d'un viaduc sur autoroute est ouest PK91+092,00 tronçon w8 Tlemcen »

Les logiciels

- SAP2000 v14
- SOCOTEC BaelR : ferrailage
- AUTOCAD : dessin

INTRODUCTION

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE 2

CARRACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CHAPITRE 3

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

CHAPITRE 4

ETUDE DU TABLIER

CHAPITRE 5

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE 6

ETUDE DE L'HOURLDIS

CHAPITRE 7

LES APPAREILS D'APPUI

CHAPITRE 8

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE 9

ETUDE DE LA PILE

CHAPITRE 10

ETUDE DE LA CULEE

ANNEX

CONCLUSION