



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Ouvrage d'art et infrastructure

Présenté par :

ABBAS Messaouda

ACHOUR Zohra

Sujet du mémoire

**Etude d'une passerelle en béton précontraint par
pré-tension.**

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr, M. ZIDOUR	Président
Mr, T. BENSATALAH	Rapporteur
Mr, T.D. HASSAINE	Examineur
Mr, A. SAOULA	Examineur
Mr, A. RABAHI	Examineur

PROMOTION : 2016/2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

*T*out d'abord, nous tenons à remercier Allah, le tout puissant qui nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*N*ous exprimons toutes notre profonde reconnaissance à M^{rs}. Bensattalah, T, enseignant à l'université Ibn Khaldoun de Tiaret, d'avoir accepté d'encadrer ce projet de fin d'étude et pour tous les conseils et orientations qu'il a su nous promulguer durant l'évolution de notre projet.

*N*os vifs remerciements vont aux membres du jury qui ont accepté de bien vouloir examiner ce modeste travail.

*N*ous tenons aussi à remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet et étude des variantes

1. Introduction	04
2. Les caractéristiques de l'ouvrage	04
3. Etude des variantes	05
3.1.1. Critères de choix du type d'ouvrage.....	05
4. Tableau d'analyse multicritères.....	16
5. Commentaires.....	16
6. Conclusion.....	17

Chapitre II : Caractéristiques Mécaniques des matériaux

1. Introduction.....	19
2. Les bétons	19
2.1. Caractéristiques mécaniques du béton.....	19
2.2. Qualité attendues d'un béton	22
2.3. Terminologie	22
3. Les aciers	23
3.1. Aciers actifs.....	23
3.2. Aciers passifs.....	25

Chapitre III : Caractéristiques géométriques des sections planes

1. Introduction	28
2. Caractéristiques géométriques des poutres	28
3. Caractéristiques géométriques des sections brutes	30
3.1. Poutre de rives sans hourdis	30
3.2. Poutre de rives avec hourdis.....	31
4. Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	31
5. Conclusion.....	32

Chapitre IV : Dimensionnement des éléments résistants en BA

1. Introduction.....	34
----------------------	----

2. charges et surcharges.....	34
2.1. Charges permanentes.....	34
2.2. Surcharges	36
3. Dimensionnements de du hourdis.....	37
3.5. Conclusion.....	53
4. Calcul des escaliers	54
4.1. Conclusion	68
5. Calcul des appuis escaliers.....	69
5.2. Conclusion.....	72
6. Dimensionnement du chevêtre.....	73
6.1. Conclusion	78

Chapitre V : Etude du précontraint

1. Introduction	80
2. Principe de précontrainte.....	80
2.1. Procédé la pré-tension.....	80
2.2. Etapes générale de réalisation.....	81
3. Données de la précontrainte.....	81
3.1. Béton.....	82
4. Calcul du nombre de câble.....	83
5. Tracé des câbles.....	91
5.1. Principe.....	91
5.2. Emplacement des torons	92
6. Les pertes de précontrainte	95
6.1. Calcul des pertes à mi-travée.....	95
7. Conclusion.....	98

Chapitre VI : Calcul au séisme

1. Introduction	100
2. Données sismologique.....	100
3. Critères de classification	100

4. Méthode d'analyse.....	100
4.1. La masse totale du tablier	100
4.2. Calcul de la période fondamentale.....	101
4.3. Composante horizontale.....	101
4.4. Composante verticale du spectre de repense élastique.....	102
4.5. Accélération de spectre de dimensionnement	104
4.6. Analyse spectre monomodale (mode fondamentale).....	104
4.7. Séisme longitudinale.....	104
4.8. Séisme transversale	106
4.9. Composante verticale du séisme.....	108
5. Vérification des appareils d'appui	109
6. Conclusion.....	109

Chapitre VII : Etude de la culée

1. Introduction.....	111
2. Pré-dimensionnement de la culée	111
3. Calcul a l'ELU.....	112
3.1. Sous combinaison fondamentale.....	112
4. Calcul de section d'acier.....	114
4.1. Sous combinaison accidentelle due au séisme	114
4.2. Calcul des armatures	115
4.3. Ferrailage de la culée.....	116
5. Conclusion.....	116

Chapitre VIII : Les fondations

1. Introduction.....	118
2. Fondations des culées	118
2.1. Calcul de hauteur de la semelle	118
2.2. Calcul des forces	119

2.3. Vérifications.....	120
2.4. Calcul des armatures	121
2.5. Conclusion	124
3. Fondations des appuis d'escaliers.....	125
3.1. Calcul de hauteur de la semelle.....	125
3.2. Calcul des forces	126
3.3. Ferrailage de la fondation	127
3.4. Conclusion.....	128

Chapitre IX : Etude au vent et à l'impact

1. Introduction	131
2. Etude au vent.....	131
2.1. Définition	131
2.2. Charges dus vent sur le tablier.....	131
2.3. Vérification au vent	132
3. Forces d'impact sur la passerelle.....	133
3.1. Vérification de risque d'effondrement	133
4. Conclusion	134

Figure I. 1 : Localisation du projet.....	04
Figure I. 2: schéma descriptif du projet.....	05
Figure I. 3: coupe transversale du tablier.....	07
Figure I.4: Angle des goussets.....	12
Figure I. 5: coupe transversale de la poutre en I.....	13
Figure I. 6: coupe transversale de la poutre en I.....	15
Figure II. 1: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	20
Figure II. 2 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELS.....	21
Figure II.3 : module de déformation instantanée et différée.....	21
Figure II. 3: Diagramme contrainte –déformation pour les aciers actifs.....	25
Figure II. 4: Diagramme déformation contrainte pour les aciers.....	25
Figure III. 1 : Terminologie et coupe transversale d'une poutre.....	25
Figure III. 2 : Dimensions de la poutre.....	28
Figure III. 3 : Allure de la poutre.....	29
Figure IV. 1 : détail du tablier.....	34
Figure IV.2: poutre préfabriquée.....	34
Figure IV.3: schéma du pré dalle.....	43
Figure IV.4: ferrailage de la dalle en béton armé.....	53

Figure IV.5: schéma représentatif d'un escalier.....	54
Figure IV. 6 : Schéma statique d'escalier.....	56
Figure IV. 7 : Diagramme des efforts tranchant en isostatique à l'ELU.....	57
Figure IV. 8 : Diagramme des moments fléchissant en isostatique à l'ELU.....	58
Figure IV. 9 : Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELU.....	59
Figure IV. 10 : Schéma statique d'escalier à ELS.....	63
Figure IV. 11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	64
Figure IV. 12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	64
Figure IV. 13 : Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELS.....	65
Figure IV. 14 : Coupe ferrailage escaliers supérieur et inferieur.....	68
Figure IV. 15 : Schéma des réactions d'appuis à l'ELS.....	69
Figure IV. 16 : Schéma des réactions d'appuis à l'ELU.....	70
Figure IV. 17 : ferrailage de l'appui d'escalier.....	71
Figure IV. 18 : Schéma statique de la console	74
Figure IV. 19 : Schéma statique de la console.....	77
Figure IV. 20 : Schéma ferrailage du chevêtre.....	78
Figure VI. 1: Séisme longitudinale.....	105
Figure VII. 1 : Section d'acier de la culée.....	115
Figure VII. 2: Schéma ferrailage culée.....	116
Figure VIII. 1 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée.....	122
Figure VIII. 2: ferrailage fondation culé coté A.....	124
Figure VIII. 3: ferrailage fondation culé coté B.....	124
Figure VIII. 4: Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée.....	127
Figure VIII. 5: ferrailage fondation d'appuis d'escaliers coté A.....	129

Figure VIII. 6: ferrailage fondation d'appuis d'escaliers coté.....	129
Figure XI. 1 : Choc de véhicule contre la passerelle.....	133



Introduction Générale

1.1 Introduction générale :

La présente étude intitulée « ETUDE D'UNE PASSERELLE EN BETON PRECONTRAINTE PAR PRE –TENSION POUR LES PIETONS AU NIVEAU DU LA GARE RETIERE AIN GEUSMA ROUTE NATIONAL 90 WILAYA DE TIARET ».

L'étude a pour objectif d'étudier une passerelle:

Notre passerelle est réalisée par : les poutres en béton précontraint et une dalle en béton armé tenant compte des comportements dynamiques et infrastructures, pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA, RPA99 (version2003), BAEL, BPEL, fascicule 61 et 62 C'est dans cette optique que nous avons essayé de mener ce travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Des nombreuses données sont nécessaires au démarrage des études pour un projet d'une passerelle :

1. Plan de situation indique les obstacles à franchir, tel que les cours d'eau, les chaussées.
2. Coup longitudinale le long de l'axe de passerelle avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur, profil en long de la nouvelle voie désirée.
3. Largeur de la passerelle largeur de la chaussée, des trottoirs, les escaliers.....etc.
4. Condition de fondation, carottage avec expertises géologique et donnée géotechniques.
5. Condition locale, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
6. Condition climatique et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel, etc.
7. Environnement topographie : campagne, plaines, collines ou montagnes .l'échelle de l'environnement joue un rôle important lors de la conception.
8. Condition de beauté de l'environnement surtout les passerelles faisant partie de la physionomie de la ville exigent une conception plus délicate que les ponts ou passerelle situés dans de vastes paysages.

Pour l'étude de notre projet on a structuré notre travail comme suit :

Dans le premier chapitre nous aborderons les caractéristiques de notre ouvrage ainsi l'étude des différentes variantes jugées les plus adaptées. En seconde chapitre nous déterminerons les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Si que dans le 3^{ème} chapitre que nous déterminerons les charges et les surcharges appliquées sur l'ouvrage, une fois toutes les charges définies nous passerons aux prés dimensionnement des éléments en BA (prés dalle, hourdis) et escaliers.

Dans le 4^{ème} chapitre nous allons faire une modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT en déterminant les chargements et les combinaisons de calcul, ensuite dans le 5^{ème} chapitre traitera l'étude de la précontrainte.

Après l'étude de la précontrainte, le 6^{ème} chapitre traitera l'étude au séisme. et 7^{ème} chapitre l'étude de la culée.

Le 8^{ème} chapitre nous allons calculées les fondations (l'infrastructure).

Et le dernier chapitre consacré pour l'étude du vent.

Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel des enseignements appris et recensé durant cette étude.



Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et
étude des variantes**

I.1.INTRODUCTION :

Notre travail consiste d'une étude technique d'une passerelle piétonne c'est un pont ou un passage aérien, à l'usage exclusif des piétons, traverse la route nationale 90 juste au niveau de la gare routière Ain Guesma, pour but de protéger les piétons sortants et entrants à la nouvelle gare routière.



Figure I. 1 : Localisation du projet

I.2. Les caractéristiques de l'ouvrage :

La passerelle est composée de :

- Travée (28m) en poutres, de forme en I en béton précontraint.
- Hourdis (dalle) en béton armé d'une épaisseur de 20cm.
- Largeur du tablier est égale à 2,00 m, bordée de gardes du corps Métalliques.
- La hauteur utile 5.60m

La conception de la passerelle doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'elle est destinée à offrir des services aux usagers. On distingue :

- ✓ Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

- ✓ Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments s de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

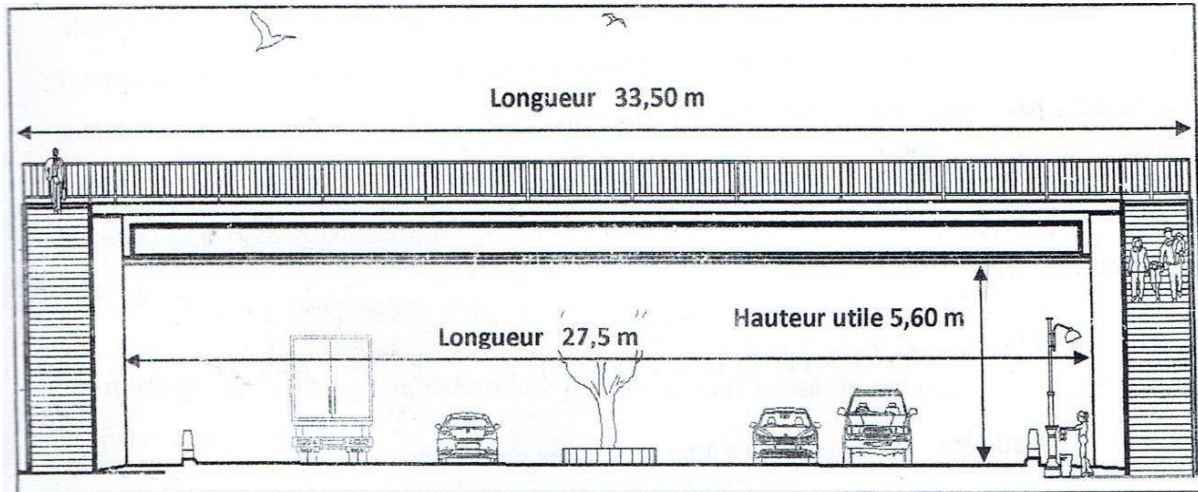


Figure I. 2: schéma descriptif du projet.

I.3. Etudes de variantes :

Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement n'est pas unique la prochaine partie de notre travail comporte une analyse de quelques différentes variantes possible selon leurs avantages, leurs inconvénients et leurs mode de construction susceptible d'être adapté sur le terrain.

I.3.1. Critères de choix du type d'ouvrage :

On peut proposer trois variâtes qu'on juge les plus adaptées, sur lesquelles on va faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque une des variantes suivantes :

- ✓ Passerelle à poutres en béton précontraint par pré-tension
- ✓ Passerelle à poutre en béton précontraint par poste tension
- ✓ Passerelle mixte béton-acier

I.3.1.1. Prestation des variantes :**1^{er} Variante : Passerelle mixte acier-béton :**

a) Définition

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.

b) Forme de la section transversale :

On distingue les poutres en I à l'âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treilles. Actuellement ce sont les poutres en I plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple. la gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées 4 indépendantes.

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en I, chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- d'instabilité.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine, que son épaisseur dépend :

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

Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- largeur des encorbellements.
- présence de trottoirs de superstructures lourdes (corniche, caniveau...)
- nature de charge (militaire, lourds...)
- stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

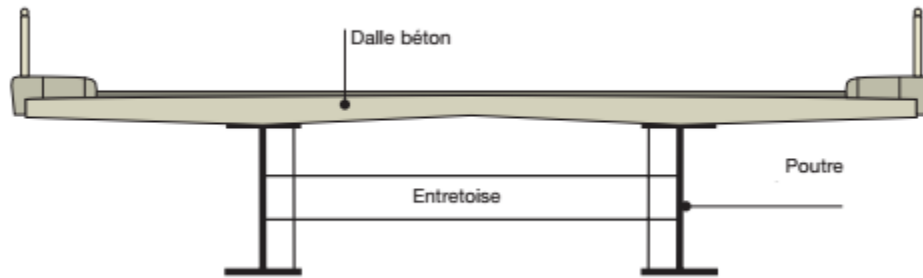


Figure I. 3: coupe transversale du tablier

c) pré-dimensionnement :

▪ Nombre des poutres(N) :

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

On fixe l'espacement $d=1\text{m}$

$$N=28/1=28$$

On a : $N=28$ poutres

▪ La hauteur des poutres(h) :

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $L/30$

$$h = 28/30 = 0.93$$

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

▪ **Épaisseur de l'âme des poutres (e) :**

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambage vertical

$e = 35$ mm sur appui.

$e = 30$ mm à mi travée

▪ **Largeur et épaisseur de la semelle : (l_s, e_s)**

- ✓ Semelle supérieur en travée :

$$200\text{mm} < L_s < 500\text{mm}$$

$$20\text{mm} < e_s < 50\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s = 500\text{mm}$$

$$e_s = 40\text{mm}$$

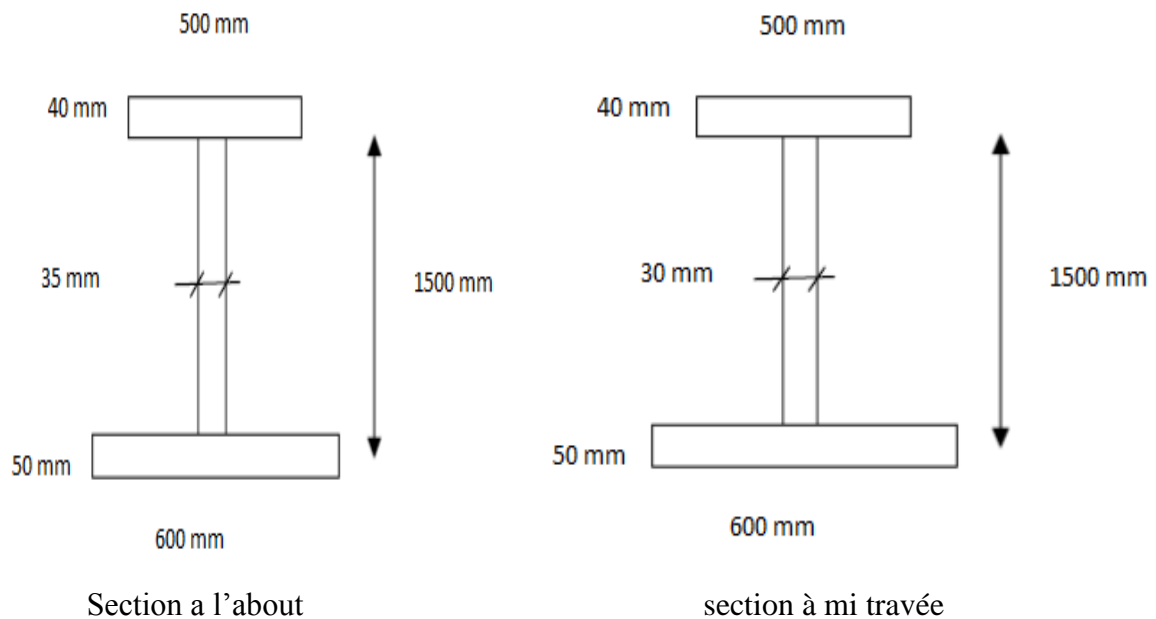
- ✓ Semelle inférieur en travée :

$$300\text{mm} < L_s < 600\text{mm}$$

$$20\text{mm} < e_s < 50\text{ mm}$$

Donc on prend :

$$L_s = 600\text{mm} \quad e_s = 30\text{mm}$$



✓ **Semelle supérieure sur appui :**

$$400\text{mm} < L_s < 900\text{mm}$$

$$20\text{mm} < e_s < 40\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s = 500\text{mm}$$

$$e_s = 40\text{mm}$$

✓ **Semelle inférieure sur appui :**

$$400\text{mm} < L_s < 900\text{mm}$$

$$30\text{mm} < e_s < 60\text{mm}$$

Donc on prend :

$$L_s = 600\text{mm} \quad e_s = 50\text{mm}$$

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- Le cout de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents(B.P) ;
- Des possibilités d'extension et de réparation ;
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité) ;
- Un pont mixte peut être intéressant notamment par :
 - Réduction du nombre de fondation ;
 - Préfabrication par grands éléments ;
 - Pour de grandes portées la solution devient compétitive

e) Les inconvénients :

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum ;
- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages ;
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service :
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton ;

2^{eme} Variante : Ponts à poutres précontraintes

a) Définition :

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

b) Type du procédé de la précontrainte :**b.1. Les passerelles à poutres précontraintes par post-tension :****b.1.1. Principe de conception de la section transversale :**

La section transversale des ponts à poutres à fait l'objet de conceptions variées de nos jours, elle relève principalement de deux conceptions à l'about et l'autre a mi-travée.

b.1.2.Principe de conception de la section des poutres :

Pour les portées faibles ou moyennes la section des poutres peut être rectangulaire ou légèrement trapézoïdale, la simplicité des coffrages compense largement l'augmentation de matière par rapport à des poutres de section optimisée dès que la longueur des poutres dépasse 12 à 15m, le poids devient prohibitif et il s'impose de réaliser les poutres à talon.

b.1.3.Pré-dimensionnement :

Selon un document de SETRA :

▪ Elancement de poutre

$$L/22 < H_T < L/16$$

On a $L = 28\text{m}$ d'où $1,27 < H_T < 1,75$

$$H_T = 1,45\text{m}$$

▪ Nombre des poutres

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante

$$dN = L_a/d + 1$$

Avec :

L_a : c'est entraxe entre les poutres d'extrémité égale 1 m

d : entraxe entre deux poutres $1.50 < d < 2.50$

On prend $d = 1.50\text{m}$

Donc : $N = 2$ poutres

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

$$0.6H < b < 0.7H$$

$0.78 < b < 0.91$ On prend $b = 0.80$ m

- Epaisseur de la table de compression $12 < e_c < 15$ On prend $e_c = 15$ cm
- La largeur de talon L_t : $50 < L_t < 80$ on prend $L_t = 50$ cm
- Epaisseur de talon : on prend $e_t = 15$ cm
- Epaisseur de l'âme en travée b_0 : $18 < b_0 < 25$ On prend $b_0 = 20$ cm
- Epaisseur de l'âme à l'about b_0 : $25 < b_0 < 35$ On prend $b_0 = 30$ cm
- **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armateurs d'acier et les câbles de précontrainte ($45^\circ < a < 60^\circ$).

- Gousset du talon :**

En travée : $a_1 = 49^\circ$ $e_1 = 22$ cm

- Gousset de la table de compression**

En travée : $a_1 = 13.5^\circ$ $e_1 = 6$ cm

$A_2 = 13.5^\circ$ $e_1 = 20$ cm

- **Hourdis**

$$20 < H_h < 30$$

On fixe $H_h = 20$ cm



Figure I.4: Angle des goussets

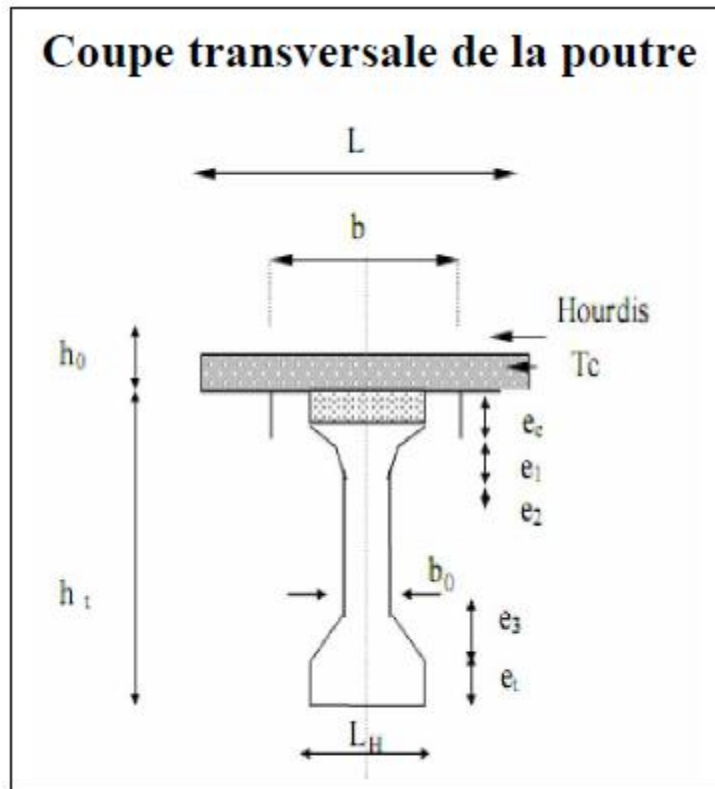


Figure I. 5: coupe transversale de la poutre en I

b.2. les passerelles à poutres précontraintes par pré-tension :

b.2.1. Définition :

Pour les ponts de petit et moyenne portée, plusieurs conceptions du tablier peuvent être envisagées : dalles en béton précontraint ou poutre en précontraint.

La catégorie des grands ouvrages, cependant, les tabliers constitués de poutres précontraintes à fils ou torons adhérent offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres

b.2.2. Conception du tablier :

- **Schéma mécanique :**

Les poutres forment des travées isostatiques, reposant sur deux appuis simples

(Appareils d'appuis en élastomère fretté) ce schéma à l'avantage d'une grande simplicité et le pont est insensible à l'éventuel tassement d'appuis dans le cas de plusieurs travées.

- **Coupe transversale :**

Plusieurs types de coupes transversales ont été imaginés et employé pour les poutres en T ou en double TT, juxtaposées et assemblées par un joint de largeur minimale. Les poutres à section en forme d'angle offrent une bonne stabilité à la pose et une meilleure rigidité transversale surtout à la torsion, mais sont plus couteuses en fabrication

b.2.3. Pré-dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré-tension :

- **Entraxe entre deux poutres :**

$$0.9 < d < 1.0 \text{ m}$$

On fixe $d = 1 \text{ m}$

- **Le nombre de poutres**

$$N = L_a / d + 1 \text{ avec}$$

L_a entre axe des deux poutres de l'extrémité

$$L_a = 1 \text{ m}$$

$$N = 1 / 1 + 1 \text{ donc } N = 2 \text{ poutres}$$

- **Hauteur des poutres**

$$0.8 < H_t < 1.60 \text{ m}$$

On fixe la hauteur des poutres $H_t = 1.45 \text{ m}$

- **L'épaisseur de l'âme**

$$E < 14 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur $E = 15 \text{ cm}$

- **Largueur de talon**

$$0.5 < L_c < 0.8 \text{m}$$

▪ **L'épaisseur de hourdis**

$E_H < 15 \text{cm}$. Justification ou poinçonnement par charge concentrée

On prend $E_H = 20 \text{cm}$

▪ **L'épaisseur de l'âme**

$E < 14 \text{cm}$

On prend une épaisseur $E = 15 \text{cm}$

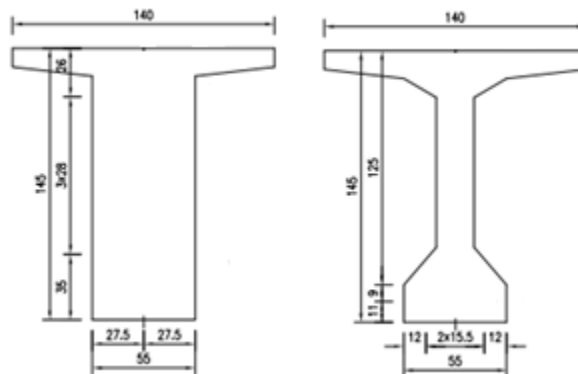


Figure I. 6: coupe transversale de la poutre en I

b.2.4. Les avantages :

- La qualité d'exécution offre une bonne garantie, les poutres étant fabriquées en usine.
- Le rebut d'un élément dont le béton est une résistance insuffisante est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle d'un béton in-situ.
- Protection des armatures en acier dur contre la corrosion est meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduites injectées.
- La simplicité de conception.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Absence d'efforts parasites, fréquents dans le system hyperstatique.
- Provenant du fluage du béton.
- Le délai de construction peut être très rapide, les poutres peuvent préfabriquées et stockées pendant la réalisation.

b.2.5. Les inconvénients :

- Poids très important.
- Sensibilité au tassement différentiel.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes.
- Le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme

I.4. d'analyse multicritères :**Tableau I. 1:** Analyse multicritères des variantes

	Passerelle a poutre en béton Précontrainte		Passerelles mixte en poutres métalliques
	Prés-tension	Post-tension	
Economie	-	-	+
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	+	-
Durées d'exécutions	-	-	+
Exécution	+	+	+

Pour : (+) : favorable et (-) : peu favorable

I.5. Commentaires :

- ✓ La précontrainte par pré-tension est un procédé industriel, dont les éléments réalisés par ce procédé sont transportés sur site, Vu la distance de l'atelier de préfabrication au site, l'état Dégradé des routes et la géométrie souvent sinueuse, ce procédé présente des

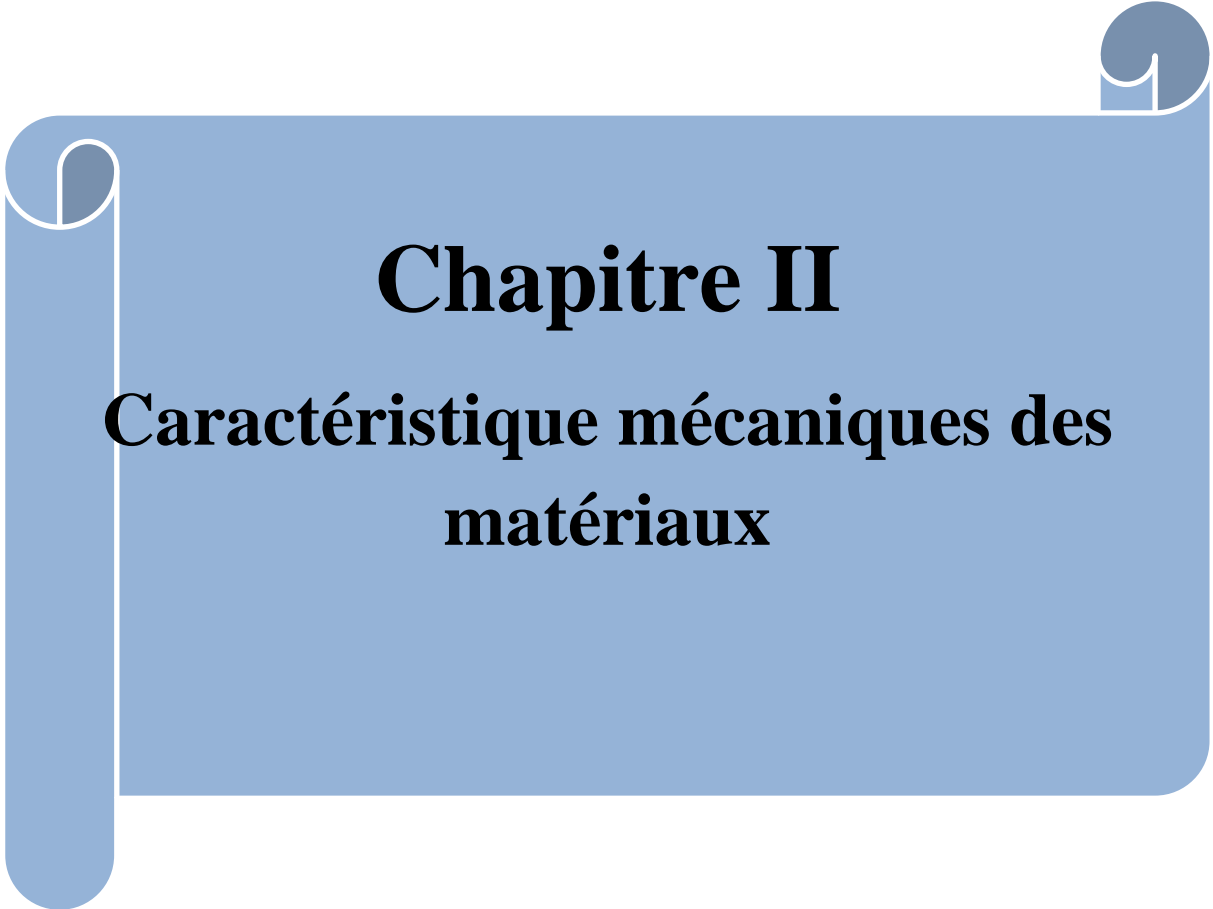
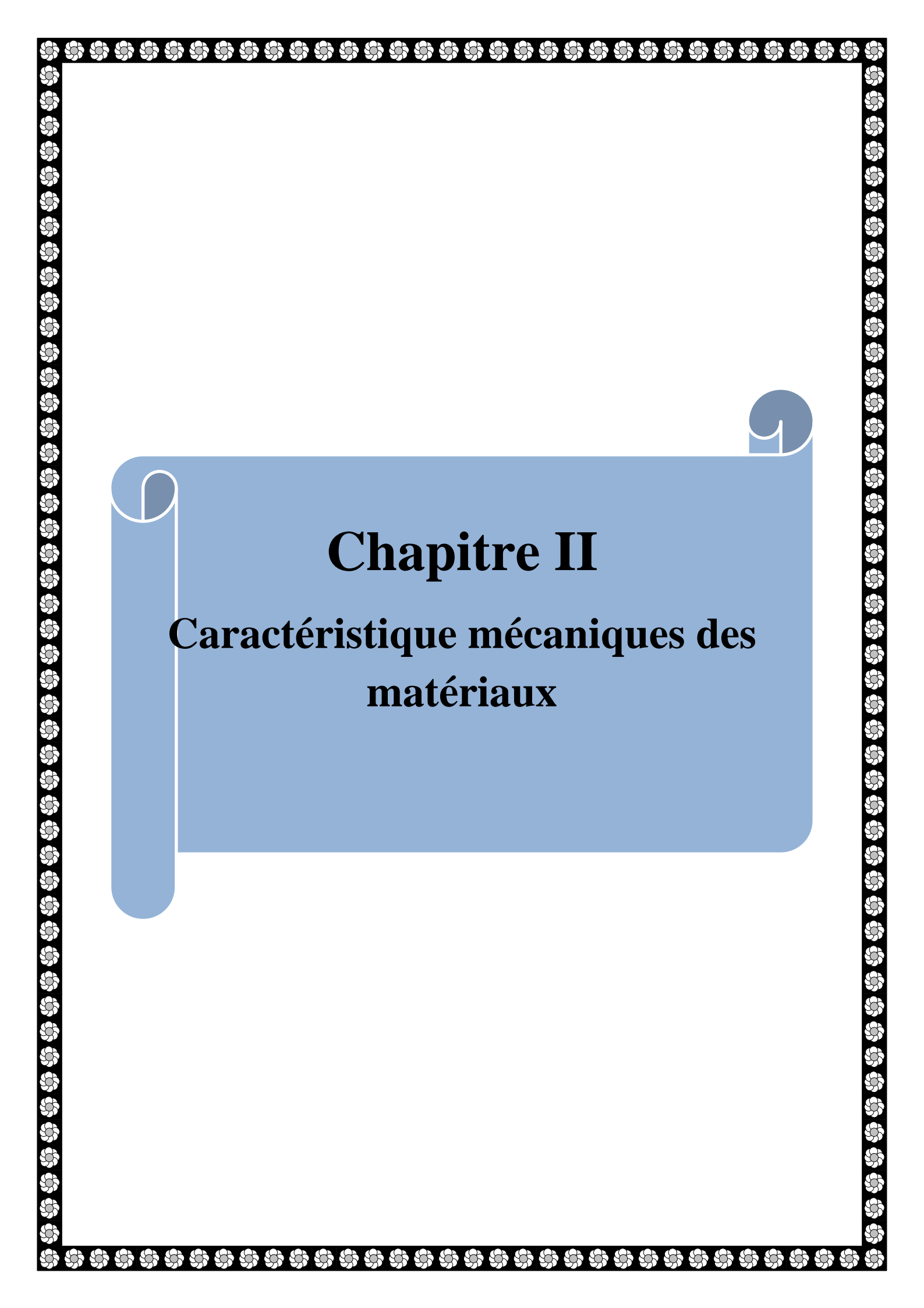
contraintes et les inconvénients liés au transport de ces poutres préfabriquées sont multiples et il y a risque d'apparition de fissure ou éclatement du béton.

- ✓ La précontrainte par pré-tension est écartée car son utilisation n'est pas justifiée elle réservée pour les grandes charges et longues portées.
- ✓ Pour les ponts mixtes l'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier favorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport.

I.6. Conclusion :

En faisant une synthèse de toutes les caractéristiques citées précédemment pour chacune des variantes proposées et des différents critères naturels et fonctionnels rencontrés,

Le choix est contractuel, donc la variante retenue est non pas celle qui est la plus favorable mais celle exigée par le maître de l'ouvrage qui est dans notre cas une passerelle en béton précontraint par pré-tension.



Chapitre II

Caractéristique mécaniques des matériaux

II.1. INTRODUCTION :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé « état limite », état au-delà duquel la structure ou un élément de la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

II.2. LES BETONS :

On aura deux types de béton à utiliser dans notre ouvrage :

- ✓ Béton de $f_{c28}=25$ MPA (ciment CPA 32.5N dosé 350kg/m^3)

Utilisation : escaliers culés, hourdis et fondation

- ✓ Béton de $f_{c28}=35$ MPA (ciment CPA 52.5R dosé 450kg/m^3)

Utilisation : les poutres de précontrainte par prétention.

Remarque :

Les règles du fascicule N°62(article 1.2) applicables pour le béton ($f_{c28}=25\text{MPa}$), ne sont pas systématiquement valables pour les bétons traités thermiquement, vu que nos poutres sont traitées par un durcissement (traitement thermique) pour avoir une résistance importante en un temps très court.

II.2.1. Caractéristiques mécanique du béton ($f_{c28}=25$ MPa) :

II.2.1.1. Résistance du béton :

- **Résistance du béton à la compression :**

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

Exprimée en MPa

Pour un nombre de jours $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes :

(Art A.2-1.11 BAEL 91)

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

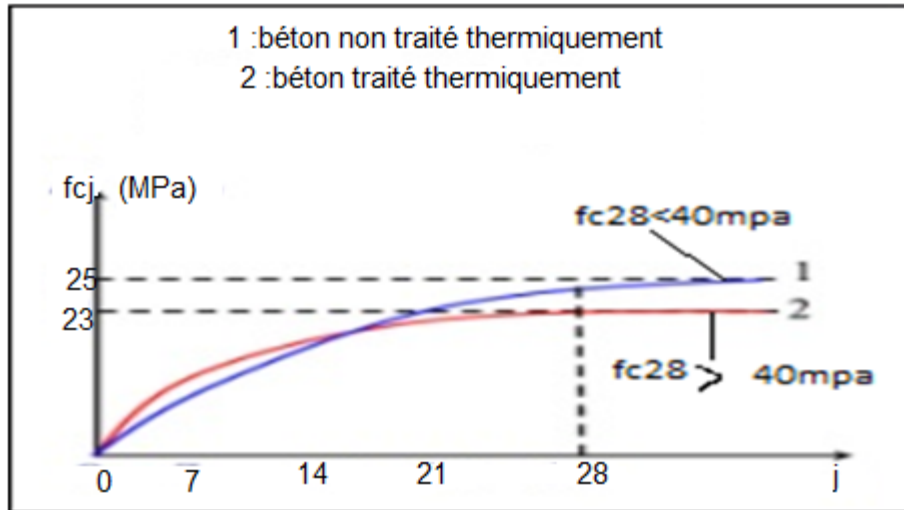


Figure II. 1: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

▪ **Résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} \quad \text{MPa} \quad \text{B.A.E.L(F.62)}$$

▪ **Contrainte admissible de compression du béton :(ART : A4.3.4.1) :**

A l'E.L.U.

$$F_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad \text{B.A.E.L(F.62)}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h,
- $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

γ_b : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situation durable ou transitoires} \\ 1,15 \text{ en situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

A L'E.L.S :

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

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

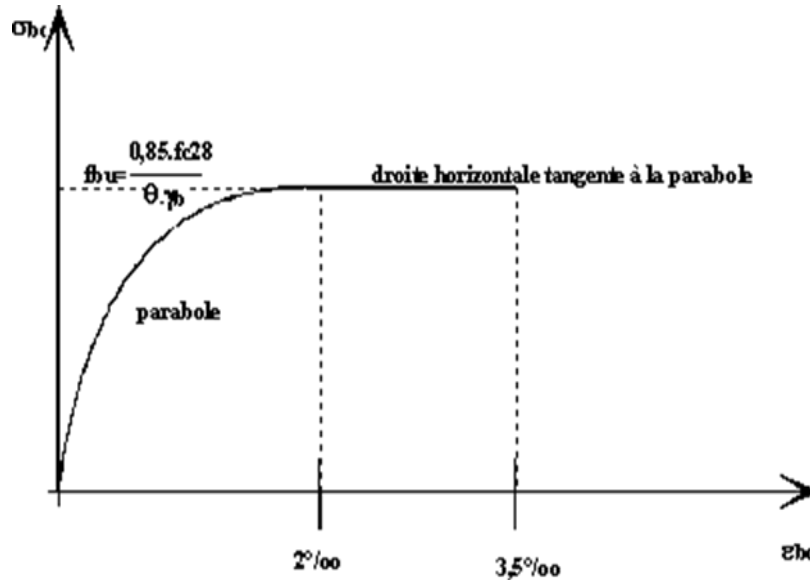


Figure II. 2 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS

II.2.1.2. Module de déformation longitudinale :

Le Module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée est donné par les règles B.P.E.L :

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

Le Module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée est donné par la relation suivante : $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \cdot (\text{MPa})$

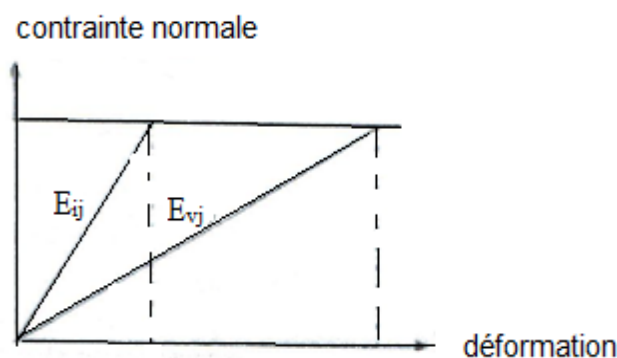


Figure II.3 : module de déformation instantané et différée

II.2.1.3. Déformation transversale du béton :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

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

Avec : ν : Coefficient de poisson

II.2.1.4. Le coefficient de poisson :

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

$$\nu = (\Delta L/d) / (\Delta L/L)$$

- Avec :

$(\Delta L/d)$: déformation relative transversale

$(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ dans le cas béton fissuré (ELU).

$\nu = 0,2$ dans le cas de béton non fissuré (ELS).

II.2.2. Qualité attendues d'un béton :

- une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours plus tard).
- une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

II.2.3. Terminologie :

- ✓ Etat limite ultime : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.
- ✓ Etat limite service : Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformation des éléments.

II.3. LES ACIERS

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

- ✓ Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- ✓ Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

II.3.1. Acier actifs :

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

- ✓ Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- ✓ Les aciers de précontraintes ont été classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) \dots \dots \dots \text{Règles BPEL}$$

Avec :

- ✓ f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- ✓ f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

II.3.2. Caractéristique mécanique des aciers actifs :

▪ La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

▪ Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal « Et » des aciers de précontrainte est pris égale à

- ✓ 200 000 MPA pour les barres
- ✓ 190 000 MPA pour les torons.

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

- ✓ $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

▪ **Contrainte limite de traction :**

- ✓ $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110(nf_{t28})^{0.5})$ En fissuration préjudiciable
- ✓ $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90(nf_{t28})^{0.5})$ En fissuration très préjudiciable

Avec :

- ✓ $n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses
- ✓ $n = 1.6$ Aciers haute adhérence

De notre projet nous avons les caractéristiques suivantes :

- ✓ La section $A_p = 0.93 \text{ cm}^2$.
- ✓ Force de tension garantie $f_{peg} = 154 \text{ KN}$
- ✓ Force de rupture garantie $f_{prg} = 173.60 \text{ KN}$
- ✓ Relaxation à 1000 h $\rho_{1000} = 2.5\%$
- ✓ Relaxation à 3000 h $\rho_{3000} = 3\%$
- ✓ Relaxation à 16 h $\rho_{16} = 0.75\%$
- ✓ Coefficient de scellement $d \geq 1.3$.
- ✓ Coefficient de fissuration ≥ 1.4
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 1.9 \cdot 10^5 \text{ MPA}$

▪ **Diagramme contrainte-déformation**

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

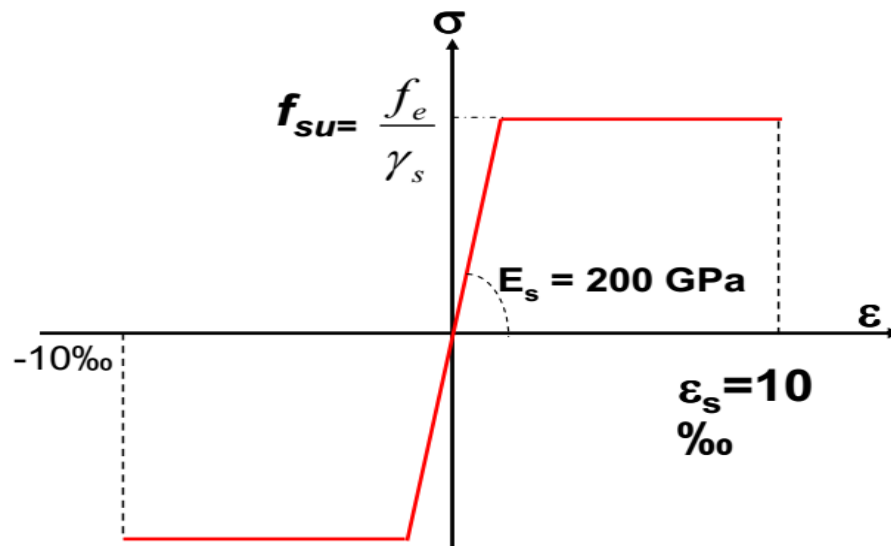


Figure II. 3: Diagramme contrainte –déformation pour les aciers actifs

II.4. Aciers passifs :

Les armatures passives sont celles utilisées en béton armé.

II.4.1. Caractéristique mécanique des aciers passifs :

- **Limite élastique :**

Les aciers utilisés sont courants à haute adhérence de béton armé, des classes FeE 40 et FeE 50, la limite élastique de ces derniers est respectivement 400MPa et 500MPa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient

Tel que :

- ✓ $\gamma = 1$ situation accidentelle
- ✓ $\gamma = 1.15$ situation durable ou transitoire.

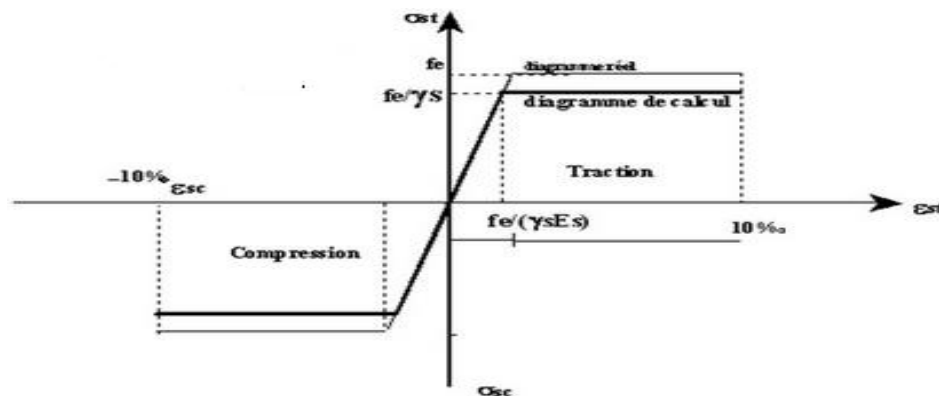


Figure II. 4: Diagramme déformation contrainte pour les aciers

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

Les aciers utilisés sont des aciers courant à haute adhérence de classe FeE40

$$E_s = 2.10^5$$



Chapitre III

Caractéristiques géométriques des sections planes

III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va déterminer les caractéristiques géométriques des sections.

Les poutres :

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m.

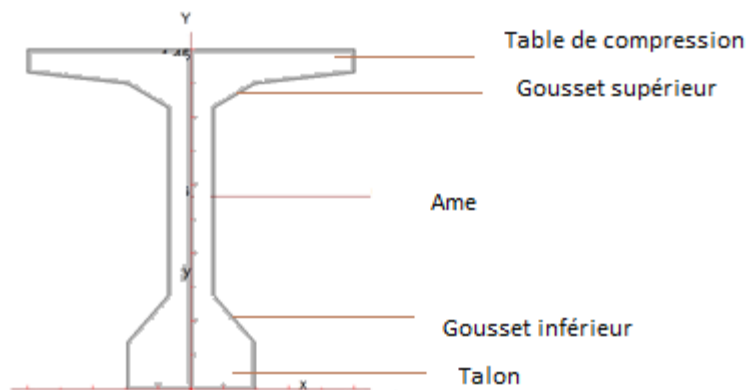


Figure III. 1 : Terminologie et coupe transversale d'une poutre

III.2. Caractéristique géométriques des poutres :

2.1. Notation :

- (Δ) : axe : coïncide avec la fibre inférieure extrême
- Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) .
- I_{Δ} : moment d'inertie de la section considérée par rapport à Δ .

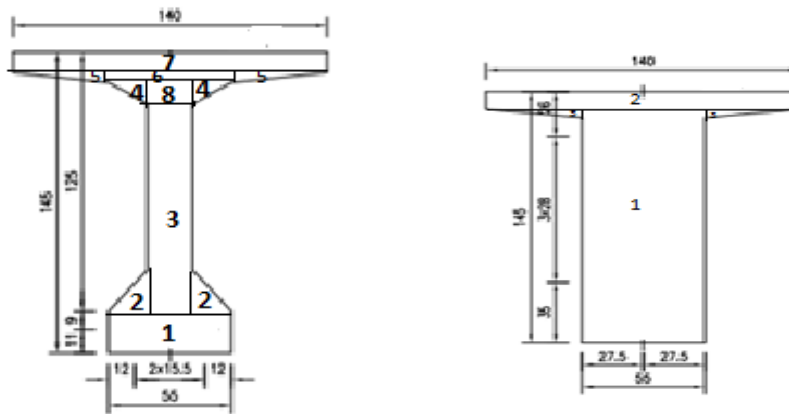
Avec : $I_{\Delta} = I_0 + BZ^2$

- I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité $I_G = I_{\Delta} - S^2_{\Delta}/$
- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité
- Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$
- Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$
- V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

Avec : $V = h_t - V'$; $V' = S_{\Delta}/B$

- Le rayonne de
Avec : $r^2 = I_G/B$
- B : Section transversale totale de la poutre
- ρ : Rendement géométrique de la section avec : $\rho = I_G/B.V.V' = r^2/V.V'$
- h : hauteur du rectangle ou du triangle considérée.
- S_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

Remarque : le calcul des sections médianes et des poutres se fait avec et sans hourdis.



Section médiane

Section d'about

Figure III. 2 : Dimensions de la poutre



Figure III. 3 : Allure de la poutre

III.3. Caractéristiques géométriques des sections brutes :

III.3.1. Poutre de rives sans hourdis :

III.3.1.1. Section médiane :

Tableau III. 1: caractéristiques géométriques de la section médiane d'une poutre
(sans hourdis)

Désignation	h	b	Dimension	Section	Z(cm)	$S_{\Delta}=B.Z$	$I_0(\text{cm}^3.\text{cm})$	$I_{\Delta}=I_0+B.Z^2$
1	20	55	20.55	1100	10	11000	3666,666	146666,666
2	20	17.5	2.(20.17.5)/2	350	26.66	9331	3888,888	252653,348
3	80	20	80.20	1600	80	128000	853333,33	11093333,3
4	10	17.5	2.(10.17.5)/2	175	126.66	22166,66	486,111	2807968,34
5	5	42.5	2.(5.42.5)/2	212,5	133.33	28333,33	147,569	3774181,08
6	5	55	5.55	275	132.5	36437,5	572,916	4828541,67
7	10	20	10.20	200	125	25000	1666,666	312666,667
8	10	140	10.140	1400	140	196000	11666,666	27451666,7
			total	5312,5		456268,49	875428,815	50667677,77

$I_G(\text{cm}^3.\text{cm})$	$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	r^2	$\rho(\%)$
11480678.25	85.8858	59.1142	2161.0688	42.56

III.3.1.2. Section d'about :

Tableau III. 2: caractéristique géométrique de la section d'about d'une poutre

Désignation	h	b	Dimension	Section B(cm ²)	Z(cm)	$S_{\Delta}=B.Z$	$I_0(\text{cm}^3.\text{cm})$	$I_{\Delta}=I_0+B.Z^2$
1	135	55	135.55	7425	67.5	501187.5	11276718.75	45106875
2	5	42.5	2.(5.42.5)/2	212.5	128.33	27270.125	147.5694	3499722.71065
3	10	140	10.140	1400	135	189000	11666.67	25526666.67
			Total	9037.5		717457.625	11288532.99	74133264.381

$I_G(\text{cm}^3.\text{cm})$	$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	r^2	$\rho(\%)$
17176645.44	79.3867	65.6133	1900.5970	36.4878

III.3.2. Poutre de rives avec hourdis :**III.3.2.1. Section médiane et section d'about :****Tableau III. 3:** caractéristique de la section médiane et d'about d'une poutre (avec hourdis)

	Désignation	H	B	Dimension	Section B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ =B.Z	I ₀ (cm ³ .cm)	I _Δ =I ₀ +B.Z ²
	Poutre				5312.5		452668.49	875428.815	50667677.77
Section Médiane	Hourdis....	20	140	20.140	2800	155	434000	93333.3333	67363333.333
	poutre + hourdis				8112.5		886668.49	968762.148	118031011.1
	Pouter				9037.5		717457.625	11288532.99	74133264.381
Section d'about	Hourdis	20	140	20.140	2800	155	434000	93333.3333	67363333.333
	poutre+ hourdis				11837.5		1151457.62	11381866.3	141496597.7

	I _G (cm ³ .cm)	V' (cm)	V(cm)	r ²	ρ (%)
Section d'about	29491980.96	97.27202	67.72798	2491.40283	37.8170
Section médiane	21121179.22	109.2965781	55.70342	2603.5351	42.7636

III.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Pour le calcul des sections nettes il ne faut pas tenir compte des sections de câble de précontrainte qui ne participe pas à la résistance.

Avant de connaître le nombre exact de câble cette déduction d'avant-projet se fait de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section 10% sur le moment statique

- ✓ 5% de la section $\implies B^{(nette)} = 0.95 \text{ de } B^{(brute)}$
- ✓ 10% du moment d'inertie I_Δ $\implies I^{(nette)} = 0.91 \cdot I^{(brute)}$
- ✓ 8% du moment statique S_Δ $\implies S^{(nette)} = 0.92 \cdot S^{(nette)}$

Les valeurs de VV' et r^2 seront légèrement modifiées et les caractéristiques de toutes les sections sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 4 : caractéristiques géométriques de la section nettes d'une poutre

	Sans hourdis	Sans hourdis	Avec hourdis	Avec hourdis
	about	Median	about	Median
B	8585.625	5046.875	11245.625	7706.875
S_{Δ}	660061.015	416455.0108	1059341.01	815735.0108
I_{Δ}	66719937.9	45600909.99	127346937.9	106227910
V'	76.8797	82.5174	94.2002	105.8451
V	68.1203	82.4826	70.7997	59.1549
r^2	1860.62086	2226.3519	2450.4391	2580.3390
P	35.52	32.7104	36.7418	41.2112
$I_G(m^4)$	0,15974593	0,11236120	0,2755671944	0,1988635031

III.5. Conclusion :

Le dimensionnement et le calcul des contraintes de la poutre se feront avec les sections nettes afin de tenir compte des sections des câbles qui ne participent pas à la résistance.



Chapitre IV

Dimensionnement des éléments résistants en BA

IV.1.Introduction :

Dans ce chapitre l'étude se fera sur des éléments en béton armé et en charpente métallique. Le calcul sera fait aux règlements (BAEL-91 et RPOA99/2003).

IV.2.Calcul des Charges et surcharges :**IV.2.1.Les charges permanentes :**

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant la vie de l'ouvrage.

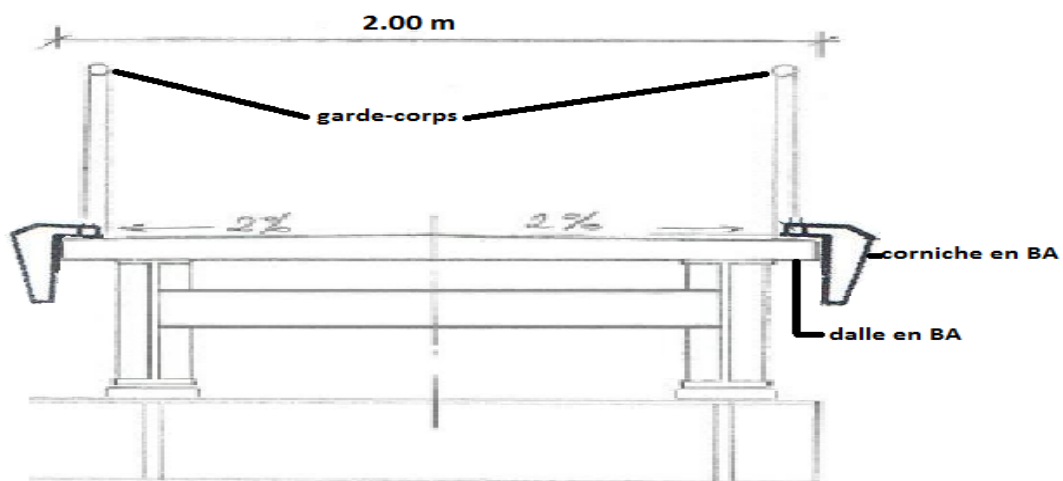


Figure IV. 1 : détail du tablier

- Poids de la poutre :

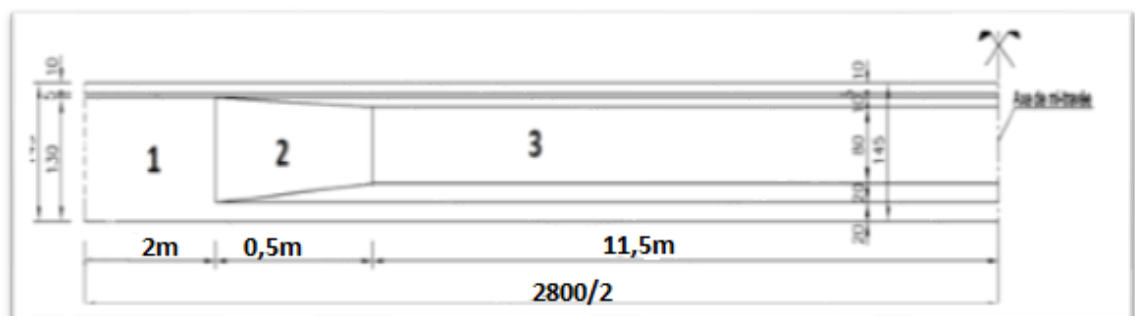


Figure IV.2: poutre préfabriquée

$$L/2 = \frac{28}{2} = 14\text{m}$$

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

Avec:

$$P_1 = 0,90375 \cdot 2,5 \cdot 2$$

$$P_1 = 4,51875 \text{ t}$$

$$P_2 = \left(\frac{0,53125 + 0,90375}{2} \right) \cdot 0,5 \cdot 2,5$$

$$P_2 = 0,896875 \text{ t}$$

$$P_3 = 0,53125 \cdot 11,5 \cdot 2,5$$

$$P_3 = 15,2734$$

$$\text{Donc : } P_t = 20,6890 \text{ t}$$

$$P_t = \frac{20,6890}{28} = 0,74 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{poutre}} = 0,74 \text{ t/ml}$$

✓ **Poids du hourdis :**

$$P_h = 0,28 \cdot 2,5 \cdot 2,5$$

$$P_h = 1,4 \text{ t}$$

✓ **Poids du garde-corps :**

$$P_{\text{dé+gard}} = 0,0815 \text{ t/ml}$$

✓ **Poids de la corniche en BA :**

$$P_{\text{cor}} = S \cdot \gamma \cdot 2$$

$$P_{\text{cor}} = 0,325 \cdot 2,5 \cdot 2$$

$$P_{\text{cor}} = 1,625 \text{ t/ml.}$$

✓ **Poids de la chape en pente :**

$$P_{\text{chape}} = 0,05 \cdot 2,2$$

$$P_{\text{chape}} = 0,11 \text{ t/ml}$$

✓ **La charge Permanente total :**

$$P = \sum P_i$$

$$P = 0,74 + 1,4 + 0,0815 + 1,625 + 0,11 = 3,9565 \text{ t/ml} = 39,565 \text{ KN/ml}$$

Pour :

$$L = 28 \text{ m}$$

$$P = 3,9565$$

✓ Le poids propre de tablier :

$$P = 3,9565 \times 28 = 114738,5 \text{ kg}$$

IV.2.2. Les surcharges :

D'après le DTR « charges et surcharges des ouvrages d'art poutres maîtresses des ouvrages qui sont réservés à la circulation des piétons et des cycles, on doit disposer une charge uniforme a dont l'intensité, fonction de la longueur donnée en kilo newtons par mètre carré selon la formule :

$$Q = \frac{150}{L+50} + 2$$

Ou L est exprimé en mètre.

Avec :

✓ Portée de la passerelle 28m

✓ Largeur 2m

AN :

$$Q = \frac{150}{28+50} + 2$$

$$Q = 3,92 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$Q = 3,92 \times 2 = 7,84 \text{ KN/ml}$$

On prend $Q = 8 \text{ KN/ml}$

Conclusion :

$$G = 39,565 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 8 \text{ KN/ml}$$

IV.3. Dimensionnement de l'hourdis :

IV.3.1. Définition :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou bien en béton précontrainte, il est destiné à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape, d'étanchéité) et les surcharges, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibre ou en béton armé, elles sont utilisées lorsque la portée appuie sur la poutre est inférieure ou égale à 80 cm.

Pour les espacements plus importants on utilise, les prédalles qui peuvent être participantes ou non participantes.

IV.3.2. L'épaisseur de l'hourdis :

Les poutres non pas d'entretoise l'hourdis joue le rôle d'entretoisement

$$E_h \geq \frac{a}{15}$$

Avec :

a : Espacement entre axe des poutres E_H

$$a = 1 \text{ m}$$

$$E_h \geq \frac{100}{15} = 6.666 \text{ cm}$$

On prend : $E_h = 20 \text{ cm}$

IV.3.3. pré-dimensionnement de la prédalle :

La prédalle joue le rôle d'un coffrage perdu. On admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier, en fait elle est amenée à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais ; leur épaisseur est de l'ordre de 5 cm et leurs encrages dans les poutres est de 4 cm.

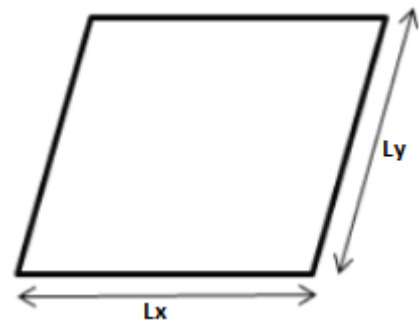
Donc :

- Epaisseur = 8 cm
- Encrage = 4 cm
- Largeur = 2 m

IV.3.4. Calcul de la dalle :

3.4.1. Dimensionnement de la prédalle :

La prédalle est un élément de remplissage (coffrage) pour la dalle elle est appelée à résister à son propre poids et au poids des ouvriers lors de l'exécution de ferrailage de la dalle ainsi qu'au coulage du béton (hourdis).



Elle sera calculée pour une poutre posée sur deux appuis simple avec une charge uniformément répartie.

IV.3.4.2. Ferrailage de la prédalle :

1^{er} Phase (avant coulage du béton) :

On a $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ alors la prédalle travaille dans le sens L_x .

Avec :

$$L_x = 0,65\text{m}$$

$$L_y = 2\text{ m}$$

a) Calcul de l'ELU :

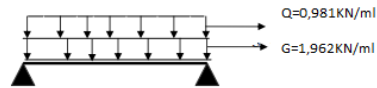
Les prédalle supporte des charges telles que son poids propre et le poids due aux ouvrière alors de l'exécution.

- **Calcul des charges :**

- ✓ **Poids du prédalle :**

Avec:

$$G = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$$



AN:

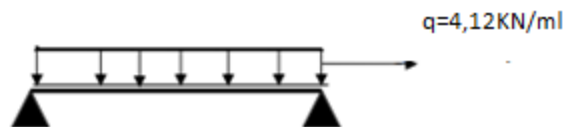
$$G = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 1 = 1,962 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Poids des ouvriers :**

Avec : on prend 100 kg/m^2

$$\text{AN : } Q = 100 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 0,981 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**



On a la combinaison suivante :

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

AN:

$$q = [1,35 \cdot 1,962] + [1,5 \cdot 0,981] = 4,1202 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Calcul des moments à mi travée :**

On a:

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{AN : } M = \frac{4,1202 \times 0,65^2}{8} = 0,2175 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul les efforts tranchant :**

$$\text{On a : } T = \frac{ql}{2}$$

$$\text{AN : } T = \frac{4.1202 \times 0,65}{2} = 1,3390 \text{KN}$$

▪ **Ferrailage :**

$$\text{On a : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma b} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 8 = 0,72 \text{ m}$$

$$M_{u^+} = 0,2175 \text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,2175}{1 \times 0,72^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,002962 < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

Donc : section simple armée (SSA)

✓ **Armature principe:**

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,002962)})$$

$$\alpha = 3,7092 \times 10^{-3}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,998$$

$$z = \beta \cdot d$$

$$z = 0,718 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,2175 \times 10^{-2}}{0,0718 \times 348 \times 10^{-3}}$$

$$A_{st} = 0,0870 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature de repartition:**

$$A_{sr} = \frac{0,0870}{4} = 0,0217 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{st} = 0,0870 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 0,0217 \text{ cm}^2$$

C.N.F (condition de non fragilité)

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times 100 \times 7,2 \times 2,1}{400} = 0,869 \text{ cm}^2$$

$$A_{SR} = \max \{A_{st}, A_{smin}\}$$

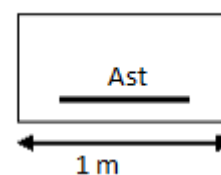
$$A_{SR} = A_{smin} = 0,869 \text{ cm}^2$$

✓ Armature de repartition:

$$A_{st} = 0,870 \text{ cm}^2$$

$$A_{SR} = \frac{0,870}{4} = 0,217 \text{ cm}^2$$

b) **Verification:**



■ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_u = 1,3390 \text{ KN}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0,15 \times 2,5}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable (BAEL91)}$$

$$\tau = \text{Min} \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\text{On: } \tau = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{AN : } \tau = \frac{1,3390 \times 10^3}{1000 \times 72} = 0,0185$$

$$\tau = 0,0185 \ll \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa (vérifié)}$$

■ **Vérification de la flèche :**

$$\text{On a: } \frac{5 \cdot q \cdot l}{348 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f' = \frac{L}{500}$$

Avec:

F_v : flèche due à la déformation de longue durée

E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v : 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : module d'inertie de la section homogène

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (v_1^3 - v_2^3) + 15 (v_2 - c)^3 \cdot A_t$$

Avec :

$$v_1 = \frac{s/xx'}{b_0} \text{ et } v_2 = h - v_1$$

s/xx' : moment statique par rapport à l'axe xx'

$$s_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d = \frac{100 \times 8^2}{2} + (15 \times 0,0870 \times 7,2) = 3209,39 \text{ cm}^3$$

B_0 : section homogène

$$B_0 = n \cdot A = b \cdot h + 15 A_{st} = (100 \times 8) + 15(0.0870) = 801.305 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$V_1 = \frac{3209.39}{801.305} = 4.005 \text{ cm}$$

donc

$$v_2 = 8 - 4.005 = 3.9948 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (4.005^3 - 3.9948^3) + 15(3.9948 - 3)^2 \times 0.0870 = 17.6105 \text{ cm}^3$$

$$\frac{5 \times 4.1202 \times 0.65}{348 \times 10818.86 \times 17.6105} = 2.0196 \times 10^{-7} \leq f' = \frac{0.65}{500} 0.013 \text{ (vérifie)}$$

▪ **Justification des armatures de coutures :**

On prévoit des armatures de Couture dans leurs pas doit être inférieure Ou égale à la hauteur de la dalle et Intervalle entre les files n'excede pas Trois fois la hauteur (art B 7 6 2 3 règle De conception et de calcule des structure en béton armé CBA 39).

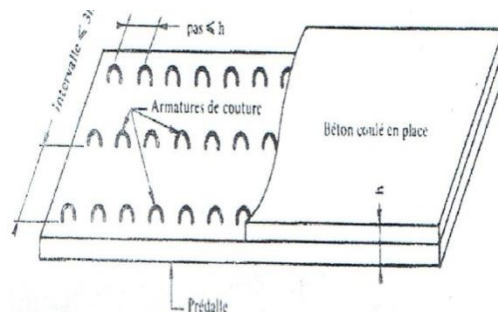


Figure IV.3: schéma du pré dalle

✓ **Calcul de la section d'armature :**

$$\text{On a : } \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 s_t \cdot \gamma_s} (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau_u - \gamma_s$$

Les aciers De couture sont à 45° leurs pas est pris à 20 cm

A_t : Section d'acier de couture

F_e : Limite élastique de l'acier

b_0 : Profondeur de la section de béton

s_t : Espacement (pas des armatures de couture)

On considère que la contrainte de cisaillement (cas le plus favorable), la section d'acier :

$$\text{Donc : } A_t = \frac{(\tau_s - \gamma_s)(b_0 \cdot s_t \cdot \gamma_s)}{f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d'}$$

Avec :

T_u : effort tranchant

b_0 : largeur de l'âme

$d' = 0,9 h$ (position de l'acier tendus 0,072 m)

AN :

$$\tau_u = \frac{1,3390 \times 10^3}{(1 \times 0,072) \times 10^6} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\text{on a : } \sigma_u = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\text{AN : } \sigma_u = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

A la traction a 7 jours: $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{c7} = \frac{7}{4,76 + 0,83(7)} \cdot 25 = 16,55$$

$$= 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06(16,55) = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{(1,85 - 1,59) \cdot (1000 \times 200 \times 1,15)}{400(\cos 45 + \sin 45)} = 1,0572 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,05 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Phase (après coulage du béton) :**a) Calcul a l'ELU :**

La prè-dalle supporte des charges telles que son poids propre et le poids du au béton frais :

- **Calcul des charges :**

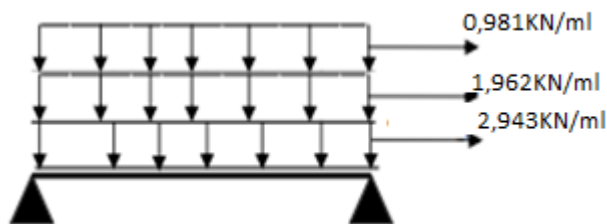
- ✓ **Poids de pré dalle :**

Avec : $G_1 = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$

AN :

$$G_1 = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 1 = 1,962 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Poids du béton frais :**



Avec :

$$G_2 = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$$

$$\text{AN : } G_2 = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 0,12 = 2,943 \text{ kn/ml}$$

- ✓ **Poids des ouvriers :**

Avec : on prend 100 kg/m^2

$$\text{AN : } Q = 100 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 0,981 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

On a la combinaison suivante :

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{AN: } q = [1,35 \cdot (1,962 + 2,943)] + [1,5 \cdot (0,981)] = 8,09 \text{ KN/ml}$$



✓ **Calcul des moments à mi travée:**

$$\text{On a : } M = \frac{QL^2}{8}$$

$$*AN : M = \frac{8,09 \times 0,65^2}{8} = 0,43 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul les efforts tranchant :**

$$\text{On a : } T = \frac{ql}{2}$$

$$AN : T = \frac{8,09 \times 0,65}{2} = 2,63 \text{ KN}$$

■ **Ferraillage :**

$$\text{On a : } F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 8 = 0,72 \text{ m}$$

$$M_u^+ = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,43}{1 \times 0,72 \times 14,16 \times 10^3} = 4,2 \times 10^{-4} < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

Donc : section simple armée (SSA)

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (4,2 \times 10^{-4})})$$

$$\alpha = 5,251 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,999$$

$$z = \beta \cdot d \quad z = 0,0719 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

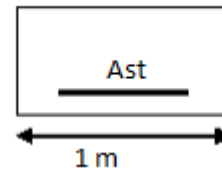
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,43 \times 10^{-2}}{0,0719 \times 348 \times 10^{-3}}$$

$$A_{st} = 0,172 \text{ cm}^2$$



C.N.F (condition de non fragilité)

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times 100 \times 7,2 \times 2,1}{400} = 0,869 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = \max \{A_{st}, A_{smin}\}$$

$$A_{sr} = A_{smin} = 0,869 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature de repartition:**

$$A_{st} = 0,172 \text{ cm}^2$$

$$A_{SR} = \frac{0,172}{4} = 0,043 \text{ cm}^2$$



3^{ème} Phase (après durcissement du béton) :

Le coulage de la partie supérieure engendra des déformations (rotation et déplacement), il y'aura pas de moment négatif en hyperstatique du au poids, et ce parce qu'il y aurait eu mémoire des déformations.

Dans cette phase nous intéresserons au calcul des aciers sous charge d'exploitation et la charge permanente.

a) En travée :

▪ Calcul des charges :

✓ Poids de la dalle

Avec : $G = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$

AN : $G = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,2 \cdot 1 = 4,905 \text{ kn/ml}$

✓ Poids de La charge piétonne :

Avec : $Q = p \cdot l_y$

On prend $p = 450 \text{ kg/m}^2$

AN : $Q = 450 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 4,41 \text{ KN/ml}$

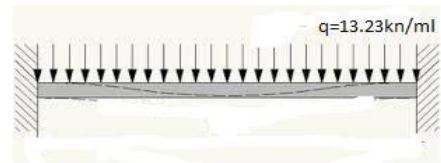


▪ Calcul des sollicitations :

On a la combinaison suivante :

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

AN: $q = [135 \cdot (4,905)] + [1,5 \cdot (4,41)] = 13,23 \text{ KN/ml}$

✓ Calcul des moments à mi travée:

$$\text{On a : } M = \frac{QL^2}{24}$$

$$\text{AN : } M = \frac{13,23 \times 0,65^2}{24} = 0,23 \text{ KN.m}$$

$$M_u^+ = 0,23 \text{ KN.m}$$

▪ Ferrailage :

$$\text{On a : } F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$d = 0,9 \cdot 8 = 7,2 \text{ cm}$$

$$M_u^+ = 0,23 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,23}{1 \times 0,072^2 \times 14,16 \times 10^3} = 3,1332 \times 10^{-3}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0039$$

Avec: $z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,07188 \text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,23 \times 10^{-2}}{0,07188 \times 348 \times 10^{-3}}$$

$$A_{st} = 0,0919 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **Sur appuis :**

- **Calcul des charges :**

✓ **Poids de la chape de ciment :**

On prend l'épaisseur de $e_p = 2,5 \text{ cm}$

Avec : $G = \gamma_b \cdot e_p \cdot l_y$

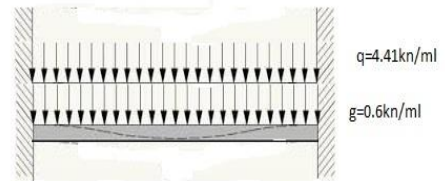
AN : $G = 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,025 \cdot 1 = 0,6 \text{ KN/ml}$

✓ **Poids de La charge piétonne :**

Avec : $Q = p \cdot l_y$

on prend : $p = 450 \text{ kg/m}^2$

AN : $Q = 450 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 4,41 \text{ KN/ml}$

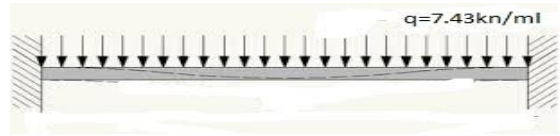


- **Calcul des sollicitations :**
- On a la combinaison suivante :

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{AN: } q = [135 \cdot (0,6)] + [1,5 \cdot (4,41)]$$

$$q = 7,43 \text{ KN/ml}$$



- ✓ **Calcul du moment à aux appuis :**

$$\text{On a: } M = \frac{QL^2}{12}$$

$$\text{AN: } M = \frac{7,43 \times 0,65^2}{12} = 0,26 \text{ KN.m}$$

$$M_u^- = 0,26 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage :**

$$\text{On a: } F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 20 = 0,18 \text{ m}$$

$$M_u^- = 0,26 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

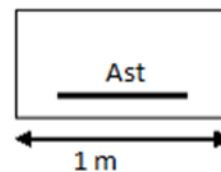
$$\mu = \frac{0,26}{1 \times 0,18^2 \times 14,16 \times 10^3} = 5,68 \times 10^{-4}$$

- ✓ **Position de l'axe neutre:**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 7,085 \times 10^{-4}$$

$$\text{Avec: } z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1799 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,26 \cdot 10^{-2}}{0,1799 \cdot 348 \cdot 10^{-3}} = 0,042 \text{ cm}^2$$



✓ **condition de non fragilité :**

La section d'armature minimale doit être assurée afin d'éviter la fissuration due la flexion,

Donc :

$$\frac{A_{st}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \longrightarrow A_{st} = \frac{b.d.0.23.f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{st} = \frac{100.18.0.23.2.1}{400} = 2,173 \text{ cm}^2$$

$$A_{st(\min)} = 2,173 \text{ cm}^2$$

REMARQUE :

On remarque que les sections d'armatures sont trop petites donc on adopte le ferrailage minimal imposé par le RPOA qui est de 0.4% de la section de béton.

Donc on aura :

✓ **Armatures principale :**

$$A_{t(\min)} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_t = 7\text{HA}14$ pour un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \max \left(A_{t(\min)} ; \frac{A_t}{4} \right) = \max \left(2,052 ; \frac{10}{4} \right) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_r = 2,5 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 7\text{HA}10$ (pour chaque nappe) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification a ELS :**

On a la combinaison suivante : $q = G + Q$

$$\text{AN: } q = 4,905 + 4,41 = 9,315 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a: } M = \frac{QL^2}{12} = -0,32 \text{ KN/ml}$$

Les conditions sont calculées comme suite :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{MAX} (0.5 f_e, 110 \sqrt[4]{f_{tj}}) \right\}$$

$$\text{AN : } \min \{ 266.66 \text{ Mpa}; (200, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,60 \text{ Mpa avec:}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5.5}{100 \times 18} = 0,305$$

D'après le tableau

$$\rho_1 = 0,305 \longrightarrow K_1 = 42.47 \longrightarrow \beta_1 = 0,953$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} = \frac{0.305 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 2,173} = 8,3846 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_s \ll \bar{\sigma}_s$ (vérifier)

$$\sigma_b = \frac{1}{k_1} . \sigma_s = \frac{1}{42.47} \times 8.3846 = 0,19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (vérifier)}$$

REMARQUE :

Les armatures calculées à L'ELU vérifient les conditions à L'ELS.

▪ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\text{On: } v_u = \frac{q_l}{2}$$

$$\text{AN: } v_u = \frac{9.315 \times 0.65}{2} = 3,027 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle Max est calculée comme suit :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ fissuration préjudiciable (B.A.E.L)}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa avec :}$$

$$\tau = \frac{v_u}{d \times b_0} = \frac{3.027 \times 1000}{180 \times 1000} = 0,017 \text{ MPa} \ll \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

IV.2.5. Conclusion

- ✓ Armatures principale : 7HA14/ml (espacement 15 cm)
- ✓ Armatures de répartitions : 7HA10/ml (espacement 15 cm)
- ✓ Armatures de forme : 4HA8/m²

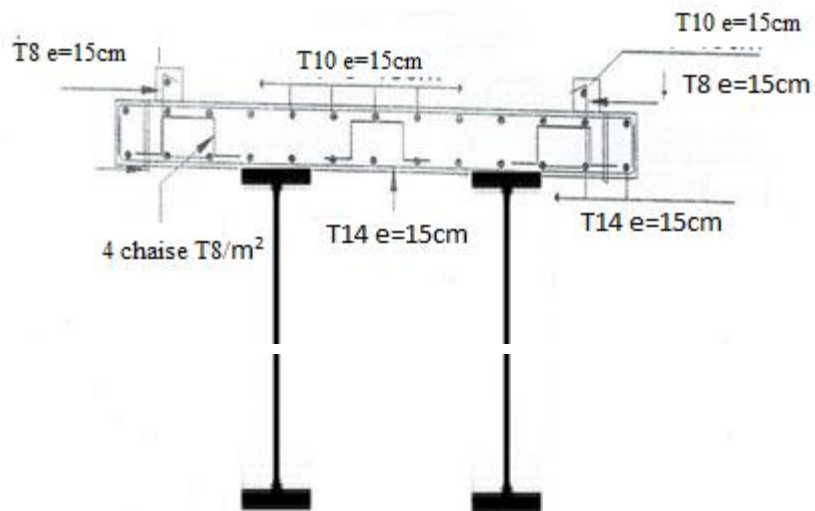


Figure IV.4: ferrailage de la dalle en béton armé

IV.3. Calcul des escaliers :

L'étude de notre escalier sera faite avec la méthode des trois moments (flexion simple), en transformant la paillasse inclinée et les paliers en poutre équivalente horizontale représentée sur deux appuis simples (voir figure ci-dessous).

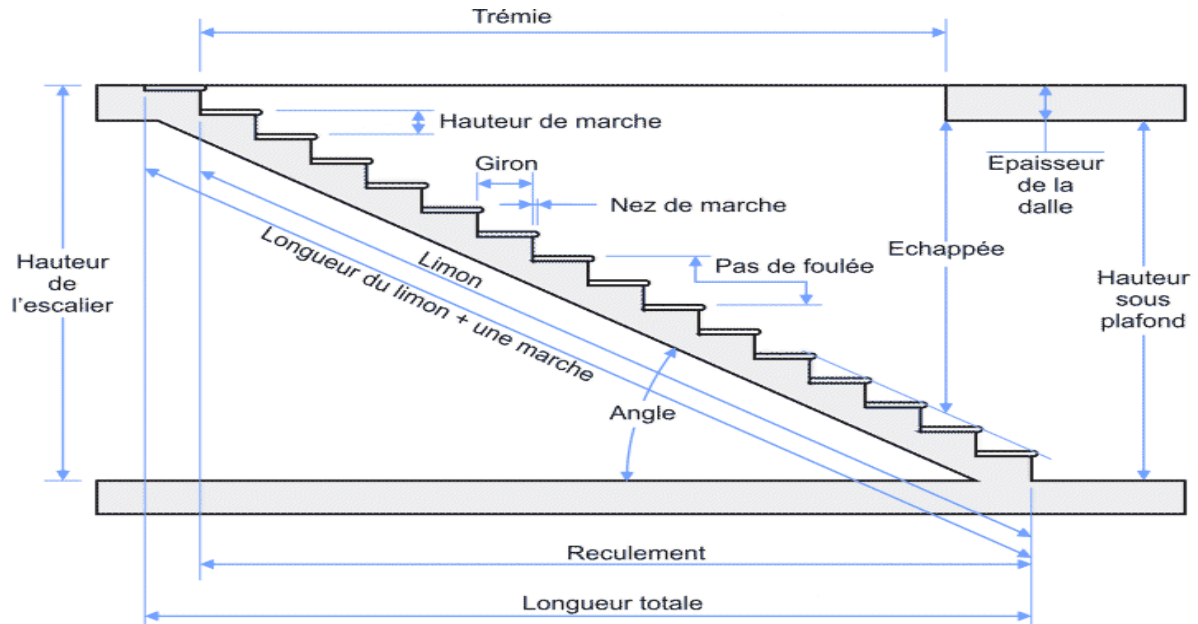


Figure IV.5: schéma représentatif d'un escalier

IV.3.1. Pré dimensionnement de la Paillasse :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} < (g+2h) < 66\text{cm}$.

Avec : h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 33 cm.

- ✓ Pour une question de confort les usagers de la passerelle on opte pour :
 - Une hauteur de contre marche $h=17$ cm.
 - Une largeur du giron $g=30$ cm.
 - La longueur de la ligne de foulée est calculée suivant la formule suivante :

$$L = g(n-1)$$
 - La longueur de la paillasse : $L = h_{\text{volé}} / \sin \alpha$.

Tableau : Dimensions de l'escalier :**Tableau IV. 1:** tableau des caractéristiques de l'escalier intermédiaire.

La montée (Hauteur) H	7,10	m
Hauteur d'une contre marche h	0,17	m
Le giron	0,30	m
Nombre de marche n	41	Marches
On opte pour n=	42	Marches
Nombre des marches par volée	14	Marches
La longueur de la ligne de foulée L	3,9	m
Hauteur des volés	2,36	m
Inclinaison de la paillasse α	0,577	
L'angle α	29,98	$^{\circ}$
Longueur de la paillasse L_p	4,09	M

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad \text{avec } L=4,09 \text{ m}$$

$$0.136 < e < 0.204$$

On opte pour une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

IV.3.2. Charges et surcharges :**IV.3.2.1. Détermination des sollicitations de calcul :**

- **Les charges permanentes :**

- **La volée :**

$$G_v = G_{\text{marches}} + G_{\text{paillasse}}$$

$$G_v = \rho_{BA} \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \text{ m} + \rho_{BA} \cdot \frac{e_p}{\cos \alpha} \cdot 1 \text{ m}$$

$$G_v = 25 \cdot \frac{0.20}{2} \cdot 1 + 25 \cdot \frac{0.20}{\cos 29.98} \cdot 1 = 8,273 \text{ KN/ml}$$

$$G_v = 8,273 \text{ KN/ml}$$

- **Le palier :**

$$G_p = \rho_{BA} \cdot e_p \cdot 1 \text{ ml}$$

$$= 25.0,20.1 = 5 \text{ KN/ml}$$

IV.3.2.2. Les charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est de 450 Kg/m^2

$$Q_p = Q_v = 4.5.1 \text{ m} = 4.5 \text{ KN/ml}$$

IV.3.3. Calcul à l'ELU:

IV.3.3.1. Combinaison de charges :

$$q_v = 1,35G_p + 1,5Q_p = 1,35.5 + 1,5.4,5 = 13,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35.8.273 + 1,5.4,5 = 17,86 \text{ KN/ml}$$

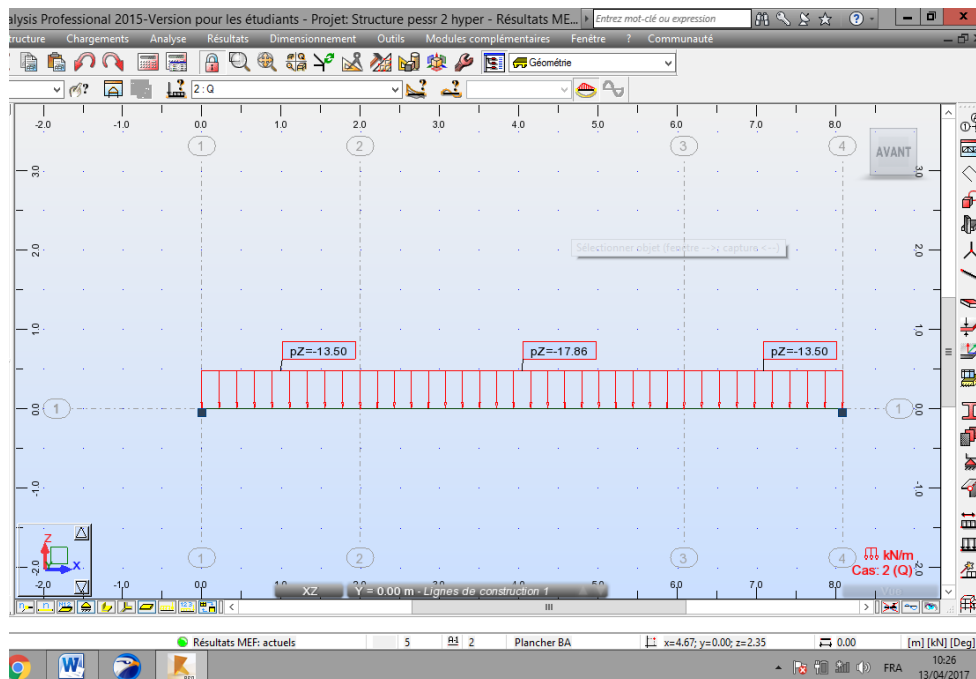


Figure IV. 6 : Schéma statique d'escalier.

IV.3.3.2. Calcul des efforts internes :

Le calcul se fait la volé intermédiaire.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = ((13,5 \cdot 2) + (17,86 \cdot 4,09))$$

- **Calcul des efforts tranchant :**

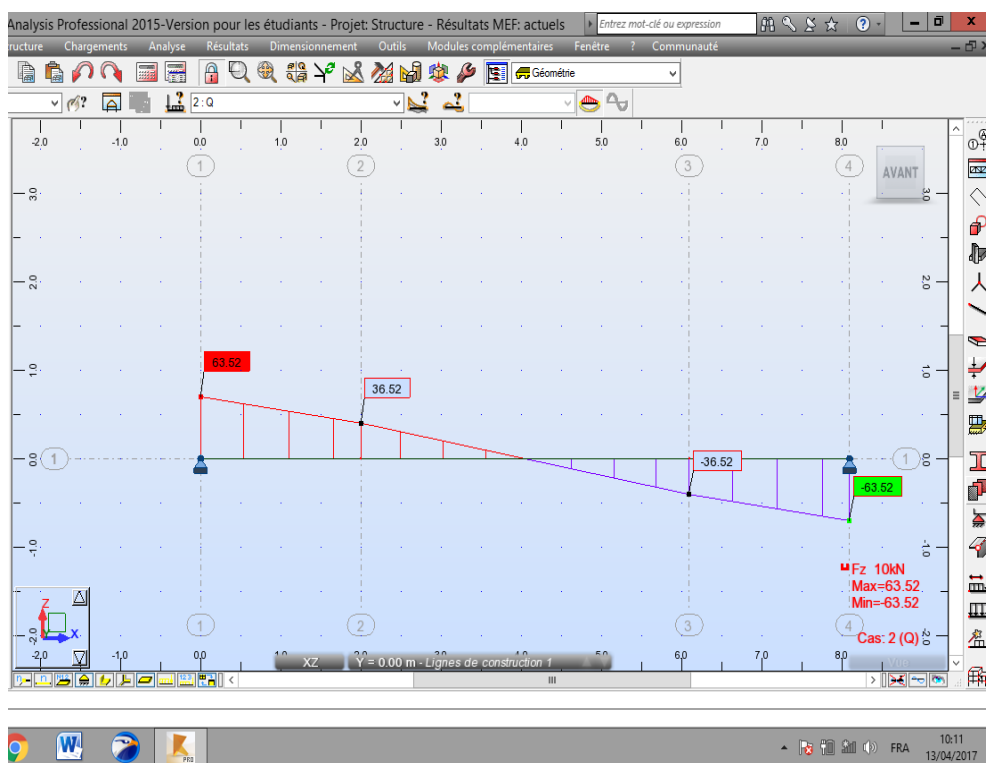


Figure IV. 7 : Diagramme des efforts tranchant en isostatique à l'ELU

■ **Calcul des moments :**

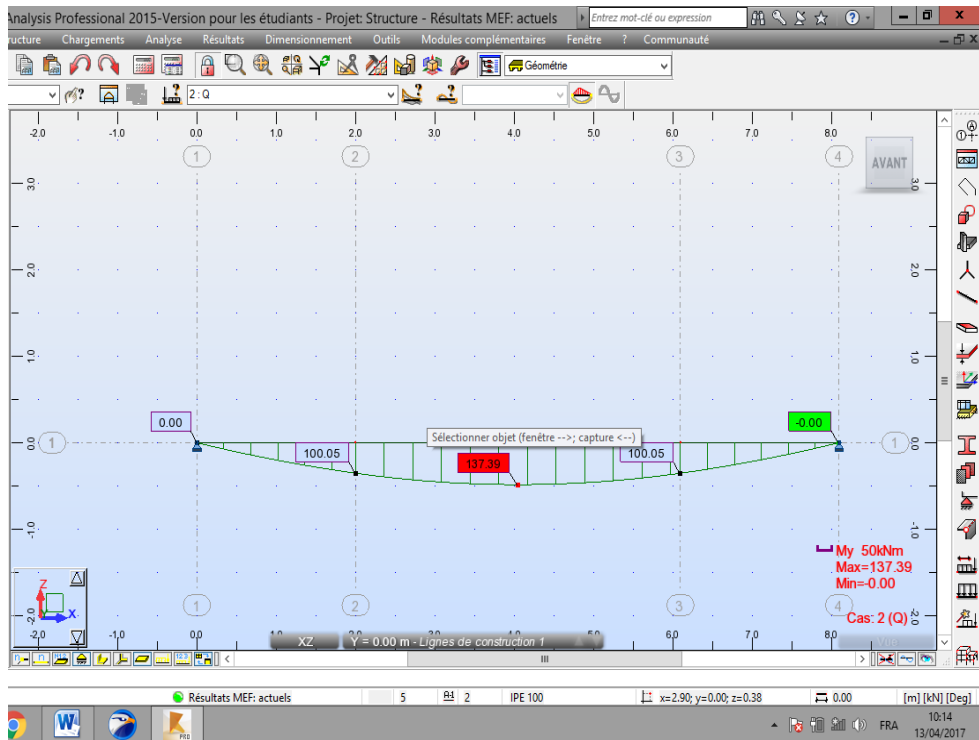


Figure IV. 8 : Diagramme des moments fléchissant en isostatique à l'ELU

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction du moment calculé avec des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis :
- En travées :

Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELU :

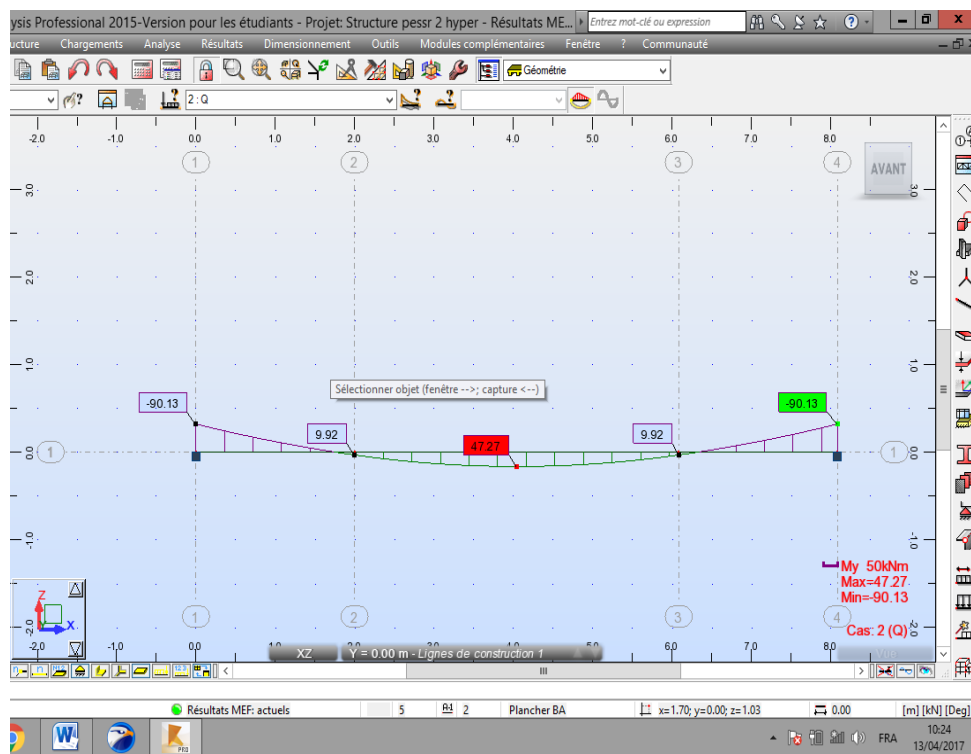
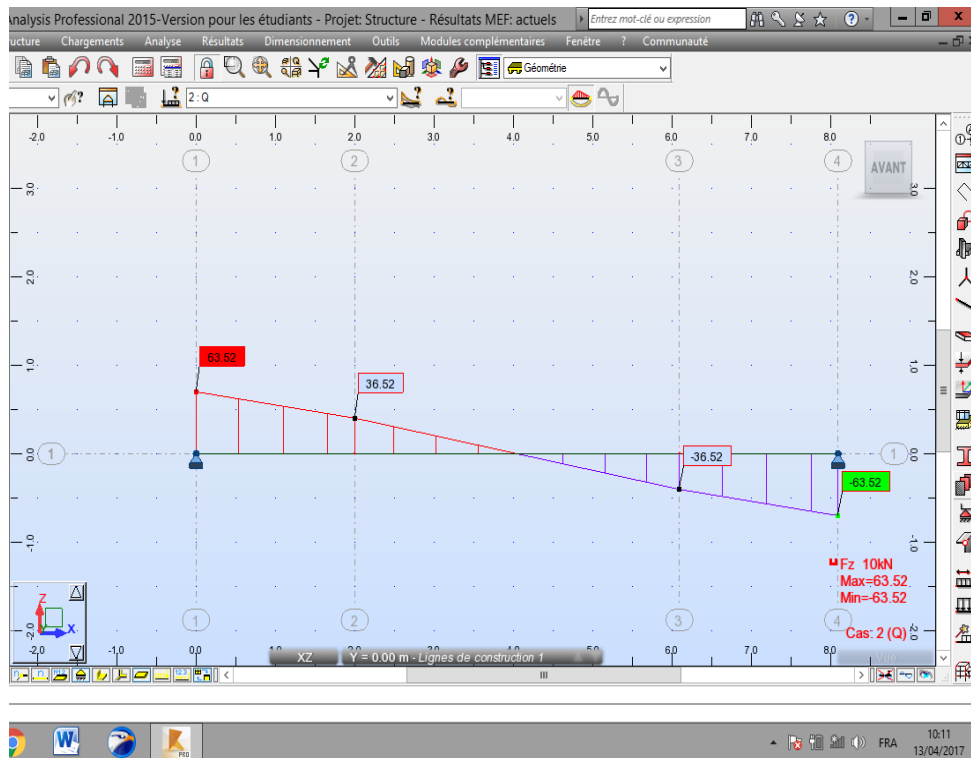


Figure IV. 9 : Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELU

IV.3.3.3. Ferrailages :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m

$$\text{Aux Appuis : } F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{AN: } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{90,13}{1 \times 0,18 \times 14,16 \times 10^3} = 0,196$$

$$\mu = 0,196 \implies \beta = 0,890$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \cdot \sigma_s} = \frac{90,13}{0,890 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 3,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,63 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{AN : } \mu = \frac{47,27}{1 \times 0,18^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,103 < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

Donc : Section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,103 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \cdot \sigma_s} = \frac{47,27}{0,945 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 7,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,98 \begin{cases} A_{st(\text{appuis})} = 3,63 \text{ cm}^2 \\ A_{st(\text{travée})} = 7,98 \text{ cm}^2 \end{cases} \implies A_{st} = A_{st(\text{travée})} = 7,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 7,98 \text{ cm}^2 >$$

- **Espacement des armatures principales :**

$$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}); \text{ soit : } St = 15 \text{ cm}$$

- **Armateur de répartition :**

$$A_{sr} = \frac{10.78}{4} = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 2,7 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures de répartition :**

$$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) ; \text{soit : } St = 15\text{cm}$$

Tableau récapitulatif :

Armatures	Principale	Répartition
	7 HA14/ml	7 HA 10/ml
Section d'acier	10,78 cm ²	5,50 cm ²

IV.3.3.4. Vérifications à ELU :

- **Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Aux appuis :**

$$A_{st(\text{appuis})} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **En travée :**

$$A_{st(\text{travée})} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armateur principales :** $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

Appui : $15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Travée : $15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Armateur de répartition :** $S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm})$

Appui : $15\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Travée : 15cm < 45 cm..... Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art.6.1.3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu}$

$$\bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot Ft_{28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} \text{ ===== } > \bar{\tau}_{seu} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i}$$

avec: $\Psi_s = 1.5$ pour les barres de hautes adhérences.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 7 \cdot 3,14 \cdot 14 = 307,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63.52.10^3}{0,9.180.307,72} = 1,27 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu}$ Condition vérifiée.

donc il n'y a pas risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b.d.} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{63.52.10^3}{10^3 \cdot 180} = 0,35 \text{ MPa}$$

fissuration préjudiciable (B.A.E.L.)

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

la longueur d' scellement doit :

$$I_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \cdot 14}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit : $I_s = 49,38 \text{ cm}$

Les règles du B.A.E.L (Art A.6.1.2.53/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 I_s$ pour les aciers HA.

IV.3.3.5. Calcul des efforts à l'ELS :

- **Combinaison de charges :**

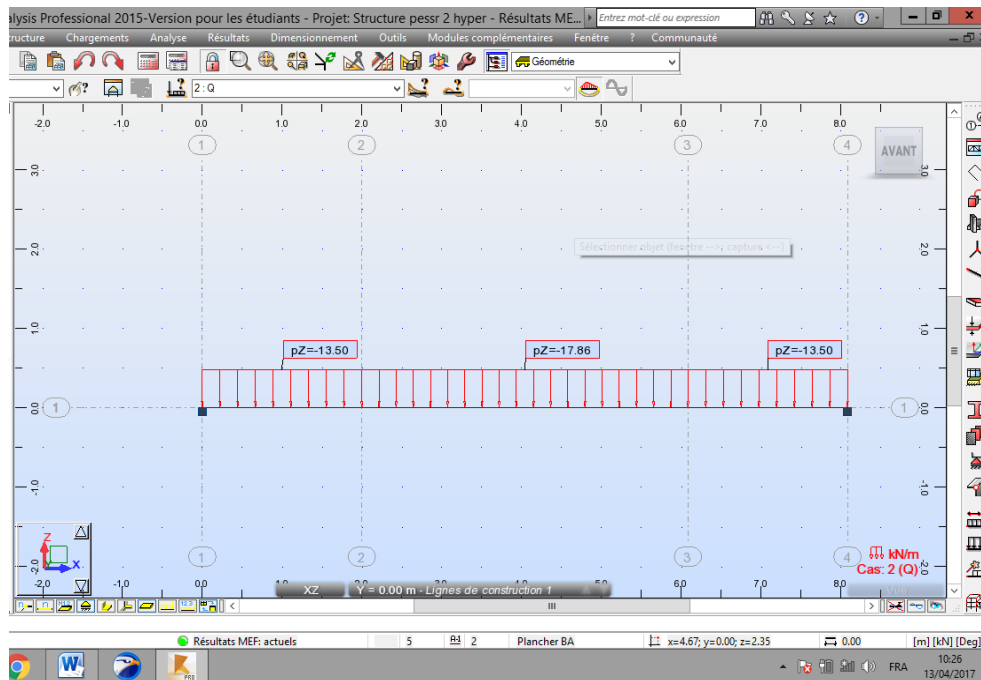


Figure IV. 10 : Schéma statique d'escalier à ELS

- **Calcul des efforts internes :**
Le calcul se fait pour la volé intermédiaire.
- **Les réactions d'appuis :**
- **Calcul des efforts tranchant :**

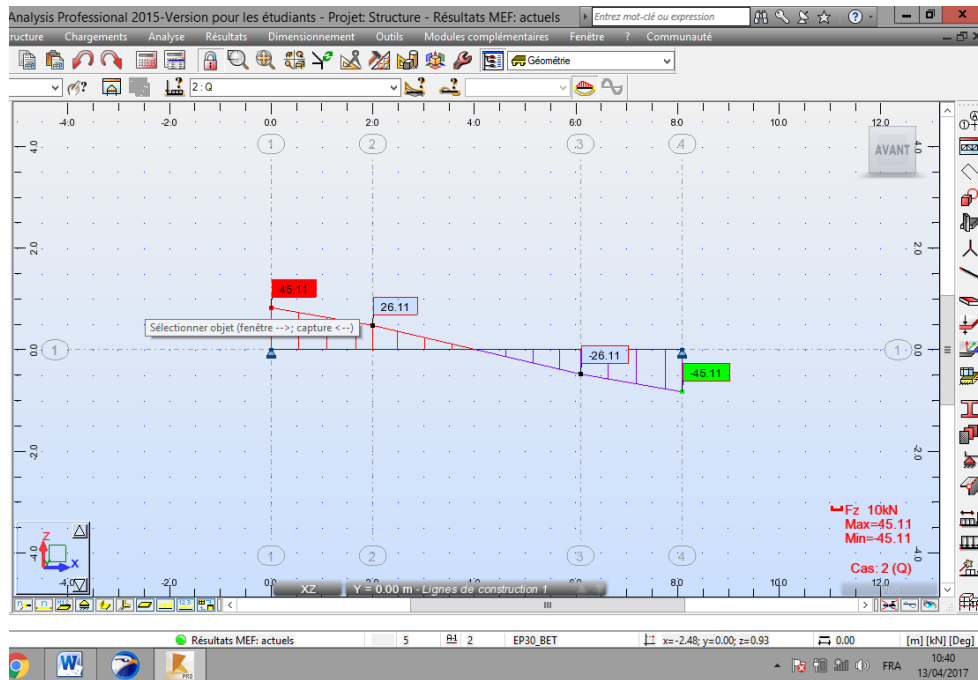


Figure IV. 11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Calcul des moments fléchissant :

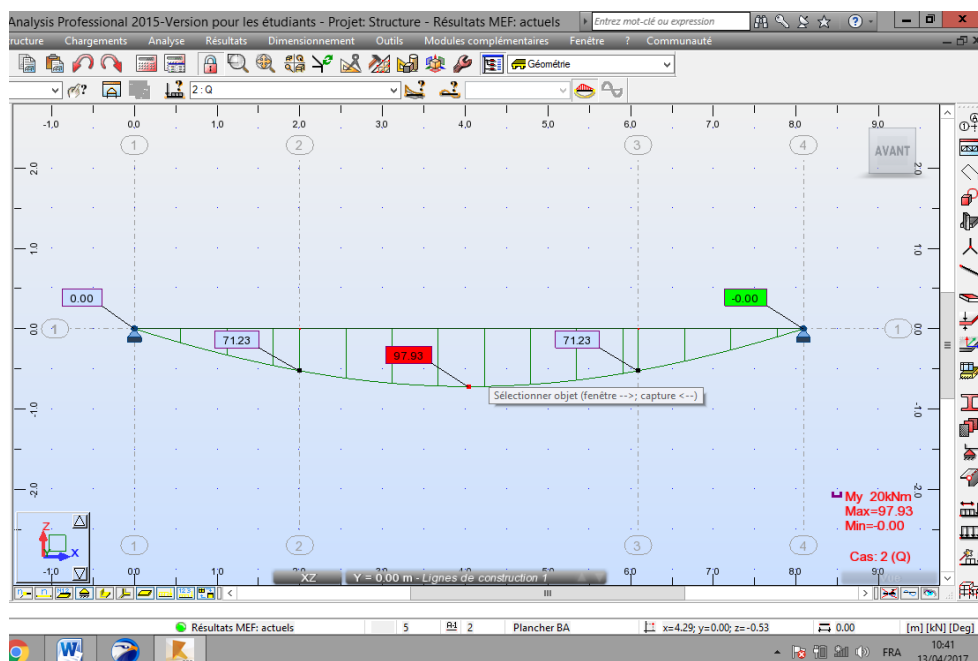


Figure IV. 12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction des moments calculés avec des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELS :

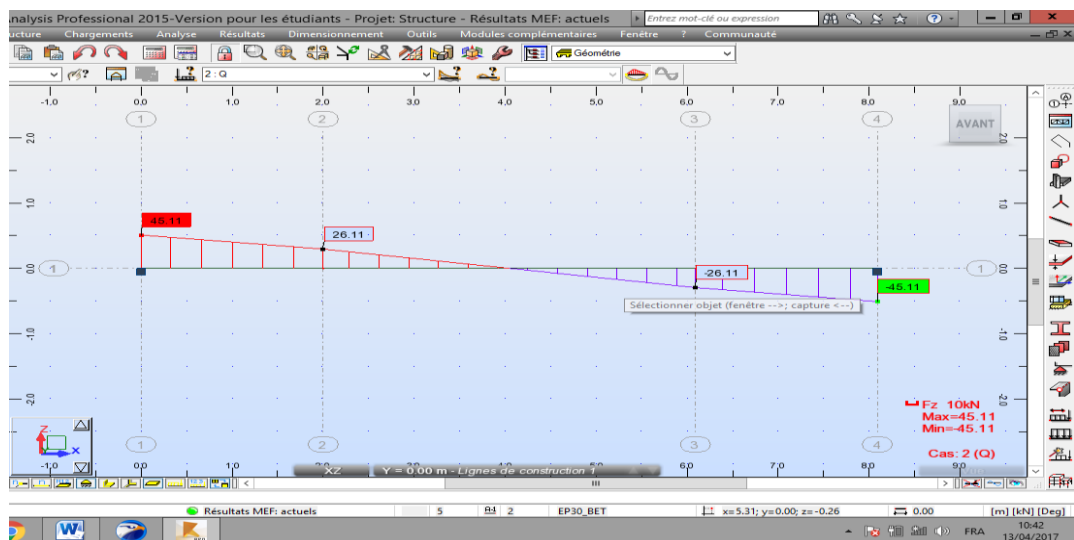
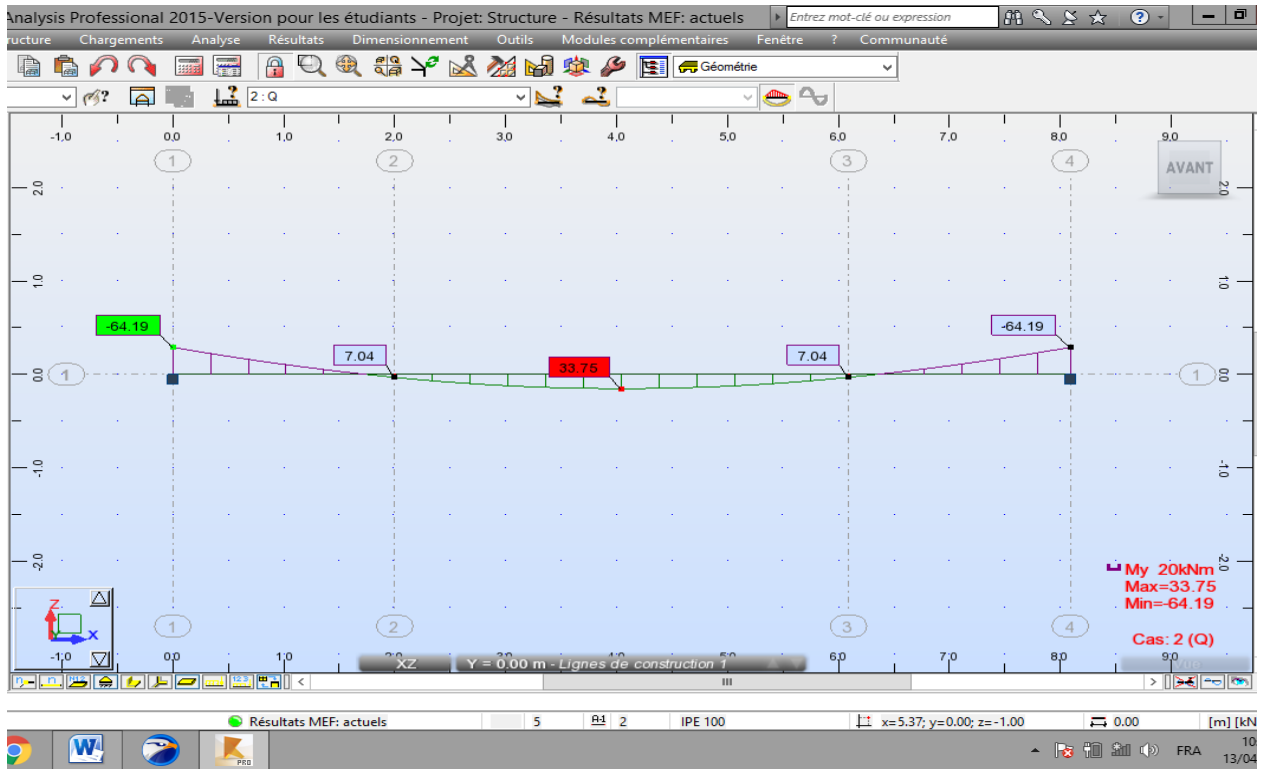


Figure IV. 13 : Le diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à ELS

IV.3.3.6. Vérification à ELS :

- **A l'état limite de compression du béton (BAEL90/A.4.5.2) :**

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100.10,78}{100.18} = 0,598 \text{ (du tableau)} \implies \begin{cases} \beta_1 = 0,886 \\ k_1 = 28,86 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \dots d.A_u} = \frac{33,75 \cdot 10^6}{0,886 \times 180 \times 1078} = 196,31 \text{ MPa} > \sigma_s \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa (condition vérifié).$$

La contrainte dans le béton est de :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{196,31}{28,86} = 6,802 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

- **Etat limite de déformation**

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée de la travée entre les appuis.

H : hauteur totale de la section.

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$.1) \frac{h}{L} = \frac{17}{409} = 0,0415 < \frac{1}{16} 0,0625 \text{ (Non vérifié)}$$

Une condition n'est pas vérifiée. Donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_0}$$

Avec :

I_0 : Moment Inertie de la section homogénéisé B_0

B_0 : section homogénéisé ($B_0 = b.h + 15A_t$)

E_v : Module de déformation du béton ($E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$) = 10818 ,865 MPa

Calcul de la section homogénéisée B_0 :

$$B_0 = b.h + 15A_t$$

$$B_0 = 100.20 + 15(10,78) = 2161,7 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée :

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t.d}{B_0}$$

$$V_1 = 10,59 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,59 = 9,41 \text{ cm}$$

$$V_A = 7,41 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_t(V_A)^2]$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (1187,65 + 833,24) + 15[10,78.54,908] = 76240,97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{10,78}{100.18} = 0,598 \%$$

$$\lambda_v = \frac{0,02.2,1}{(2+3).0,598} = 0.014$$

$$\mu = \text{Max}\left\{1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho_s\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = 0,564$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = \frac{1,1.76240,97}{1+(0,014 \cdot 0,564)} = 83205,88 \text{ cm}^4$$

$$E_{v28} = 10818,87$$

Calcul de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{409}{500} = 0,98 \text{ cm (Flèche admissible)}$$

$$f = \frac{M_t L^2}{10E_v I_0} = \frac{33,75 \cdot 10^5 \cdot 490^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 83205,88 \cdot 10^2} = 0,89 < \bar{f} = 0,98 \text{ (la flèche est vérifiée)}$$

La flèche est vérifiée donc le ferrailage adopté à ELU est satisfaisant

IV.3.4. CONCLUSION :

Le ferrailage de l'escalier sera comme suit :

$$\begin{cases} \text{Armatures Principale : } 7\text{HA}14/\text{ml} \\ \text{Armatures répartition: } 7\text{HA}10/\text{ml} \end{cases}$$

.Schéma ferrailage escaliers :

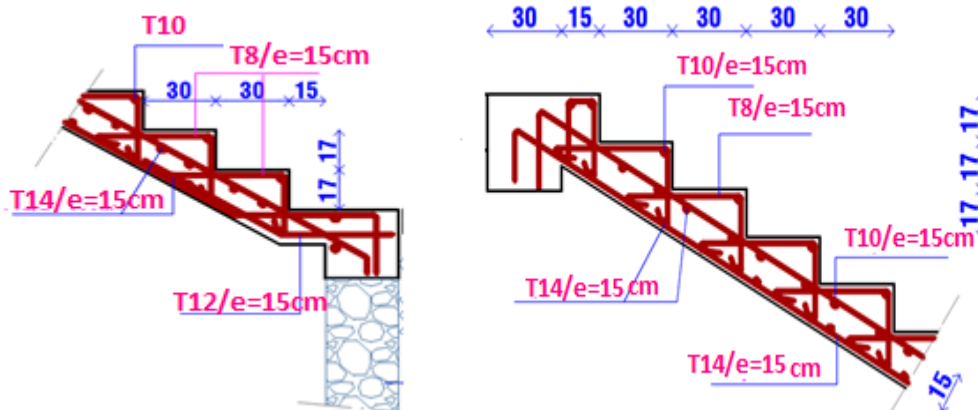


Figure IV. 14 : Coupe ferrailage escaliers supérieur et inférieur

IV.4. Calcul des appuis escaliers :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{G+Q}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ Avec :}$$

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir des efforts dues au poids propre des escaliers et des surcharges.

$$\text{A ELS : } N_s = (G+Q) = R_A \cdot 2$$

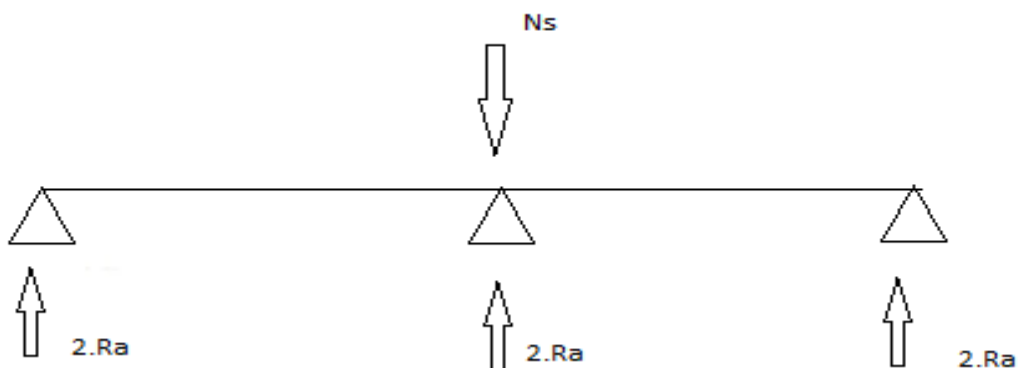


Figure IV. 15 : Schéma des réactions d'appuis à l'ELS

Avec : R_A : réaction d'appuis de l'escalier

$$AN : N_s = R_A \cdot 2 = 45,11 \cdot 2 = 90,22 \text{ KN}$$

Donc :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} - \frac{G+Q}{\sigma_{bc}} = \frac{90,22 \cdot 10^{-3}}{15} = 0,0060 \text{ m}^2$$

$$A_p \geq 0,0060 \text{ m}^2$$

IV.4.1. Ferrailage de l'appui d'escalier :

L'appui d'escalier n'est soumis qu'aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation.

L'appui travaillera dans ce cas en compression simple. Néanmoins, il serait nécessaire de le vérifier au flambement.

4.1.1. Calcul de l'effort normal de compression :

Avec : R_A : Réaction d'appuis à E L U ($R_A = 63,52 \text{ KN}$)

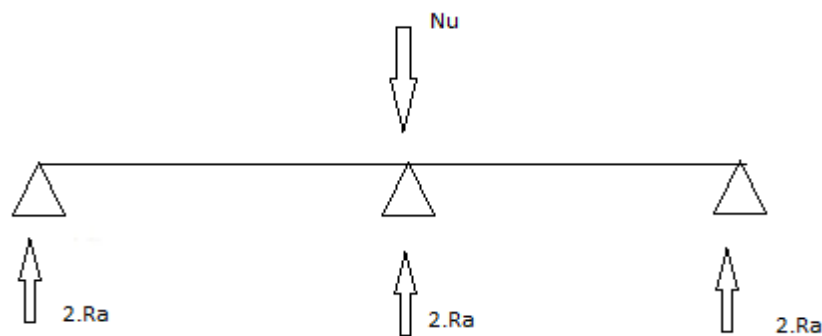


Figure IV. 16 : Schéma des réactions d'appuis à l'ELU

$$AN : \quad N_u = 2 \cdot R_A = 2 \cdot 63,52 = 127,04 \text{ KN}$$

Longueur de flambement :

La longueur de flambement est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 du poteau et de ses liaisons effectives. Dans notre cas c'est un poteau encasté d'un côté et articulé de l'autre.

$$l_f = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 4,91 = 2,45 \text{ m}$$

$$a = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 200 \text{ cm}$$

Royan de giration :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

l'inertie de la section rectangulaire est donnée par la formule suivante

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{Selon } XX' : I_{XX'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,0,4^3}{12} = 0,0106 \text{ m}^4$$

$$\text{Selon } YY' : I_{YY'} = \frac{hb^3}{12} = \frac{0,4,2^3}{12} = 0,26 \text{ m}^4$$

Donc : $I_{\min} = I_{XX'}$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{0,0106}{0,8}} = 0,115 \text{ m avec } B = 2,0,4 = 0,8 \text{ m}^2$$

Enlacement :

L'élancement noté λ est donnée par l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec l_f : longueur de flambement de l'appuis ;

$$\text{AN : } \lambda = \frac{2,45}{0,115} = 21,30$$

Calcul du coefficient α :

α : coefficient fonction de l'élancement dont l'expression est donnée comme suit :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{ (cas ou } \lambda < 50 \text{)}$$

$$\text{AN : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{21,30}{35} \right)^2} = 0,79$$

$$\alpha = 0,79$$

Calcul de la section réduite B_r :

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (a-2).(b-2)$$

$$AN : B_r = (40-2).(200-2) = 7524 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0,7524 \text{ m}^2$$

IV.5. Calcul de section d'acier :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1.20 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28 jours.

L'expression de la section d'armatures longitudinale est la suivante :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$AN: A = \left[\frac{0,12704}{0,79} - \frac{0,7524 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = -0,039 \text{ m}^2$$

Section minimale :

Les armatures ne sont pas nécessaires dans notre cas, alors on va opter pour un ferrailage minimal du (RPOA) qui est de 0.4% de la section en zone I

$$A_{st}(\text{min}) = 0,23 \cdot 200 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{4,34}{4} = 1,08 \text{ cm}^2 \text{7 cadre de HA8/ml.}$$

IV.4.2. Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{armatures longitudinales : } \frac{4HA12}{ml} \text{ avec un espacement de } 15\text{cm} \\ \text{armatures transversales : } \frac{7HA8}{ml} \text{ avec un espacement de } 15\text{cm} \end{array} \right.$$

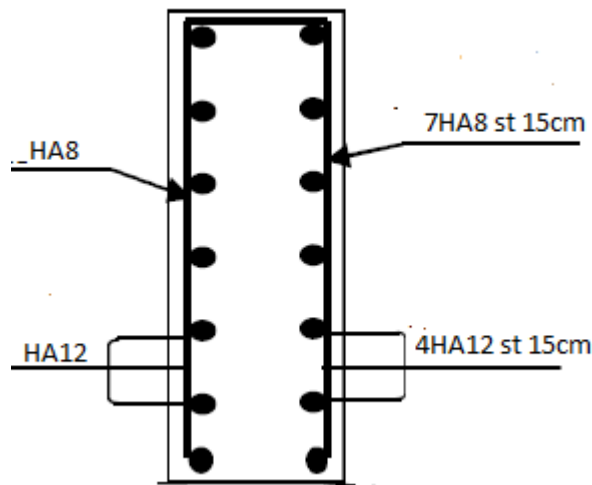


Figure IV. 17 : ferrailage de l'appui d'escalier.

IV.6. Dimensionnement du chevron :

IV.6.1. Pré-dimensionnement :

Le chevron est considéré comme une console encastree son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{L}{10} \geq e_p = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de 138 cm et une largeur de 15 cm pour une raison d'esthétique.

IV.6.2. Calcul des armatures à ELU :

IV.6.2.1. Charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

- ✓ Charge de la dalle (palier) : $(0,71 \cdot 2,25) \cdot 1,35 = 11,475 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge de l'escalier : $\frac{63,52}{2} = 31,76 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges de la couche en pente : $1,1 \cdot 1,35 = 1,485 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges du garde-corps palier : $0,815 \cdot 2 \cdot 1,35 = 2,2 \text{ KN/ml}$

b) Charges d'exploitation :

- ✓ Charge piétonne : $4,5 \cdot 2 \cdot 1,5 = 13,5 \text{ KN/ml}$

c) Combinaison de charge :

$$d) \quad q_u = 11,475 + 31,76 + 1,485 + 2,2 + 13,5 = 60,42 \text{ KN/ml}$$

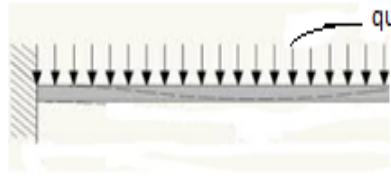


Figure IV. 18 : Schéma statique de la console

d) Calcul du moment :

la console sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (15x138) .

$$M_u = (-q_u \frac{l^2}{2})$$

$$\text{AN : } M_u = (-60,42 \frac{2^2}{2}) = -120,84 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue

e) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = (q.l)$$

$$\text{AN : } V_u = (60,42 \cdot 2) = 120,84 \text{ KN}$$

f) Ferrailage :

$$\text{on a : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec } d' = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{AN: } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{120,84}{0,15 \cdot 1,36^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3} = 0,0307 < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$\mu = 0,0307 < \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,2084}{0,985 \cdot 1,36 \cdot 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

IV.6.3. Vérifications à ELU :

IV.6.3.1. Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 15 \cdot 136 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,46 \text{ cm}^2 > A_{st} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\min} = A_{st} = 2,59 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 = 3,14 cm²

IV.6.3.2. Ecartement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ✓ **Armatures principales** : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm})$
On prend l'écartement de 10 cm < 33cm (Condition vérifiée).
- ✓ **Armature de répartition** : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm})$

On prend l'écartement de 15 cm < 33 cm (Condition vérifiée).

IV.6.3.3 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1.3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu}$

$$\bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \bar{\tau}_{seu} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres de hautes adhérences.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot 3,14 \cdot 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,2084}{0,9 \cdot 1,36 \cdot 125,6} = 0,786 \text{ MPa} < \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} \text{ (condition vérifiée).}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales .

IV.6.3.4. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d.} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{1,2084}{0,15 \cdot 1,36} = 0,59 \text{ MPa} \text{ fissuration préjudiciable (B. A. E. L.)}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.6.3.5. Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

la longueur d' scellement doit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{400,1}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } l_s = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles du B.A.E.L (Art A.6.1.2.53/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers HA.

$$L_{er} = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 35,27 = 14,1 \text{ cm} \quad \text{====} > l_{cr} = 14 \text{ cm}$$

IV.6.4. Vérification à ELS :**IV.6.4.1. Charges et surcharges ELS :****Charge permanentes :**

- ✓ Charge de la dalle (palier) : $0,71 \cdot 2,25 = 11,475 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge de l'escalier : $\frac{45,11}{2} = 22,55 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges du garde-corps palier : $0,815 \cdot 2 = 1,63 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charges de la couche en pente : $1,1 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation :

$$\text{Charge piétonne : } 4,5 \cdot 1,2 = 9 \text{ KN/ml}$$



Figure IV. 19 : Schéma statique de la console

Combinaison de charge :

$$q_s = 11,475 + 22,55 + 1,63 + 1,1 + 9 = 45,76 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment :

$$M_s = \left(-q_s \frac{l^2}{2} \right)$$

$$\text{AN : } M_s = \left(-45,76 \frac{2^2}{2} \right) = -91,52 \text{ KN.m}$$

A l'état limite de compression du béton (BAEL91/A.2.5.2) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,14}{15 \cdot 136} = 0,153 \text{ (du tableau)} \implies \begin{cases} \beta_1 = 0,936 \\ k_1 = 36,12 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_u} = \frac{0,09152}{0,936 \times 1,36 \times 0,000314} = 228,97 \text{ MPa} \implies \sigma_s \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa (condition vérifiée)}.$$

La contrainte dans le béton est de :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{228,97}{36,12} = 6,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies > \frac{138}{200} = 0,69 > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (condition vérifiée)} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies > \frac{3,14}{15 \cdot 136} = 0,001539 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ (condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Donc le ferrailage calculé à ELU est vérifié à ELS.

IV.6.5. Vérification de section minimale (RPOA) :

La section minimale du RPOA en zone I (Art 7.2.1.2) est 0.4% de la section du béton.

$$\checkmark A_s = \frac{0,4}{100} 138.15 = 8,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ HA } 14 / \text{ml (espacement } 15 \text{ cm)}$$

$$\checkmark A_r = \frac{8,28}{4} = 2,07 \text{ cm}^2 \text{ } 4 \text{ HA } 10 / \text{ml (espacement } 15 \text{ cm)}$$

IV.5.6. Conclusion :

*{ armatures longitudinales : 7HA14 avec un espacement de 15cm
armatures transversales : 4HA10 avec un espacement de 15cm*

On adoptera le même ferrailage pour les autres murs adjacents.

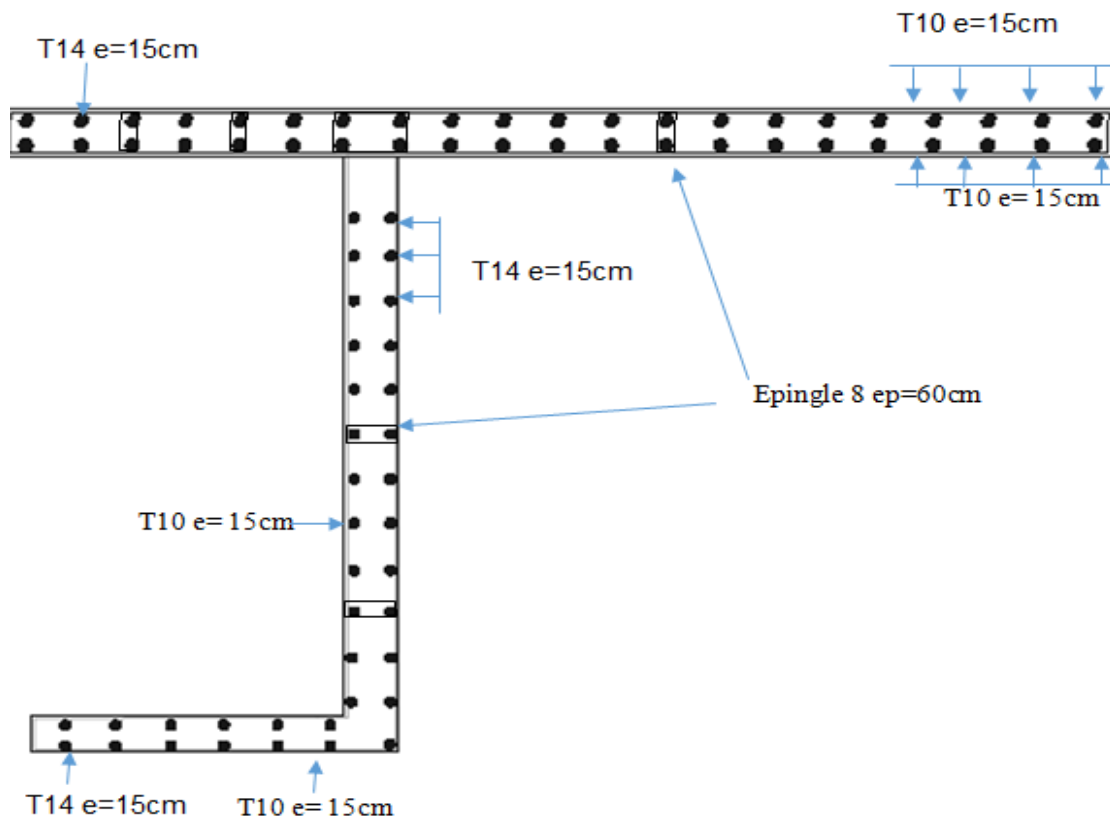


Figure IV. 20 : Schéma ferrailage du chevêtre.



Chapitre V

Etude de la précontrainte

V.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons étudier la précontrainte par pré-tension (le dimensionnement, calcul des contraintes, calcul des pertes et déformation) due aux efforts d'exploitation.

V.2. Principe de précontrainte :

Procédé de la pré-tension :

Cette fabrication se fait sur des bancs composés d'une table plane en béton ou on acier servant de fond de coffrage et de deux massifs d'ancrages aux extrémités. De chaque côté de la table on vient disposer des coffrages outils pour donner à la pièce la forme souhaitée, les massif d'ancrages servant à mettre en tension les câbles qui sont en général rectiligne

- **Pour rentabiliser ces installations importantes on est conduit :**
 - ✓ Généralement à fabriquer plusieurs à la fois, ou cette fabrication se fait sur des bancs de 36m à 200m de longueurs sur lesquels les produits sont disposés en série.
 - ✓ Accélérer le durcissement du béton afin de libérer rapidement les coffrages et les bancs de fabrication, pour réaliser une nouvelle production (système D'étuvage).
- Le durcissement accéléré de béton est généralement obtenu par un traitement thermique réalisé par l'un des procédés suivants :
 - ✓ Etuvage à la vapeur haute pression.
 - ✓ Etuvage à la vapeur basse pression.
 - ✓ Chauffage électrique.
 - ✓ Emploi de béton chaud.
 - ✓ Emploi de coffrage calorifugé.

Cette dernière solution est certainement la meilleure car d'une part elle ne consomme pas d'énergie et d'autre part elle assure un échauffement uniforme du béton ce qui évite l'apparition de contraintes internes pouvant créer des désordres.

V.2.2. Etapes générales de réalisation :

- Mise en tension des câbles.
- Coulage du béton.
- La libération des câbles après le durcissement du béton.
- Par adhérence, la précontrainte de compression au béton.

D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :

- ✓ nettoyage des moules ;
- ✓ mise en place d'huile de décoffrage sur les moules ;
- ✓ déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ;
- ✓ mise en place des armatures passives ;
- ✓ mise en place des moules dans leur position finale ;
- ✓ mise en place des déviateurs éventuels ;
- ✓ mise en tension des armatures par des vérins ;
- ✓ mise en place du béton par pont-roulant ou grue ;
- ✓ lissage de la partie supérieure ;
- ✓ vibration du béton ;
- ✓ étuvage ou chauffage du béton ;
- ✓ décoffrage ;
- ✓ dé-tension des armatures actives ;
- ✓ découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
- ✓ manutention et stockage ;

V.3. Données de la précontrainte :

V.3.1. Classe de précontrainte :

La vérification se fait en classe II, elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures comme elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

V.3.2. Béton :

La résistance de béton est un paramètre très important pour la réalisation des ouvrages précontraints. Nous désignons sa résistance caractéristique par f_{c28} car elle est généralement déterminée à 28 jours d'âge.

- **La résistance caractéristique du béton :**
 - ✓ à la compression : $f_{c28}=35\text{MPa}$
 - ✓ à la traction : $f_{ct28}=0.6+0.06f_{c28}= -2.7\text{MPa}$
- **Contrainte de traction de béton est :**

On étudie la précontrainte dans la classe II, elle se caractérise par une contrainte de traction admissible.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa} (\text{section d'enrobage}) \\ \bar{\sigma} = -1.5.f_{t28} = -4.05 \text{ MPa} (\text{section en dehors d'enrobage}) \end{array} \right.$$

- **Contrainte de compression de béton est :**
 - Cas 1 : $\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{cl} = 0.5.f_{c28} = 17.5 \text{ MPa} (\text{sous combinaison permanente})$
 - Cas 2 : $\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{cl} = 0.6.f_{c28} = 21 \text{ MPa} (\text{sous combinaison rare})$

V.3.3. L'acier de précontrainte :

On a les caractéristiques suivantes :

- La section $A_p = 0.93 \text{ cm}^2$.
- Force de tension garantie $f_{peg}=154 \text{ KN}$
- Force de rupture garantie $f_{prg}= 173.6 \text{ KN}$

V.3.4. La contrainte maximale de mise en tension :

Selon l'EC2 (ENV 1992-1-3 : 1994), la valeur minimale à l'origine est donnée par l'expression :

$$P_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85.f_{prg} = 0,85.173,60 = 14756 \text{ daN} \\ 0,95.f_{peg} = 0,95.154 = 14630 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $P_0=146.30\text{KN}$

$$\sigma_{p0} = \frac{p_0}{A_p} = 1573,11 \text{ MPa} .$$

V.4. Calcul du nombre de câble :

On calcule le fuseau des câble (intervalle) sur toute la longueur section de tel manière à satisfaire les contraintes admissible en tout point de la poutre.

On calcul de 0L jusqu'à L/2 et on aura la deuxième partie par symétrie

Nombre de câbles à la section médiane (0.5L) : Caractéristiques de la section :

	B(m ²)	Ig(m ⁴)	V'(m)	V(m)	e o(m)	M _{max} (MN.m)	M _{min} (MN.m)
Poutre	0,5046875	0,11236120	0,825174	0,824826	- 0,5464	/	0,7252
Poutre Avec hourdis	0,7706875	0,1988635031	1,058451	0,591549	-0,83	5,2529	/

Avec : P₀ = 0,1463MN

Contrainte de traction de béton est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa (section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma} = -1.5.f_{t28} = -4.05 \text{ MPa (section en dehors d'enrobage)} \end{array} \right.$$

Contrainte de compression de béton est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas 1 : } \bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{cl} = 0.5.f_{c28} = 17.5 \text{ MPa (sous combinaison permanente)} \\ \text{Cas 2 : } \bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{cl} = 0.6.f_{c28} = 21 \text{ MPa (sous combinaison rare)} \end{array} \right.$$

- Fibre inférieure :(sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_p} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_p} - \frac{M_p.v'}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046875}n - \frac{0,109725.(-0,5464).0,825174}{0,11236120}n - \frac{0,7252.0,825174}{0,11236120} =$$

$$0,22 n + 0,44 n - 5,32 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 43 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(sous combinaison rare)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_p} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_p} - \frac{M_p.v'}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046875}n - \frac{0,109725 \cdot (0,5464) \cdot 0,825174}{0,11236120}n - \frac{0,7252 \cdot 0,825174}{0,11236120} =$$

$$0,22n + 0,44n - 5,32 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 39 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(zone enrobage) :

$$\frac{n \cdot P_{min.}}{B_p} + \frac{n \cdot P_{min.} \cdot e_0 \cdot v}{I_p} + \frac{M_p \cdot v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046875}n + \frac{0,109725(-0,5464) \cdot 0,824826}{0,11236120}n + \frac{0,7252 \cdot 0,824826}{0,11236120} =$$

$$0,22n - 0,44n + 5,32 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 36 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{n \cdot P_{min.}}{B_p} + \frac{n \cdot P_{min.} \cdot e_0 \cdot v}{I_p} + \frac{M_p \cdot v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046875}n + \frac{0,109725(-0,5464) \cdot 0,824826}{0,11236120}n + \frac{0,7252 \cdot 0,824826}{0,11236120} =$$

$$0,22n - 0,44n + 5,32 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 43 \text{ câbles}$$

En phase de service (en charge)

- Fibre inférieure :(zone enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{tt} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7706875}n - \frac{0,109725(-0,83)1,058451}{0,1988635031}n - \frac{5,2529 \cdot 1,058451}{0,1988635031} =$$

$$0,14n + 0,48n - 27,95 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 40 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7706875}n - \frac{0,109725(-0,83)1,058451}{0,1988635031}n - \frac{5,2529 \cdot 1,058451}{0,1988635031} =$$

$$0,14n + 0,48n - 27,95 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 38 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.e_0.v.n}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max}.v}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7706875}n + \frac{0,109725(-0,83).0,591549}{0,1988635031}n + \frac{5,2529.0,591549}{0,1988635031} =$$

$$0,14n - 1,92n + 15,72 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \geq 1 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.e_0.v.n}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max}.v}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7706875}n + \frac{0,109725(-0,83).0,591549}{0,1988635031}n + \frac{5,2529.0,591549}{0,1988635031} =$$

$$0,14n - 1,92n + 15,72 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \geq 3 \text{ câbles}$$

Tableau récapitulatif :

Nbre de câbles	Interval
n ≤ 43	36 ≤ n ≤ 40
n ≤ 39	
n ≤ 36	
n ≤ 43	
n ≥ 40	
n ≥ 38	
n ≥ 1	
n ≥ 3	

Nombre de câbles à la section d'about (0.0L) :

	B(m ²)	Ig(m ⁴)	V'(m)	V(m)	e o(m)	M _{min} (MN.m)	M _{max} (MN.m)
Poutre	0,8585	0,15974593	0,7687	0,6812	-0,5479	/	0
Poutre Avec hourdis	1,1245	0,2755671944	0,9420	0,7079	-0,7698	0	/

Avec : M_{max} = 0 et M_{min} = 0

Donc :

- Fibre inférieure :(sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_p} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,8585}n - \frac{0,109725(-0,5479).0,7687}{0,15974593}n =$$

$$0,13n + 0,30n \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 41 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_p} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,8585}n - \frac{0,109725(-0,5479).0,7687}{0,15974593}n =$$

$$0,13n + 0,30n \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 49 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(zone enrobage) :

$$\frac{n.P_{min.}}{B_p} + \frac{n.P_{min.}.e_0.v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,8585}n + \frac{0,109725(-0,5479).0,6812}{0,15974593}n =$$

$$0,13n - 0,26n \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 21 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{n.P_{min.}}{B_p} + \frac{n.P_{min.}.e_0.v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,8585}n + \frac{0,109725(-0,5479).0,6812}{0,15974593}n =$$

$$0,13n - 0,26n \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 31 \text{ câbles}$$

En phase de de service (en charge)

- Fibre inférieur :(zone enrobage) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{tl} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{1,1245}n - \frac{0,109725(-0,7698).0,9420}{0,2755971944}n =$$

$$0,10n + 0,29n \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \geq 7 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieur :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{tl} = -4,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{1,1245}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,7698) \cdot 0,9420}{0,2755971944}n =$$

$$0,10 n + 0,29 n \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \geq 12 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v \cdot n}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{1,1245}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,7698) \cdot 0,7079}{0,2755971944}n =$$

$$0,10 n - 0,22 n \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \geq 146 \text{ cables}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v \cdot n}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{1,1245}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,7698) \cdot 0,7079}{0,2755971944}n =$$

$$0,10 n - 0,22 n \leq 21 \text{ MPa} \implies n \geq 175 \text{ câbles}$$

Tableau récapitulatif :

N ^{bre} de câbles	Interval
n ≤ 41	7 ≤ n ≤ 21
n ≤ 49	
n ≤ 21	
n ≤ 31	
n ≥ 7	
n ≥ 12	
n ≥ 146	
n ≥ 175	

Nombre de câbles à la section intermédiaire (0.0625L) :

Avec :

$$M_{\max} = 1,2775 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 0,1699 \text{ MN.m}$$

- Fibre inférieure :(Sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_p} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_p} - \frac{M_p \cdot v'}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8251}{0,11236120}n - \frac{0,1699 \cdot 0,8251}{0,11236120} =$$

$$0,22n + 0,44n - 1,24 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 28 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_p} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_p} - \frac{M_p \cdot v'}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8251}{0,11236120}n - \frac{0,1699 \cdot 0,8251}{0,11236120} =$$

$$0,22n + 0,44n - 1,24 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 34 \text{ câbles.}$$

- Fibre supérieure :(zone enrobage) :

$$\frac{n \cdot P_{min.}}{B_p} + \frac{n \cdot P_{min.} \cdot e_0 \cdot v}{I_p} + \frac{M_p \cdot v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8248}{0,11236120}n + \frac{0,1699 \cdot 0,8248}{0,11236120} =$$

$$0,22n - 0,44n + 1,24 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 18 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{n \cdot P_{min.}}{B_p} + \frac{n \cdot P_{min.} \cdot e_0 \cdot v}{I_p} + \frac{M_p \cdot v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8248}{0,11236120}n + \frac{0,1699 \cdot 0,8248}{0,11236120} =$$

$$0,22n - 0,44n + 1,24 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 24 \text{ câbles}$$

En phase de service (en charge) :

- Fibre inférieure :(zone enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{tl} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,83) \cdot 1,058}{0,1988635031}n - \frac{1,2775 \cdot 1,058}{0,1988635031} =$$

$$0,14n + 0,48n - 6,79 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 7 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,83) \cdot 1,58}{0,1988635031}n - \frac{1,2775 \cdot 1,058}{0,1988635031} =$$

$$0,14n + 0,48n - 6,79 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 4 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.e_0.v.n}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max}.v}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n + \frac{0,109725.(-0,83).0,5915}{0,1988635031}n + \frac{1,2775.0,5915}{0,1988635031} =$$

$$0,14 n - 0,27 n + 3,79 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \geq 105 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.e_0.v.n}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max}.v}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n + \frac{0,109725.(-0,83).0,5915}{0,1988635031}n + \frac{1,2775.0,5915}{0,1988635031} =$$

$$0,14 n - 0,27 n + 3,79 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 63 \text{ câbles}$$

Tableau récapitulatif :

Nbre de câbles	Interval
n ≤ 28	18 ≤ n ≤ 105
n ≤ 34	
n ≤ 18	
n ≤ 24	
n ≥ 7	
n ≥ 4	
n ≥ 105	
n ≥ 63	

Nombre de câbles à la section médiane (0.25L) :

Avec : $M_{max} = 4,0377 \text{ MN.m}$ et $M_{min} = 0,5439 \text{ MN.m}$

- Fibre inférieure :(sous combinaison permanente)

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_p} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_p} - \frac{M_p.v'}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n - \frac{0,109725.(-0,5464).0,8251}{0,11236120}n - \frac{0,5439.0,8251}{0,11236120} =$$

$$0,22 n + 0,44 n - 3,99 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \leq 33 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_p} - \frac{0,75.P_0.e_0.v'.n}{I_p} - \frac{M_p.v'}{I_p} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8251}{0,11236120}n - \frac{0,5439 \cdot 0,8251}{0,11236120} =$$

$$0,22n + 0,44n - 3,99 \leq 21 \text{ MPa} \implies n \leq 38 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(zone enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_p} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v \cdot n}{I_p} + \frac{M_p \cdot v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8248}{0,11236120}n + \frac{0,5439 \cdot 0,8248}{0,11236120} =$$

$$0,22n - 0,44n + 3,99 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \leq 30 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_p} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v \cdot n}{I_p} + \frac{M_p \cdot v}{I_p} \geq \bar{\sigma}_t = 21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,5046}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,5464) \cdot 0,8248}{0,11236120}n + \frac{0,5439 \cdot 0,8248}{0,11236120} =$$

$$0,22n - 0,44n + 3,99 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \leq 37 \text{ câbles}$$

En phase de service (en charge)

- Fibre inférieure :(zone enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_{tl} = -2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,83) \cdot 1,058}{0,1988635031}n - \frac{4,0377 \cdot 1,058}{0,1988635031} =$$

$$0,14n + 0,48n - 21,48 \geq -2,7 \text{ MPa} \implies n \geq 30 \text{ câbles}$$

- Fibre inférieure :(zone en dehors d'enrobage) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} - \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v' \cdot n}{I_{(p+h)}} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I_{(p+h)}} \geq \bar{\sigma}_t = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n - \frac{0,109725 \cdot (-0,83) \cdot 1,058}{0,1988635031}n - \frac{4,0377 \cdot 1,058}{0,1988635031} =$$

$$0,14n + 0,48n - 21,48 \geq -4,05 \text{ MPa} \implies n \geq 28 \text{ câbles}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison permanente) :

$$\frac{0,75 \cdot P_0 \cdot n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75 \cdot P_0 \cdot e_0 \cdot v \cdot n}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max} \cdot v}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n + \frac{0,109725 \cdot (-0,83) \cdot 0,5915}{0,1988635031}n + \frac{4,0377 \cdot 0,5915}{0,1988635031} =$$

$$0,14n - 0,27n + 12,00 \leq 17,5 \text{ MPa} \implies n \geq 13 \text{ câble}$$

- Fibre supérieure :(sous combinaison rare) :

$$\frac{0,75.P_0.n}{B_{(p+h)}} + \frac{0,75.P_0.e_0.v.n}{I_{(p+h)}} + \frac{M_{max.v}}{I_{(p+h)}} \leq \bar{\sigma}_c = 21\text{MPa}$$

$$\frac{0,109725}{0,7707}n + \frac{0,109725(-0,83).0,5915}{0,1988635031}n + \frac{4,0377.0,5915}{0,1988635031} =$$

$$0,14n - 0,27n + 12,00 \leq 21\text{MPa} \implies n \geq 69 \text{ câbles}$$

Tableau récapitulatif :

N ^{bre} de câbles	Interval
n ≤ 33	30 ≤ n ≤ 69
n ≤ 38	
n ≤ 30	
n ≤ 37	
n ≥ 30	
n ≥ 28	
n ≥ 13	
n ≥ 69	

Tableau récapitulatif :

Tableau N° 1 : nombre de câbles pour chaque section de la poutre

Section	0(m)	L/16(m)	L/4(m)	L/2(m)
M _{max} (t.m)	0	0,56706	1,8145	2,41994
M _{min} (t.m)	0	0,21435	0,6859	0,91458
Poutre seul	36 ≤ n ≤ 40	7 ≤ n ≤ 21	18 ≤ n ≤ 105	30 ≤ n ≤ 69
Poutre avec hourdis	36 ≤ n ≤ 40	7 ≤ n ≤ 21	18 ≤ n ≤ 105	30 ≤ n ≤ 69

V.5. Tracé des câbles :

V.5.1. Principe :

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs

est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

V.5.2. Emplacement des torons :

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire d'avoir un espacement entre axes minimal des torons, et une distance minimum aux parements :

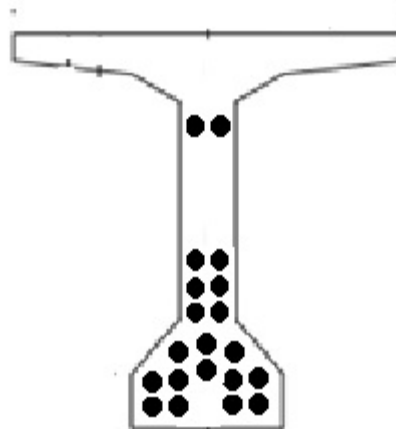
- ✓ L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des armatures : $D \geq 3\phi = 3 \cdot 12,4 = 37,2\text{mm}$, on prend $D = 4,5\text{cm}$ verticalement, et 20cm pour les deux derniers torons de la fibre supérieure, et 6cm horizontalement.
- ✓ Distance minimum de l'axe des armatures au parement le plus proche, ne doit pas être inférieur à 2,5 fois diamètre :

$D' \geq 2,50\phi = 2,5 \cdot 12,4 = 31\text{mm}$ on prend $D' = 5\text{cm}$ verticalement et 7cm horizontalement.

a) Section intermédiaire (médiane) :

- ✓ **Centre de gravité des armatures actives :**

$$D' = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{4 \cdot 11 + 5 \cdot 15,5 + 3 \cdot 20 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 33,5 + 2 \cdot 65}{20} = \frac{485,5}{20} = 24,3\text{cm}.$$



Section median

- ✓ **Position de la fibre neutre (poutre seul) :**

$$V' = 0,8251\text{m}$$

$$V = 0,8248\text{m}$$

- ✓ **Excentricité de la force de précontrainte e_0 :**

$$e_0 = - (V' - D') = -(0,8251 - 0,2430) = -0,5821\text{m}$$

$$e_0 = -0,5821\text{m (poutre seul)}$$

✓ **Position de la fibre neutre (poutre avec hourdis) :**

$$V' = 1,0585\text{m}$$

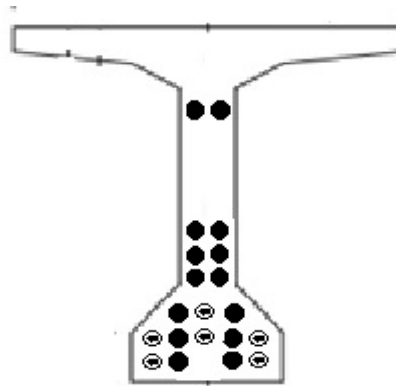
$$V = 0,5915\text{m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte e_0 :**

$$e_0 = -(V' - D') = -(1,0585 - 0,2430) = -0,8155\text{ m}$$

$$e_0 = -0,8155\text{m (poutre avec hourdis)}$$

✓ **A) Section intermédiaire (1/16 L) :**



Section intermédiaire

✓ **Centre de gravité des armatures actives :**

$$D' = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{2 \cdot 11 + 2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 33,5 + 2 \cdot 65}{14} = \frac{397}{14} = 28,35\text{cm}$$

✓ **Position de la fibre neutre (poutre seul) :**

$$V' = 0,8251\text{m}$$

$$V = 0,8248\text{m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte e_0 :**

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,8251 - 0,2835) = -0,5416\text{m}$$

$$e_0 = -0,5416\text{m (poutre seul)}$$

✓ **Position de la fibre neutre (poutre avec hourdis) :**

$$V' = 1,0585\text{m}$$

$$V = 0,5915\text{m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte e_0 :**

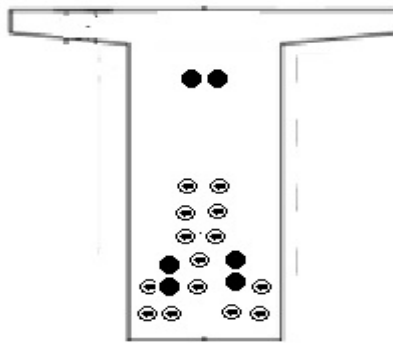
$$e_0 = -(V' - D') = -(1,0585 - 0,2835) = -0,775\text{m}$$

$$e_0 = -0,775\text{m (poutre avec hourdis)}$$

b) Section d'about (0.0L) :

Dans la pré-tension, l'excentricité constante, due au précontrainte rectiligne de la totalité des armatures, provoque des contraintes de traction à l'about des pièces sur le parement opposé à celui même où se situent les armatures actives car à l'about il n'existe aucun moment fléchissant autre que celui du poids extérieure de poids propre, on est tenu dans ce cas, de gagner, donc d'annuler la force de précontrainte d'un certain nombre de torons sur une longueur suffisante qui, ajoutée à la longueur d'établissement, correspond à une zone de la poutre où le moment de poids propre peut équilibrer les contraintes de traction sur le parement considéré.

✓ **Centre de gravité des armatures actives :**



Section about

$$D' = \frac{\sum ai \cdot gi}{\sum ai} = \frac{2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 65}{6} = \frac{201}{6} = 33,5 \text{ cm}$$

✓ **Position de la fibre neutre (poutre seul) :**

$$V' = 0,7687 \text{ m}$$

$$V = 0,6812 \text{ m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte :**

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,7687 - 0,335) = -0,4337 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,4337 \text{ m (poutre seul)}$$

✓ **Position de la fibre neutre (poutre avec hourdis) :**

$$V' = 0,9420 \text{ m}$$

$$V = 0,7079 \text{ m}$$

✓ **Excentricité de la force de précontrainte e_0 :**

$$e_0 = -(V' - D') = -(0,9420 - 0,335) = -0,607 \text{ m}$$

$$e_0 = -0,607 \text{ m (poutre avec hourdis)}$$

V.6. Les pertes de précontraintes :

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

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

V.6.1. Calcul des pertes à mi- travée :

Perte sur un banc de longueur 60m :

V.6.1.1. Pertes instantanées :

Tension à l'origine $p_0=146,30\text{KN}$

Contrainte $\sigma_{pg} = 1573,11\text{MPa}$

- **Perte par frottement : à mi- portée :**

Le calcul est effectué à mi- portée, nous avons choisi un tracé rectiligne (l'angle $\alpha=0$).

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} [1 - e^{-f \cdot a - \varphi \cdot x}]$$

$$\Delta\sigma_f = 1573,11 \cdot [1 - e^{-0,18 \cdot 0 - 0,0016 \cdot 14}]$$

$$\Delta\sigma_f = 35,64\text{MPa}$$

D'où f et φ sont des coefficients de frottement prenant les valeurs forfaitaires: $0,18\text{rd}^{-1}$ et $0,0016\text{m}^{-1}$ respectivement.

- **Perte par recule d'ancrage :**

$$\Delta\sigma_g = E_p \cdot \frac{g}{l} = 1,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,005}{298} = 33,93\text{MPa}$$

Avec :

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($1,9 \cdot 10^5\text{MPa}$)

l : est la longueur du banc de précontrainte $l=60m$

g : est la rentrée d'ancrage à la détention de l'armateur (de l'ordre de 5mm) dans notre cas, elle définit pour chaque type d'ancrage dans la notice technique.

V.6.1.2. Perte différées :

- **Perte due à la relaxation de l'acier sur le banc :**

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{mpt}}{\sigma_{fprg}} - \mu_0 \right) \sigma_{mpt}$$

$$\text{On a : } \sigma_{mpt} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_g = 1573,11 - 33,93 = 1539,18 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 173,6 \text{ KN} \implies \sigma_{fprg} = \frac{f_{prg}}{A_t} = \frac{173600}{93} = 1866,66 \text{ MPa}$$

$\mu_0 = 0,43$ (pour les armatures à très basse relaxation TBR).

AN:

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot 2,5 \left(\frac{1539,18}{1866,66} - 0,43 \right) 1539,18 = 91,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 91,1 \text{ MPa (5,8\%)}$$

- **Perte due au retrait du béton sur le banc de préfabrication :**

Le béton étuvé, à la mise en précontrainte à 1 jour est équivalente à un béton non étuvé à 7 jours où le retrait sur banc :

$$\varepsilon = \varepsilon_r \cdot r(t)$$

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p$$

$$\text{On a : } r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre extérieure}} = \frac{5312,5}{475} = 11,18 \text{ cm}$$

Avec : $t_{\text{réel}} = 7 \text{ jours}$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \implies r(t) = \frac{7}{7 + 9 \cdot 11,18} = 0,065$$

ε_r : est le retrait final du béton $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

ε_r : est le retrait final du béton

Selon le BPEL91 et à défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

$$\varepsilon_r = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^{-4} & \text{en climats très humides} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{en climats humide.} \\ 3 \cdot 10^{-4} & \text{en climats tempéré sec. (cas de wilaya Tiaret)} \\ 4 \cdot 10^{-4} & \text{en climats chaud et sec.} \\ 5 \cdot 10^{-4} & \text{en climats très sec.} \end{cases}$$

Donc : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$, $t_{\text{réel}} = 7 \text{ jours}$; $r_m = 11,18 \text{ cm}$; $r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$

AN : $\varepsilon = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 0,065 = 1,95 \cdot 10^{-5}$

$\Delta\sigma_r = 3 \cdot 10^{-4} (1 - 0,065) \cdot 1,9 \cdot 10^5 = 53,30 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_r = 53,30 \text{ MPa (3,51\%)}$

Selon le BPEL91 et à défaut de résultats expérimentaux le retrait final ξ_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

▪ **La perte par fluage :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ξ_i à la mise en charge, on constate que la déformation total augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée $\xi_{t=3} = 3 \cdot \xi_i$

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à l'effort constant (et donc à longueur variable). La relaxation correspondant à une chute de tension (ou de compression) à longueur constante.

- ✓ Le raccourcissement instantané vaut :
- ✓ Le raccourcissement final vaut :
- ✓ La part due fluage vaut donc :
- ✓ Le raccourcissement des aciers de précontraint :

σ_b : contrainte finale

σ_M : contrainte maximale du béton

En supposant que dans le cas étudié, la contrainte finale du béton au niveau du centre de gravité des câbles correspond à la contrainte maximale : $\sigma_b = \sigma_M = 7,2\text{MPa}$

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}} = (7,2 + 7,2) \cdot \frac{1,9 \cdot 10^5}{36000} = 76\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 76\text{MPa} (4,83\%)$$

❖ **Les pertes totales différées :**

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{fl} = 91,1 + 53,3 + \frac{5}{6}(76) = 207,73\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma = 207,73\text{MPa}$$

Le total des pertes totales différées est de $\Delta\sigma = 207,73\text{MPa} \Rightarrow (13,21\%)$.

V.7. conclusion :

Le pourcentage des pertes de précontrainte est de 18.82% soit une valeur inférieure à la valeur estimée qui est de 25%

Le nombre de câbles (ou la précontrainte) calculés pour notre poutre est suffisant pour équilibrer les efforts extérieurs et aussi admissible pour les contraintes engendrées sur la section.



Chapitre VI

Calcul au séisme

VI. Introduction :

L'étude au séisme doit se faire conformément au Règlement au parasismique des ouvrages d'art 2008 (RPOA ,partie I : ponts.)

VI.2. Données sismologique :

La conception et la réalisation d'un projet devras tenir compte de la sismicité de la région et se référé à la réglementation approprié.

Le site est classé en zone de moyenne sismicité pour le calcul dynamique de l'ouvrage il y a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien (R.P.O.A.2008)

VI.3. Critères de Classification :

- ✓ Zone sismique : faible zone I
- ✓ Groupe de pont : (pont est d'importance moyenne) groupe 3
- ✓ Coefficient d'accélération de zone A : $A=0.07$
- ✓ Classification du site : (site meuble) catégorie S3

VI.4. Méthode d'analyse :

On calcule le séisme dans les trois directions, et on détermine les combinaisons de l'action sismique par les déplacements engendrés.

- Séisme horizontal : $\begin{cases} \text{séisme longitudinal} \\ \text{séisme transversal} \end{cases}$
- Séisme vertical

VI.4.1. La masse totale du tablier :

Pour le calcul des masses on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure. Pour les passerelles, il n'est pas nécessaire de rajouter les surcharges d'exploitation dans l'évaluation de la masse du tablier M_t (cf.au RPOA)

Données :

- Poids propre du tablier $P_{\text{tablier}} = 3,9565\text{t/ml}$
- Longueur du tablier $L=28\text{m}$

- Masse du tablier $M_t = 114738,5 \text{ kg}$

VI.4.2. Calcul de la période fondamentale (T_f):

VI.4.2.1. Calcul de la raideur du système K :

La raideur K du système est la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme. Dans notre cas il s'agit bien de la raideur des deux culées de la passerelle.

$$K = \sum_{i=1}^2 k_i \quad \text{et} \quad K_t = \frac{3ELXG}{h^3}$$

$I_y =$ (Inertie de la pile dans le sens xx')

$$I_x = \frac{b(h^3)}{12} = \frac{2 \cdot 1^3}{12} = 0,1667 \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{3ELXG}{h^3} = K_c = \frac{3 \cdot 3,2 \cdot 10^{10} \cdot 0,1667}{6,3^3} = 64000,76 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec : } E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt{25} = 3,2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$h = 6,3 \text{ m} \quad \text{et} \quad k_{\text{culée}} = 64000,76 \text{ KN/m}$$

On deux culées dispose en parallèle on aura :

$$K_{\text{systeme}} = 2k_c = 1,28 \cdot 10^5 \text{ KN/m}$$

VII.4.2.2. Calcul de la période fondamentale:

La période fondamentale est donnée par la relation suivante : $T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M_f}{k}}$

M_f : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

$$M_f = M_t + 2\left(\frac{M_c}{2}\right)$$

$M_c =$ poids culé + poids du grade corps + 1/2 poids escaliers

$$\text{AN: } M_c = (1,2 \cdot 6,3 \cdot 2,5) + 0,815 + 1/2(45,11) = 54,87 \text{ KN} = 5487 \text{ kg}$$

$$M_f = 114738,5 + 2\left(\frac{5487}{2}\right) = 120225,5 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } T_f = 2.3,14 \cdot \sqrt{\frac{120225,5 \cdot 10^3}{1,28 \cdot 10^5 \cdot 10^6}} = 0,19s \quad T_f = 0,19s$$

VI.4.3. Composante horizontale:

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la base pour le calcul sismique.

Le spectre de réponse élastique S_{ae} (m/s^2) pour les deux composante horizontale est donnée en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ($9.81m/s^2$)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : est le coefficient d'accélération de la zone

ξ : Taux d'amortissement. La valeur taux d'amortissement est prise égale à 5 % pour les piles en béton armé.

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

Tableau VII. 1: Valeur des paramètres décrivant le spectre de repense élastique

T1	0,2	S
T2	0,5	S
G	9,81	m/s ²
S	1,2	/
A	0,07	/
ε	5	/
η	1	/

On est dans le cas ou $T_1 \leq T \leq T_2$ avec $T=0,19s$

Donc : $Sae^h(T, \xi) = 2.5n \text{ Aga}$

AN : $Sae^h(T, \xi) = 2,5 * 1 * 0,07 * 9,81 * 1,2 = 2,06 \text{ m/s}^2$

$$Sae^h(T, \xi) = 2,06 \text{ m/s}^2$$

VII.4.4. Composante verticale du spectre de repense élastique :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini est défini pour un taux d'amortissement de 5% par :

$$Sae^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : est le coefficient d'accélération de la zone

ξ : Taux d'amortissement. La valeur taux d'amortissement est prise égale à 5 % pour les piles en béton armé.

h : Facteur de correction de l'amortissement $n = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

a : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismique ($a=0,7$)

On est dans le cas ou $T_1 \leq T \leq T_2$ avec $T = 0.19s$

Donc : $Sae^v(T, \xi) = 2.5\eta \text{ Aga}$

$$AN : Sae^v(T, \xi) = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 7,0 \cdot 0,7 \cdot 9,81 = 1,20 \text{ m/s}^2 \quad Sae^v(T, \xi) = 1,20 \text{ m/s}^2$$

VI.4.5. Accélération de 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 donnée par :

$$\begin{cases} 2.5\eta Ags & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ags \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta Ags \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3s \end{cases}$$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ avec $T = 0.19s$

$$\text{Donc : } Sad(T, \xi) = 2.5\eta AgS$$

$$AN : Sad(T, \xi) = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 9,81 \cdot 1,2 = 2,06 \text{ m/s}^2$$

VI.4.6. Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale) :

Les forces sismique statique équivalente sont dérivées des forces d'inerties correspondant à la période fondamentale naturel de la structure dans la direction considérée en utilisant l'ordonnée appropriée de spectre de repense de calcul, la méthode comprend également des simplifications concernant la forme du premier mode et l'estimation de la période fondamentale

VI.4.7. Séisme longitudinale :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique. Les effets sismiques déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

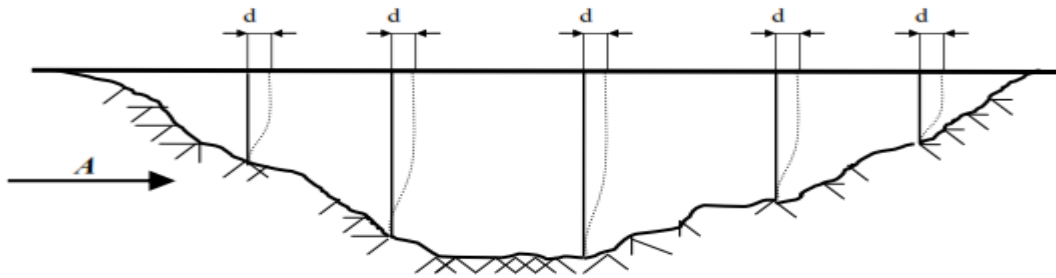


Figure VII. 1: Séisme longitudinale

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \cdot Sa(T)$$

M : masse effective totale de la structure,

$Sa(T)$ l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

$Sa(T) = Sae(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$).

La force horizontale qui se répartit sur chaque appui (i) sera donnée par :

$$F_i = \frac{k_i}{k} \cdot F$$

Le déplacement d est donnée par : $d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot Sa(T)$

$$\text{AN: } d = \left(\frac{0,19}{2,3,14}\right)^2 \cdot 2,06 = 0,002 \quad d = 0,002\text{m}$$

$$F_{\text{sismique}} = 120225,5 \cdot 2,06 = 247,664 \text{ KN}$$

$$F_{\text{sismique}} = 247,664 \text{ KN}$$

Force sismique pour un seul appui : $F/2$

$$F_{\text{appuis}} = 123,83\text{KN}$$

VI.4.8. Séisme transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

Deux cas peuvent se présenter :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Modèle à tablier rigide : } \frac{L}{B} \leq 5 \\ \text{Modèle à tablier flexible : } \frac{L}{B} > 5 \end{array} \right.$$

Avec :

B : la largeur du tablier.

L : la longueur de tablier

$$\left. \begin{array}{l} L = 28m \\ B = 2m \end{array} \right\} \rightarrow \frac{L}{B} = \frac{28}{2} = 14 > 5$$

Donc : → Notre tablier est flexible

VI.4.8.1. Calcul de la raideur K du système dans le sens transversal :

$$K = \sum_{i=1}^2 ki \quad K_i = \frac{3EIyG}{h^3}$$

I_y : (Inertie de la pile dans le sens yy')

$$\text{AN: } I_y = \frac{b(h)^3}{12} = \frac{1(2)^3}{12} = 0,67 \text{ m}^4$$

$$K_c = \frac{3EIyG}{h^3} = \frac{3.3,2 \cdot 10^{10} \cdot 0,67}{6,3^3} = 257231,64 \text{ KN/m}$$

Avec : $E = 3,2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$

$h = 6,3 \text{ m}$

$$K_{\text{culée}} = 257231,64 \text{ KN/m}$$

On deux culées disposé en parallèle on aura :

$$K_{\text{systeme}}=2K_c=514463,28 \text{ KN/m}$$

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de la Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit :

$$T= 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i.u_i^2}{\sum f_i.u_i}}$$

On considère chaque appuis supporte le poids de la demi travée qu'il l'entour de chaque côté donc aura :

Tableau VII. 2: Valeur des paramètres pour le calcul de la période

N° de la Masse	Masse Concentré m_i (KN)	Force Agissant Sur m_i (KN)	Unité de Déplacement u_i	u_i^2	$m_i.u_i^2$	$F_i.u_i$
m_1	57369.25	562,79	0,07	0,0049	281,10	39,395
m_2	57369.25	562,79	0,07	0,0049	281,10	39,395
			Total		562,2	78,7906

$$T= 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i.u_i^2}{\sum f_i.u_i}}$$

$$\text{A.N : } T= 2\pi \sqrt{\frac{562,2}{78,7906}} \quad T=16,77 \text{ s}$$

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i , qui ont pour expression :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{sa(T)}{g} u_i \cdot m_i$$

Ou :

- m_i est la masse concentrée au i -eme point nodale
- u_i : est déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces ; $f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.
- $S_a(T)$ l'accélération spectral du spectre de calcul correspondant a la période fondamentale T

- T est période du mode fondamentale de vibration pour la direction considérée

Tableau VII. 3: calcul des forces horizontales nodales

N° de la masse	$m_i.u_i$	Sa(T)	$F_i(KN)$
m₁	4015,84	1,20	481,89
m₂	4015,84	1,20	481,89
Somme	8031,69		963,792

VI.4.9. Composantes verticale du séisme

La force totale verticale peut être distribuée proportionnellement au mode fondamental Flexionnel du tablier, en utilisant le modèle à tablier flexible.

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{(T)sa e^v}{g} \vartheta_i \cdot m_i$$

- m_i : est la masse concentrée au i-eme point nodale
- v_i : est le déplacement vertical d'i-eme point nodale déterminé approximativement par la forme de premier mode.
- $Sae^v(T, \xi)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale

Tableau VII. 4: Valeur des paramètres pour le calcul de la période

N° de la Masse	Masse Concentré m_i (KN)	Force Agissant Sur m_i (KN)	Unité de Déplacement v_i	v_i^2	$m_i.v_i^2$	$F_i.v_i$
m₁	57369.25	562,79	0,06	0,0036	206,52	33,76
m₂	57369.25	562,79	0,06	0,0036	206,52	33,76
			Total		413,05	67,53

- T est période du mode fondamentale de vibration pour la direction considérée

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i.v_i^2}{\sum f_i.v_i}}$$

$$AN : T = 2\pi \sqrt{\frac{413,05}{4051,87}} = 15,53s$$

Pour le calcul de la composante vertical du spectre de repense élastique on utilise la formule suivante ($T \geq 3s$) :

AN:

$$Sae^v(T,\zeta)=0,116m/s^2$$

Tableau VII. 5: Calcul du spectre de réponse élastique

Le période fondamentale T(s)	15,53
Coefficient a	0,7
Le spectre de repense Sa(T)[m/s ²]	0,116

VI.4.9.1. Calcul des forces verticales nodales :

N° de masse	M _i .v _i	Sa(T)	F _i (KN)
Masse m1	3442,15	0,116	399,28
Masse m2	3448,15	0,116	399,28

VI.5. Vérification des appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont choisis en fonction de l'effort vertical et horizontal à transmettre, ils sont fournis sur catalogue, donc on doit s'assurer que les efforts sous combinaison sont dans le domaine d'emploi de l'appareil.

VI.6. conclusion :

Les efforts dus au séisme sont la base de dimensionnement de plusieurs éléments pour notre ouvrage tels (appareils d'appui, culée).



Chapitre VII

Etude de la culée

VII.1. Introduction :

Dans ce chapitre nos calculs se feront suivant les recommandations dictées par les règlements en vigueur qui sont le B.A.E.L91 et le DTR. La culée subira deux types de sollicitations.

- ✓ **Sous combinaison fondamentale**, la culée n'est soumise qu'aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. La culée travaillera dans ce cas en compression simple. Néanmoins, il serait nécessaire de vérifier le flambement.
- ✓ **Sous combinaison accidentelle due au séisme**, la culée sera soumise en plus des charges permanentes et surcharges d'exploitation au séisme. Dans ce cas de figure, la culée travaillera en flexion composée.

VII.2. pré dimensionnement de la culée :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera la section du poteau la plus sollicitée. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_P \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G+Q}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir des efforts dus au poids propre des escaliers et des surcharges.

$$A \text{ ELS} : N_s = P_{\text{tablier}} + R_B + P_{g,c}$$

Avec : R_B : réaction d'appui de l'escalier (ELS) $R_B = 45,11 \text{ kN}$

$$P_{\text{tablier}}=566,66\text{KN}$$

$$P_{g,c}=0,815\text{KN}$$

$$AN : N_s=45,11+566,66+0,815= 612,585\text{KN}$$

$$\text{Donc : } A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \implies A_p \geq \frac{0,61258}{15} = 0,04 \text{ m}^2$$

$$A_p \geq 0,04 \text{ m}^2$$

On prend une section de $(100.200) \text{ cm}^2$

$$a = 100\text{cm}$$

$$b = 200\text{cm}$$

$$\text{Soit : } A_p = 2\text{m}^2$$

VII.3. Calcul a l'ELU :

VII.3.1. Sous combinaison fondamentale :

VII.3.1.1. Surcharges d'exploitation :

$$Q=8\text{KN/ml (tablier)}$$

$$Q=3,92\text{KN/ml (poutre)}$$

VII.3.1.2. Charges permanentes :

$$G=39,565\text{KN/ml (poids du tablier)}$$

VII.3.1.3. Calcul de l'effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G+1.5Q=1,35(39,565)+1,5(8)=65,41\text{KN/ml.28}=1831,55\text{KN}$$

VII.3.1.4. Longueur de flambement :

La longueur de flambement est évaluée en fonction de la longueur libre I_0 du poteau et de ses liaisons effective. Dans notre cas c'est un poteau encastré d'un côté et libre de l'autre.

$$I_f = 2.I_0 = 2.6,3=12,6\text{m}$$

VII.3.1.5. Rayon de giration:

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

L'inertie de la section rectangulaire est donnée par la formule suivante : $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\text{Selon } XX' : I_{xx'} = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 1^3}{12} = 0,166\text{m}^4$$

$$\text{Selon } YY' : I_{yy'} = I_{xx'} = \frac{hb^3}{12} = \frac{1 \cdot 2^3}{12} = 0,666\text{m}^4$$

Donc : $I_{\min} = I_{xx'}$

$$\text{AN : } I_{\min} = \sqrt{\frac{0,166}{2}} = 0,288\text{m}$$

VII.3.1.6. Enlacement :

L'élancement noté λ est donné par l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau ;

AN :

$$\lambda = \frac{12,6}{0,24} = 52,5$$

. Calcul du coefficient α :

α : coefficient fonction de l'élancement dont l'expression est donné comme suit :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots (\text{cas ou } \lambda < 50)$$

$$\text{AN : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{52,5}{35}\right)^2} = 0,58 \text{ donc } \alpha = 0,58$$

Calcul de la section réduite B_r :

B_r : section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (a-2).(b-2)$$

$$AN : B_r = (100-2).(200-2) = 1.94 \text{ m}^2$$

$$B_r = 1.94 \text{ m}^2$$

VII.4. Calcul de section d'acier :

$$A = \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_c 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1.20 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28 jours.

L'expression de la section d'armatures longitudinales est la suivante :

$$A = \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_c 28}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

AN:

$$A = \left[\frac{1831,55}{0,64} - \frac{1,94 \cdot 10^6 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1,15}{400 \cdot 10^6} = 0,072 \text{ m}^2$$

Donc : les armatures ne sont pas nécessaires dans notre cas.

VII.4.1. Sous combinaison accidentelle due au séisme :

Avec :

- L'effort de compression $Nu = 1831.55 \text{ KN}$
- Moment due au séisme : $Mu(E) = F \cdot h = 123,83 \cdot 6,3 = 780,14 \text{ KN.m}$

VII.4.2. Calcul des armatures :

On utilise le logiciel SOCOTEC (calcul des armatures en flexion composée) ; les résultats sont comme suit :

The screenshot shows the 'c arm - BaelR' software interface. The main window displays the following information:

Logiciel développé par	BaelR - Version 1.02.035	07/05/2017
	c arm	
	c arm	Page 1 / 1

Données saisies :

Largeur section :	2 m
Hauteur section :	1 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m
Contrainte du béton : f_{ct}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_{yk}	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

Effort normal ELU : 1 831,6 kN
Moment fléchissant ELU : 780,1 kNm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	0 cm ²

Section entièrement comprimée.

A diagram of a rectangular section is shown with a width of 2m and a height of 1m. The top and bottom reinforcement positions are indicated as 0.05m from the top and bottom edges respectively. The section is shaded with diagonal lines.

On the right side of the interface, there are controls for Orientation (Portrait selected), Zoom (set to 80), Page (1 / 1), and buttons for 'Imprimer' and 'Configurer'.

Figure VII. 1 : Section d'acier de la culée

- **Vérification de la section minimale avec le RPOA :**

La section d'aciers doit être supérieure à la section minimale du RPOA (art 7.2.1) soit :

Armatures minimale en zone I :

$$A_L (\text{min}) = 0.5\%.S \leq A_L \leq 3\%.S \implies \frac{0.5}{100} \cdot 200 \cdot 100 \leq A_L$$

$$A_L (\text{min}) = 100 \text{ cm}^2$$

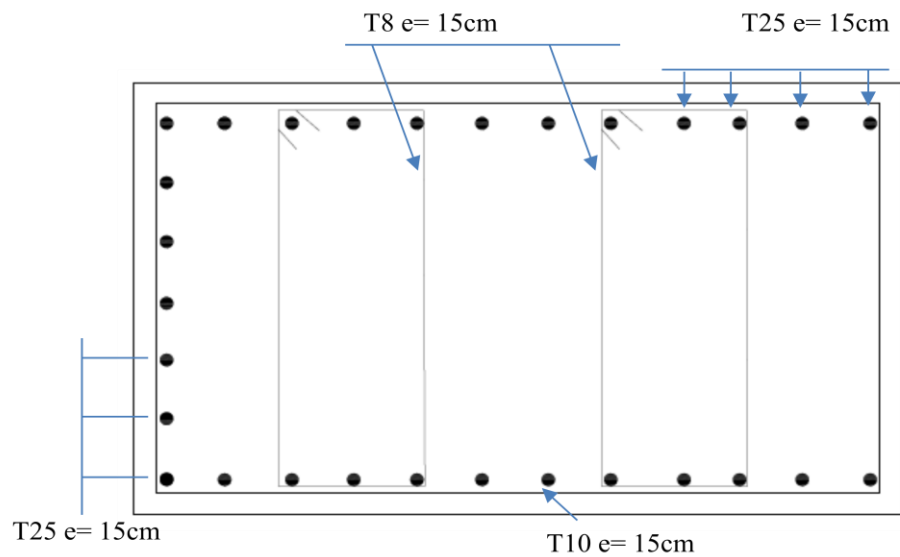
VII.4.3. Ferrailage de la culée :

$A_L = 100 \text{ cm}^2$ soit 8HA40 (espacement 15cm de part et d'autre)

$$A_{st} = \frac{A_t(\text{total})}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \text{ on prend des cadre de 6 HA25}$$

VII.5. Conclusion :

- Armature longitudinale : 8HA40/ml
- Armature transversale : 6HA25/ml



Ferrailage de la culée

Figure VII. 2: Schéma ferrailage cul



Chapitre VIII

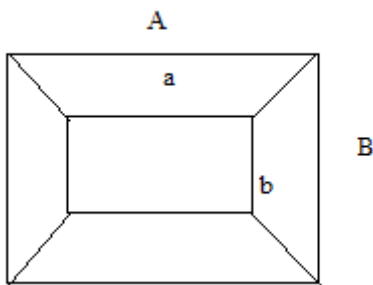
Les fondations

VIII.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons étudier l'infrastructure de la passerelle et nous allons dimensionnés les fondations.

VIII.2. Fondations des culées :

Le largeur de la fondation est donné par la formule suivante :



$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k_{sol}}} \quad ; \text{ avec : } \sigma_{sol} = 1 \text{ bars} = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{200}{100} = 2$$

$$A \text{ ELS : } N_{ser} = P_{tab} + R_B + P_{g.c} + P_{culée}$$

$$N_{ser} = 566,66 + 0,815 + 45,11 + 315 = 927,59 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{927,59}{2 \cdot 100}} = 2,15 \text{ m} = 215 \text{ cm.}$$

Nous adoptons un largeur $B = 500 \text{ cm}$

Donc on aura $A = 600 \text{ cm}$

Notre semelle est de dimension $A \cdot B = 600 \cdot 500 (\text{cm}^2)$

VIII.2.1. Calcul de hauteur de la semelle :

La hauteur est calculée avec la formule suivante

$$(H_t - d') \geq \text{Max} \left(\frac{A-B}{4} ; \frac{B-a}{4} \right)$$

VIII.2.3. Vérifications :**VIII.2.3.1. Au renversement :**

Le moment de renversement causé par le séisme doit calculer par rapport au niveau de contact sol-fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte

- ✓ Poids totale équivalent
- ✓ Poids de la fondation

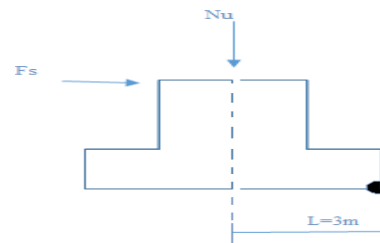
Pour la vérification on prend $\frac{M_s}{M_R} > 1.5$

Avec : M_{st} : Moment stabilisant

M_R : Moment renversant

Donc :

$$M_{st} = N_u \cdot L$$



On suppose que l'effort soit appliqué au milieu de la fondation, on prend : $L=3m$

$$M_{st} = 2893 \cdot 10 \cdot 3 = 8679,3 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{st} = 8679,3 \text{ KN.m}$$

$M_R = (S_{sismique}) \cdot \text{bras de levier}$

$$\text{Avec : } M_R = M_{sismique} = 123,83 \cdot (6,3 + 1,6)$$

$$M_R = 978,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{8679,3}{978,25} = 8,87 > 1,5 \quad \longrightarrow \quad (\text{condition vérifier})$$

Donc la culée est stable au renversement

VIII.2.3.2. Glissement :

Il s'agit de vérifier la contrainte de glissement à la base de la semelle ramenée par les différentes sollicitations :

$$\frac{H}{V} \leq \frac{tg\varphi}{1.5} + \frac{C.A}{1.2}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi : \text{L'angle de frottement } \varphi = 30^\circ \\ H : \text{Effort horizontale (sismique)} \\ V : \text{Efforts verticale maximale} \\ C : \text{Cohésion du sol} \end{array} \right.$$

Notre sol de fondation est alluvionnaire (c=0)

AN :

$$\frac{123,83}{2893,10} \leq \frac{tg30^\circ}{1.5} \longrightarrow 0,042 \leq 0,38 \text{ (le glissement est vérifié)}$$

VIII.2.4. Calcul des armatures :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{s} \left(1 + \frac{6.e_0}{A}\right) \quad ; \quad e_0 = \frac{M}{N_u} = \frac{123,83.6,3}{2893,10} = \frac{780,12}{2893,10} = 0,26\text{m}$$

A.N :

$$\sigma_{\max} = \frac{2893,10}{30} \left(1 + \frac{6.0,26}{6}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 121,51\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{s} \left(1 - \frac{6.e_0}{A}\right)$$

$$\text{A.N : } \sigma_{\min} = \frac{2893,10}{30} \left(1 - \frac{6.0,26}{6}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 71,36\text{KN/m}^2$$

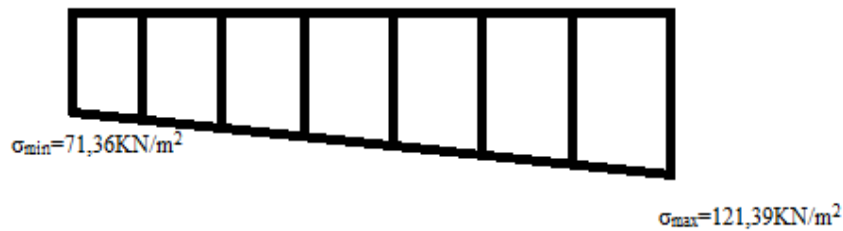


Figure VIII. 1 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée.

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \cdot 121,51 - 71,36}{4} = 73,29 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de l'effort de compression fictif :

$$N_u' = \sigma_{\text{moyenne}} \cdot S$$

$$\text{A.N : } N_u' = 73,29 \cdot 30 = 2198,7 \text{ KN}$$

$$N_u' = 2198,7 \text{ KN}$$

Ferraillage :

La semelle sera ferraillée avec l'effort normal Max.

On utilise la méthode des bielles, les armatures sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

H : hauteur utile ($h = h_s - d'$)

d' : enrobage

- Armatures parallèle à la largeur de la semelle :

$$A_t = \frac{N_t(A-b)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

$$\text{AN : } A_{t/B} = \frac{2198,7(5-1) \cdot 10}{8 \cdot (1,6-0,03) \cdot 348} = 20,12 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à la longueur de la semelle :

$$A_t = \frac{N \cdot (B - a)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

$$AN : \quad A_{t//A} = \frac{2198,7(6-1) \cdot 10}{8 \cdot (1,6-0,03) \cdot 348} = 25,15 \text{ cm}^2$$

Vérifications de la section minimale avec le RPOA :

La section d'aciers doit être supérieure à la section minimale du RPOA (art 7.6.1.1) soit :

$$\begin{cases} \text{Armatures de traction: } A_t(\text{min}) = 0,25\% \leq A_s \leq 1,5\% \cdot S \\ \text{Armatures de compression: } A_c(\text{min}) = 0,10\% \cdot S \leq A_s ; \quad (S: \text{section de béton}) \end{cases}$$

Donc :

Coté //A:

$$A_t(\text{min}): 0,25\% \cdot S \leq A_t \leq \frac{0,25}{100} \cdot 600 \cdot 160 \leq A_t \leq 240 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

Soit 6HA25 (espacement 15cm)

$$A_c(\text{min}) : 0,10\% \cdot S \leq A_c \leq \frac{0,1}{100} \cdot 600 \cdot 160 \leq A_c \leq 96 \text{ cm}^2 \leq A_c$$

Soit 7 HA40 (espacement 15cm)

Coté //B:

$$A_t(\text{min}): 0,25\% \cdot S \leq A_t \leq \frac{0,25}{100} \cdot 500 \cdot 160 \leq A_t \leq 200 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

Soit 7 HA20 (espacement 15cm)

$$A_c(\text{min}) : 0,10\% \cdot S \leq A_c \leq \frac{0,1}{100} \cdot 500 \cdot 160 \leq A_c \leq 80 \text{ cm}^2 \leq A_c$$

Soit 7 HA40 (espacement 15cm)

VIII.2.5. Conclusion :

Coté//A :

$$\begin{cases} A_t = 6 \text{ HA25}(\text{espacement } 15\text{cm}) \\ A_c = 7 \text{ HA40}(\text{espacement } 15\text{cm}) \end{cases}$$

Coté //B:00

$$\begin{cases} A_t = 7 \text{ HA20}(\text{espacement } 15\text{cm}) \\ A_c = 7 \text{ HA40}(\text{espacement } 15\text{cm}) \end{cases}$$

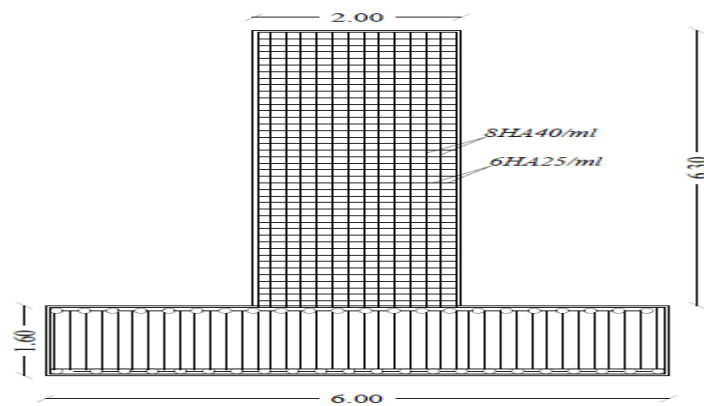


Figure VIII. 2: ferrailage fondation culé coté A

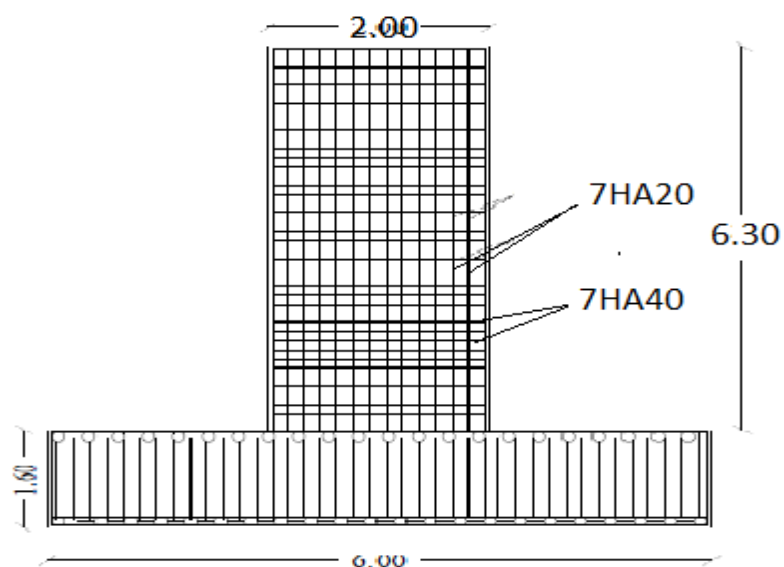


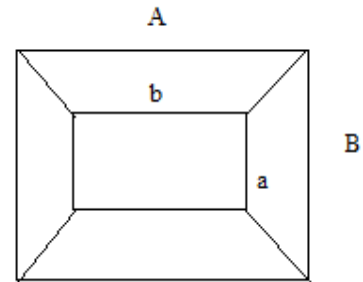
Figure VIII. 3: ferrailage fondation culé coté B

VIII.3. Fondation des appuis d'escaliers :

la longueur de la fondation est appuis par la formule suivante :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k\sigma_{sol}}} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 1 \text{ bars} = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{40}{200} = 0,2$$



$$N_{ser} = 45,11.2 = 90,22 \text{ KN (pour un seul appui)}$$

AN :

$$B \geq \sqrt{\frac{90,22}{0,2.100}} = 212 \text{ cm}$$

Nous adaptons une largeur $B = 300$

Donc on aura $A = 400$

Notre semelle est de dimension $A.B = 300.400 \text{ (cm}^2\text{)}$

VIII.3.1. Calcul de hauteur de la semelle :

La hauteur est calculée avec la formule suivante

$$(H_t - d') \geq \text{Max} \left(\frac{A-b}{4} ; \frac{B-a}{4} \right)$$

Avec:

H_t : Hauteur de la semelle

B : largeur de la semelle

d' : enrobage des aciers

a : largeur de la culée

A : longueur de la semelle

b : longueur de la culée

AN :

$$(H_t - d') \geq \text{Max} \left(\frac{400-40}{4} ; \frac{300-200}{4} \right)$$

$$(H_t - d') \geq \text{Max}(90;25)$$

$$(H_t - d') \geq 90 \text{ cm} \implies H_t \geq 90 + d' \implies H_t \geq 93 \text{ cm}$$

On prend $H_t = 95 \text{ cm}$

Notre semelle est donc :

$$A = 400 \text{ cm} \quad ; \quad B = 300 \text{ cm}; H_t = 95 \text{ cm}$$

VIII.3.2. Calcul des forces:

3.2.1. Effort normale de compression transmise par les escaliers à (E.L.U)

$$P_{\text{escaliers}} = 2 \cdot R_A = 63,52 \cdot 2 = 127,04 \text{ KN}$$

Poids de la semelle à (E.L.U) :

$$P_{\text{semelle}} = (A \cdot B \cdot H_t \cdot \gamma_B) \cdot 1,35$$

$$\text{AN: } P_{\text{semelle}} = (4 \cdot 3 \cdot 0,95 \cdot 25) \cdot 1,35 = 384,75 \text{ KN}$$

Poids de l'appui à (E.L.U) :

$$P_{\text{appui}} = (a \cdot b \cdot H_t \cdot \gamma_B) \cdot 1,35$$

A.N:

$$P_{\text{appui}} = (0,4 \cdot 2,6 \cdot 3 \cdot 25) \cdot 1,35 = 170,1 \text{ KN}$$

Donc:

L'effort normal de compression N_u revenant à l'appui est :

$$N_u = P_{\text{appui}} + P_{\text{semelle}} + P_{\text{escaliers}} = 170,1 + 384,75 + 127,04 = 681,89 \text{ KN}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0 \text{ avec } M = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{AN: } \sigma_{\text{max}} = \sigma_{\text{max}} = \frac{681,89}{4,3} (1 + 0)$$

$$\sigma_{\text{max}} = 56,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{Nu}{S} \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right)$$

$$\text{AN : } \sigma_{\min} = \frac{681,89}{4,3}(1-0)$$

$$\sigma_{\min} = 56,82 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 56,82 \text{KN/m}^2$$

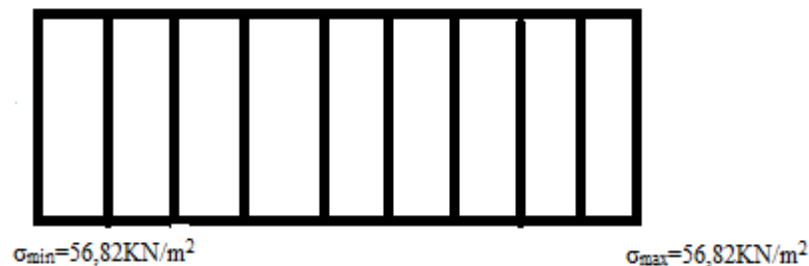


Figure VIII. 4 : Diagramme des contraintes sous la fondation de la culée

Calcul de l'effort de compression fictif :

$$N_u' = \sigma_{\text{moyenne}} \cdot S$$

$$\text{AN : } N_u' = 56,82 \cdot 12 = 681,84 \text{KN}$$

VIII.3.3. Ferrailage de la fondation :

La semelle sera ferrillée avec l'effort normal Max

On utilise la méthode des bielles, les armatures sont données par les formules suivant :

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$$

H : hauteur utile ($h = h_s - d'$)

d' : enrobage

✓ Armatures parallèle à la largeur de la semelle :

$$A_t = \frac{N_u'(B)}{8 \cdot \sigma_s \cdot h}$$

$$AN : A_{t//A} = \frac{681,84(4-0,4).10}{8.(0,95-0,03).348} = 9,58 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures parallèle à la longueur de la semelle :

$$A_{t//B} = \frac{N'(B-a)}{8.\sigma_s.h}$$

$$AN : A_{t//B} = \frac{681,84(3-2).10}{8.(0,95-0,03).348} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Vérifications de la section minimale avec le RPOA :

La section d'aciers doit être supérieure à la section minimale du RPOA (art 7.6.1.1) soit :

$$\begin{cases} \text{Armature de traction : } A_t (\text{min}) = 0,25\% . S \leq A_s \leq 1,5\% . S \\ \text{Armature de compression : } A_c (\text{min}) = 0,10\% . S \leq A_s; (S B) \end{cases}$$

Donc :

Coté //A:

$$A_t (\text{min}) : 0,25\% . S \leq A_t \implies \frac{0,25}{100} . 400.95 \leq A_t \implies 95 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

Soit 7 HA32/ml (espacement 15cm)

$$A_c (\text{min}) : 0,10\% . S \leq A_c \implies \frac{0,1}{100} . 400.95 \leq A_c \implies 38 \text{ cm}^2 \geq A_c$$

Soit 7 HA32/ml (espacement 15cm)

Coté //B :

$$A_t (\text{min}) : 0,25\% . S \leq A_t \implies \frac{0,25}{100} . 300.95 \leq A_t \implies 71,25 \text{ cm}^2 \geq A_t$$

$$A_c (\text{min}) : 0,10\% . S \leq A_c \implies \frac{0,1}{100} . 300.95 \leq A_c \implies 28,5 \text{ cm}^2 \geq A_c$$

IX.2.5. Conclusion :

Coté//A

$$\begin{cases} A_t = 7 \text{ HA32/ml(espacement 15cm)} \\ A_c = 7 \text{ HA20/ml(espacement 15cm)} \end{cases}$$

Schéma ferrailage :

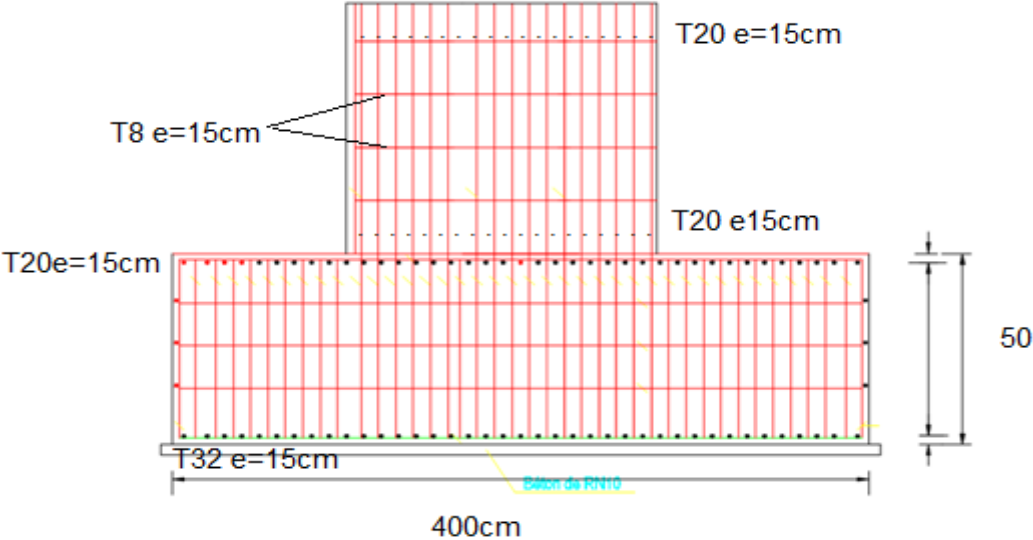


Figure VIII. 5: ferrailage fondation d'appuis d'escaliers coté A

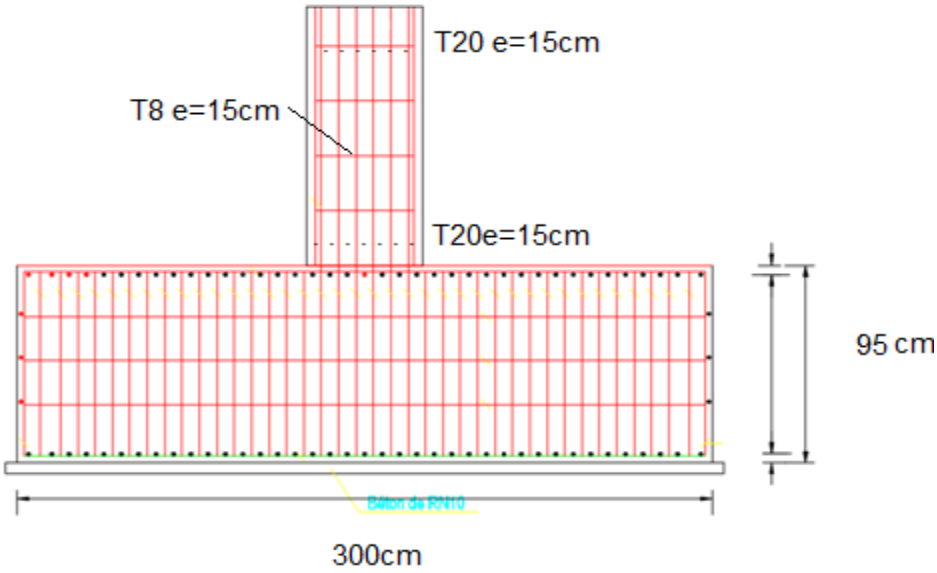


Figure VIII. 6: ferrailage fondation d'appuis d'escaliers coté



Chapitre IX

Etude de au vent et à l'impact

IX.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons vérifier notre passerelle vis-à-vis du vent et aux impacts des véhicules.

IX.2. Etude au vente :

IX.2.1. Définitions :

D'après le DTR, charges et surcharges des ouvrages d'art, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions statiques appliquées aux surfaces frappées.

Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut 2.00KN/m^2 pour les ouvrages en service ; Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau de la justification pour les ouvrages pouvant présenter un risque de rupture d'équilibre statique du fait de leur légèreté (comme pour le cas des passerelles), il convient de prendre en compte. Les effets du soulèvement. Le vent une pression appliquée normalement à l'axe longitudinal sur toute du type de circulation et de la géométrie de l'ouvrage.

Dans le cas général, pour le calcul des efforts liés au vent, il y a lieu de déterminer les surfaces soumises à la pression du vent en fonction du type de circulation et de la géométrie de l'ouvrage.

L'action du vent calculée sur cette base doit ensuite être répartie sur cette longueur conformément à la répartition réelle de l'épaisseur sue cette longueur.

IX.2.2. Charges dus vent sur le tablier :

XI.2.2.1. Composante verticale :

La composante verticale du vent agissante sur le tablier égale a :

$$F_v = P.S_h$$

Avec : P : intensité du vent vaut 2KN/m^2

S_h : surface horizontale en contact avec le vent

$$S_h=L.l$$

Avec : L : longueur de la passerelle L=28m

l : largeur de tablier l=2m

donc : $S=28.2=56\text{m}^2$

On aura alors :

$F_v=56.2=112\text{KN}$

$F_v=112\text{KN}$

XI.2.2.2. Composante horizontale:

La composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle-ci s'exprime par la relation suivante :

$F_h=P.S_v$

Avec : P : intensité du vent vaut 2KN/m^2

S_v : surface verticale en contact avec le vent

$S_v=L.e_t$

Avec : L : longueur de la passerelle L=28m

e_t : hauteur de tablier ($e_t = 1,65$)

$S_v=28.1,65=46,2\text{m}^2$

Alors on aura :

$F_h=46,2.2=92,4\text{KN}$

$F_h=92,4\text{KN}$

IX.2.3. Vérification au vent:

XI.2.3.1. Au soulèvement :

On calcule le rapport suivant :

$$\frac{\text{poids propre de tablier}}{\text{force horizontale du vent}}$$

A.N :

$$\frac{1147,38}{112} = 10,24$$

Donc:

Il y'a stabilité de la passerelle au vent verticale

XI.2.3.2. A l'effondrement :

On calcule le rapport suivant : $\frac{\text{poids propre de tablier}}{\text{force horizontale du vent}}$

A.N : $\frac{1147,38}{92,4} = 12,41$

Donc : Il y'a stabilité de la passerelle à l'effondrement au vent latérale.

IX.3. Forces d'impact sur la passerelle :

D'après le DTR, charges et surcharges des ouvrages d'art, les charges d'impact sur les tabliers de pont et autres éléments structuraux au-dessus des routes peuvent varier considérablement en fonction de paramètres structuraux et non structuraux d'une part, ainsi que de leurs conditions d'application d'autre part, la possibilité de collision de véhicules présentant une hauteur exceptionnelle ou prohibée, ainsi que celle d'une grue pivotant vers le haut lors du passage d'un véhicule, peut devoir être envisagée. Des mesures de prévention ou de protection peuvent être introduites en alternative à un dimensionnement vis-à-vis des forces d'impact elles sont de 500KN sur les autoroutes comme c'est le cas pour notre projet.

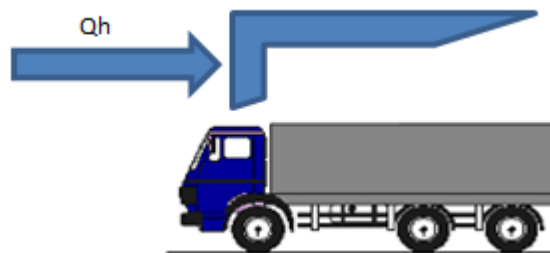


Figure XI. 1 : Choc de véhicule contre la passerelle

IX.3.1. Vérification de risque d'effondrement :

On calcule le rapport μ : $\mu = \frac{P_t}{F}$

Avec : P_t : poids total du tablier

F : force impact accidentel

$$\text{A.N: } \mu = \frac{1147,38}{500} = 2,29$$

Il ya pas de risqué d'effondrement sous la force d'impact accidentel

XI.4. Conclusion :

Notre passerelle est vérifiée vis-à-vis du vent ainsi qu'aux chocs des véhicules.

Conclusion Générale :

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, peuvent être résumées comme suit :

Au cours d'étude de cette passerelle, l'ensemble des éléments principaux ont été vérifiés conformément aux règles en vigueur.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale.

Vu le temps accordé, assez court, à la rédaction de notre mémoire nous avons utilisé l'outil informatique avec des logiciels de calcul, en particulier les logiciels « ROBOT » et «SOCOTEC» pour la modélisation des structures, ce qui nous a facilité l'accomplissement de notre étude.

Notre passerelle a été vérifiée dans les cas de séisme, donc, il n'y a pas de risque de rupture ou d'effondrement de la passerelle piétonnes, notre passerelle est jugée confortable.

Arrivés au terme de l'étude, notre projet nous a permis d'exploiter les documents et l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce mémoire nous a aidés à approfondir et à compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation et de bénéficier de l'expérience de professionnels et des experts dans le domaine.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

LES OUVRAGES :

- A.BERNARD-GEL Y, J.A.CALGARO, conception des ponts, presses de l'ENPC, France, 1994, pp
- F.LEGERON, M. LE MOINE, Etude du comportement vibratoire des passerelles lors du passage de piétons, art N°32, Juillet 1999.
- H. THONIER. Le Béton Précontrainte aux Etat Limites, Presses de l'ENPC, Paris 1992, PP573.
- M.R.LACROIX (président du groupe de travail B.A.E.L) B.A.E.L 91, Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armée suivant les méthodes états limites. France, février 2000.
- Ministère de l'équipement et de l'aménagement du territoire, Fascicule 61, titre II, Programme de charges et épreuves des ponts route, France (Paris),1977.
- Règles parasismiques Algériennes (RPA), 99 modifié en 2003 (Document technique réglementaire DTR B C2-48).
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA), 2008.

LES THESES :

- Etude d'un bâtiment (R+4+2 sous-sols) à usage multiple. UMMTO, 2010, PP207

Réalisé Par :

K.SADI et M.HAMID

- Etude et Vérification d'un ouvrage d'art Franchissant un cours d'Eau sur le CW201 de la route reliant Ramadhan Djamel à Skikda Centre, ENTP, 2012, PP 137.

Réalisé Par :

S.TABCHOUCHE.

- Etude d'un tablier de pont route mixte a poutres en arc, Ingénieur, UMMTO, 2010, PP139.

Réalisé Par :

Y.OUKIL et A.AIT MEDJBER.

MANUAL:

- Robot 22.0
- AutoCAD 2006

- ✍ -Word 2007
- ✍ -Power-point
- ✍ -SOCOTEC