

11/624.796

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil et Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Conception et calcul des construction (3C)



Présenté par :

FERDES KARIM

BOUCHELAGHEM ALI

GRINI ABD EL HAK

**Thème : Etude d'un bâtiment d'habitation R+4 avec
Contreventement mixte par le logiciel Robot**

Sous la direction de : **Dr. LAFIFI BRAHIM**

Juin 2013

Remerciements



Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu notre Dieu qui nous a donné la force d'achever ce travail.

Nous remercions vivement notre encadreur M.LAFIFI pour l'aide précieux qu'il nous a offert dans l'élaboration de ce travail.

Nous tenons aussi a remercier l'ensemble des professeurs de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Aussi, nos vifs remerciements à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin avec leurs conseils pour l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

*karim
ali
abd el hak*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon modèle dans la vie.

A mes très chers parents

A mes très chers frères

A ma chère sœur

A ceux qui ont partagé mes joies et mes peines.

A tous mes Amis

A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2013.

et a tous ceux que je n'ai pas cité ... une pense vaut mille mot

Ferdes karim

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon modèle dans la vie,

A ma joie de vivre ma famille.

A ceux qui ont partagé mes joies et mes peines.

A mes deux frères à mes belles sœurs et surtout
A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2013.

Et à tous ceux que je n'ai pas cités ... une pensée vaut mille mots

ali

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon modèle dans la vie,

A ma joie de vivre ma famille.

A ceux qui ont partagé mes joies et mes peines.

*A mes deux frères à mes belles sœurs et surtout
A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2013.*

Et à tous ceux que je n'ai pas cités ... une pensée vaut mille mots

hakou

ملخص

إن الهدف من هذا المشروع هو دراسة بنايه ذات طابع سكني الواقعة في ولاية قالمة المصنف ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa مقاومه و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونه ومحققه بواسطة العارضات والأعمده والجدران المشكله من الخرسانة المسلحة قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر.

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment de forme régulière en plan et en élévation. Le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements *BAEL91* et *RPA99 Ver2003*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul *Robot 2010*. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et les voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage *Expert 2010*, et les éléments secondaires a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée de semelles filantes et des semelles isolées.

SOMMAIRE**Présentation de l'ouvrage**

1- Introduction	01
2- Conception	01
2.1 - Le Contreventement	01
2.2 – Plancher	01
2.3 – Maçonnerie	02
2.4 – Revêtement	02
2.5 – Escaliers	02

Chapitre I: Règles de calcul et caractéristiques des matériaux

I.1 Règles de calcul	03
I.1.1 Etats limites ultimes	03
I.1.2 Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime	03
I.1.3 Etats limites de service (E.L.S)	04
I.1.4 Actions et sollicitations	04
I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
I.2.1. Béton	05
I.2.2. Aciers	07

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1- Introduction	09
II.2- Prédimensionnement des planchers	09
II.3- Prédimensionnement des voiles	11
II.4- Prédimensionnement des escaliers	12
II.5. Evaluation des charges	14
II.6- Prédimensionnement des poutres	17
II.7- Prédimensionnement des poteaux	19
II.8. La descente de charge sur les poteaux	20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1- Calcul de l'acrotère	27
III.1.1. Définition	27
III.1.2. Evaluation des surcharges	27
III.1.3. Calcul des sollicitations	28
III.1.4. Calcul des armatures à L'E.L.U	28
III.2-Etude des balcons : dalle sur 2 appuis	31
III.2.1. Pré dimensionnement	31
III.2.2.Calcul de ferrailage	32
III.2.3.Evaluation des charges	32
III.2.4.Calcul des moments	33
III.2.5.Calcul de la section d'armature minimale	33
III.2.6.Calcul de ferrailage	34
III.2.7.Vérification à l'effort tranchant	36
III.3-Calcul des escaliers	37
III.3.1.Définition	37
III.3.2.Evaluation des charges	37
III.3.3.Ferrailage	38
III.3.4.Calcul de la poutre palière	44
III.4-Etude des plancher	47
III.4.1.Définition	47
III.4.2.Plancher étage courant (type 1)	47
III.4.3.Plancher étage courant (type 2)	53

Chapitre IV : Modélisation

IV.1- Introduction	60
IV.2-Les données géométriques de la structure	61
IV.3-Cas de charges et types de calculs	62
IV.4-Analyses sismique	63
IV.5-Les résultats et les diagrammes des moments	69
IV.5.1.chainage	69
IV.5.2.Portique	71
IV.6-Calculs d'efforts tranchant	73
IV.6.1. chainage	73
IV.6.2.portique	75
IV.7-Les poteaux	77
IV.8-Les contreventements (voiles)	79
IV.8.1.Dans le sens (z)	79
IV.8.2.Dans le sens (x)	82

Chapitre V: Ferrailage Des Eléments Porteurs

V.1- Calcul du ferrailage de la poutre principale en flexion simple	85
V.1.1. Hypothèses	86
V.1.2. Section	86
V.1.3. Moments appliqués	86
V.1.4. Résultats	87
V.2-Calcul de ferrailage de la poutre secondaire en flexion simple	88
V.2.1. Hypothèses	88
V.2.2 Section	88

V.2.3. Moments appliqués	89
V.2.4. Résultats	89
V.3-Calcul de ferrailage des poteaux en Flexion Composée	90
V.3.1. Hypothèses	90
V.3.2. Section	90
V.3.3. Efforts appliqués	91
V.3.4. Résultats	91
Chapitre VI: Etude De L'infrastructure	
VI.1-Les Fondations	93
VI.1.1. Définition	93
VI.1.2. Rappelle	93
VI.1.3. Combinaisons d'actions à considérer	95
VI.1.4. Calcul des sections	96
VI.1.5. Ferrailage des semelles	102
VI.1.6. Détails de Ferrailage	102
VI.2-Les Longrines	104
VI.2.1. Définition	104
VI.2.2. Hypothèses	104
VI.2.3. Section	104
VI.2.4. Formule de calcul	105
VI.2.5. Forces	105
VI.2.6. Résultats	105
Bibliographie	107

Liste des figures

<i>Figure II.1. Dalle à corps creux</i>	09
<i>Figure II.2. Schéma d'escalier</i>	12
<i>Fig. II.3. Vue en plan</i>	12
<i>Fig. II.4. Coupe plancher terrasse</i>	14
<i>Fig. II.5. Coupe plancher étage courant</i>	15
<i>Figure III.1. Coupe transversale sur l'acrotère</i>	27
<i>Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère</i>	31
<i>Figure III.3 Ferrailage de balcon</i>	36
<i>Figure III.4. Vue en plan de l'escalier</i>	38
<i>Figure III.5. Coupe au niveau de l'escalier</i>	38
<i>Figure III.6. Ferrailage d'escalier</i>	43
<i>Figure IV.1-model de la structure</i>	60
<i>Figure IV.2-spectre de la repense</i>	63
<i>Figure IV.3-spectre de la repense</i>	64
<i>Figure IV.4-niveau (+0.00)de bâtiment 2D</i>	68
<i>Figure IV.5-Diagramme des moments à ELU (1.35G+1.5Q)</i>	69
<i>Figure IV.6-Diagramme des moments à ELA (G+Q+Ex)</i>	70
<i>Figure IV.7-Diagramme des moments à ELU (1.35G+1.5Q)</i>	71
<i>Figure IV.8-Diagramme des moments à ELA (G+Q+Ey)</i>	72
<i>Figure IV.9-Diagramme des efforts tranchants à ELU (1.35G+1.5Q)</i>	73
<i>Figure IV.10-Diagramme des efforts tranchants à ELA (G+Q+Ex)</i>	74
<i>Figure IV.11-Diagramme des efforts tranchants à ELU (1.35G+1.5Q)</i>	75
<i>Figure IV.12-Diagramme des efforts tranchants à ELA (G+Q+Ey)</i>	76
<i>Figure VI.1-Les réactions des fondations</i>	95
<i>Figure VI.2-Plan de fondation</i>	101
<i>Figure VI.3-Plan de fondation (SF2)</i>	102
<i>Figure VI.4-Coupe semelle 1-1</i>	103
<i>Figure VI.5-Détail semelle</i>	103

Liste des tableaux

<i>Tableau I I.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse</i>	14
<i>Tableau I I.2. Evaluation des charges permanentes du plancher courant</i>	15
<i>Tableau I I.3. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon</i>	15
<i>Tableau I I.4. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur</i>	16
<i>Tableau I I.5. Evaluation des charges permanentes de palier</i>	16
<i>Tableau I I.6. Evaluation des charges permanentes de volée</i>	17
Tableau II.7. <i>La descente de charge sur les poteaux</i>	21
Tableau II.8. <i>Poteau de rive</i>	23
Tableau II.9. <i>Poteau central</i>	25
<i>Tableau III.1. Calcul des sollicitations</i>	28
<i>Tableuu III.2.Calcul de ferrailage en travée I'E.L.U</i>	34
<i>Tableuu III.3.Calcul de ferrailage sur appuis I'E.L.U</i>	34
Tableau III.4. <i>Calcul de ferrailage en travée L'E.L.S</i>	34
Tableau III.5. <i>Calcul de ferrailage en travée L'E.L.S</i>	35
Tableau III.6. <i>Calcul de ferrailage sur appuis L'E.L.S</i>	35
Tableau III.7. <i>Armature de réparation</i>	42
Tableau III. 8. <i>Vérification à E.L.S</i>	42
Tableau III. 9. <i>Vérification à E.L.S(Fissuration)</i>	46
<i>Tableau III.10. Calcul des moments en travées</i>	50
<i>Tableau III.11. Calcul de la section d'armature minimale</i>	51
<i>Tableau III.12. Calcul de la section d'armature minimale</i>	57
<i>Tableau IV.1- les différentes combinaisons</i>	65
<i>Tableau IV.2- Caractéristiques des Barres</i>	66
<i>Tableau IV.3- Caractéristiques des Matériaux</i>	66
<i>Tableau IV.4- les chargements. Cas: 17A20</i>	67

<i>Tableau IV.5- l'effort et les moments $G+Q+1.2EX$</i>	77
<i>Tableau IV.6- l'effort et les moments $G+Q-1.2Ex$</i>	77
<i>Tableau IV.7- l'effort et les moments $G+Q+1.2Ey$</i>	78
<i>Tableau IV.8- l'effort et les moments $G+Q-1.2Ey$</i>	78
<i>Tableau IV.9- l'effort et les moments $1.35G+1.5Q$</i>	79
<i>Tableau IV.10- l'effort et les moments $Q+G+EY$</i>	80
<i>Tableau IV.11- l'effort et les moments $0.8G+EY$</i>	81
<i>Tableau IV.12- l'effort et les moments $1.35*G+1.5Q$</i>	82
<i>Tableau IV.13- l'effort et les moments $Q+G+Ex$</i>	83
<i>Tableau IV.14- l'effort et les moments $0.8G+EY$</i>	84
<i>Tableau VI.1- Tableau de ferrailage</i>	102

1- Introduction

Le présent projet consiste à l'étude et la vérification des éléments porteurs constitués de portiques autostables en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4) dont l'implantation aura lieu dans la wilaya de GUELMA, classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismique algérien (R.P.A 99 version 2003).

Le bâtiment se compose d'un seul bloc constitué d'un rez de chaussée et quatre étages identiques, avec une terrasse inaccessible.

La longueur du bâtiment est de 21.4 m, la largeur est de 10.75 m, alors la surface totale occupée par notre construction est de $230.05.m^2$. La hauteur d'étage est de 3.15m, donc notre construction soulève à une hauteur totale de 15.75 m.

Les murs extérieurs sont exécutés en double parois (15cm+10cm) séparant par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs (cloisons) sont exécutés par une brique de 10cm d'épaisseur.

Les escaliers sont exécutés en béton armé qui sont composés à deux volées avec palier de repos et palier de départ.

Les fondations adoptées sont des fondations superficielles disposent des semelles isolées sous poteaux.

2 - Conception

2.1 - Le Contreventement

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

2.2 - Plancher

- les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

2.3 - Maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

2.4 - Revêtement

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

2.5 - Escaliers

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

CHAPITRE I :
RÈGLE DE CALCULE
ET
CARACTÉRISTIQUE
DES MATÉRIAUX

I.1 Règles de calcul:

Le calcul et la vérification du bâtiment considéré sont basés sur les règlements suivants :

➡ **Les règles parasismiques algériennes (R.P.A.99)**

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

➡ **Les règles du béton armé aux états limites (B.A.E.L)**

Le règlement (B.A.E.L91) fait intervenir le calcul aux limites un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue, on distingue deux états limites qui sont:

I.1.1 Etats limites ultimes

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Les états limites seront relatives à la limites soit:

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.
- De la stabilité de forme de la construction (flambement).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est:

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

I.1.2Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime

➡ **De résistance (E.L.U.R)**

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

➤ De stabilité de forme

Elle est exposée à l'article A4.43 des règles B.A.E.L91, on tient compte lors de la justification à cet état des efforts ramenés à étudier la stabilité de forme en majorant convenablement les actions à considérer dans les calculs (L'E.L.U.R).

I .1.3 Etats limites de service (E.L.S)

Ils constituent les limites de déformation, de l'ouverture de fissuration, de contraintes au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ou de l'un de ses éléments ne sont pas satisfaites, les états limites de service sont relatifs à la limite:

- De l'ouverture excessive des fissures.
- Des déformations excessives pour les éléments porteurs.
- Des vibrations inconfortables pour les usages

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

➤ Hypothèses de calcul pour l'état limite de service

En plus des hypothèses citées ci-dessus, le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

$$s_b = E_b \times e_b$$

$$s_s = E_s \times e_s$$

Par convention $N = \frac{E_s}{E_b}$ (coefficient d'équivalence).

I .1.4 Actions et sollicitations

On distingue :

➤ Actions permanentes: telles que ;

Le poids propre, le retraitetc.

➤ Actions variables: telles que ;

Charge d'exploitation, charge climatique et les efforts dus à la température.

➤ Actions accidentelles:

Choc de véhicules, le séisme.

Les sollicitations sous les efforts (normaux et tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) sont calculées à partir des actions par la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M) et lorsque celle-ci est invalide, on peut se pencher vers des méthodes forfaitaires.

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

La conception de notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (B.A.E.L91) et tous les règlements appliqués en vigueur en Algérie (R.P.A99) et neige et vent (N.V.99)

I.2.1.Béton

Composition du béton:

- Le béton est composé en granulats naturels normalisés.
- 350 g de cimentCPA 325.
- 400 L de sableDg ≤ 5 mm.
- 800 L de gravillonDg ≤ 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

➡ **Résistance caractéristique du béton:**

➤ **Résistance à la compression f_{cj} :**

Le béton est connu par sa résistance de compression définie à 28 j.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c20} \rightarrow \text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

- On admet que pour un dosage de $350 \text{ kg} / \text{m}^3 \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance à la traction du béton à "j"jours est conventionnellement donnée par la relation $\rightarrow f_{ti} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

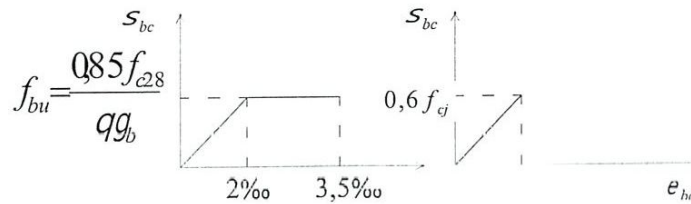
Pour $f_{cj} < 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,10 \text{ MPa}$

➔ **Contraintes limites**

• **E.L.U**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{q g_b}$$

Valeur g_b : coefficient de sécurité de béton.



E.L.U

E.L.S

- 1,5 → Combinaisons fondamentales.
- 1,15 → Combinaisons accidentelles.
- $q = 1$: pour une durée d'application < 24H.

• **E.L.S:**

$$s_{bc} \leq \overline{s_{bc}} \quad \overline{s_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

• **Contraintes limites de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement du béton est fixé à :

➤ $t_u = \min \left[\frac{0,2 f_{cj}}{g_b}; 5MPa \right]$ la fissuration est peu préjudiciable.

➤ $t_u = \min \left[\frac{0,15 f_{cj}}{g_b}; 4MPa \right]$ la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Sachant que la contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

➤ $t_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec:

V_u : Effort tranchant

b, d Dimensions de pièce.

Chapitre I : REGLES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

• Module de déformation longitudinal du béton E (module de Young)

- Sous charges instantanées (<24 h): $E_{ij} = 11000\sqrt{f_{c28}}$
- Sous charges de très longue durées (différées >24 h): $E_{ij} = 3700\sqrt{f_{c28}}$

Coefficient de poisson (ν)

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.2.2.Aciers

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction si le béton ne peut y suffire, les aciers utilisés sont:

Les ronds lisses (R.L) et les hautes adhérences (H.A) et les treillis soudés (T.S).

➤ Aciers à hautes adhérences

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400 caractérisés par:

- Contrainte à la limite élastique F_c .
- Contrainte de rupture F_r .
- Coefficient de fissuration..... $h = 1,6$
- Coefficient de sécurité..... $g_s = 1,5$.
- Coefficient de scellement..... $\gamma = 1,5$.
- Module d'élasticité $E = 2000000 \text{ Mpa}$.

➤ Treillis soudés (T.S)

Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

➤ Contraintes limites de services

- Etat limite de service E.L.S: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e; 110hF_{ij}\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} F_e; 90\sqrt{F_{ij}}\right) \text{ fissuration très préjudiciable.}$$

➤ Etat limite ultime E.L.U:

Elle est déduite du diagramme (déformation - contrainte) $\bar{s}_s = S_{s10} = \frac{F_e}{g_s}$

➔ Diagramme contrainte - déformation de calcul

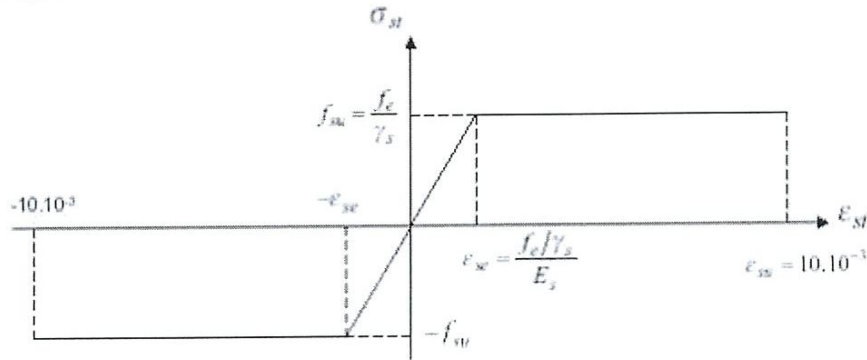


Diagramme de l'acier aux ELU

CHAPITRE II :
PRÉDIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS ET
DESCENTE DES
CHARGES

I 1.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

I 1.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

I 1.2.1. Dalle à corps creux

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.30 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➔ Résistance au feu

D'après BEAL 91

- $c = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures.
- On admet que : $e = 16$ cm

➔ Condition de flèche

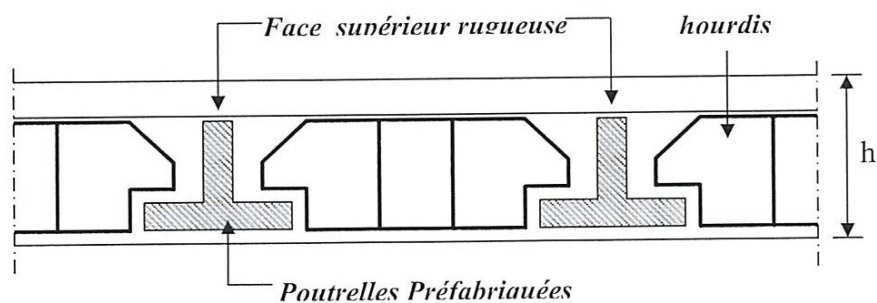


Figure I 1.1. Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.
Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 430$ cm d'ou $17.2 < h_t < 21.5$

Donc l'épaisseur de: $h_t = 20$ cm

$$\text{Tel que } h_t = d + e \begin{cases} e = 16 \text{ cm} \\ d = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ *Isolation phonique*

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16$ cm

Conclusion

$$e = \max \{16; 10; 16; 16\} \text{ (cm)}$$

$$e = (16+4) \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

I I.2.2. Dalles pleines

➤ *Résistance à la flexion*

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq L_x / 20 + 7$

$$e \geq 140 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 14$$

Donc On prend : $e = 15$ cm

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Remarque

Concernant le prédimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

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

I 1.3. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,15\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.6 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 14.31 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.75\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e /22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 12.6; 14.31; 15.75)$$

$$e \geq 15.75\text{cm} \quad \text{on adopte que : } e=16\text{cm}$$

II.4. Prédimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

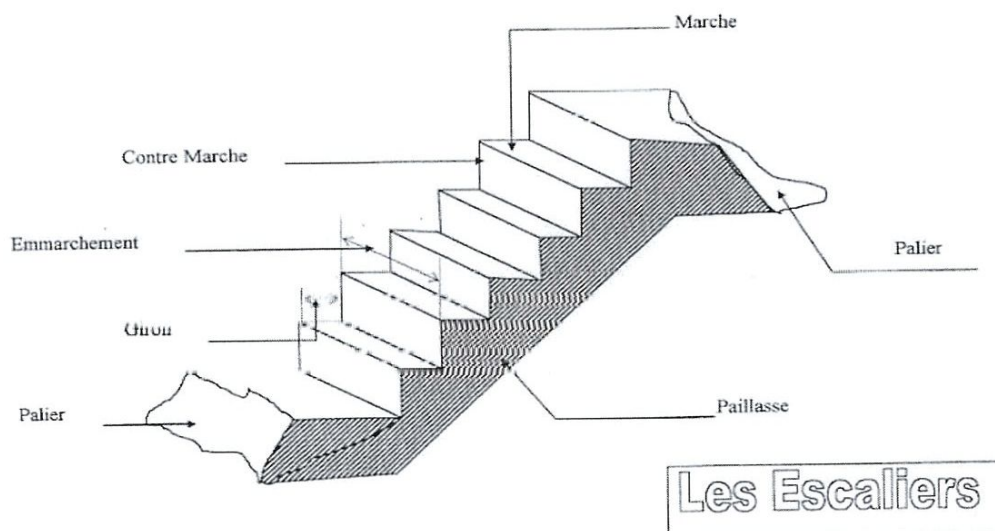


Figure II.2. Schéma d'escalier

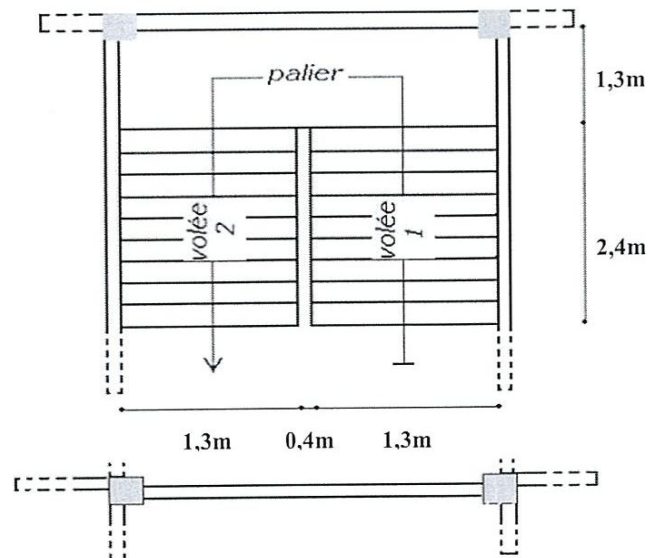


Fig. II.3. Vue en plan

Caractéristiques techniques

➤ *Pour étage courant et RDC*

Hauteur : $H=3,15\text{m}$.

Giron : $g=30\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: $h=18\text{ cm}$

$N_c = H/h$

$$= 315/18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

9 contre marche

$n = N_c - 1 = 8$ marche

Inclinaison de la paillasse

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 18 \Rightarrow H' = 1.62\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.62/2.4 = 0.675 \Rightarrow \alpha = 34.02^\circ.$$

La longueur de volée est : $L = 1.62 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.89\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 289/30 < e < 289/20$

$$\Rightarrow 9.63 < e < 14.45 \Rightarrow e = 14\text{cm}.$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse

I I.5.Evaluation des charges

I I.5.1.Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

I I.5.2.Les planchers

▣ Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Charge permanente

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	/	/	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

$$G = 633\text{kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

Tableau I I.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

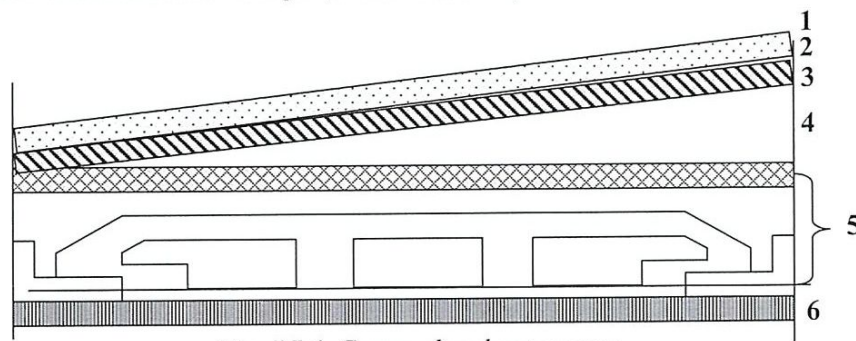


Fig. I I.4. Coupe plancher terrasse

➔ *Planchers étages courant+RDC*

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

Charge permanente

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	2
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

$G = 499 \text{ kg/m}^2$

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$

Tableau I I.2. Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

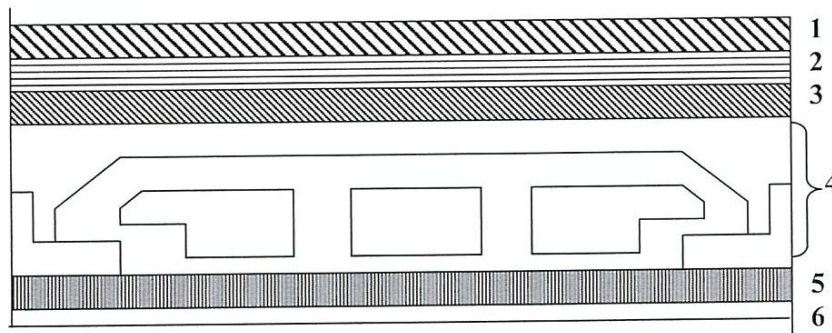


Fig I I.5. Coupe plancher étage courant

I I.5.3. Balcons

Les balcons sont en dalle pleine

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

$G = 560 \text{ kg/m}^2$

$Q = 350 \text{ kg/ m}^2$

Tableau I I.3. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

I I.5.4.L'acrotère

$$S = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_b = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) \times 2500 = 180 \text{ kg/m}^2$$

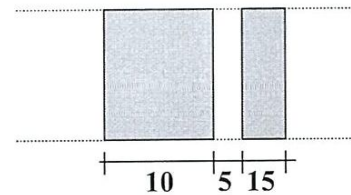
Charge permanente : $G = 180 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

I I.5.5.Mur extérieur

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Brique creux	25	1400	350
Enduit plâtre	2	1200	24
Enduit ciment	2	2000	40
			G = 414

Tableau I I.4. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.



I I.5.6.L'escalier

➡ **Palier**

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	14	2500	350
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 510 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

Tableau I I.5. Evaluation des charges permanentes de palier

➔ *Volée*

MATERIAUX	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	18	2200	2200×0,18/2=198
Paillasse	14	2500	(2500×0,14)/cos 34,02=422
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90

$G = 870 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Tableau I I.6. Evaluation des charges permanentes de volée

I I.6. Prédimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003)

I I.6.1.Poutres principales (porteuses)

D après le BAEL91

- ♦ $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.
- ♦ $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

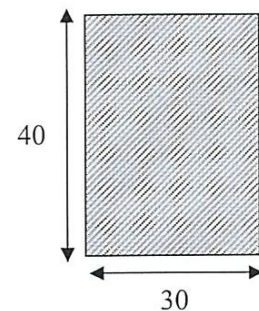
Nous avons : L= 4.30 m.

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm}.$

On prend $h=40 \text{ cm}.$

$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend $b=30 \text{ cm}$



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 0.75 < 4$ vérifie.

II.6.2.Poutres secondaires (non porteuses)

D'après le BAEL91:

- ♦ $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.
- ♦ $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L = 4.30 \text{ m.}$

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 28.66\text{cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm.}$$

On prend $h = 40 \text{ cm.}$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm.}$$

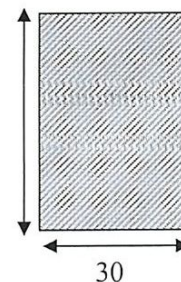
On prend $b = 30 \text{ cm.}$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 0.75 < 4$ vérifie.

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$



II.6.3.Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$F_{\max} \leq L/500$ Si la portée L est au plus égale à 5 m.

$F_{\max} \leq (L/1000) + 0.5$ Si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par : $F_{\max} = (5 q L^4 / 384 E I)$

Avec :

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

Q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3 / 12$

➔ *Poutre principale*

$$L = 4.30\text{m}$$

$$F_{\text{adm}} \leq (L/500) = 0.86\text{cm.} \quad E=321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I=160000\text{cm}^4$$

$$\text{Charge permanent} \quad G=633\text{kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d exploitation} \quad Q=100 \text{ kg/m}^2.$$

$$q=G+Q = (633 \times 4.30 + 2500 \times 0.3 \times 0.40) + (100 \times 4.30) = 3451.9 \text{ kg/ml}$$

$$F_{\text{max}}=0.29\text{cm.} \text{ Donc la condition vérifie}$$

➔ *Poutre secondaire*

$$L=4.30\text{m}$$

$$F=L/500 = 0.86 \text{ cm.} \quad E=321642\text{kg/cm}^2 \quad I=160000\text{cm}^4$$

$$q=G+Q = (633 \times 4.30 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (100 \times 4.30) = 3451.9\text{kg/ml.}$$

$$F_{\text{max}}=0.29 \text{ cm.} \text{ Donc la condition vérifie}$$

I I.7. Pré dimensionnement des poteaux

Selon le RPA

$$L_c/a \leq 14.4 \quad \longrightarrow \quad a \geq L_c/14.4$$

Avec :

a : petite dimension.

Le : longueur de flambement.

Lc : longueur de flambement

$$\begin{aligned} L_c &= 0.7 L_0 & \longrightarrow & L_c = 0.7 \times 3.15 = 2.205\text{m} \\ L_0 &= 3.15\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } a \geq 2.205/14.4 = 15.31\text{cm}$$

Selon R.P.A. minimum de section de poteaux (25×25).

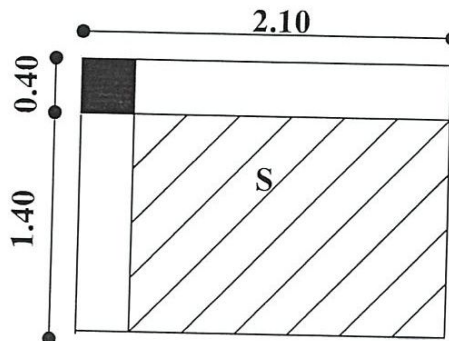
Section des poteaux (30 x 40) cm².

I I.8. La descente de charge sur les poteaux

I I .8.1.Poteau d'Angle

$S = (1.50 \times 1.95)$

$S = 2.925m^2$



	Désignation	G(Kn)	Q(Kn)
(1-1)	Acrotère G. L = 1.8* (2.15+1.80)	7.11	
	Plancher terrasse = 6.33*2.925	18.515	
	Poutre transversale (P.P) = 25. (0.3. 0.4). 1.40	4.2	
	Poutre longitudinale (P.S) = 25. (0.3. 0.35) . 1.95	5.11	
	Surcharge: 1* 2.925		2.925
Σ		34.935	2.925
(2-2)	Venant de (1-1)	34.935	2.925
	Poteau 25 (0.3. 0.4). 3.15	9.45	
	Mur. Ext. : 4.14. (1.40. 2.83) + 4.14 [(1.95.2.88)- 0.5 (1.20 x 1.40)]	36.17	
Σ	80.555	2.925	
(3-3)	Venant de (2-2)	80.555	2.925
	Plancher étage 4.99 x 2.925	14.59	
	Poutre transversale	4.2	
	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge 1.5 x 2.925		4.387
Σ	104.455	7.312	
(4-4)	Venant de (3-3)	104.455	7.312
	Poteau	9.45	
	Mur. Ext.	36.17	
Σ	150.075	7.312	
(5-5)	Venant de (4-4)	150.075	7.312
	Plancher étage	14.59	
	Poutre transversale	4.2	
	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge		4.387
Σ	173.975	11.699	

CHAPITRE II Prédimensionnement des éléments et descente des charges

(6-6)	Venant de (5-5) Poteau Mur. Ext.	173.975 9.45 36.17	11.699
Σ		219.595	11.699
(7-7)	Venant de (6-6) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	219.595 14.59 4.2 5.11	11.699
Σ		243.495	16.086
(8-8)	Venant de (7-7) Poteau Mur. Ext.	243.49 9.45 36.17	16.086
Σ		289.115	16.086
(9-9)	Venant de (8-8) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	289.115 14.59 4.2 5.11	16.086
Σ		313.015	20.473
(10-10)	Venant de (9-9) Poteau Mur. Ext.	313.015 9.45 36.17	20.473
Σ		358.635	20.473
(11-11)	Venant de (10-10) poteau	358.635 9.45	20.473
Σ		369.525	20.473

$$G=369.525 \text{ Kn}$$

$$Q=20.473 \text{ Kn}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (369.525) + 1.5 (20.473)$$

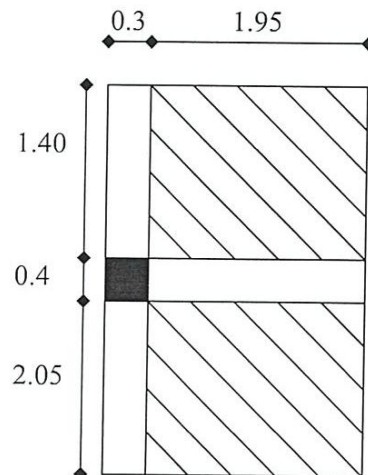
$$N_u = 529.568 \text{ Kn}$$

Tableau II.7. La descente de charge sur les poteaux

II.8. 2.Poteau de rive

$$S = (1.5 \times 1.95) + (2.05 \times 1.95)$$

$$S = 6.92 \text{ m}^2$$



Section	Désignation	G(Kn)	Q(Kn)
(1-1)	Acrotère G. L = 1.8 (2.15+1.10) Plancher terrasse = 6.33.6.92 Poutre transversale (P.P) = 25. (0.3. 0.4) x (1.4+2.05) Poutre longitudinale (P.S) = 25. (0.3. 0.35) . 1.95 Surcharge: 1x 6.92	6.93 43.80 10.35 5.11	6.92
Σ		66.19	6.92
(2-2)	Venant de (1-1) Poteau 25 (0.3. 0.4). 3.15 Mur. Ext. : 4.14. [(1.40. 2.83) + (2.05.2.83)] + 25 [(2.05. 2.83.0.15) + (1.95.2.88.0.15)]	66.19 9.45 83.15	6.92
Σ		83.15	6.92
(3-3)	Venant de (2-2) Plancher étage 4.99 x 6.92 Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge 1.5 x 6.92	83.15 34.53 10.35 5.11	10.38
Σ		133.14	17.30
(4-4)	Venant de (3-3) Poteau Mur. Ext.	133.14 9.45 83.15	17.30
Σ		225.98	17.30
(5-5)	Venant de (4-4) Plancher étage Poutre transversale	225.98 34.53 10.35	17.30

CHAPITRE II Prédimensionnement des éléments et descente des charges

	Poutre longitudinale Surcharge	5.11	10.38
Σ		275.97	27.68
(6-6)	Venant de (5-5) Poteau Mur. Ext.	275.97 9.45 83.15	27.68
Σ		368.81	27.68
(7-7)	Venant de (6-6) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	368.81 34.53 10.35 5.11	27.68 10.38
Σ		418.80	38.06
(8-8)	Venant de (7-7) Poteau Mur. Ext.	418.80 9.45 83.15	38.06
Σ		511.64	38.06
(9-9)	Venant de (8-8) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	511.64 34.53 10.35 5.11	38.06 10.38
Σ		561.63	48.44
(10-10)	Venant de (9-9) Poteau Mur. Ext.	561.63 9.45 83.15	48.44
Σ		654.47	48.44
(11-11)	Venant de (10-10) poteau	654.47 9.45	48.44
Σ		664.16	48.44

Tableau II.8. Poteau de rive

$$G=664.16 \text{ Kn}$$

$$Q=48.44 \text{ Kn}$$

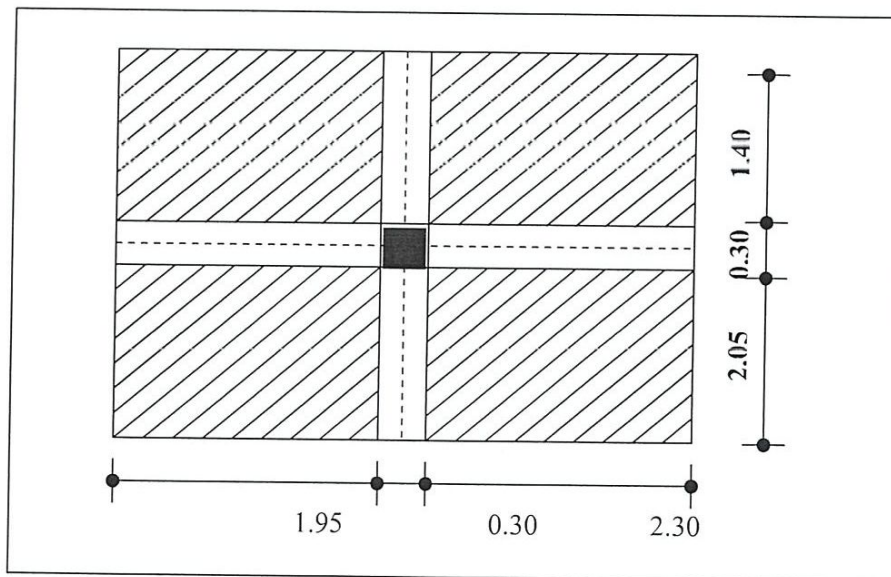
$$Nu = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (664.16) + 1.5 (48.44)$$

$$Nu = 969.276 \text{ Kn}$$

I I.8. 3.Poteau central

$$S = (1.50 \times 2.30) + (2.05 \times 2.30) + (1.50 \times 1.95) + (2.05 \times 1.95)$$

$$S = 15.087 \text{ m}^2$$



section	Designation	G(Kn)	Q(Kn)
(1-1)	Plancher terrasse 6.33* 15.087	95.50	
	Poutre transversale (P. P) 25. (0.3. 0.4) x (1.40+ 2.05)	10.35	
	Poutre longitudinale (P.S) 25. (0.3. 0.35) . (2.30+1.95)	11.15	
	Surcharge: 1x 15.087		15.087
Σ		117.00	15.087
(2-2)	Venant de (1-1)	117.00	15.087
	Poteau 25 (0.3. 0.4). 3.15	9.45	
	Mur.Int. : 4.14 (1.40. 2.83) + 4.14 (2.30*2.88) + 2.05*(1.05*2.88*0.15)	64.88	
Σ		191.57	15.087
(3-3)	Venant de (2-2)	191.57	15.087
	Plancher étage 4.99 x 15.087	75.284	
	Poutre transversale	10.35	
	Poutre longitudinale	11.15	
	Surcharge 1.5 x 15.087		22.63
Σ		288.354	37.717

CHAPITRE II Prédimensionnement des éléments et descente des charges

(4-4)	Venant de (3-3) Poteau Mur. Int.	288.354 9.45 64.88	37.717
Σ		362.924	37.717
(5-5)	Venant de (4-4) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	362.924 75.284 10.35 11.15	37.717 22.63
Σ		459.708	60.347
(6-6)	Venant de (5-5) Poteau Mur. Int.	459.708 9.45 64.88	60.347
Σ		534.278	60.347
(7-7)	Venant de (6-6) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	534.278 75.284 10.35 11.15	60.347 22.63
Σ		631.062	82.977
(8-8)	Venant de (7-7) Poteau Mur. Int.	631.062 9.45 64.88	82.977
Σ		705.632	82.977
(9-9)	Venant de (8-8) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Surcharge	705.632 75.284 10.35 11.15	82.977 22.63
Σ		802.416	105.607
(10-10)	Venant de (9-9) Poteau Mur. Int.	802.416 9.45 64.88	105.607
Σ		876.986	105.607
(11-11)	Venant de (10-10) poteau	876.986 9.45	105.607
Σ		886.676	105.607

Tableau II.9.Poteau central

$$G=886.676 \text{ Kn}$$

$$Q = 105.607 \text{ Kn}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (886.676) + 1.5 (105.607)$$

$$Nu = 1355.423 \text{ Kn}$$

$$Nu = \text{MAX} (529.568, 969.276, 1355.423) = 1355.423 \text{ Kn}$$

Vérification de la section de poteau

$$\overline{Nu} = a \left\{ Br \cdot \frac{F_{C28}}{0.9gb} + A_s \frac{Fe}{gs} \right\}$$

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) = 0.106 \text{ m}^2.$$

$$B = (0.30 \times 0.40) = 0.12 \text{ m}^2$$

$$gb = 1.5$$

$$F_{C28} = 25 \text{ MPA}$$

$$I = \frac{\ell f}{i} \text{ avec } \ell f = 0.7 \ell_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{0.3^2}{12}} = 0.087.$$

$$\ell f = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

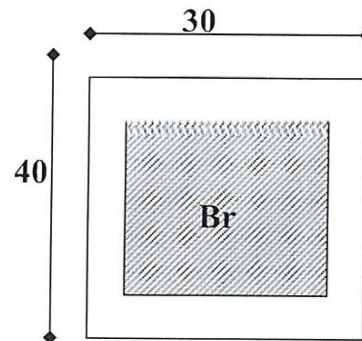
$$I = \frac{2.205}{0.087} = 25.34$$

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{25.34}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$\overline{Nu} = 0.83 \{ 0.106 \times 25 / (0.9 \times 1.5) + 0 \} = 1.63 \text{ Mn} = 1630 \text{ Kn}$$

$$\text{donc : } Nu = 1355.42 < \overline{Nu} = 1630 \text{ Kn}$$

Les dimensions des poteaux sont acceptables.



CHAPITRE III:
CALCUL DES
ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère

III.1.1. Définition

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul se fera pour une bande de 1m, sollicitée à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant M tel que :

$$M = (\max (M (f_p), M (q))).$$

$M (f_p)$: le moment fléchissant du à l'effort horizontal (f_p).

$M (q)$: le moment fléchissant du à la main courante q qui est une surcharge

D'exploitation.

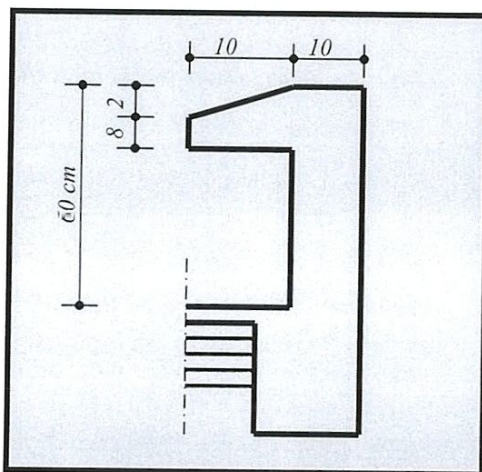


Figure III.1. Coupe transversale sur l'acrotère

III.1.2. Evaluation des surcharges

➔ Poids propre

$$G_a = G_{\text{BETON}} + G_{\text{enduit}} = G_b + G_{ec}$$

➔ Calcul du périmètre

$$P = (0,6 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,5 + 0,1) = 1,48\text{m.}$$

$$G_b = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1/2)) \times 1 \times 25 = 1,725 \text{ KN/m}$$

$$G_{ec} = 1 \times 0,02 \times 1,48 \times 20 = 0,59 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc: } G_a = 2,32 \text{ KN /m}$$

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 1,00 \text{ KN /m.}$

➤ **Charge accidentelle due au séisme**

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times W_p$$

Dans notre cas on a : Zone III, Groupe 2, ($A = 0,25$)

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2,32 \text{ KN/m (poids de l'acrotère)}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,32 = 1,856 \text{ KN.}$$

III.1.3. Calcul des sollicitations

$$M(f_p) = 1,856 \times 0,6 = 1,114 \text{ KN m.}$$

$$M(q) = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN m.}$$

$$N(G_a) = 2,32 \text{ KN.}$$

Tableau III.1. Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
Sollicitation	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	3,132	2,32
M (KN*M)	1,671	1,114

Le ferrailage se fera en flexion composée avec une section $S = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.1.4. Calcul des armatures à L'E.L.U

Acier $F_e E 400$, $F_{e28} = 25 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_s = 1,15. \quad F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.} \quad M_U = 1,671 \text{ KN m.} \quad N_U = 3,132 \text{ KN}$$

$$e_o = M_U / N_U = 1,671 / 3,132 = 0,53 \text{ m}$$

$N_U > 0$ alors N est un effort de compression.

$$e_o = 0,53 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > h / 6$ donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$e_a = e_o + (h/2 - C) = 0,53 + (5 - 2) = 56 \text{ cm.}$$

$$M_{Ua} = N_U \times e_a = 3,132 \times 0,56 = 1,754 \text{ KN m.}$$

$$\mu_{bU} = M_{Ua} / (b_o \times d^2 \times F_{bu}) = 1,754 \times 10^3 / 8^2 \times 14,2 \times 10^2 = 0,0193$$

$$\mu_{bc} = 0,8 h / d (1 - 0,4 h / d) = 0,8 \times 10 / 8 (1 - 0,4 \times 10 / 8) = 0,5$$

$\mu_{bU} < \mu_{bc}$ donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{LU} = 0,327$$

$\mu_{bU} < \mu_{LU}$ alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bU} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bU}) = 8 (1 - 0,6 \times 0,0193) = 7,91 \text{ cm.}$$

$$A = M_{Ua} / Z_b F_{cd} = 1,754 \times 10^3 / 0,0791 \times 348 \times 10^2 = 0,637 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Les armatures en flexion composée

$$A' = A'_{FS} = 0$$

$$A = A_{FS} - (N_u / F_{cd}) = 0,637 - (3,132 \times 10^3 / 348 \times 10^2) = 0,547 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = \max (0,23 (F_{t28} / F_c) b_o \times d, b \times h / 1000)$$

$$A_{\min} = \max (0,966 \text{ cm}^2, 1 \text{ cm}^2) \text{ donc } A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

On a $A < A_{\min}$ donc $A = 1 \text{ cm}^2$ on adopte 4 T 8 d'où $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ on prend 4 T 6 d'où } A = 1,51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u$ tel que

$$T_u (\max) = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = T_u (\max) / b d = 0,0187 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 F_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifier

➤ Vérification à L'ELS

$$e_{o \text{ ser}} = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 1,114 / 2,32 = 0,48$$

$h / 6 = 0,017 \rightarrow e_{o \text{ ser}} > h / 6$ section partiellement comprimée

$N > 0$ et C se trouve à l'extérieur de la section

$$e_a = e_o + h/2 - C = 0,56 \rightarrow M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} e_{a \text{ ser}}$$

On doit vérifier: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 F_{C28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min (2/3 F_e ; 110 (\eta F_{ij})^{1/2}) = 202 \text{ Mpa.}$$

$$C = h / 2 - e \rightarrow C = - 43 \text{ cm}$$

$$P = - 3 C^2 - 90 A'_s (c - d') / b - 90 A_s (d - c)^2 / b \quad \text{Tel que } A'_s = 0$$

$$P = -5454,74 \text{ cm}^2$$

$$Q = - 2 C^3 - 90 A'_s (c - d') / b - 90 A_s (d - c)^2 / b$$

$$Q = 154308,79 \text{ cm}^3$$

Résoudre l'équation de 3^{ème} degré

$$Z^3 + PZ + Q = 0$$

$$Z_1 = a \cos (Q / 3) = 45,04 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos ((Q / 3) + 120^\circ) = - 85,23 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos ((Q / 3) + 240^\circ) = 40,19 \text{ cm}$$

Calcul de y_{ser} :

$$y_{ser 1} = Z_1 - C = 2,04 \text{ cm}$$

$$y_{ser 2} = Z_2 - C = - 128,23 \text{ cm}$$

$$y_{ser 3} = Z_3 - C = 2,81 \text{ cm}$$

Il faut donc vérifier que $0 \leq y_{ser} \leq d = 8 \text{ cm}$ alors la solution est :

$$I = (b y_{ser}^3 / 3) + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2]. \quad A'_s = 0$$

$$I = 1353,97 \text{ cm}^4$$

➡ Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = (Z N_{ser} / I) y_{ser} = (45,04 \times 2,32 \times 10^3 / 1353,97) 2,04 \times 10^{-2} = 1,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,57' \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 (Z N_{ser} / I) (d - y_{ser}) = 15 (45,04 \times 2,32 \times 10^3 / 1353,97) (8 - 2,04 \times 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 69 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 202 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : pour éviter l'effet du séisme, on doit prévoir une même nappe d'armature dans la zone comprimée.

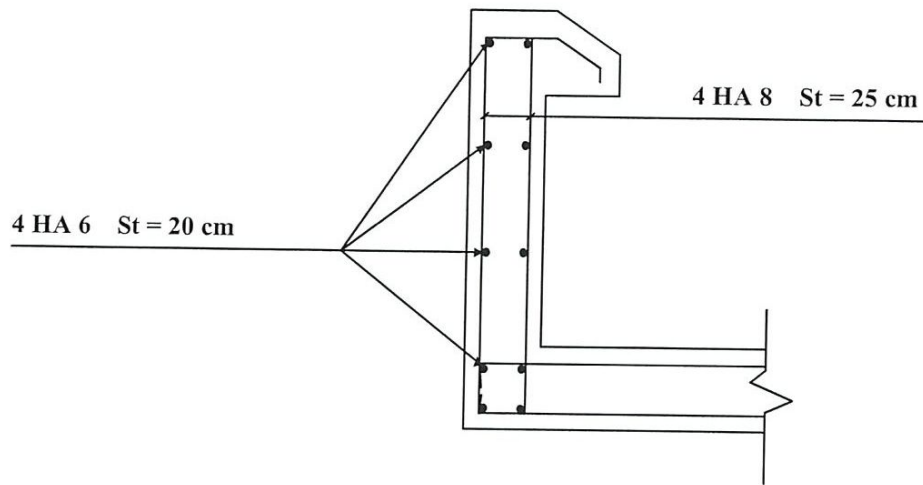


Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère

III.2. Etude des balcons : dalle sur 2 appuis

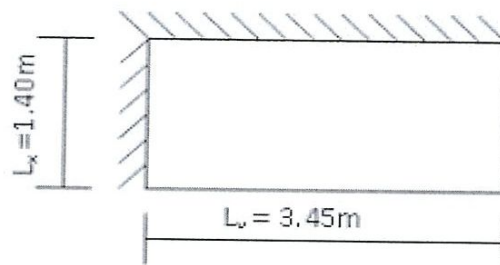
III.2.1. Pré dimensionnement

L'épaisseur h pour les dalles pleines résultent des conditions suivantes :

➔ *Condition de la flèche*

$$\frac{L}{50} \leq h_a \leq \frac{L}{40} \Leftrightarrow \frac{L_x}{L_y} = 0.55$$

$$2.8 \text{ cm} \leq h_a \leq 8.62 \text{ cm} \Rightarrow h_a = 8 \text{ cm}$$



➔ *Condition de la résistance au feu*

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

➔ *Condition d'isolation acoustique*

La loi de masse exige qu'une épaisseur $e \geq 16 \text{ cm}$ pour assurer 1 confort acoustique.

➔ *Récapitulatif*

$e \geq 16 \text{ cm}$.

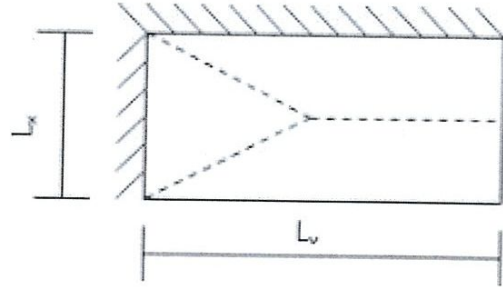
→ On adopte une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

$e \geq 11 \text{ cm}$

III.2.2. Calcul de ferrailage

on se refaire à la théorie des lignes de rupture lorsqu'on a affaire à des dalles sur 03 appuis :

$$L_y \geq \frac{L_x}{2} \Rightarrow 3.45m \geq 0.70m$$

**III.2.3. Evaluation des charges**

$$G = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_B = 350 \text{ kg/m}^2$$

E.L.U :

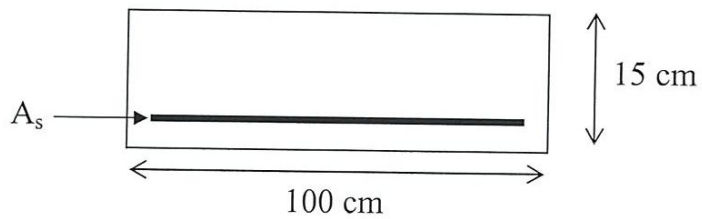
$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q_B = 1.35 (560) + 1.50 (350)$$

$$Q_u = 1281 \text{ kg/m}^2$$

E.L.S

$$Q_s = G + Q_B = 560 + 350$$

$$Q_s = 910 \text{ kg/m}^2$$



III.2.4. Calcul des moments*E.L.U*

$$M_x = \frac{Q_u L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{Q_u L_x^3}{48} = \frac{1281 \times (1.40)^2}{8} \left(3.45 - \frac{1.40}{2} \right) + \frac{1281 \times (1.40)^3}{48}$$

$$M_x = 936.3 N.m$$

$$M_y = \frac{Q_u L_x^3}{24} = \frac{1281 \times (1.40)^3}{24}$$

$$M_y = 1464.6 N.m$$

E.L.S

$$M_x = \frac{Q_s \times L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{Q_s \times L_x^3}{48} = \frac{910 \times (1.40)^2}{8} \left(3.45 - \frac{1.40}{2} \right) + \frac{910 \times (1.40)^3}{48}$$

$$M_x = 665.13 N.m$$

$$M_y = \frac{Q_s (L_x)^3}{24} = \frac{910 \times (1.40)^3}{24} \rightarrow M_y = 1040.4 N.m$$

III.2.5. Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 \rightarrow A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

III.2.6. Calcul de ferrailage

l'E.L.U

➔ *En travée*

Tableau III.2. Calcul de ferrailage en travée l'E.L.U

Travée	sens l_x		$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$			
M_u^t	μ_{bu}	α_u	Z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Esp (cm)
0.85. $M_x = 795.85$	0.043	0.055	13.20	2.40	1.63	5HA10 = 3.93	20

Travée	sens l_y		$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$			
M_u^t	μ_{bu}	α_u	Z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Esp (cm)
0.85. $M_y = 1098.45$	0.004	0.005	13.47	0.23	1.63	5HA8 = 2.51	20

➔ *Sur appuis*

Tableau III.3. Calcul de ferrailage sur appuis l'E.L.U

Appuis	sens l_x		$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$			
M_u^a	μ_{bu}	α_u	Z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Esp (cm)
0.5. $M_x = 468.15$	0.025	0.032	13.33	1.40	1.63	5HA10 = 3.93	20

Appuis	sens l_y		$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$			
M_u^a	μ_{bu}	α_u	Z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Esp (cm)
0.5. $M_y = 732.3$	0.003	0.004	13.48	0.16	1.63	5HA8 = 2.51	20

L'E.L.S

➔ *En travée :*
$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot S_{bc}}{n \cdot S_{bc} + S_{bc}} \times d$$

Tableau III.4. Calcul de ferrailage en travée L'E.L.S

Travée	sens l_x		$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$		
M_{ser}^t (N.m)	\bar{Z}_1 (cm)	A_{ser}^t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Esp (cm)	
0.85. $M_x = 565.36$	11.73	1.92	1.63	4HA10 = 3.14	22	

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}, \quad \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}, \quad n = 15$$

$$\overline{y}_1 = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} \times 13.50 = 5.30 \text{ cm}$$

$$\overline{Z}_1 = d - \frac{\overline{y}_1}{3} = 11.73 \text{ cm}$$

$$\overline{M}_1 = \left(\frac{\overline{\sigma}_{bc}}{2} \right) b \cdot \overline{y}_1 \cdot \overline{Z}_1 = \left(\frac{15}{2} \right) \times 100 \times 5.30 \times 11.73 = 46626.75 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^t = 665.13 \text{ N.m} < \overline{M}_1 = 46626.75 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^a = 1040.4 \text{ N.m} < \overline{M}_1 = 46626.75 \text{ N.m}$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}^t}{\overline{Z}_1 \cdot \overline{\sigma}_{st}}, \quad A_{ser}^a = \frac{M_{ser}^a}{\overline{Z}_1 \cdot \overline{\sigma}_{st}}$$

Tableau III.5. Calcul de ferrailage en travée L'E.L.S

Travée		sens l_y		$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13.50 \text{ cm}$
$M_{ser}^t (\text{N.m})$	$\overline{Z}_1 (\text{cm})$	$A_{ser}^t (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Esp (cm)
0.85. My = 884.34	11.73	0.22	1.63	5HA8 = 2.51	20

➔ Sur appuis

Tableau III.6. Calcul de ferrailage sur appuis L'E.L.S

Appuis		sens l_x		$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13.50 \text{ cm}$
$M_{ser}^a (\text{N.m})$	$\overline{Z}_1 (\text{cm})$	$A_{ser}^t (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Esp (cm)
0.5. Mx = 323.56	11.73	1.13	1.63	4HA10 = 3.14	22

Appuis		sens l_y		$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13.50 \text{ cm}$
$M_{ser}^a (\text{N.m})$	$\overline{Z}_1 (\text{cm})$	$A_{ser}^t (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Esp (cm)
0.5. My = 520.2	11.73	0.13	1.63	5HA8 = 2.51	20

III.2.7. Vérification à l'effort tranchant

➤ *Au milieu de L_x*

$$T = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 \times L_y} = \frac{Q_u \cdot L_x}{3} = \frac{12810 \times 1.40}{3}$$

$$T = 5978 N$$

➤ *Au milieu de l_y*

$$T = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{12810 \times 1.40 \times 3.45}{2(3.45) + 1.40} = 7454.49 N$$

$$V_u = T_{\max} = 7454.49 N$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7454.49}{1000 \times 135} = 0.055 MPa \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{g_b} = 1.17 MPa$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales.

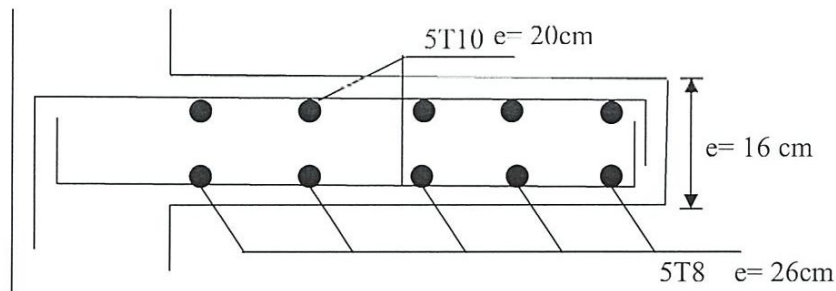


Figure III.3 Ferraillage de balcon

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. Définition

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 3.00 m et longueur de volée 2.40 m et avec un palier de 1.30 m de largeur.

III.3.2. Evaluation des charges

Pour notre emmarchement on aura

$$\text{Palier} \dots \dots \dots G_1 = 0,510 \times 1,30 = 0,663 \text{ t/ml}$$

$$\text{Paillasse} \dots \dots \dots G_2 = 0,870 \times 1,30 = 1,131 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge} \dots \dots \dots Q_1 = Q_2 = 0,250 \times 1,30 = 0,325 \text{ t/ml}$$

Les Combinaisons de Chargement

ELU

$$P_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 0,663 + 1,5 \times 0,325 = 1,382 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 1,131 + 1,5 \times 0,325 = 2,014 \text{ t/ml}$$

ELS

$$P_1 = G_1 + Q_1 = 0,663 + 0,325 = 0,988 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = G_2 + Q_2 = 1,131 + 0,325 = 1,456 \text{ t/ml}$$

III.3.3.Ferrailage

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

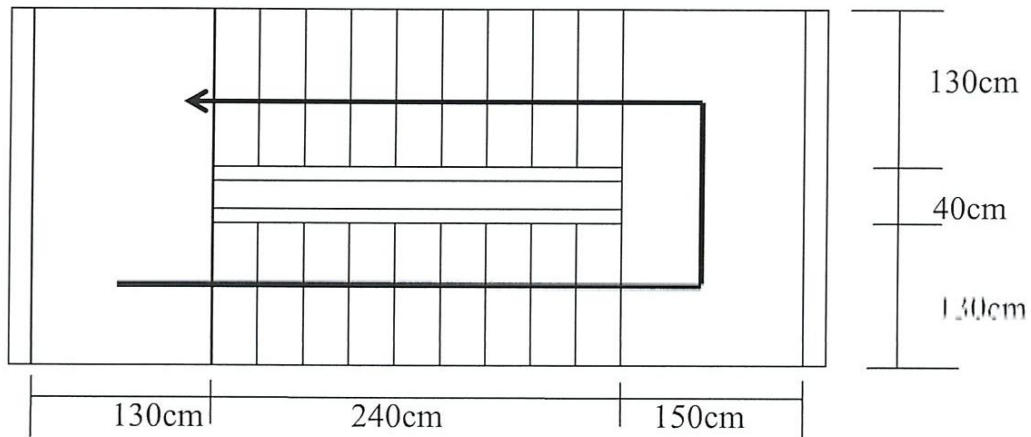


Figure III.4. Vue en plan de l'escalier

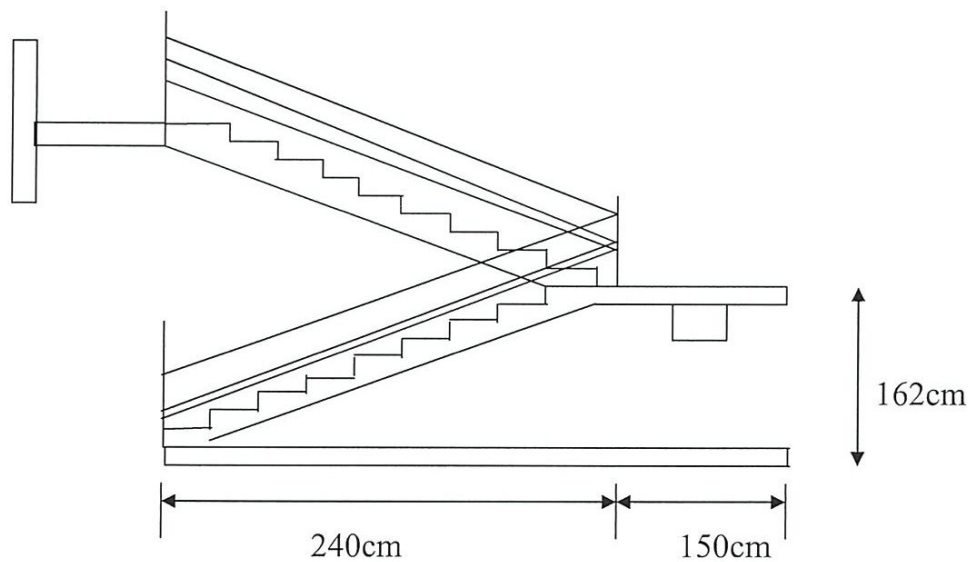


Figure III.5. Coupe au niveau de l'escalier

➔ Calcul les armatures

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i$$

ELU

$$q_e = (2.014 \times 2.4 + 1.382 \times 1.5) / (2.4 + 1.5)$$

$$q_e = 1.77 \text{ t/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = (1.456 \times 2.4 + 0.988 \times 1.5) / (2.4 + 1.5)$$

$$q_{ser} = 1.28 \text{ t/ml}$$



Calcul les réaction à l' E L U

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 1.77 \times 3.9 = 6.9t$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 3.00 + 1.77 \times \left(\frac{3.9}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_B = 4.49t$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow R_A \times 3.00 + 1.77 \times \left(\frac{0.9}{2}\right)^2 - 1.77 \times \left(\frac{3.00}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_A = 2.41t$$

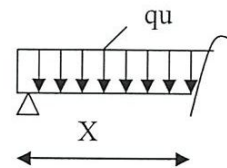
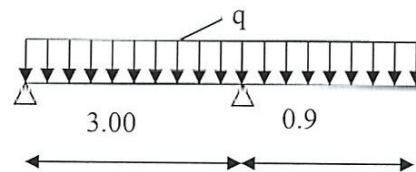
Coupe A-A $0 \leq X \leq 3.00$

$$T_x = R_A - q_e \times X$$

$$M_{max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow X = 1.36m$$

$$M_x = R_A \times X - \frac{q \times X^2}{2}$$



$$M_x = 2.41X - \frac{1.77X^2}{2}$$

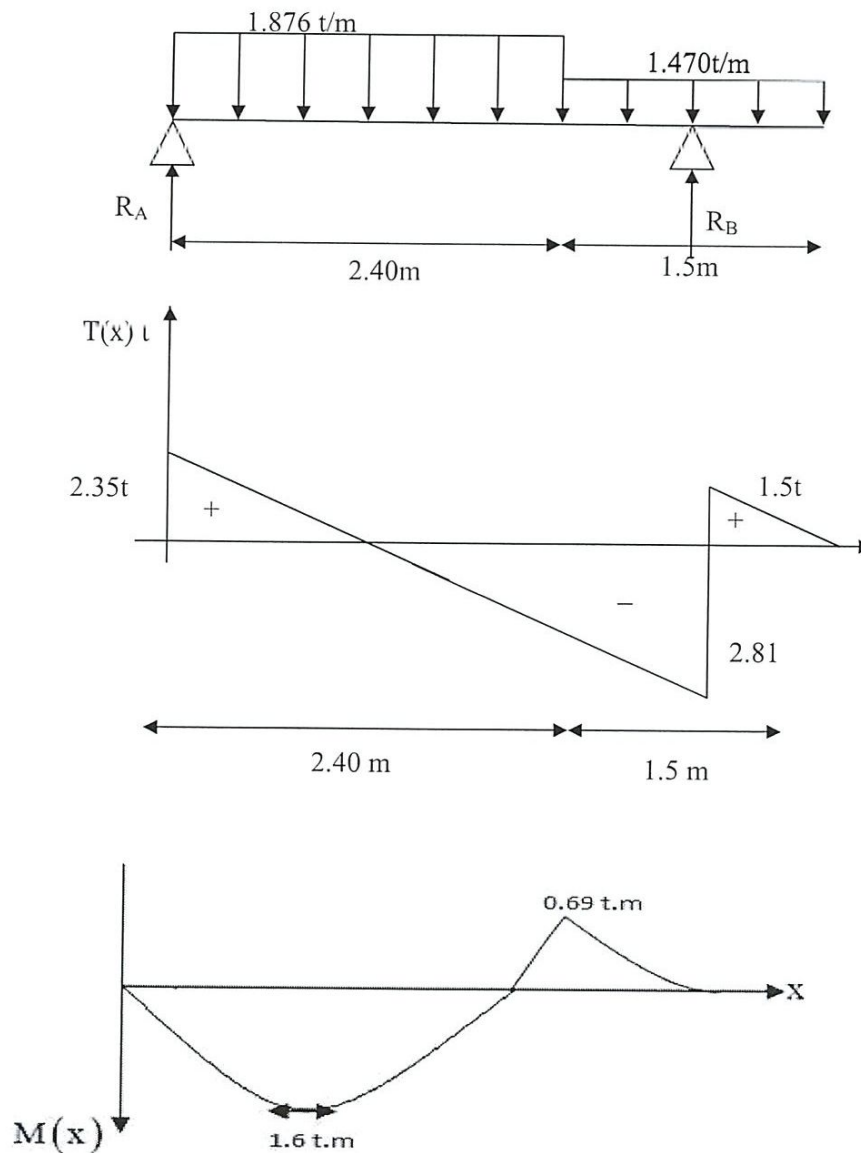
$$M_{\max} = M(1.36) = M_0 = 1.64 \text{ t.m}$$

$$M_B = M(3.00) = -0.74 \text{ t.m}$$

Calcul M_t

$$M_t = 0.85 M_0 = 1.39 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0.2 M_0 = 0.33 \text{ t.m}$$



Calcul les réactions à l' E L S

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 1.28 \times 3.9 = 4.99t$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 3.00 + 1.28 \times \left(\frac{3.9}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_B = 3.24t$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow R_A \times 3.00 + 1.28 \times \left(\frac{0.9}{2}\right)^2 - 1.28 \times \left(\frac{3.00}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_A = 1.75t$$

Coupe A-A $0 \leq X \leq 3.00$

$$T_x = R_A - q_e \times X$$

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow X = 1.37m$$

$$M_x = R_A \times X - \frac{q \times X^2}{2}$$

$$M_x = 1.75X - \frac{1.28X^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(1.37) = M_0 = 1.20 \text{ t.m}$$

Calcul M_t

$$M_t = 0.85 M_0 = 1.02 \text{ t.m}$$

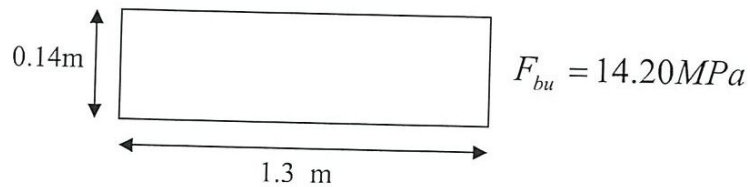
$$M_a = -0.2 M_0 = 0.24 \text{ t.m}$$

Calcul les armatures à E L U

On à : $h = 0.14m$

$b = 1.3m$

$d = 0.9 \text{ h} = 0.126m$



$$m_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2F_{bu}}$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2m}), b = (1 - 0,4a)$$

$$A_{calculée} = \frac{M_{\max}}{b.d.s_s}, A_{\min} = \frac{0,5}{100}b \times h \quad s_{st} = 348Mpa$$

Calcul la section minimale

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_c} = 0,23 \times 130 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,98cm^2$$

Armatures de répartition

$$Ar = \frac{A}{4}$$

Tableau III.7. Armature de réparation

	Mu (t.m)	u	α	B	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Λ répartition
Travée	1.39	0.047	0.060	0.976	3.25	1.98	6HA10=4.71	4HA8=2.01
Appui A	-0.33	0.011	0.014	0.994	0.76	1.98	6HA8=3.02	3HA8=1.51
Appui B	-0.74	0.025	0.032	0.987	1.71	1.98	6HA8=3.02	3HA8=1.51

2-vérification à E.L.S

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe =400Mpa, si ce condition suivant est vérifier $a_u < a$. Avec :

$$a = \frac{d-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \text{ avec } d = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.8. Vérification à E.L.S

Section	$d = \frac{M_u}{M_{ser}}$	a_u	$a = \frac{d-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	Comparaison
Travée	1.37	0.060	0.44	0.060 < 0.44

➔ Calcul de la contrainte de cisaillement

$$t_U = \frac{T_u}{b_0 d}$$

$$t_U = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{t}_U = \min\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{g_b}; 5MPa\right\} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$t_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{1,39}{1300 \times 126} = 0,084MPa$$

$$\bar{t}_U = \min\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{g_b}; 5MPa\right\}$$

$$\bar{t}_U = \min\{3,33; 5MPa\}$$

$$\bar{t}_U = 3,33MPa \Rightarrow 0,084 < 3,33 \Leftrightarrow t_U < \bar{t}_U$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

Disposition des armatures dans la paillasse :

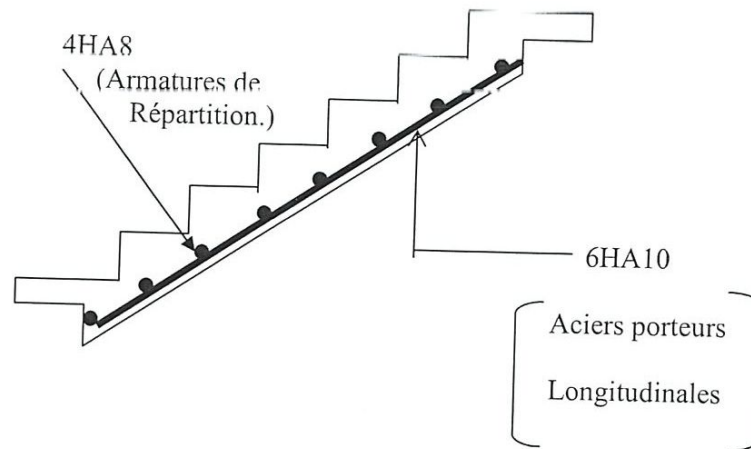


Figure III.6. Ferrailage d'escalier

III.3.4. Calcul de la poutre palière

Le palier posé sur une poutre palier elle est soumise seulement à la flexion simple elle prévient des poids propre de la poutre palier ainsi que la réaction des escalier

➤ Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : est prise entre nue d'appuis :

$$\text{Tel que : } L=3.00\text{m} \quad \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30\text{cm}$$

D'après le RPA2003 :

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{On adopte } h=35\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{Adopte } b=30\text{cm}$$

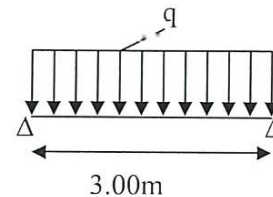
Donc la section de la poutre palière est de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ Evaluation des charges

$$* \text{-poids propre :} \quad 0.3 \times 0.35 \times 2500 = 0.26 \text{ t/ml}$$

$$* \text{-réaction de la poutre} \quad R_{bu} = 4.49\text{t}$$

$$* \text{-réaction de la poutre} \quad R_{bs} = 3.24\text{t}$$



➤ Calcul des combinaisons

E.L.U

$$q = 1.35G + R_{bu} = 1.35 \times 0.26 + 4.49 \times 1\text{m} = 4.84 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4.84 \times 3^2}{8} = 5.45\text{t.m}$$

$$\text{Travée : } M_t = 0.85M_0 = 4.63 \text{ t.m}$$

$$\text{Appui : } M_a = -0.2M_0 = 1.09 \text{ t.m}$$

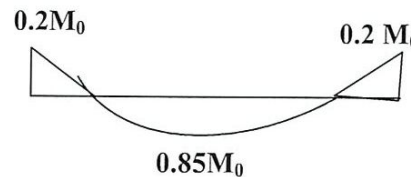
E.L.S

$$q = G + R_{bs} = 0.26 + 3.24 \times 1\text{m} = 3.50 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{3.50 \times 3^2}{8} = 3.94\text{t.m}$$

$$\text{Travée } M_t = 0.85M_0 = 3.35 \text{ t.m}$$

$$\text{Appui } M_a = 0.2M_0 = 0.79 \text{ t.m}$$



Calcul les armatures à E L U

On à : $b=30\text{cm}$ $d = 33\text{cm}$ $C = 2\text{cm}$

$$F_{bu} = 14.20\text{MPa}, m_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2F_{bu}}$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2m}), b = (1 - 0,4a)$$

$$A_{calculée} = \frac{M_{\max}}{b.d.s_s}, A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h \quad s_{st} = 348\text{Mpa}$$

Calcul la section minimale

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_c} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2$$

➤ **Calcul de ferrailage**

	Mu (t.m)	b (cm)	d (cm)	m	a_u	b	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	4.63	30	33	0.099	0.130	0.948	4.25	1.20	3HA14=4.62
Appui	1.09	30	33	0.023	0.029	0.988	0.96	1.20	3HA12=3.39

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{4.84 \times 3}{2} = 7.26\text{t}$$

$$t_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{7.26}{300 \times 330} = 0.733\text{MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{g_b}; 5\text{MPa}\right\}$$

$$\bar{t}_u = \min\{3,33; 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{t}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow 0.733 < 3.33 \Leftrightarrow t_u < \bar{t}_u$$

Les conditions est vérifier donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

➤ Vérification à E.L.S

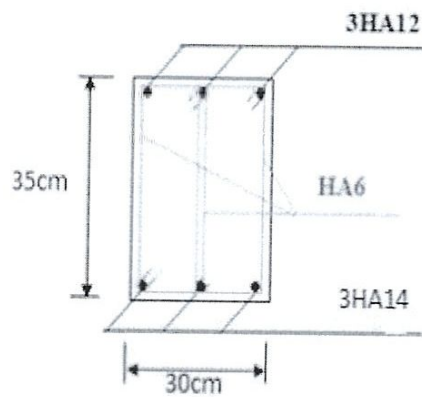
Fissuration étant peu nuisible aucune vérification concernant les aciers tendus

$$a = \frac{d-1}{2} - \frac{F_{C28}}{100} \text{ avec } d = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III. 9. Vérification à E.L.S(Fissuration)

Section	$d = \frac{M_u}{M_{ser}}$	a_U	$a = \frac{d-1}{2} - \frac{F_{C28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.38	0.13	0.44	0.13 < 0.44

➤ Ferrailage de la poutre palière



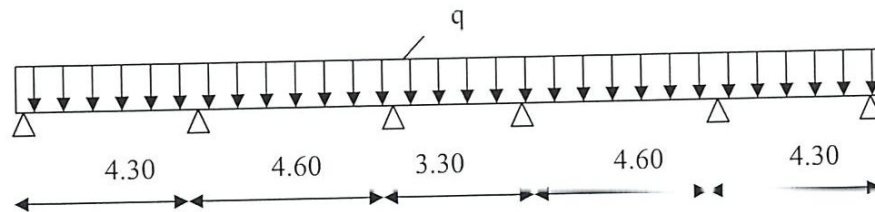
III.4. Etude des planchers

III.4.1. Définition

Un plancher est une aire plane destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit être supporté son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

III.4.2. Plancher étage courant (type 1) : poutre sur 6 appuis



➡ La méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur, maximale du moment M_0 dans la travée isostatique.

➡ Domaine d'application

La méthode forfaitaire de calcul des plancher à surcharges modérées s'applique dans le cas ou :

- La charge d'exploitation modérée

$$Q \leq \max \{2G, 5kn\} \dots \text{Vérifier}$$

- Les éléments ont une même inertie dans les différentes travées
- Les portées successives sont dans un rapport compris

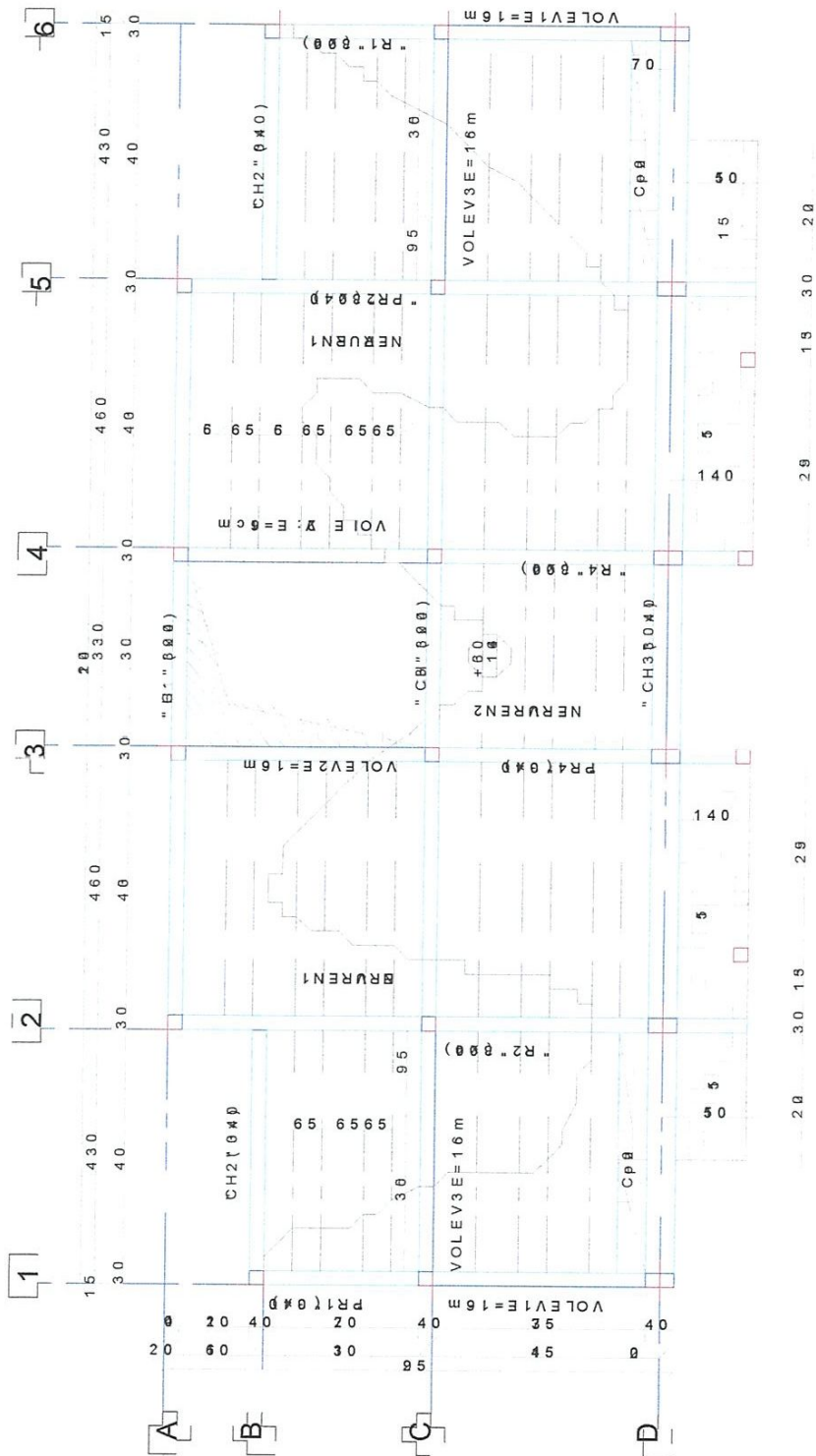
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad 0,8 \leq \frac{4.6}{3.3} \leq 1,25 \text{ non Vérifiée}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot

-Charge permanente : $G = 499 \text{ Kg/m}^2$

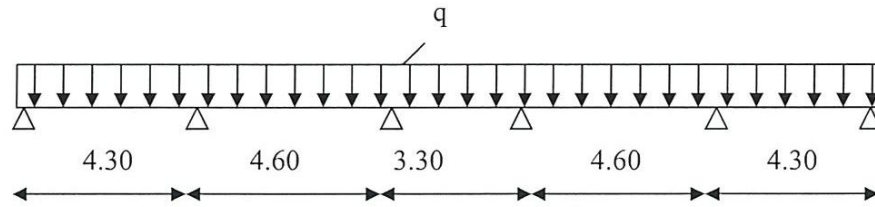
-Charge d'exploitation (terrasse inaccessible)

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$



➔ **Combinaison**

ELU



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

$$q_u = 1,35(499) + 1,5(150) = 898,65 \text{ kg/m}^2$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 499 + 150 = 649 \text{ kg/m}^2$$

-La charge revenant a chaque poutrelle :

$$q_u = 898,65 \times 0,65 = 584,12 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = 649 \times 0,65 = 421,85 \text{ kg/ml}$$

➔ **Calcul des moments sur appuis**

- Appuis A et F

$$M_A = M_F = 0$$

- Appuis B et E

$$M_B = M_E = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} + \frac{l_w^2}{l_w + l_e} \times \left(\sum_{j=1}^n h_{wj} \cdot Q_{wj} \right) + \frac{l_e^2}{l_e + l_w} \times \left(\sum_{j=1}^n h_{ej} \cdot Q_{ej} \right)$$

$$M_B = M_E = \frac{5841,2 \times (4,3)^3 + 5841,2(3,68)^3}{8,5(4,3 + 3,62)} = 11138,41 \text{ N.m}$$

-Appuis C et D :

$$M_C = M_D = \frac{5841,2 \times (3,68)^3 + 5841,2(2,64)^3}{8,5(3,68 + 2,64)} = 7419,56 \text{ N.m}$$

➡ **Calcul des moments en travées**

On isole chaque travée :

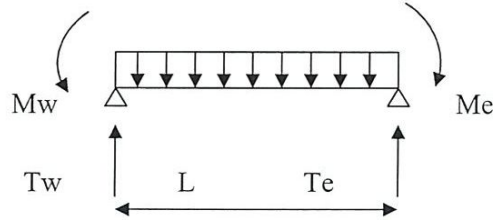
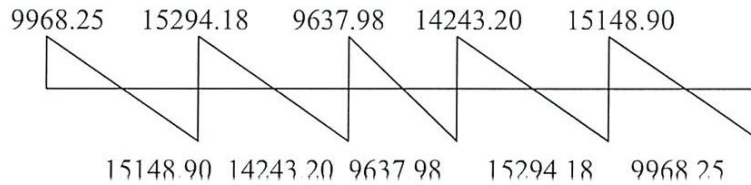


Tableau III.10. Calcul des moments en travées

Travée	Mw	Me	q	L	Tw	Te	X	Mt
I et V	0	11138.41	5841,2	4.30	9968.25	15148.90	1,70	8505.49
II et IV	11138.41	7419.56	5841,2	4.60	15294.18	14243.20	2.61	8883.98
III	7419.56	7419.56	5841,2	3.30	9637.98	9637.98	1,65	286.27

➡ **Diagramme de l'effort tranchant**



➡ **Calcul du moment équilibré par la table de compression**

$$M_{ibu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ibu} = 14,2 \times 65 \times 4 \cdot \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{ibu} = 59072 \text{ N.m}$$

➡ **Etape de calcul**

On a $M_{ibu} > M_u$: la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension b.h sur travée et $b_0.h$ sur appuis

Calcul de m

$$m = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} \text{ on trouve } m < m_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de α :

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

Calcul de b :

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_u}{B.d.\sigma_{st}} \quad / \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➔ **Calcul de la section d'armature minimale**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- Au niveau d'appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times 15 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{\min} \geq 0,33 \text{ cm}^2$$

- Au niveau de travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{\min} \geq 1,41 \text{ cm}^2$$

Tableau III.11. Calcul de la section d'armature minimale

Section	M_u (N.m)	M_{tbu} (N.m)	B, b_0 (cm)	D (cm)	m	a	b	A calcul (cm) ²	A min (cm) ²	A adopte (cm) ²
Appuis A et F	0	-	15	18	-	-	-	-	0,33	11A10=0,79
Appuis Bet E	11138.41	-	15	18	0,161	0,219	0,912	2.00	0,33	2HA12=2,26
Appuis C et D	7419.56	-	15	18	0,107	0,138	0,944	1.40	0,33	2HA12=2,26
Travée I et V	8505.49	59072	65	18	0,028	0,033	0,987	1,26	1,41	3HA10=2,36
Travée II et IV	8883.98	59072	65	18	0,029	0,033	0,987	1,25	1,41	3HA10=2,36
Travée III	286.27	59072	65	18	0,0009	0,001	0,999	0,046	1,41	3HA10=2,36

➡ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a: $V_{\max} = 15294,18\text{N}$ $b_0 = 15\text{cm}$ $d = 18\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15294,18}{150 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 0,56\text{Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{gb}, 5\text{Mpa} \right\}$$

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales.

➡ Calcul de l'espacement

Pour les Armatures transversal en prend des étrées f_6 $A_t = 0,57\text{cm}^2$

$$St \leq \min \{0, 9d, 40\text{cm}\} : St \leq 16,2\text{cm}$$

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

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5\text{cm}$

➡ Calcul de la longueur de recouvrement

Acier en FeE400

$$L_s = 50 f_l : L_s = 50 \times 1,2 = 60\text{ cm}$$

➡ Vérification à E L S

D'après les règles BAEL 91, pas de vérification des contraintes de béton pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple dont les armatures, sont en FeE 400 si la condition suivante est vérifiée $\alpha_u < \alpha$ avec :

$$a = \frac{d-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$d = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$q_{ser} = 4218,5\text{N / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{4218,5 \times 4,6^2}{8} = 11157,93\text{N.m}$$

Calcul M_u :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5841.2 \times 4.6^2}{8} = 15449.97 \text{ N.m}$$

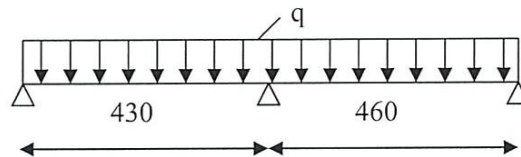
$$d = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15449.97}{11157.93} = 1.38$$

$$a = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$0.1 < 0.44$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas imputable veut dire que la section des armatures est suffisante à l'état limite de service.

III.4.2. Plancher étage courant (type 2) : poutre sur 3 appuis



➡ Evaluation des charges

$$\text{Charge permanente } G = 499 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

Combinaison :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 499 + 1.5 \times 150 = 898.65 \text{ kg/m}^2$$

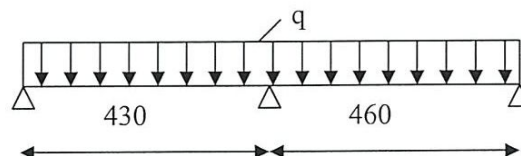
ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 499 + 150 = 649 \text{ kg/m}^2$$

La charge revenant à chaque poutrelle

$$q_u = 898.65 \times 0.65 \times 10 \rightarrow q_u = 5841.2 \text{ N/ml}$$

$$q_{ser} = 649 \times 0.65 \times 10 \rightarrow q_{ser} = 4218.5 \text{ N/ml}$$



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

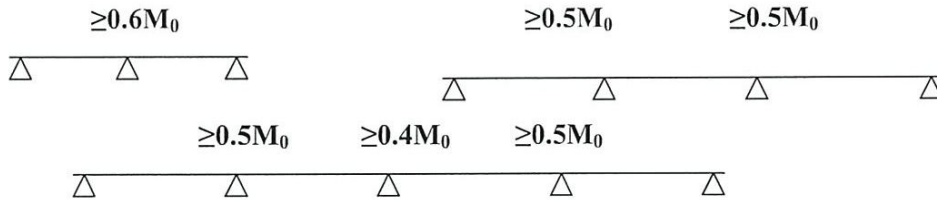
- $Q = 150 \text{ kg/m}^2 < 2 \times 499 = 998 \text{ kg/m}^2$ vérifiée
- Les moments d'inertie sont constant dans tout les travéesvérifiée
- Fissuration non préjudiciablevérifiée
- Rapport des portées $0,8 \leq \frac{4,30}{4,60} \leq 1,25$vérifiée
- Les valeurs prises pour : M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivants:

$$1- M_t \geq \text{Max} \left(1.05M_0 (1 + 0.3a) M_0 \right) - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right)$$

$$2- M_t \geq (1 + 0.3a) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$3- M_t \geq (1.2 + 0.3a) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

- La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :
- $0.6M_0$: dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois appuis la figure ci Dessous résume des dispositions précédentes pour les moments sur appuis :



De part et d'autre de charge appuis intermédiaire :

On retint la vérification de la section, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

En ce qui concerne les arrêtes des barres, on peut dépenses de traces les courbes enveloppant les moments si :

- ❖ la charge d'exploitation est uniformément répartie et inférieur à la charge permanente.
- ❖ Les valeurs des moments sur appuis sont prises égales aux valeurs minimales indiquées ci – dessous.

➤ **Calcul des moments isostatiques**

Travée I

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5841.2 \times 4.3^2}{8} = 13500.47 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5841.2 \times 4.6^2}{8} = 15449.97 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis**

Appuis A

$$M_A = 0,2M_0 \Rightarrow M_A = 0,2(13500.47) = 2700.09 \text{ N.m}$$

$$M_A = 2700.09 \text{ N.m}$$

Appuis B

$$M_b = 0,6M_0 \Rightarrow M_b = 0,6(15449.97) = 9269.98 \text{ N.m}$$

$$M_b = 9269.98 \text{ N.m}$$

Appuis C

$$M_c = 0,2M_0 \Rightarrow M_c = 0,2(15449.97) = 3089.99 \text{ N.m}$$

$$M_c = 3089.99 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul de α**

$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+499} \Rightarrow a = 0,231$$

➤ **Calcul des moments en travées**

Travée de rive I

$$1 - M_t \geq M_{ax} (1.05 M_0 (1 + 0.3a) M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2 - M_t \geq (1.2 + 0.3a) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq M_{ax} (1.05 M_0, 1.07 M_0) - \frac{0.2 M_0 + 0.6 M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.67 M_0$$

$$M_t \geq M_{ax} (1.2 + 0.3(0,231)) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.63 M_0$$

Donc $M \geq 0,67 M_0$

En prend $M_t = 0,67 M_0$ Pour les deux travées

Travée I :

$$M_I = 0,67 \times 13500,47$$

$$M_I = 9045,31 \text{ N.m}$$

Travée II :

$$M_{II} = 0,67 \times 15449,97$$

$$M_{II} = 10351,47 \text{ N.m}$$

Ferraillage**➔ Calcul du moment équilibré par la table de compression**

$$M_{ibu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ibu} = 14,2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{ibu} = 59072 \text{ N.m}$$

➔ Etape de calcul

On a $M_{ibu} > M_u$: la section est calculée comme une section rectangulaire de dimension $b \cdot h$ sur travée et $b_0 \cdot h$ sur appuis

Calcul de m

$$m = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} \text{ on trouve } m < m_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de α :

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

Calcul de b :

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

Calcul de A :

$$A = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad / \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➔ Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- Au niveau d'appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times 15 \times 18 \times 2,1/400 \rightarrow A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

- Au niveau de travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 \rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Tableau III.12. Calcul de la section d'armature minimale

Section	Mu N.m	M _{tbu} N.m	b,b ₀ (cm)	d (cm)	m	α	b	A calcul (cm) ²	A min (cm) ²	A adopte (cm) ²
Appuis A	2700.09	-	15	18	0,039	0,049	0,981	0,42	0,33	1HA10=0,79
Appuis B	9269.98	-	15	18	0,134	0,180	0,928	1,83	0,33	2HA12=2,26
Appuis c	3089.99	-	15	18	0,044	0,056	0,977	0,57	0,33	1HA10=0,79
Travée I	9045.31	59072	65	18	0,030	0,038	0,988	1,40	1,41	3HA10=2,36
Travée II	10351.47	59072	65	18	0,034	0,043	0,982	1,91	1,41	3HA10=2,36

➔ Calcul des efforts tranchants

$$R_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$R_d = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_y}{L}$$

$$R_{g1} = \frac{5841,2 \times 4,3}{2} + \frac{2700.09 - 9269.98}{4,3} = 11030.69 N$$

$$R_{d2} = \frac{5841,2 \times 4,3}{2} + \frac{9269.98 - 2700.09}{4,3} = 14086.46 N$$

$$R_{g2} = \frac{5841,2 \times 4,6}{2} + \frac{9269.98 - 3089.99}{4,6} = 14778.23 N$$

$$R_{d3} = \frac{5841,2 \times 4,6}{2} + \frac{3089.99 - 9269.98}{4,6} = 12091.28 N$$

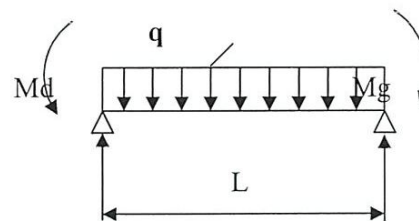
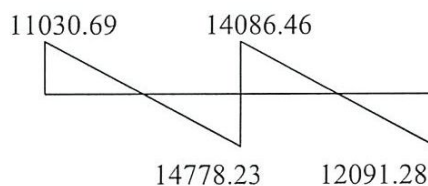


Diagramme de l'effort tranchant



➔ **Calcul des armatures transversales**

On utilisé des étriers $\mathcal{F}6$: $A_t=0,57 \text{ cm}^2$

➔ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

On a : $V_{\max} = 14778.23 \text{ N}$ $b_0 = 15 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14778.23}{150 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 0,54 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{gb}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

➔ **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} : St \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5 \text{ cm}$

Suivant la série de Caquot et suivant les RPA 2003 on adopte, l'espacement dans la zone

$$\text{Nodale } \bar{L} = 2h \Rightarrow \bar{L} = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

Pour les Armatures transversal en prend des étrées $\mathcal{F}6$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

➔ **Vérification à E L S**

Vérification de la contrainte de compression d'après les RPA 99 pas de vérification des contraintes de béton pour section rectangulaire soumise a la flexion simple dans les armatures sont en

Fe E400 si ce condition suivant est vérifiée $\alpha_u < \alpha$

Avec

$$a = \frac{d-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$d = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$q_{ser} = 4218.5 N / ml$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{4218.5 \times 4,6^2}{8} = 11157.93 N.m$$

Calcul M_u :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5841.2 \times 4,6^2}{8} = 15449.97 N.m$$

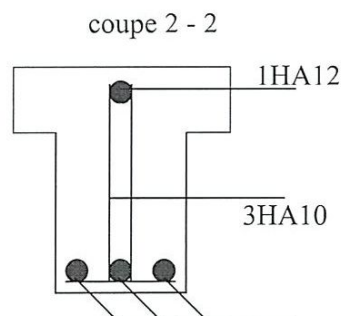
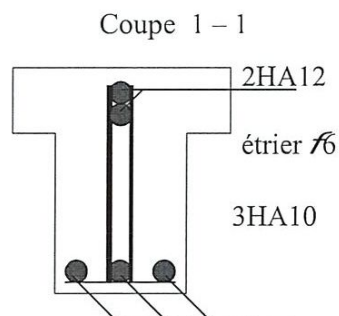
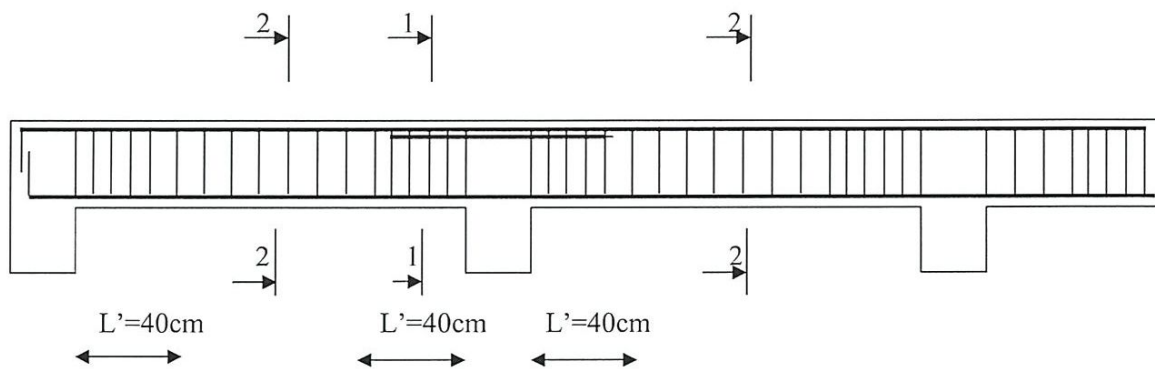
$$d = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15449.97}{11157.93} = 1.38$$

$$a = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$0,028 < 0,44$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas impotente vent dire que la section des armatures est suffisante à l'état limité de service

➔ Schéma de ferrailage des poutrelles



CHAPITRE IV :
MODÉLISATION DE
LA STRUCTURE PAR
LE LOGICIEL ROBOT

IV.1- Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **robot 2010** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

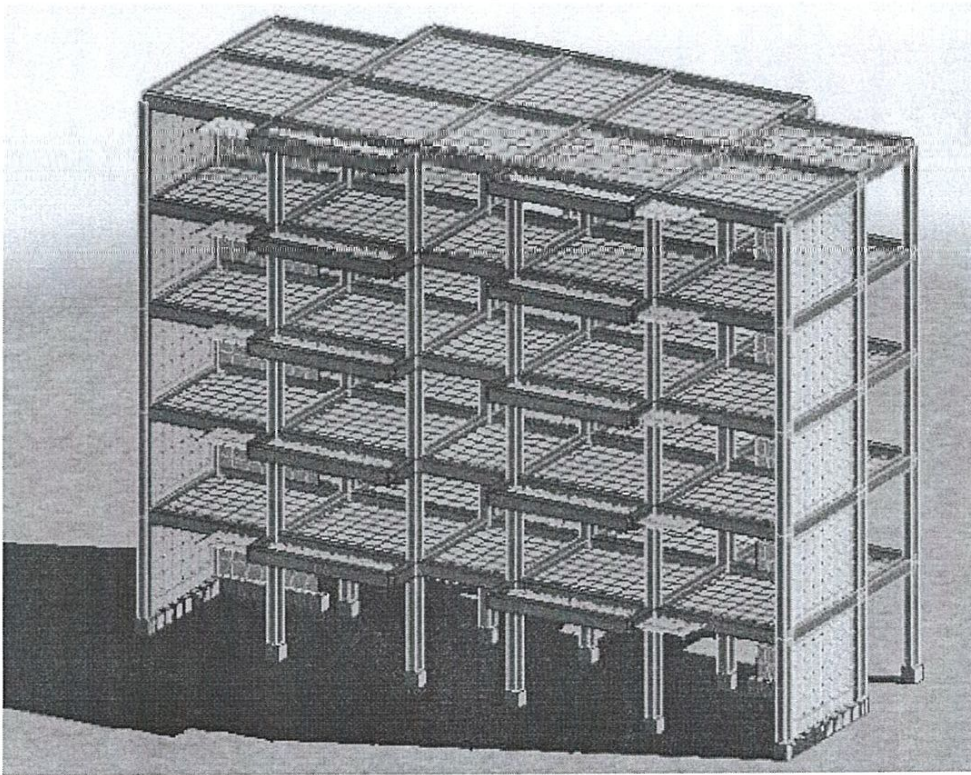


Figure IV.1-model de la structure

IV.2-Les données géométriques de la structure

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 10.552 \text{ (m)}$$

$$Y = 3.526 \text{ (m)}$$

$$Z = 8.870 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 16700109.367 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 38289853.756 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 31676369.404 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 566017.230 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses

dynamiques globales:

$$X = 10.548 \text{ (m)}$$

$$Y = 3.649 \text{ (m)}$$

$$Z = 9.285 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses

dynamiques globales:

$$I_x = 37677571.627 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 77845093.182 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 64191738.803 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1219080.449 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	5363
Nombre de barres:	255
Eléments finis linéiques:	1478
Eléments finis surfaciques:	5145
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	31902
Cas:	20
Combinaisons:	14

IV.3-Cas de charges et types de calculs

Cas 1 : poids propre

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : charges permanent

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : surcharges

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 10

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 Dir. - masses_X

Type d'analyse: Sismique - RPA 99

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

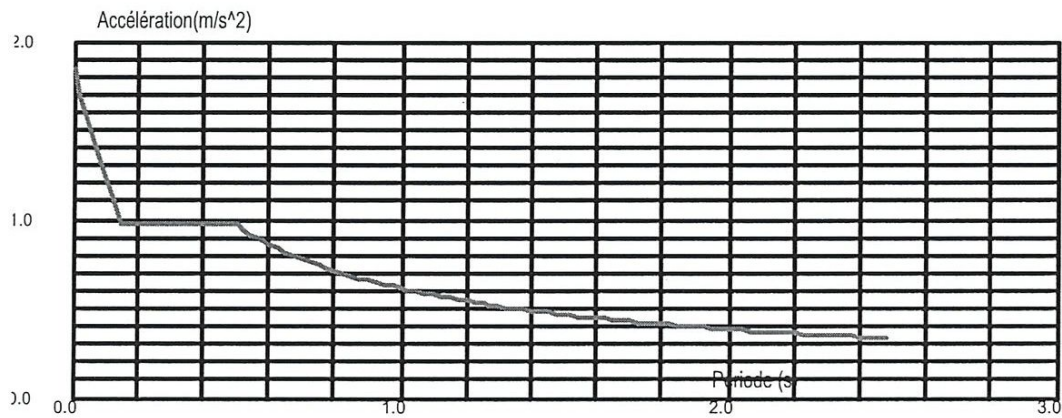


Figure IV.2-spectre de reponse de la structure.

IV.4-Analyses sismique

Données:

Zone	:	II
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	$\xi = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0.5} = 0.882$
 $A = 0.150$
 $T_1 = 0.150$ $T_2 = 0.400$

Cas 6 : Sismique RPA 99 Dir. - masses_Y

Type d'analyse: Sismique - RPA 99

Direction de l'excitation:

X = 0.000
 Y = 1.000
 Z = 0.000

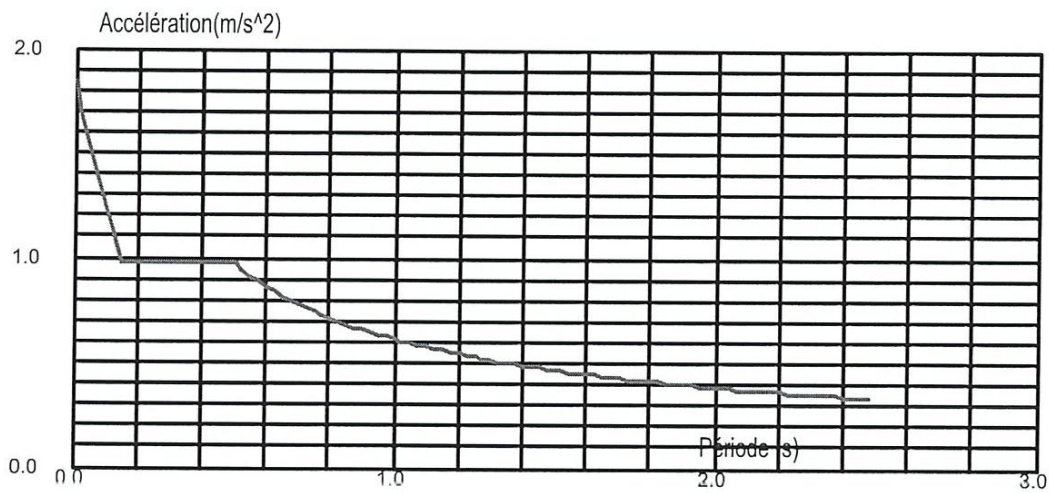


Figure IV.3-spectre de la repense

Données:

Zone	:	II
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	$\xi = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement	:	$\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} =$	0.882
A =		0.150	
T ₁ =		0.150	T ₂ = 0.400

Tableau IV.1- les différentes combinaisons.

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6
Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35*G+1.5*Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	(1+2)*1.35+3*1.50
8 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+2+3)*1.00
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+5)*1.00
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*-1.00
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+6)*1.00
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*-1.00
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*1.20
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*-1.20
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*1.20
16 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*-1.20
17 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+5)*1.00
18 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+3*1.00+5*-1.00
19 (C) (CQC)	0.8*G+EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+6*1.00
20 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+6*-1.00

Tableau IV.2- Caractéristiques des Barres.

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
B R30x40	13A24 40 42A48	1200	0	0	194898,78	160000	90000
	78A89 105A112						
	140A151 167A174						
	202A213 229A236						
	264A275 291A298						
C R30x40	59A63 65A77	1200	1000	1000	194898,78	160000	90000
	122A139 184A201						
	246A263 308A325						
	432A449						
L30x30	404A420	900	0	0	113872,3	67500	67500
L30x40	388A403 421A424	1050	0	0	153294,34	107187,5	78750
Pn	54 55A303P62	600	0	0	46983,54	20000	45000
	118A304P62						
ch30x40	25A39 90A104	1050	0	0	153294,34	107187,5	78750
	152A166 214A228						
	276A290						
pp	1A4 334A336	900	0	0	113872,3	67500	67500
	341A343 348A350						
	355A357						

Tableau IV.3- Caractéristiques des Matériaux.

Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m ³]	Re [MPa]
BETON	32000	16300	0,2	0	24,53	25
BETON20	30000	12900	0,2	0	24,53	20

Tableau IV.4- les chargements. Cas: 17A20 .

Cas	Type de charge	Liste	Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4
1:pp	poids propre	1A5 37A65 71A76 185A217 219A224 234A237 242A272P10 246A276P10 292A295 309A312 322A324 334A371 241 277 281 285 299 300 304 305 330 373A429 431A487 489A531	Structure entière	#NOM?	Coef=1,00	MEMO :
2:g	charge uniforme	37A39 45A51 60A63 339A341 347A353 362A365 397A399 405A411 420A423 455A457 463A469 478A481	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-8,00	global
2:g	(EF) surfaccique uniforme	71 75 370 373 428 431 486 489	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,20	global
3:q	(EF) surfaccique uniforme	71 75 370 373 428 431 486 489	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global
3:q	(EF) surfaccique uniforme	335A338 393A396 451A454 509A512	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global
2:g	(EF) surfaccique uniforme	335A509P58 337A511P58	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,50	global
2:g	(EF) surfaccique uniforme	336A510P58 338A512P58	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,60	global
2:g	(EF) surfaccique uniforme	221	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,20	global
2:g	(EF) surfaccique uniforme	216 219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,20	global
2:g	charge uniforme	185A187 193A199 208A211	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,80	global
3:q	(EF) surfaccique uniforme	216 219 221	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
1:pp	(EF) surfaccique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
2:g	(EF) surfaccique uniforme	71 75 216 219 221 335A338 370 373 393A396 428 431 451A454 486 489 509A516	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,20	global
3:q	(EF) surfaccique uniforme	513A516	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global

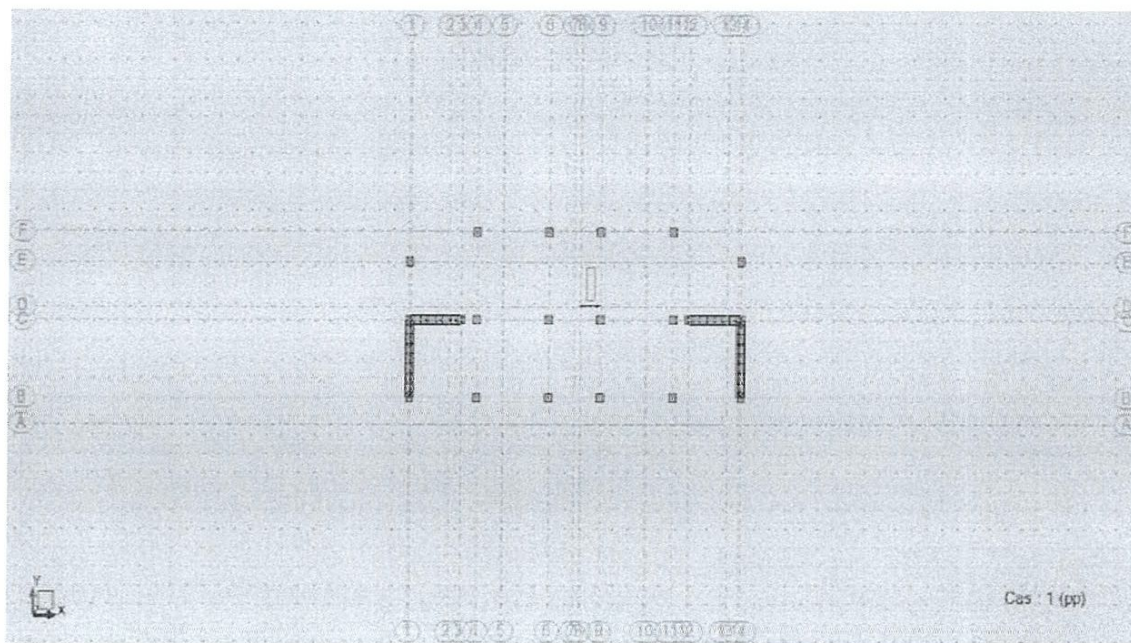


Figure IV.4-niveau (+0.00)de bâtiment 2D

IV.5-Les résultats et les diagrammes des moments.

IV.5.1.Chainage : AXE (x): +3.15+6.30+9.45+12.60+16.95

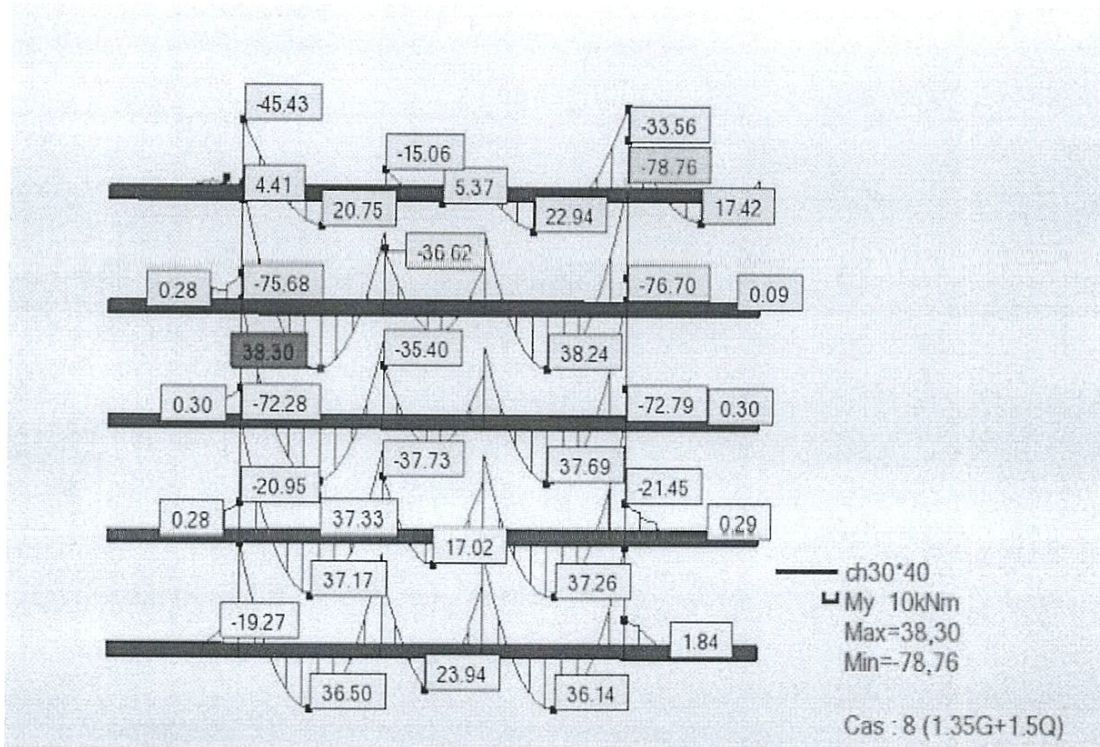


Figure IV.5-Diagramme des moments à ELU (1.35G+1.5Q).

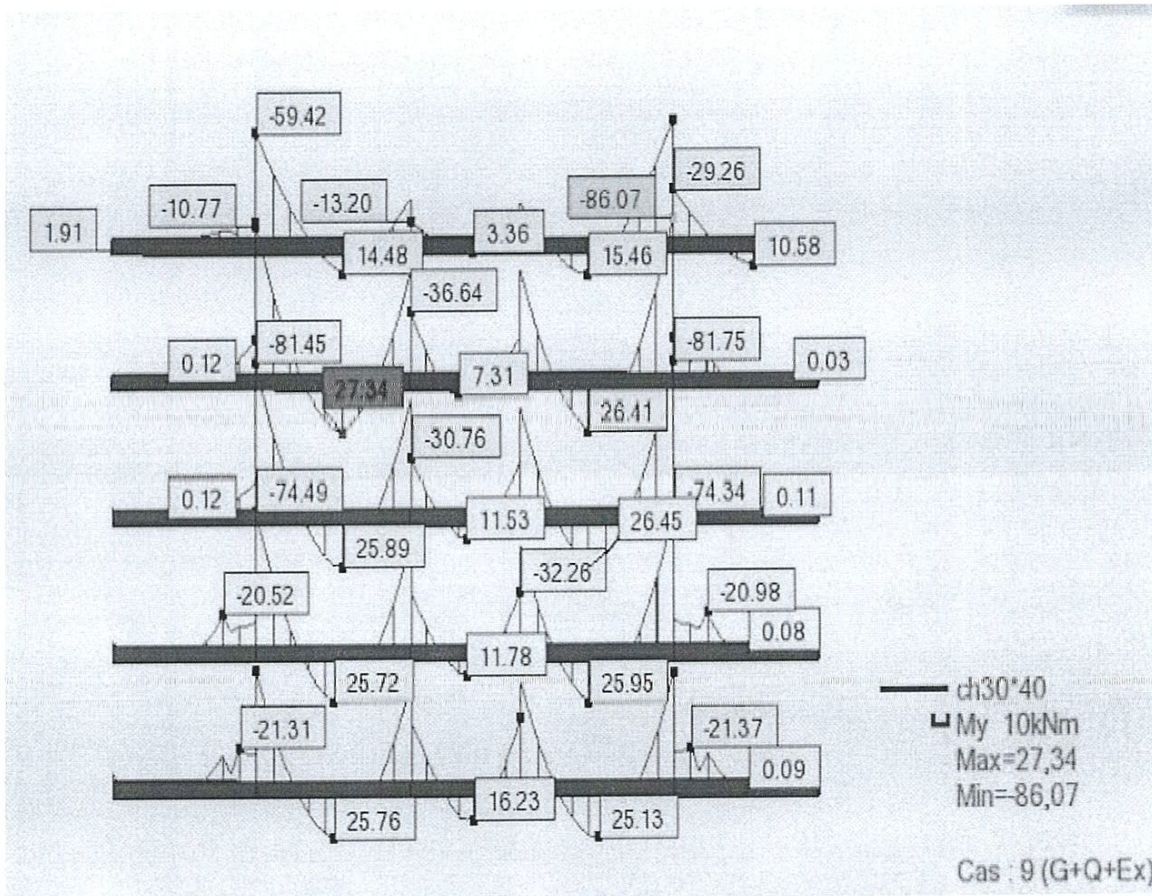


Figure IV.6-Diagramme des moments à ELA (G+Q+Ex).

IV.5.2.Portique : Axe 3/4: +3.15+6.30+9.45+12.60+16.95

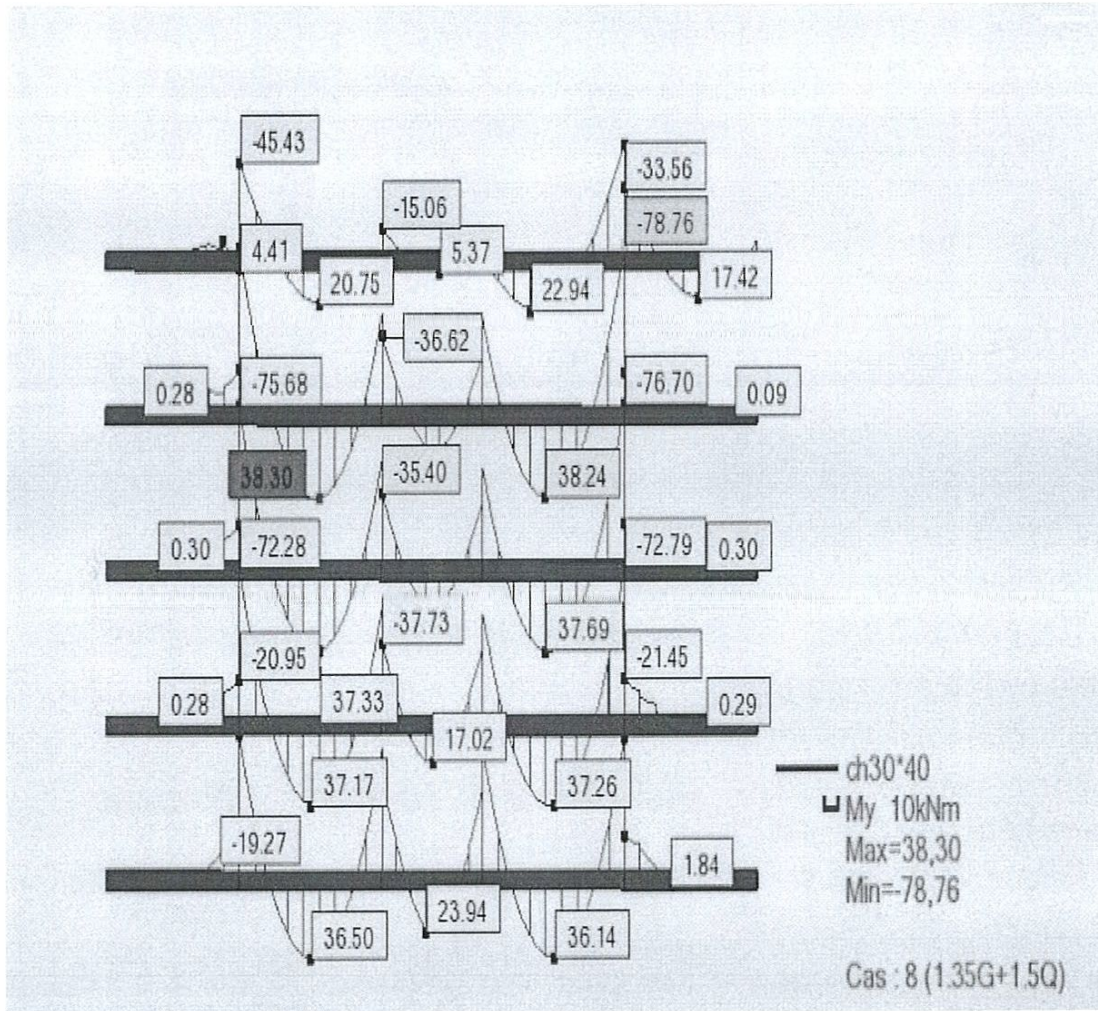


Figure IV.7-Diagramme des moments à ELU(1.35G+1.5Q).

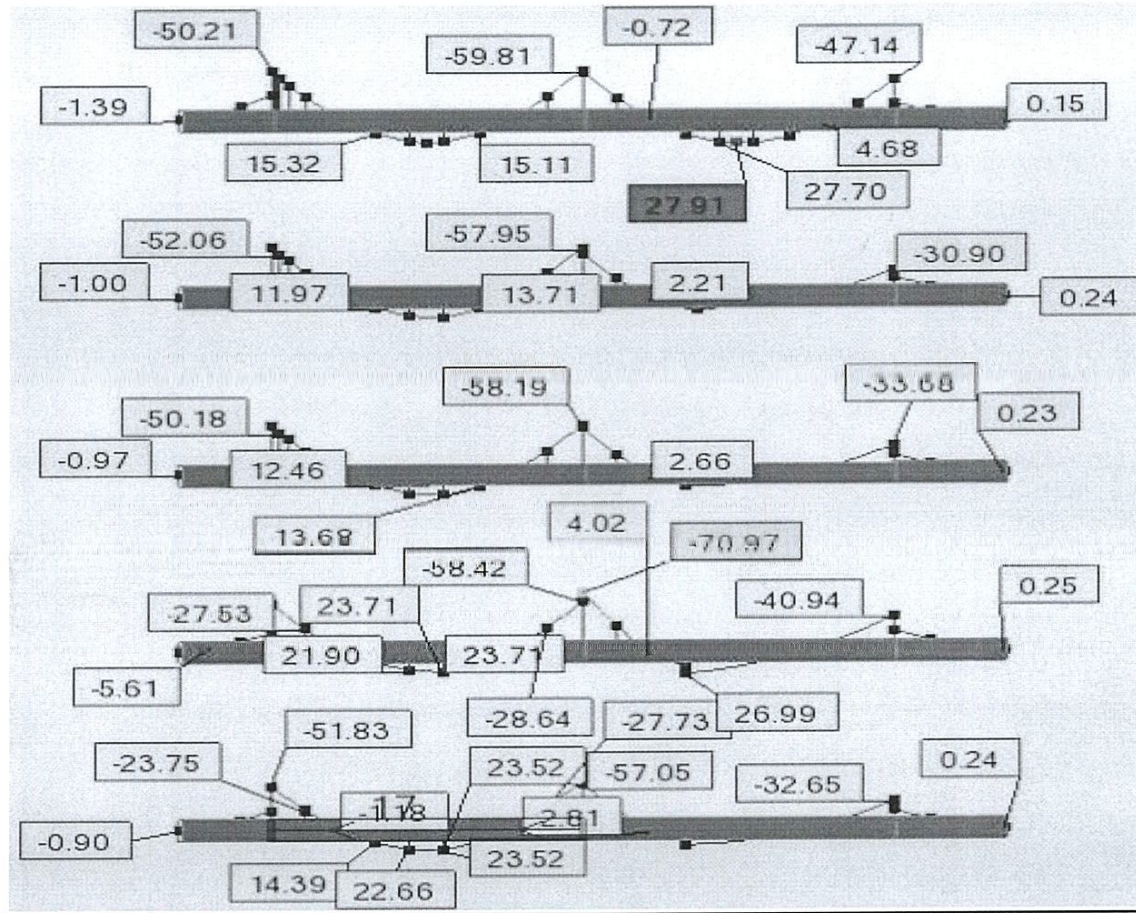


Figure IV.8-Diagramme des moments à ELA (G+Q+E_y).

IV.6-Calculs d'efforts tranchant

IV.6.1. chainage : AXE x : +3.15+6.30+9.45+12.60+16.95

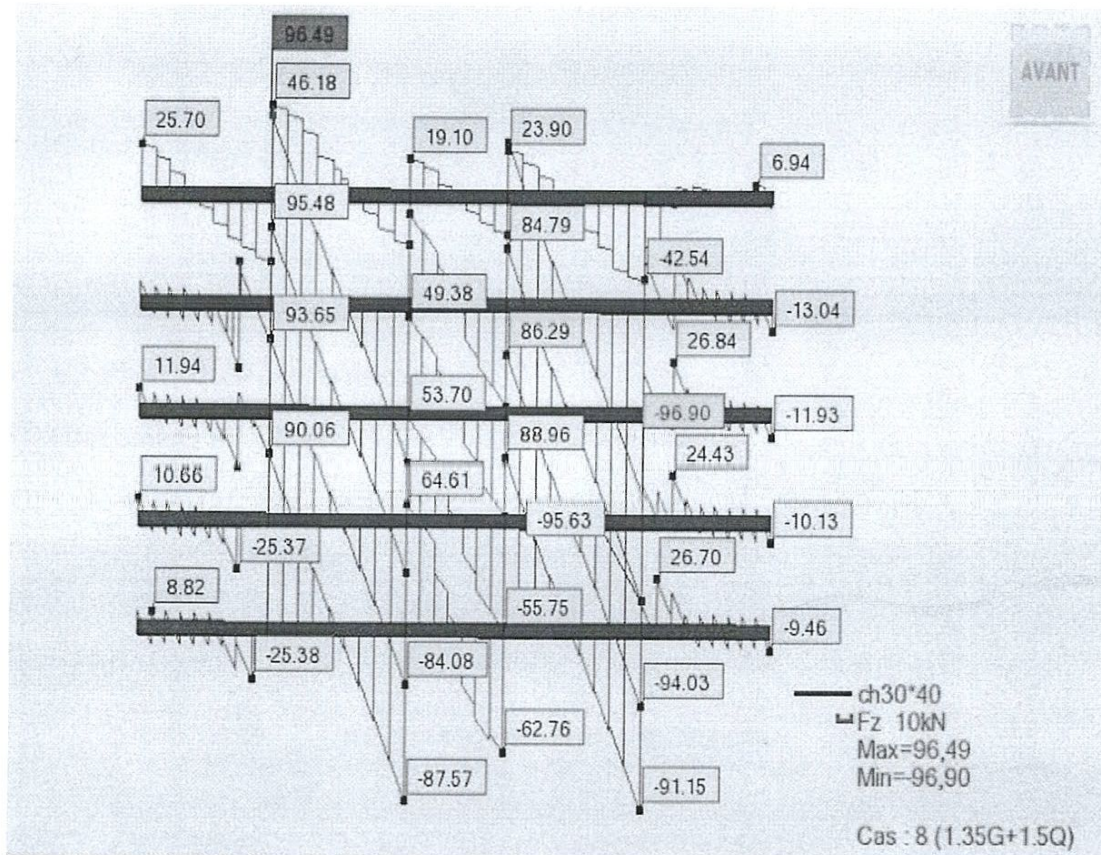


Figure IV.9-Diagramme des efforts tranchants à ELU (1.35G+1.5Q).

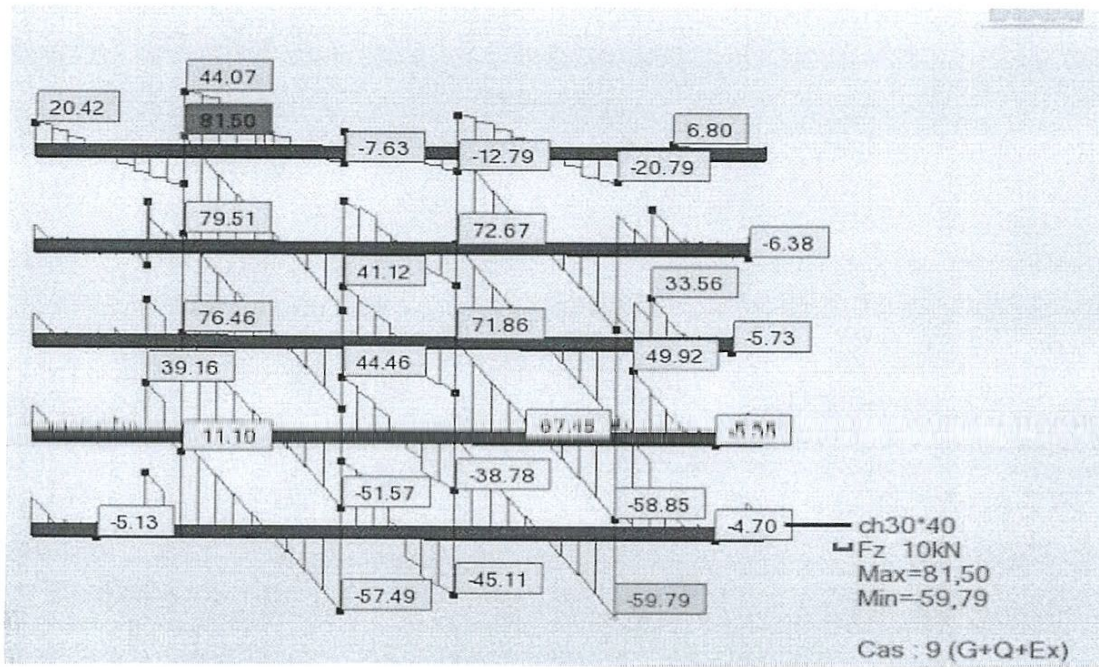


Figure IV.10-Diagramme des efforts tranchants à ELA (G+Q+Ex).

IV.6.2.portique : Axe 3/4: +3.15+6.30+9.45+12.60+16.95

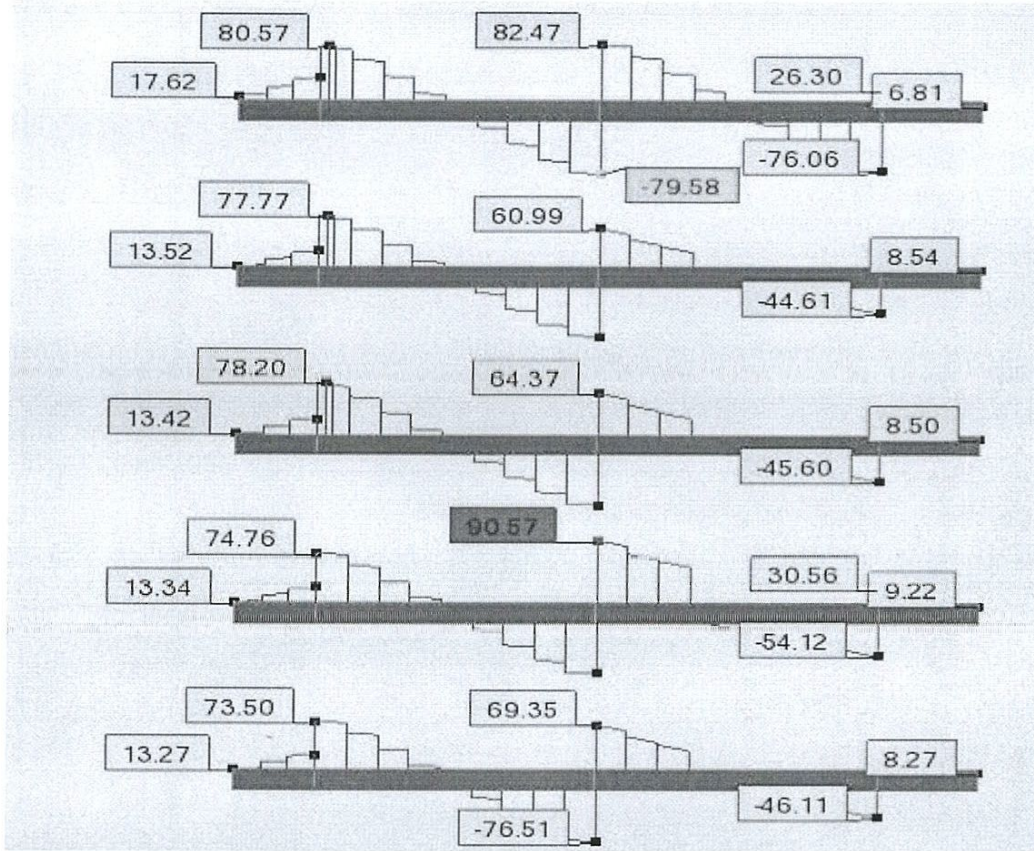


Figure IV.11-Diagramme des efforts tranchants à ELU (1.35G+1.5Q).

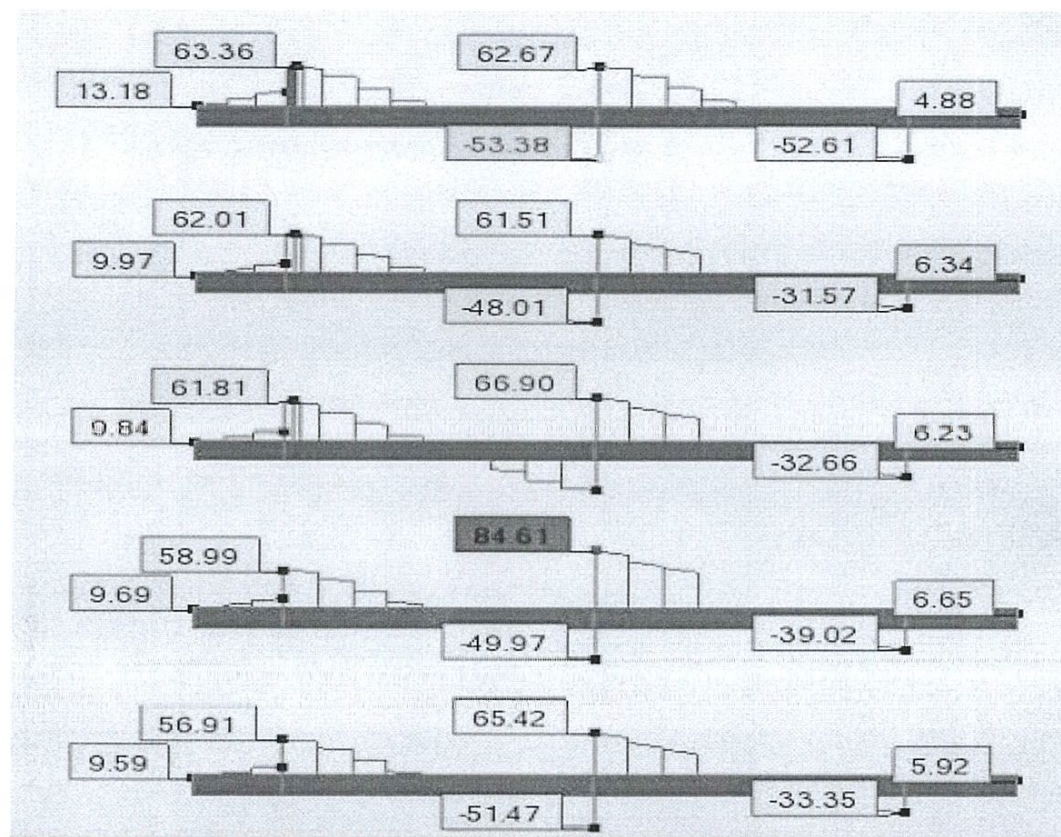


Figure IV.12-Diagramme des efforts tranchants à ELA (G+Q+Ey).

IV.7-Les poteaux

Tableau IV.5- les efforts et les moments G+Q+1.2EX

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
67/10/13 (C) (CQC)	867,34	0,47	11,56
67/44/13 (C) (CQC)	857,83	-5	7,46
129/44/13 (C) (CQC)	681,14	4,07	21,81
129/82/13 (C) (CQC)	671,63	-9,42	14,31
191/82/13 (C) (CQC)	498,97	1,01	22,38
191/116/13 (C) (CQC)	489,46	-7,96	17,16
253/116/13 (C) (CQC)	339,27	0,53	23,16
253/150/13 (C) (CQC)	329,76	-4,63	16,38
315/150/13 (C) (CQC)	173,95	1,77	25,06
315/184/13 (C) (CQC)	164,44	-3,56	18,83
435/10/13 (C) (CQC)	885,66	3,22	1,95
435/6811/13 (C) (CQC)	891,55	-6,23	5,54

Tableau IV.6- les efforts et les moments G+Q-1.2Ea

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
67/10/14 (C) (CQC)	827,73	1,66	-8,47
67/44/14 (C) (CQC)	818,22	-1,27	-13,78
129/44/14 (C) (CQC)	658,99	8,79	-13,96
129/82/14 (C) (CQC)	649,48	-3,67	-19,85
191/82/14 (C) (CQC)	494,24	7,71	-17,69
191/116/14 (C) (CQC)	484,73	-0,25	-22,8
253/116/14 (C) (CQC)	313,51	5,91	-16,84
253/150/14 (C) (CQC)	304	-0,9	-22,34
315/150/14 (C) (CQC)	146,08	4	-16,72
315/184/14 (C) (CQC)	136,57	-1,7	-29,62
435/10/14 (C) (CQC)	844,38	5,44	-1,23
435/6811/14 (C) (CQC)	850,27	-3,29	-6,37

Tableau IV.7- les efforts et les moments $G+Q+1.2E_y$

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
67/10/15 (C) (CQC)	911,72	-7,88	2,18
67/44/15 (C) (CQC)	902,21	-14,5	-1,89
129/44/15 (C) (CQC)	719,38	-12,1	5,9
129/82/15 (C) (CQC)	709,87	-24,04	-0,66
191/82/15 (C) (CQC)	527,03	-16,31	4,69
191/116/15 (C) (CQC)	517,52	-24,51	-0,4
253/116/15 (C) (CQC)	337,24	-16,44	5,54
253/150/15 (C) (CQC)	327,73	-21,69	-0,75
315/150/15 (C) (CQC)	164,39	-15,51	6,2
315/184/15 (C) (CQC)	154,88	-20,98	-3,31
435/10/15 (C) (CQC)	929,08	-2,5	0,45
435/6811/15 (C) (CQC)	934,97	-19,63	-0,34

Tableau IV.8- les efforts et les moments $G+Q-1.2E_y$

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
67/10/16 (C) (CQC)	783,35	10,02	0,9
67/44/16 (C) (CQC)	773,84	8,24	-4,43
129/44/16 (C) (CQC)	620,75	24,97	1,95
129/82/16 (C) (CQC)	611,24	10,95	-4,88
191/82/16 (C) (CQC)	466,18	25,03	-0,01
191/116/16 (C) (CQC)	456,67	16,3	-5,24
253/116/16 (C) (CQC)	315,53	22,88	0,78
253/150/16 (C) (CQC)	306,03	16,16	-5,22
315/150/16 (C) (CQC)	155,64	21,28	2,14
315/184/16 (C) (CQC)	146,13	15,71	-7,48
435/10/16 (C) (CQC)	800,96	11,17	0,28
435/6811/16 (C) (CQC)	806,85	10,11	-0,49

IV.8-Les contreventements (voiles)

IV.8.1.Dans le sens (z)

Tableau IV.9- les efforts et les moments $1.35G+1.5Q$

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
452/6-7/7 (C)	-1308,1	-216,01	-10,78
358/52-53/7 (C)	-1166,92	-140,04	-26,81
359/90-91/7 (C)	-918,05	-110,79	-10,07
360/124-125/7 (C)	-643,04	-57,98	-7,7
361/158-159/7 (C)	-341,93	16,22	-8,21
452/6825~6808-6~7/7 (C)	-73,98	13,25	5,66
362/5909-5908/7 (C)	-73,34	47,63	-30,14
452/6808-7/7 (C)	-66,2	18,72	2,26
358/7-53/7 (C)	-46,31	-27,63	-34,52
452/6825-6/7 (C)	-43,33	10,4	-5,42
358/6-7-52~53/7 (C)	-34,8	-0,89	12,21
359/52~53-90~91/7 (C)	-29,81	-6,24	-1,16
360/90~91-124~125/7 (C)	-24,74	-4,36	-2,21
359/53-91/7 (C)	-20,99	55,25	-55,37
361/124~125-158~159/7 (C)	-19,09	-5,93	-0,88
359/52-90/7 (C)	-17,31	-6,98	4,87
360/91-125/7 (C)	-16,39	-53,2	-70,8
358/6-52/7 (C)	-14,48	-11,84	16,07
360/90-124/7 (C)	-12,64	-8,21	7,37
361/124-158/7 (C)	-10,52	-10,75	13,3
361/125-159/7 (C)	-8,86	-55,82	-83,71
362/158-5909/7 (C)	23,72	15,06	40,26
362/159-5908/7 (C)	29,28	-27,56	-77,67
362/158~159-5909~5908/7 (C)	36,23	35,03	-9,05

Tableau IV.10- les efforts et les moments $Q+G+EY$

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	Try [Kn]
358/52-53/11 © (CQC)	-411,76	738,92	344,67
359/90-91/11 © (CQC)	-380,75	435,23	291,74
452/6-7/11 © (CQC)	-369,92	1096,4	379,08
360/124-125/11 © (CQC)	-308,87	222,74	223,39
361/158-159/11 © (CQC)	-187,52	102,67	144,98
362/5909-5908/11 © (CQC)	-49,16	116,5	17,33
358/7-53/11 © (CQC)	-18,15	24,33	195,81
452/6825~6808-6~7/11 © (CQC)	-14,9	14,51	201,18
360/90~91-124~125/11 © (CQC)	-3,5	-1,25	232,95
359/52~53-90~91/11 © (CQC)	-2,76	-3,62	295,25
361/124~125-158~159/11 © (CQC)	-1,29	-1,3	164,45
361/124-158/11 © (CQC)	-1,16	-0,04	55,85
359/53-91/11 © (CQC)	0,01	13,7	168,63
358/6~7-52~53/11 © (CQC)	0,86	1,37	360,68
360/91-125/11 © (CQC)	4,49	19,74	177,72
360/90-124/11 © (CQC)	9,2	4,96	71,2
452/6808-7/11 © (CQC)	9,64	39,76	115,87
361/125-159/11 © (CQC)	13,1	16,78	77,98
359/52-90/11 © (CQC)	22,11	8,37	86,73
362/158~159-5909~5908/11 © (CQC)	38,97	26,96	70,98
358/6-52/11 © (CQC)	41,49	3,23	111,67
362/158-5909/11 © (CQC)	43,58	58,95	50,92
362/159-5908/11 © (CQC)	75,18	78,95	26,35
452/6825-6/11 © (CQC)	83,67	43,91	87,06

Tableau IV.11- les efforts et les moments 0.8G+EY

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	Try [Kn]
358/52-53/11 © (CQC)	-411,76	738,92	344,67
359/90-91/11 © (CQC)	-380,75	435,23	291,74
452/6-7/11 © (CQC)	-369,92	1096,4	379,08
360/124-125/11 © (CQC)	-308,87	222,74	223,39
361/158-159/11 © (CQC)	-187,52	102,67	144,98
362/5909-5908/11 © (CQC)	-49,16	116,5	17,33
358/7-53/11 © (CQC)	-18,15	24,33	195,81
452/6825~6808-6~7/11 © (CQC)	-14,9	14,51	201,18
360/90~91-124~125/11 © (CQC)	-3,5	-1,25	232,95
359/52~53-90~91/11 © (CQC)	-2,76	-3,62	295,25
361/124~125-158~159/11 © (CQC)	-1,29	-1,3	164,45
361/124-158/11 © (CQC)	-1,16	-0,04	55,85
359/53-91/11 © (CQC)	0,01	13,7	168,63
358/6~7-52~53/11 © (CQC)	0,86	1,37	360,68
360/91-125/11 © (CQC)	4,49	19,24	127,72
360/90-124/11 © (CQC)	9,2	4,96	71,2
452/6808-7/11 © (CQC)	9,64	39,76	115,87
361/125-159/11 © (CQC)	13,1	16,78	77,98
359/52-90/11 © (CQC)	22,11	8,37	86,73
362/158~159-5909~5908/11 © (CQC)	38,97	26,96	70,98
358/6-52/11 © (CQC)	41,49	3,23	111,67
362/158-5909/11 © (CQC)	43,58	58,95	50,92
362/159-5908/11 © (CQC)	75,18	78,95	26,35
452/6825-6/11 © (CQC)	83,67	43,91	87,06

IV.8.2. Dans le sens (x)

Tableau IV.12- les efforts et les moments $1.35*G+1.5Q$

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
378/6374-7/7 (C)	-1072,38	35,6	76,83
378/6374~6556-7~53/7 (C)	-1083,96	84,32	-98,54
378/6556-53/7 (C)	-954,9	61,51	-287,12
378/6374-6556/7 (C)	-164,67	-163,68	-124,98
378/6374~7-6556~53/7 (C)	-92,59	-33,4	-47,51
378/7-53/7 (C)	-18,43	3,97	-27,96
379/2791-53/7 (C)	-880,73	3,9	89,28
379/2791~6612-53~91/7 (C)	-911,82	71,86	-23,17
379/6612-91/7 (C)	-796,51	85,52	-201,19
379/2791-6612/7 (C)	-170,82	-242,89	-202,23
379/2791~53-6612~91/7 (C)	-93,11	-40,62	-71,6
379/53 91/7 (C)	41,25	36,52	-49,5
380/3529-91/7 (C)	-662,54	-39,75	143,91
380/3529~6668-91~125/7 (C)	-721,81	66,76	68,97
380/6668-125/7 (C)	-634,79	123,8	-100,62
380/3529-6668/7 (C)	181,87	314,22	-760,54
380/3529-91-6668~125/7 (C)	-88,61	-55,79	-127,32
380/91-125/7 (C)	-32,16	39,13	-81,25
381/824-125/7 (C)	-448,46	-39,96	174,1
381/824~6724-125~159/7 (C)	-525,78	85,71	135,02
381/6724-159/7 (C)	-459,97	169,96	-18,43
381/824-6724/7 (C)	-189,98	-356,73	-289,78
381/824~125-6724~159/7 (C)	-86,92	-66,36	-157,43
381/125-159/7 (C)	-19,51	41,3	-101,35
382/1568-159/7 (C)	-238,95	-18,49	154,55
382/1568~6795-159~193/7 (C)	-301,27	100,53	147,83
382/6795-193/7 (C)	-239,27	167,87	15,85
382/1568-6795/7 (C)	-199,14	-375,06	-299,25
382/1568~159-6795~193/7 (C)	-96,57	-70,04	-112,95
382/159-193/7 (C)	-15,1	44,34	-75,9
451/6809-6808/7 (C)	-1331,67	-163,52	59,07
451/6809~8-6808~7/7 (C)	-1305,22	-192,59	103,93
451/8-7/7 (C)	-1215,4	-324,5	65,83
451/6809-8/7 (C)	-104,79	-7,9	-127,55
451/6809~6808-8~7/7 (C)	-54,41	22,88	-21,1
451/6808-7/7 (C)	-58,92	21,52	-40,3

Tableau IV.13- les efforts et les moments $Q+G+Ex$

Panneau/Coupe/Cas	NRx [Kn]	MRz [kNm]	Try [Kn]
378/6374-7/9 © (CQC)	-588,32	915,11	396,57
378/6374~6556-7~53/9 © (CQC)	-673,2	720,38	316,17
378/6556-53/9 © (CQC)	-493,2	431,01	78,13
378/6374-6556/9 © (CQC)	-36,47	242,74	182,95
378/6374~7-6556~53/9 © (CQC)	-46,13	62,27	371,42
378/7-53/9 © (CQC)	6,22	30,61	200,88
379/2791-53/9 © (CQC)	-534,68	542,37	335,12
379/2791~6612-53~91/9 © (CQC)	-545,84	416,82	285,95
379/6612-91/9 © (CQC)	-389,88	240,45	59,83
379/2791-6612/9 © (CQC)	-16,61	148,98	108,31
379/2791~53-6612~91/9 © (CQC)	-13,38	29,67	257,84
379/53-91/9 © (CQC)	-12,86	59,44	140,92
380/3529-91/9 © (CQC)	-418,07	294,76	320
380/3529~6668-91~125/9 © (CQC)	-416,85	232,09	283,6
380/6668-125/9 © (CQC)	-307,75	170,26	77,7
380/3529-6668/9 © (CQC)	-34,12	48,31	28,58
380/3529~91-6668~125/9 © (CQC)	-20,34	10,77	143,74
380/91-125/9 © (CQC)	-12,95	54,21	72,92
381/824-125/9 © (CQC)	-285,55	131,69	278,71
381/824~6724-125~159/9 © (CQC)	297,86	131,35	258,57
381/6724-159/9 © (CQC)	-228,6	199,79	85,27
381/824-6724/9 © (CQC)	-56,14	-51,15	-50,99
381/824~125-6724~159/9 © (CQC)	-28,38	-9,14	45,14
381/125-159/9 © (CQC)	-6,32	48,61	14,78
382/1568-159/9 © (CQC)	-149,22	38,61	189,1
382/1568~6795-159~193/9 © (CQC)	-173,3	103,2	184,46
382/6795-193/9 © (CQC)	-131,94	183,16	53,81
382/1568-6795/9 © (CQC)	-85,05	-142,21	-122,24
382/1568~159-6795~193/9 © (CQC)	-45,5	-29,13	-15,14
382/159-193/9 © (CQC)	-7,36	40,55	-19,24
451/6809-6808/9 © (CQC)	-612,96	1364,61	329,6
451/6809~8-6808~7/9 © (CQC)	-580,05	1249,35	483,4
451/8-7/9 © (CQC)	-536,46	927,35	447,51
451/6809-8/9 © (CQC)	87,24	4,42	-44,34
451/6809~6808-8~7/9 © (CQC)	-4,03	33,64	155,81
451/6808-7/9 © (CQC)	47,68	43,38	51,45

Tableau IV.14- les efforts et les moments 0.8G+EY

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
378/6374-7/17 (C) (CQC)	-588,32	915,11	396,57
378/6374~6556-7~53/17 (C) (CQC)	-673,2	720,38	316,17
378/6556-53/17 (C) (CQC)	-493,2	431,01	78,13
378/6374-6556/17 (C) (CQC)	-36,47	242,74	182,95
378/6374~7-6556~53/17 (C) (CQC)	-46,13	62,27	371,42
378/7-53/17 (C) (CQC)	6,22	30,61	200,88
379/2791-53/17 (C) (CQC)	-534,68	542,37	335,12
379/2791~6612-53~91/17 (C) (CQC)	-545,84	416,82	285,95
379/6612-91/17 (C) (CQC)	-389,88	240,45	59,83
379/2791-6612/17 (C) (CQC)	-16,61	148,98	108,31
379/2791~53-6612~91/17 (C) (CQC)	-13,38	29,67	257,81
379/53-91/17 (C) (CQC)	-12,86	59,44	140,92
380/3529-91/17 (C) (CQC)	-418,07	294,76	320
380/3529~6668-91~125/17 (C) (CQC)	-416,85	232,09	283,6
380/6668-125/17 (C) (CQC)	-307,75	170,26	77,7
380/3529-6668/17 (C) (CQC)	-34,12	48,31	28,58
380/3529~91-6668~125/17 (C) (CQC)	-20,34	10,77	143,74
380/91-125/17 (C) (CQC)	-12,95	54,21	72,92
381/824-125/17 (C) (CQC)	-285,55	131,69	278,71
381/824~6724-125~159/17 (C) (CQC)	-297,86	131,35	258,57
381/6724-159/17 (C) (CQC)	-228,6	199,79	85,27
381/824-6724/17 (C) (CQC)	-56,14	-51,15	-50,99
381/824~125-6724~159/17 (C) (CQC)	-28,38	-9,14	45,14
381/125-159/17 (C) (CQC)	-6,32	48,61	14,78
382/1568-159/17 (C) (CQC)	-149,22	38,61	189,1
382/1568~6795-159~193/17 (C) (CQC)	-173,3	103,2	184,46
382/6795-193/17 (C) (CQC)	-131,94	183,16	53,81
382/1568-6795/17 (C) (CQC)	-85,05	-142,21	-122,24
382/1568~159-6795~193/17 (C) (CQC)	-45,5	-29,13	-15,14
382/159-193/17 (C) (CQC)	-7,36	40,55	-19,24
451/6809-6808/17 (C) (CQC)	-612,96	1364,61	329,6
451/6809~8-6808~7/17 (C) (CQC)	-580,05	1249,35	483,4
451/8-7/17 (C) (CQC)	-536,46	927,35	447,51
451/6809-8/17 (C) (CQC)	87,24	4,42	-44,34
451/6809~6808-8~7/17 (C) (CQC)	-4,03	33,64	155,81
451/6808-7/17 (C) (CQC)	47,68	43,38	51,45

CHAPITRE V:
FERRAILLAGE
DES ÉLÉMENTS
PORTEURS

V.1- Calcul du ferraillage des poutres principales en Flexion Simple

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99/V2003).

Les règles *C.B.A.93* « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité dans lesquelles les actions entraînent leurs valeurs.

Les règles *R.P.A.99/version 2003* « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments de flexion et aux efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments de flexion et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants, des moments de flexion et seront donc calculés en flexion composée.

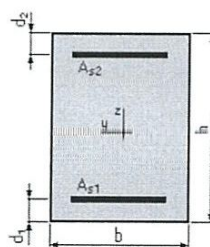
V.1.1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 20,0$ (MPa)

Acier: $F_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

V.1.2. Section



$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

V.1.3. Moments appliqués

	<i>En travée</i> M_{\max} (kN*m)	<i>en appuis</i> M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	46,00	-72,17
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	28,00	-71,00

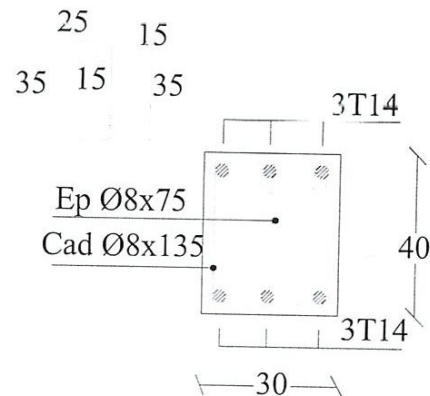
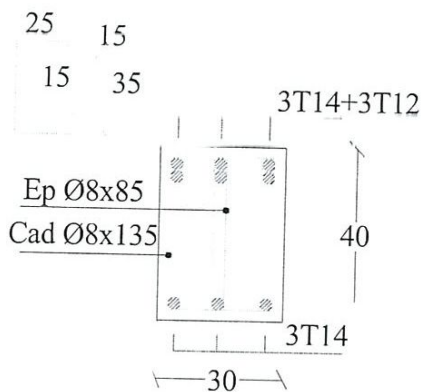
V.1.4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique	$A_{s1} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section théorique	$A_{s2} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,88 \text{ (\%)}$
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

On adopte A_{s1} : 3HA14 = 4.62 cm²

A_{s2} : 3HA14+3HA12 = 8.01 cm²



Analyse par Cas

Cas ELU $M_{\text{max}} = 46,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -72,17 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 35,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,52 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Comprimée: $\sigma_{s'} = 116,6 \text{ (MPa)}$

Cas ELA	$M_{\max} = 28,00$	(kN*m)	$M_{\min} = -71,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,19		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 4,6$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 35,2$	(cm)		
Déformation du béton:	$\xi_b = 1,42$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\xi_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
Tendue:	$\sigma_s = 400,0$	(MPa)	Comprimée:	$\sigma_s' = 98,5$ (MPa)

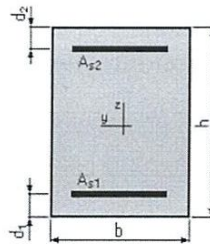
V.2- Calcul du ferrailage des poutres secondaire en Flexion Simple

V.2.1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $F_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

V.2.2. Section



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

V.2.3. Moments appliqués

	<i>En travée</i> M_{\max} (kN*m)	<i>en appuis</i> M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	21,20	-35,52
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	14,67	-45,21

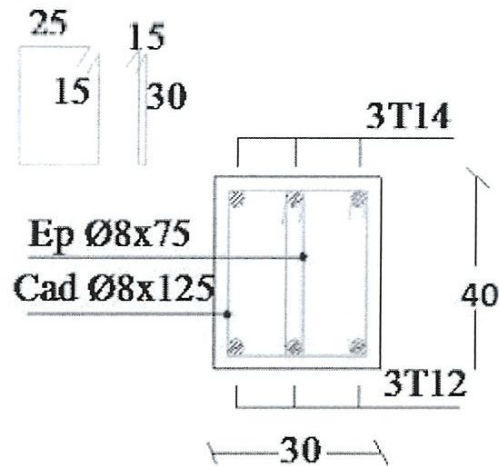
V.2.4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique	$A_{s1} = 2,0$ (cm ²)
Section théorique	$A_{s2} = 3,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1,1$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,59$ (%)
Minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)

On adopte A_{s1} : 3HA12 = 3.39 cm²

A_{s2} : 3HA14 = 4.62 cm²



Analyse par Cas

Cas ELU	$M_{\max} = 21,20$ (kN*m)	$M_{\min} = -35,52$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,01	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 30,6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,25$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa) Comprimée: $\sigma_{s'} = 38,8$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 14,67$ (kN*m) $M_{\min} = -45,21$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 3,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,13$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa) Comprimée: $\sigma_{s'} = 17,5$ (MPa)

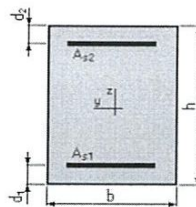
V.3- Calcul du ferrailage des poteaux en Flexion composée

V.3.1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 20,0$ (MPa) Acier: $F_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

V.3.2. Section



$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

V.3.3. Efforts appliqués

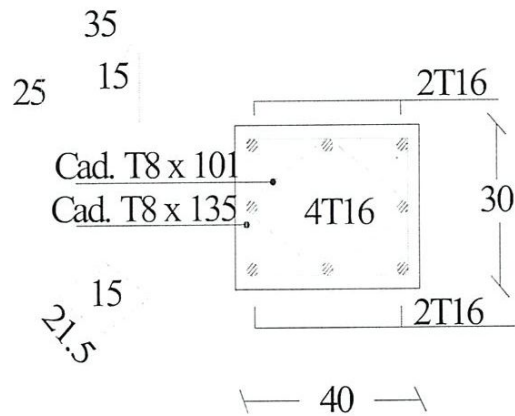
Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	450,10	111,22

V.3.4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique	$A_{s1} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section théorique	$A_{s2} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 60,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

On adopte une section d'armature $A_s = 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,20 \text{ cm}^2$



*Analyse par Cas***Cas N° 1:****Type ELA N = 450,10 (kN) M = 111,22 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,48 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 18,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 29,5$ (cm)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3,38$ (‰)Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_{s'} = 400,0$ (MPa)

CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1-LES FONDATIONS

VI.1.1. Définition

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.1.2. Rappel

❖ *Les types des fondations*

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

❖ *Choix des fondations*

- Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol
- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
 - La nature et le poids de la superstructure.
 - La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
 - La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du sol =20MPa)

❖ Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

❖ Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol

VI.1.3. Combinaisons d'actions à considérer :

ELU : $1.35G+1.5Q$ (B.A.E.L91)

Combinaison accidentelle : $G+Q \pm E$.

$0.8G \pm E$. (R.P.A.99.Art.10.1.4.1).

ELS: $G+Q$.

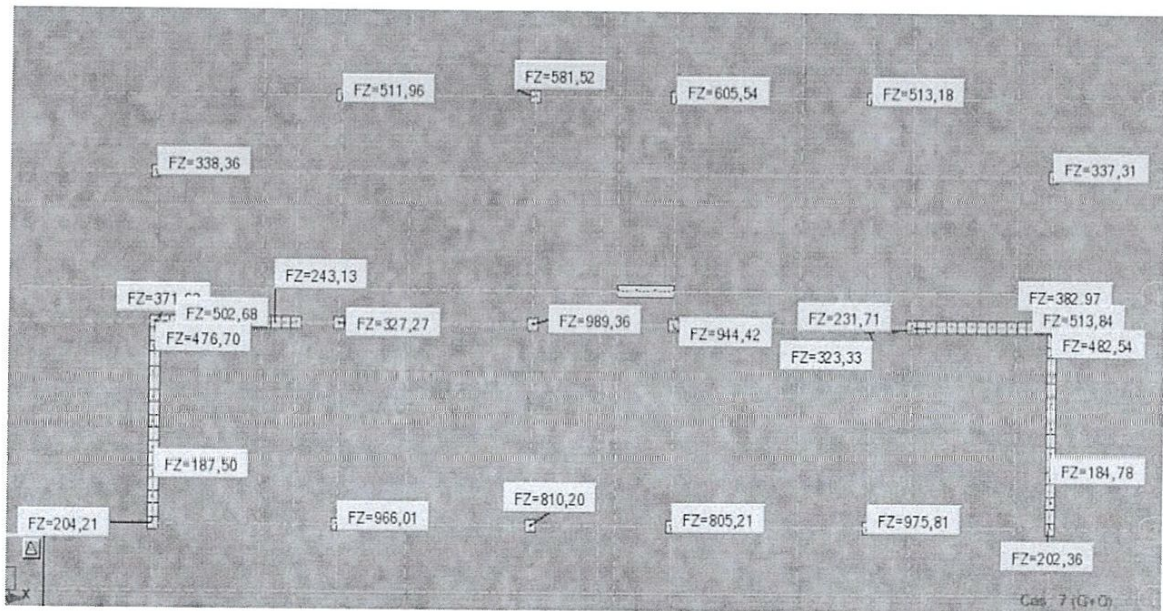


Figure VI.1-Les réactions des fondations

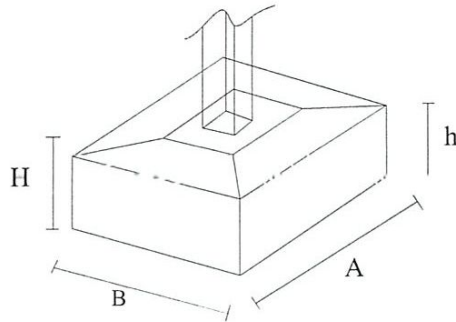
VI.1.4. Calcul des sections

◆ Semelle isolée (S1)

$$H=2\text{m} \quad , N=33.37 \quad \sigma_s=2 \text{ bars}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{b}{a}}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{33.37 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 150$$

$$\Rightarrow A = 150 + 30 = 180 \text{ cm}$$



$$B = A + \frac{30}{40} = 135 \text{ cm}$$

$$P_T = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 1,80 \cdot 1,35 \cdot 1,77 \cdot 2 = 8,60 \text{ m}$$

$$N_t = 33.37 + 8,60 = 41.97 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{41.97 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 170 \text{ cm}$$

$$\text{DONC} \quad A = 170 \text{ cm}, B = 130 \text{ cm}$$

$$H = \frac{170-40}{4} + 5 = 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 30 \text{ cm}$$

➔ Semelle isolée (S2)

$$H=2\text{m}, \sigma_s=2 \text{ bars} \quad N=60.554\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{60.554 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 200 \Rightarrow A=200+30=230\text{cm}$$

$$B=230 \cdot \frac{30}{40} = 175\text{cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2,3 \cdot 1,75 \cdot 1,77 \cdot 2 = 14,25\text{t/m}$$

$$N_t = N + P_t = 74,80\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{74,80 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 225 \text{ cm}$$

DONC $A = 225 \text{ cm}, B = 170 \text{ cm}$

$$H - \frac{225-40}{4} + 5 = 55\text{cm} \quad h = \frac{2}{3} H = 40 \text{ cm}$$

➔ Semelle isolée (S3)

$$H=2\text{m}, \sigma_s=2 \text{ bars} \quad N=51.318\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{51.318 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 185\text{cm} \rightarrow A=185+30=215\text{cm}$$

$$B=215 \cdot \frac{30}{40} = 165 \text{ cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2,15 \cdot 1,65 \cdot 1,77 \cdot 2 = 12,56\text{t}$$

$$N_t = N + P_t = 51,318 + 12,56 = 63,88 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{63,88 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 210\text{cm} \quad \text{DONC } A = 210 \text{ cm}, B = 160 \text{ cm} \quad H = \frac{210-40}{4} + 5 = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = \frac{2}{3} H = 35 \text{ cm}$$

➔ Semelle isolée (S4)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_s=2 \text{ bars} \quad N= 98.936\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot \frac{30}{40}}} \quad \Rightarrow \quad A = \sqrt{\frac{98.936 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 260\text{cm} \Rightarrow$$

$$A=260+30=290\text{cm}$$

$$B=290 \cdot \frac{30}{40} = 220\text{cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2,9 \cdot 2,2 \cdot 1,77 \cdot 2 = 22.58\text{t}$$

$$N_t = N + P_t = 98.936 + 22.58 = 121.516 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{121.516 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 285 \text{ cm} \quad \text{DONC} \quad A = 285 \text{ cm}, B = 220 \text{ cm}$$

$$H = \frac{205 \cdot 40}{4} + 5 = 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 50 \text{ cm}$$

➔ Semelle isolée (S5)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_s=2 \text{ bars} \quad N= 81.02$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot \frac{30}{40}}} \quad \Rightarrow \quad A = \sqrt{\frac{81.02 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 235\text{cm} \Rightarrow$$

$$A=235+30=265\text{cm}$$

$$B=265 \cdot \frac{30}{40} = 200\text{cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

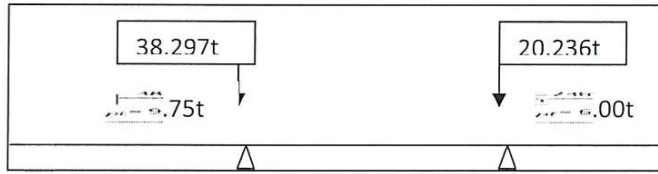
$$= 2,65 \cdot 2,0 \cdot 1,77 \cdot 2 = 18.76\text{t}$$

$$N_t = N + P_t = 81.02 + 18.76 = 99.78 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{99.78 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 260 \text{ cm} \quad \text{DONC} \quad A = 260 \text{ cm}, B = 195 \text{ cm}$$

$$H = \frac{260-40}{4} + 5 = 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 40 \text{ cm}$$

➔ Semelle filante (S.F1)



H=2m , $\sigma_s=2$ bars N= 58.533 t

$$A = \sqrt{\frac{N * 10^{-3}}{2 * b/a}} \quad A = \sqrt{\frac{58.533 * 10^3}{2 * \frac{30}{40}}} = 200\text{cm}$$

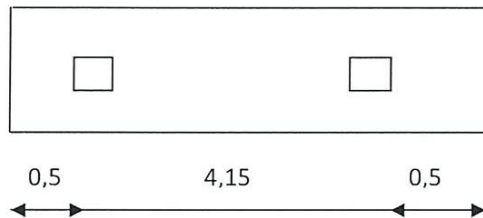
$$A=200+30=230 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad B=A * \frac{30}{40} = 175 \text{ cm}$$

$$P_t = A * B * 1,77 * H$$

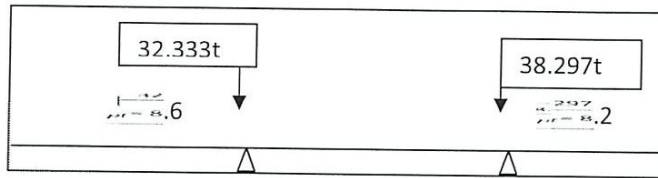
$$P_t = 2.30 * 1.75 * 1,77 * 2 = 14.25 \text{ t/m}$$

$$N_t = 38.297 + 9.75 + 20.236 + 6.00 = 74.283 \text{ t}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{74.283 * 10^{-1}}{5,15 * 1}} = 1,44\text{cm} < 2 \text{ condition vérifiée}$$



➔ Semelle filante (S.F2)



$D=2m$, $\sigma_s = 2 \text{ bar}$ $N= 70.63t$

$$A = \sqrt{\frac{N * 10^{-3}}{2 * b/a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{70.63 * 10^3}{2 * \frac{30}{40}}} = 220 \text{ cm}$$

$A=220+ 30=250 \text{ cm}$ $\Rightarrow B=A * \frac{30}{40} = 190 \text{ cm}$

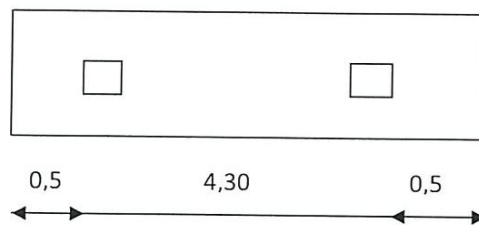
$P_t = A * B * 1,77 * H$

$P_t = 2.50 * 1.90 * 1,77 * 2 = 16.815$

$N_t = 32.333 + 8.6 + 38.297 + 8.2 = 87.43$

$$\sigma = \sqrt{\frac{Nt * 10^{-1}}{A * 1}}$$

$\sigma = \sqrt{\frac{87.43 * 10^{-1}}{5,30 * 1}} = 1,65 < 2$ condition vérifiée



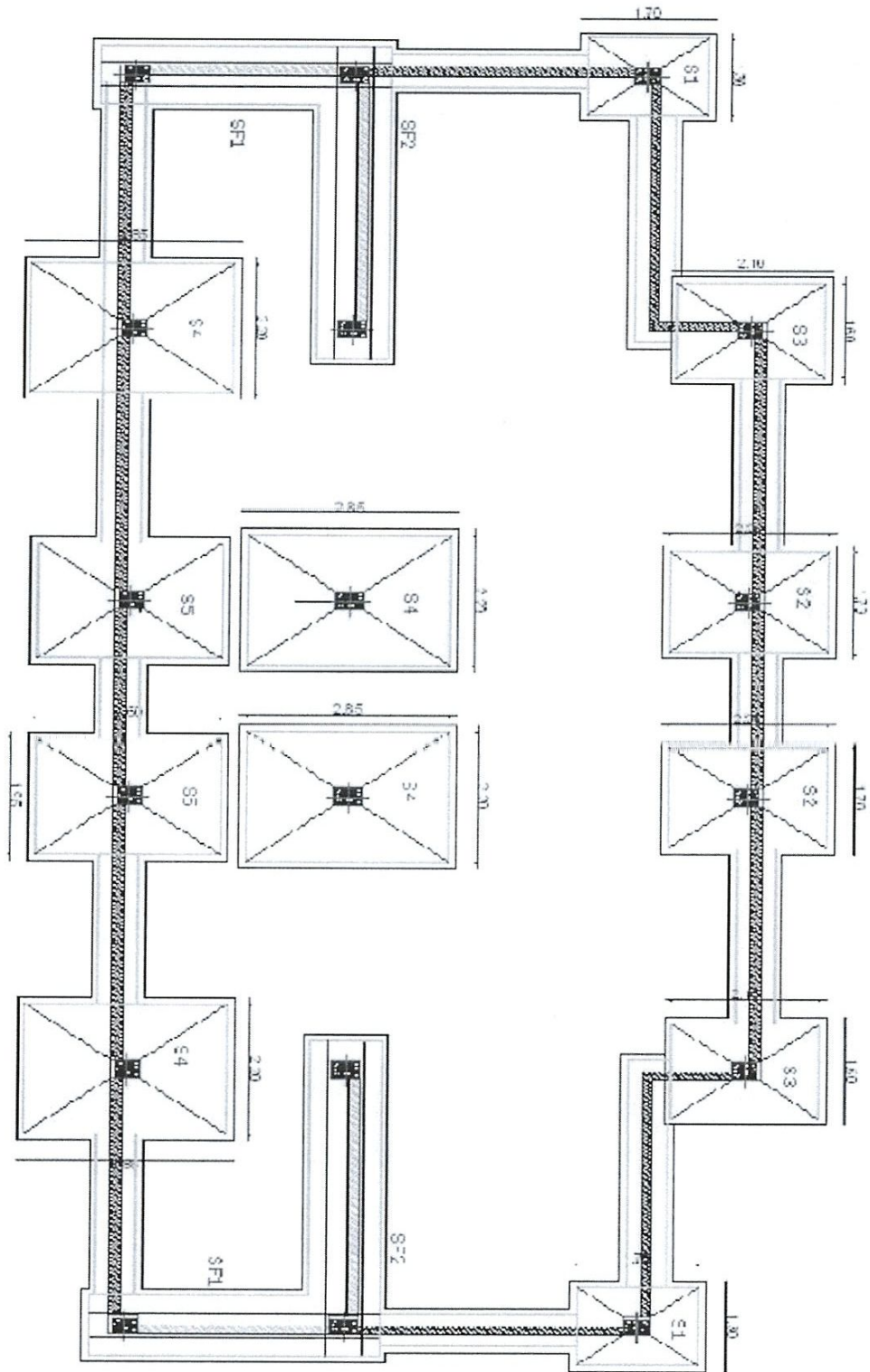


Figure VI.2-Plan de fondation.

VI.1.5.Ferraillage des semelles

N°.S	TABLEAU DE FER FONDATIONS							
	A	B	h	H	Ax		Ay	
S.1	1.70	1.30	30	40	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{1.60cm}}_{20}$	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{1.20cm}}_{20}$
S.2	2.25	1.70	40	55	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{2.15cm}}_{20}$	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{1.60cm}}_{20}$
S.3	2.10	1.60	35	50	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{2.00cm}}_{20}$	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{1.50cm}}_{20}$
S.4	2.85	2.20	50	70	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{2.75cm}}_{20}$	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{2.10cm}}_{20}$
S.5	2.60	1.95	45	65	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{2.50cm}}_{20}$	6T12/ml	$\underbrace{\hspace{1.85cm}}_{20}$

Tableau IV.1- Tableau de ferraillage

VI.1.6. Détails de Ferraillage

➔ Semelle filante (S.F1)

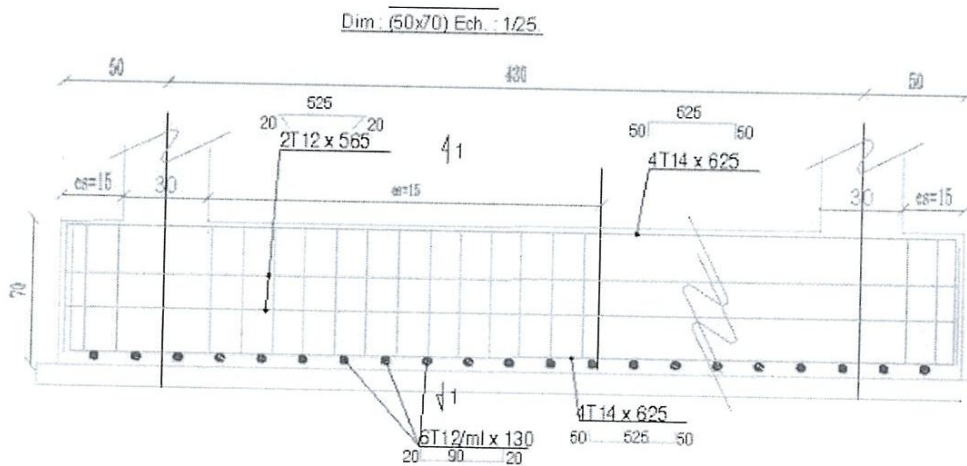


Figure VI.3-Plan de fondation (SF2)

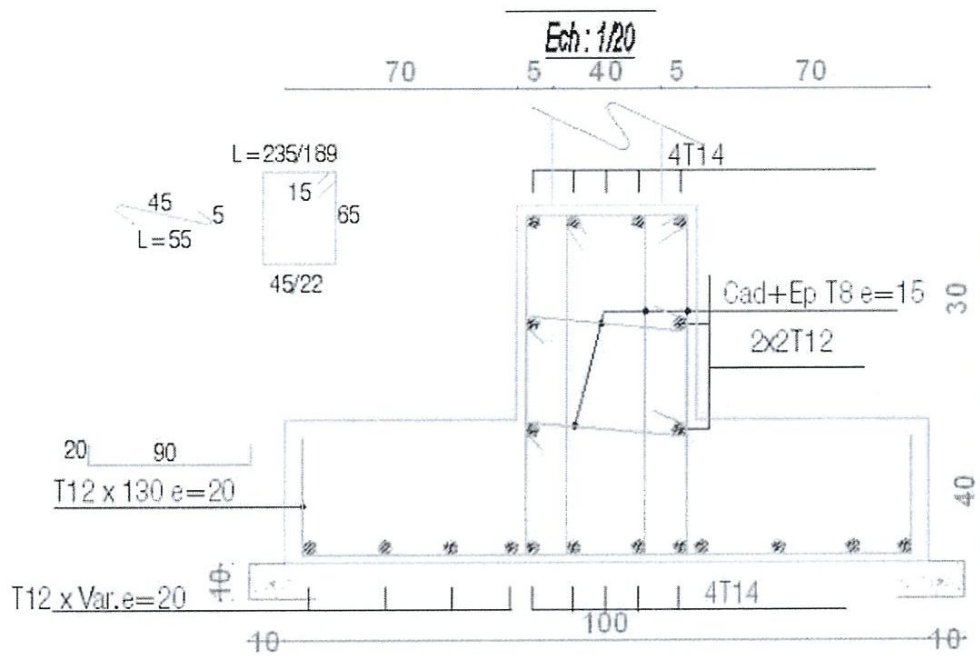


Figure VI.4-Coupe semelle 1-1

➔ *Semelle isolée*

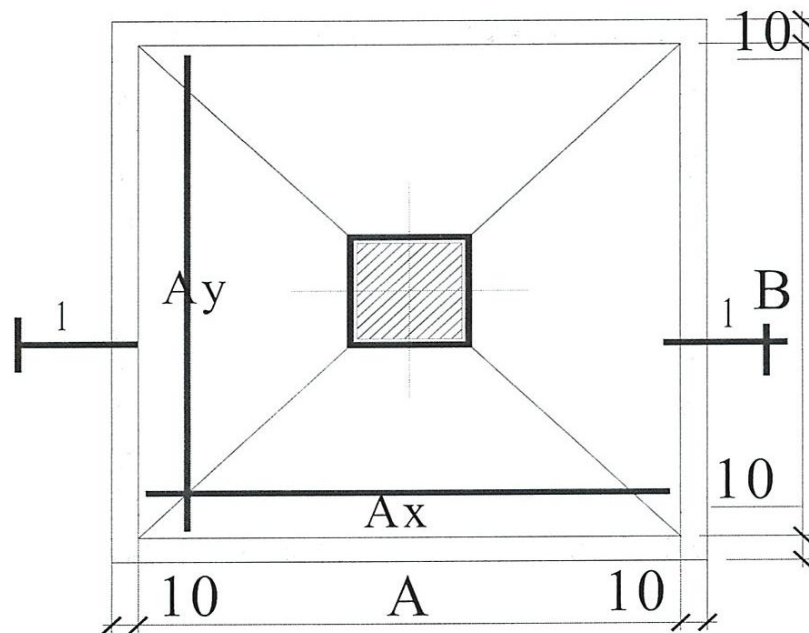
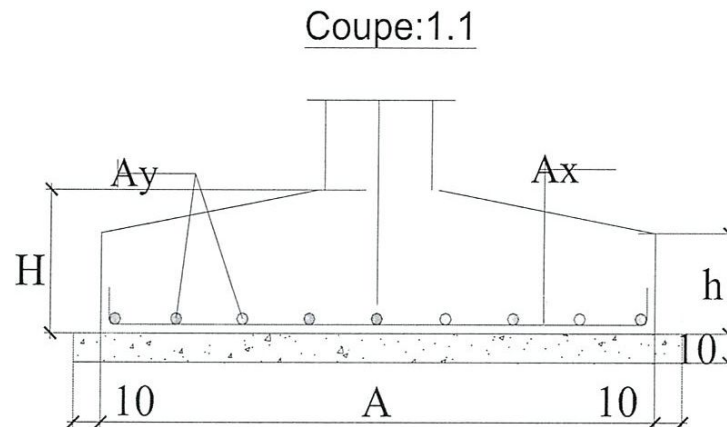


Figure VI.5-Détail semelle



VI.2-Les longrines

VI.2.1. Définition

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$

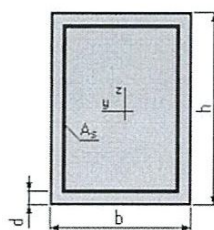
VI.2.2. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 20,0$ (MPa)

Acier: $F_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

VI.2.3.Section



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 3,0 \text{ (cm)}$$

VI.2.4. Formule de calcul

On prend $Fz = 978.11 \text{ kN}$

Pour les longrines : $Fz (\text{max})/10 = 978.00/10 = 97.811 \text{ kN}$

On prend $fz = 100 \text{ (kN)}$

VI.2.5. Forces

N (kN)

Etat Limite Ultime (fondamental) 0,00

Etat Limite de Service 100,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00

VI.2.6. Résultats

Acier:

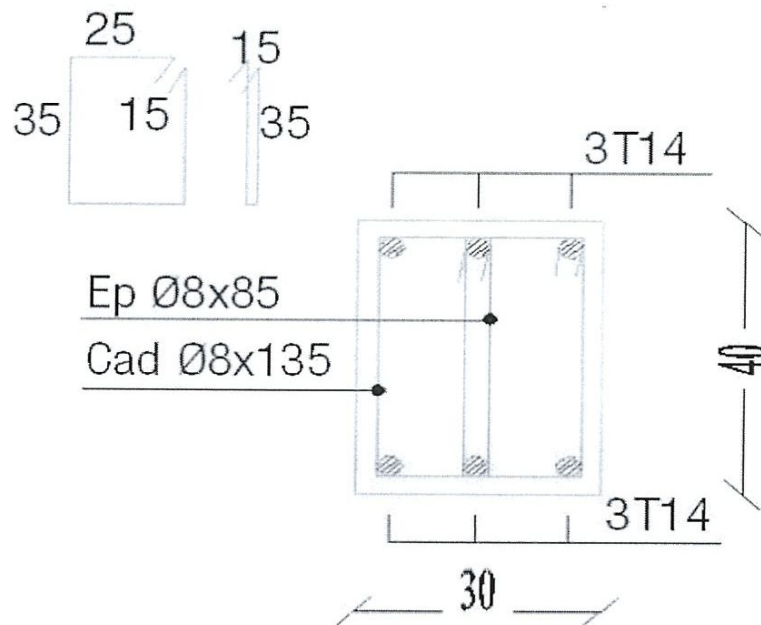
Section théorique $A_s = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,77 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,45 \text{ (\%)}$

On adopte une section de 6HA14 = 9.24 cm²

**Analyse par Cas:**

Cas ELS $N = 100,00$ (kN)

Contrainte de l'acier: $\sigma_s = 186,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ Lim}} = 186,7$ (MPa)

Conclusion

Le projet de fin d'étude nous a permis de mettre en évidence les connaissances théoriques, générales acquises durant l'ensemble des années d'étude et de comprendre l'origine des différentes méthodes et leur application.

On a pu aussi déduire que la seule connaissance théorique n'est pas suffisante, car il existe un autre côté constructif qui ressort plus de l'expérience que de calcul et auquel il est utile de se conformer.

Il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances pour cela seul le travail continu des compréhensions et de volonté de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENTS

- [1] : BAEL 91.
- [2] : Règlement Parasismique Algérien /version 2003.
- [3] : CBA 93.

LES LIVRES

- [1] : Charges et surcharges D.T.R
- [2] : Calcul des ouvrages en béton armé (M- Belazougui).
- [?] : Pratique de BAEL91

Logiciels

- [1] : ROBOT 2010
- [2] : Auto CAD 2009
- [3] : Excel 2007
- [4] : Word 2007
- [5] : Paint