

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري

Référence :

المرجع:



Mémoire de master
2^{ème} année
Calcul et control Technique de construction

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE
D'HABITATION ET RDC COMMERCIAL
(R+9+S/SOL) CONTREVENTEMENT MIXTE**

Etudiant :

✓ TOUAFEK Walid

Encadreur :

Md BENSMAIL Messouda

Juin 2013

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur :

*Md **BENSMAIL**... pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A ma mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci **ma mère**.*

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

.

A vous

TOUAFEK Walid

Résumé

Le domaine de génie civil présente une grande importance dans l'économie nationale.

L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, sans négliger le coté économique.

Le domaine de génie civil comprend tous les stades de conception et de réalisation d'ouvrages, tel que les bâtiments d'habitation, d'administration, les usines, etc.....

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+9+S/Sol) contreventée par voiles à usage habitation.

Le structure est implantée à " BORDJ BOU-ARRERIDJ ", zone de sismicité (zone IIa). L'étude est conforme aux Règles parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le calcul de l'ouvrage en béton armé peut se faire, soit par les méthodes manuelles (méthodes classiques), par les méthodes de calcul programmées (méthode d'éléments finis). Le logiciel SAP 2000 qui est l'un de ces derniers, offre plusieurs avantages parmi les quels

- ✓ *la capacité de calcul*
- ✓ *la vitesse de conception et d'exécution*
- ✓ *la précision*
- ✓ *l'analyse statique et dynamique*

Enfinement on peut conclure que le domaine de génie civil reste toujours un milieu pour la recherche scientifique car il est lié à deux critères fondamentaux (la sécurité des biens et l'économie nationale).

خلاصة:

! " # \$
" * " + #) , - . ' - /
4 01&) 2 * 3! "
\$7 5 - 6 1 01& # \$ ' -
/ 01& 9 \$ 81 1 &2) / 6 1 (IIa) #
\$ & 01& ' - # 1 / # #
4 (RPA99V2003) 3 /
< 01& : " - !) 53 ' ;
, -) ' - # => # 1 \$) / 6 •
(\$
4SAP2000 = ??? 1 #7 53 , -@ A - 5 \$ •
E - # - C B ; = 2 / :F) B ; C D •
4(1??

SOMMAIRE

Introduction	1
Chapitre-I - Généralités et Définitions	
Introduction	
I-1- présentation de l'ouvrage.....	3
I-2- Conception.....	4
I-3- Caractéristiques des matériaux.....	5
I-4- Hypothèse de calcul.....	12
Chapitre -II- Pré dimensionnement	
II-1- Introduction	15
II-2 - Pré dimensionnement des différents éléments	15
II-3 - Évaluation des charges et des surcharges.....	23
II-4- Descente des charges.....	29
Chapitre-III -Calcul des éléments secondaires	
III-1- L'acrotère.....	45
III-2- Les balcons	49
III-3- Les planchers.....	54
III-4- Les escaliers.....	67
III-5- La poutre brisée.....	75
Chapitre-IV- Etude sismique	
IV.1- Introduction.....	80
IV.2 - Présentation du programme sap2000.....	80
IV.3. Vérification d'ensemble.....	84
Chapitre-V -Etude des éléments porteurs	
V.1. Ferrailage des éléments porteurs	93
V-2. Etude des refends	102
Chapitre-VI - Calcul des éléments de soutènement	
VI-1 Introduction.....	109
VI-2- Dimensionnement du voile	110

VI-3- Calcul de la poussée de terre	110
VI-4- Méthode de calcul.....	110
VI-5- Ferrailage du voile	111
VI-6- Vérification au cisaillement	112

Chapitre-VII - calcul des éléments de l'infrastructure

VII.1. Introduction	114
VII.2. Les Fondations.....	114
VII.3. Radier général	116
Conclusion.....	121
Bibliographie	122

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 -Diagrammes déformations –contraintes de béton	7
Figure I-2 -Diagramme déformations- contraintes	10
Figure I-3-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	11

Chapitre II

Figure II-1 -Nervure	16
Figure II-2- Les poutres	17
Figure II-3-Les Poteaux	19
Figure II-4- Les voiles	21
Figure II-5- les escaliers	22
Figure II-6 -Plancher terrasse	24
Figure II-7 -Plancher étage	24
Figure II-8- Mur extérieur	26
Figure II-9 -Acrotère	27
Figure II-10- La dégression des charges	30
Figure II-11- Poteaux d'angle	31
Figure II-12- Poteaux de rive	35
Figure II-12- Poteaux Intermédiaire	38

Chapitre III

Figure III-1 L'acrotère	45
Figure III-2 -Dessin de ferrailage	49
Figure III-3- Les balcons	49
Figure III-4- ferrailage de balcon	54
Figure III-5 Méthode de Caquot	56
Figure III-6 Type de plancher	57
Figure III-7 les nervures	61
Figure III-8- Ferrailage des nervures	67
Figure III-9 -Evaluations des charges	67
Figure III-10 -Moment de calcul -1	68

Figure III-11-Moment de calcul-2	69
Figure III-12-Evaluation des charges	70
Figure III-13- Moment de calcul-2	71
Figure III-14- Ferrailage des escaliers	75
Figure III-15-Ferrailage de poutre brisée	76

Chapitre IV

Figure IV-1-la structure sur le « sap2000 »	81
Figure IV-2-Spectre de réponse de calcul	83

Chapitre V

Figure V-1- Schéma de ferrailage des poutres	98
Figure V-2- Schéma de ferrailage des poteaux	100
Figure V-3- Etude des refends	102
Figure V-4- Disposition des armatures verticales	103
Figure V-5- l'élément plus sollicité	104

Chapitre VI

Figure VI-1-dLes murs périphériques	109
Figure VI-2 La poussée de terre	110

Chapitre VII

Figure VII-1- Semelle isolé	114
Figure VII-2- semelles filantes	115
Figure VII-3 -Vérification au poinçonnement	117
Figure VII-4- Schéma SAP (x-x)	118
Figure VII-5 -Schéma SAP (y-y)	119

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques	3
Tableau I-2- Dosage et composition du béton	5
Tableau I-3- Caractéristiques des aciers utilisés	8

Chapitre II

Tableau II-1-Condition de flèche	16
Tableau II-2- Tableau récapitulative	17
Tableau II-3- Les voiles	21
Tableau II-4- Plancher terrasse	23
Tableau II-5- Plancher étage courant	24
Tableau II-6- Plancher de sous-sol	25
Tableau II-7 Murs extérieurs	25
Tableau II-8 Murs intérieurs	26
Tableau II-9- Balcon accessible	26
Tableau II-10-Balcon non accessible	27
Tableau II-11- Paillasse	28
Tableau II-12- Palier	28
Tableau II-13- Tableau récapitulatif	29
Tableau II-14- Descente des charges -Poteau d'angle-	34
Tableau II-15- Descente des charges - Poteau de rive-	38
Tableau II-15- Descente des charges - Poteau Intermédiaire	42
Tableau II-15- Vérification de la section de poteau	43

Chapitre III

Tableau III-1- Calcul des sollicitations	46
Tableau III-2- Évaluation des charges –balcon-	50
Tableau III-3-Evaluation des charges-plancher-	56
Tableau III-4-Plancher terrasse cas de l'ELU	58

Tableau III-5-Plancher courant cas de l'ELU	59
Tableau III-6-Plancher RDC cas de l'ELU	59
Tableau III-7-Plancher terrasse cas de l'ELS	59
Tableau III-8-Plancher courant cas de l'ELS	60
Tableau III-9-Plancher RDC cas de l'ELS	60
Tableau III-10-Les sollicitations maximum	60
Tableau III-11-Vérification au cisaillement	66
Tableau III-12-Evaluations des charges-escaliers-	67
Tableau III-13-Evaluations des charges	70
Tableau III-14-moments et l'effort tranchants	76
Tableau III-15-Ferraillages de poutre brisée	76
Tableau III-16-Vérification à E.L.S	77

Chapitre IV

Tableau IV-1-Période	84
Tableau IV-2-récapitulatif	85
Tableau IV-3-Vérification au renversement(x-x	87
Tableau IV-4-Vérification au renversement (y-y-)	88
Tableau IV-5-Vérification des déformations (x-x)	88
Tableau IV-6-Vérification des déformations (y-y)	89
Tableau IV-7-Vérification de l'effet P- Δ (x-x)	90
Tableau IV-8-Vérification de l'effet P- Δ (y-y)	91

Chapitre V

Tableau V-1-Ferraillage en appuis (p-p)	93
Tableau V-2-Ferraillage en travée (p-p)	94
Tableau V-3-Ferraillage en appui (p-s)	94
Tableau V-4-Ferraillage en travée(p-s	94
Tableau V-5-Vérification de la flèche(p-p	97
Tableau V-6-Vérification de la flèche (p-s)	97
Tableau V-7-ferraillage des poteaux	99
Tableau V-8-Vérification à l'ELS	102

Tableau V-9-Vérification de flambement	102
Tableau V-10-Exemple de fichier de résultat	103
Tableau V-11-Calcul des sollicitations	104
Tableau V-12-Ferraillages longitudinales	105
Tableau V-13-Vérification au cisaillement	106

Chapitre VI

Tableau VI-1-ferraillage vertical	112
-----------------------------------	-----

Chapitre VII

Tableau VII-1-Surfaces des semelles	115
Tableau VII-2-Exemple de fichier de résultat	118
Tableau VII-3-Ferraillage de raidier	119
Tableau VII-4-Vérification à l'ELS	120
Tableau VII-5-Vérification au cisaillement	120
Tableau VII-6-Vérification des tassements	120

Introduction

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

CHAPITRE I :

GÉNÉRALITÉ

Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de mon projet de fin d'études.

I-1-présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 9^{ème} étage à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à **BORDJ BOU-ARRERIDJ** route de **BIR SNAB** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

Caractéristiques géométriques:

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme (L) irrégulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Dimensions	(m)
Dimension en plan	21 ,18×21,08
Hauteur totale (avec l'acrotère)	31 ,54
Hauteur du sous-sol	3,40
Hauteur du RDC	3,40
Hauteur des étages courants	3,06

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques

I-2- Conception:**I-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.

I-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.

I-2-3- Maçonnerie:**a.Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-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.

I-2-5- Escaliers:

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place

I-2-6- Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I-3- Caractéristiques des matériaux:

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I-3-1- Béton:

On appelle béton, le matériau constitué par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

Pour notre projet le béton utilisé est béton courant:

a. Dosage et composition du béton:

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante:

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-2- Dosage et composition du béton

b. La résistance caractéristique du béton :

- **En compression** (f_{cj}) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ Mpa

à un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28}$

- **En traction** (f_{tj}) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{t28} = 2.1$ [MPa]. déduite de la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

c. Déformations longitudinales du béton:

- **Déformations instantanées** « E_{ij} » : (CBA 93 [ART 2.1.1.2] P7)

$E_{ij} = 32164.2 [MPa]$, déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- **Déformations différées** « E_{vj} »: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$; Dans notre cas $E_{vj} = 1.08 \times 10^4 [MPa]$, pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

d. Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations.

e. Diagrammes déformations –contraintes de béton : (CBA 93 [ART 4.3.4])

On distingue (figure):

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

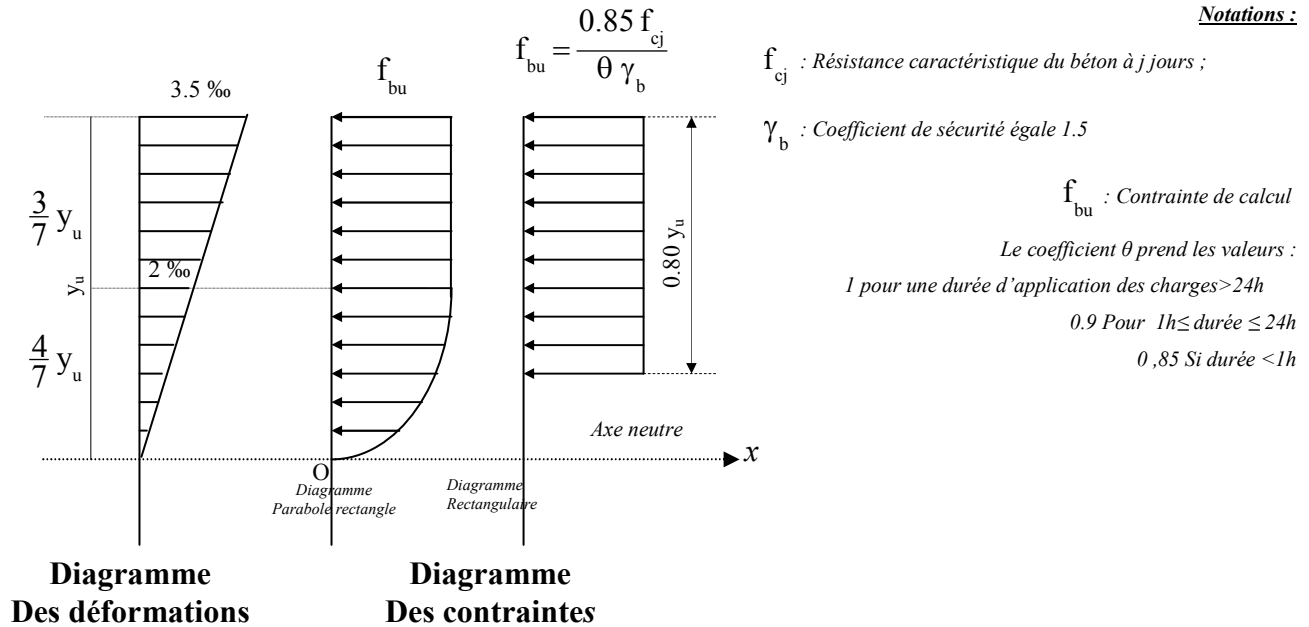


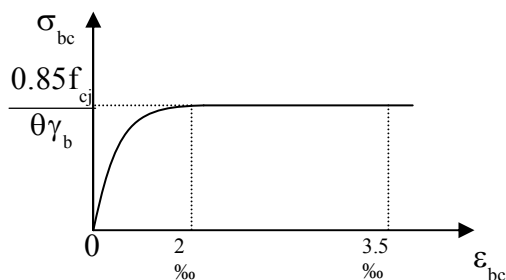
Figure I-1- Diagrammes déformations –contraintes de béton

Les contraintes limites :

- **Etat limite ultime** : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$



Notation:

$\theta = 1$ durée > 24 h

$\theta = 0.9$ $1h < \text{durée} < 24h$

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$

Combinaisons accidentelles.

- **Etat limite de service : (CBA 93 [ART 5.1.4])**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

- **Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)**

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\}$$

I-3-2- Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I-3 -2 -1- Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I-3- Caractéristiques des aciers utilisés

I-3-2-2-Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$.

I-3-2-3- Contraintes limites:

- **Etat limite ultime** : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse: } \sigma_s = 186,96 [MPa] \\ \text{Barre HA: } \sigma_s = 347,83 [MPa] \end{cases}$

$\gamma_s = 1.15$ *Combinaisons courantes*

$\gamma_s = 1$ *Combinaisons accidentelles*

-

- **Etat limite de service :**

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e, \text{ dans notre cas} \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}, \text{ dans notre cas} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 261.63 [MPa]$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses ;

$\eta = 1.6$ pour acier HA ;

I-3-2-4-Diagramme déformations- contraintes :

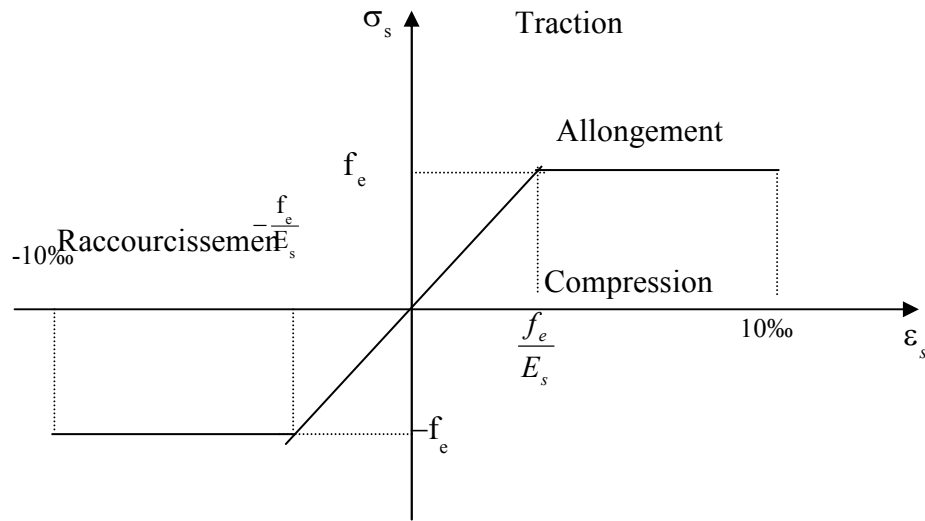


Figure I-2- Diagramme déformations- contraintes

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

I-3-2-5 - Diagramme de déformation d'une section en béton armé:

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art, A.4.3.3, P22).

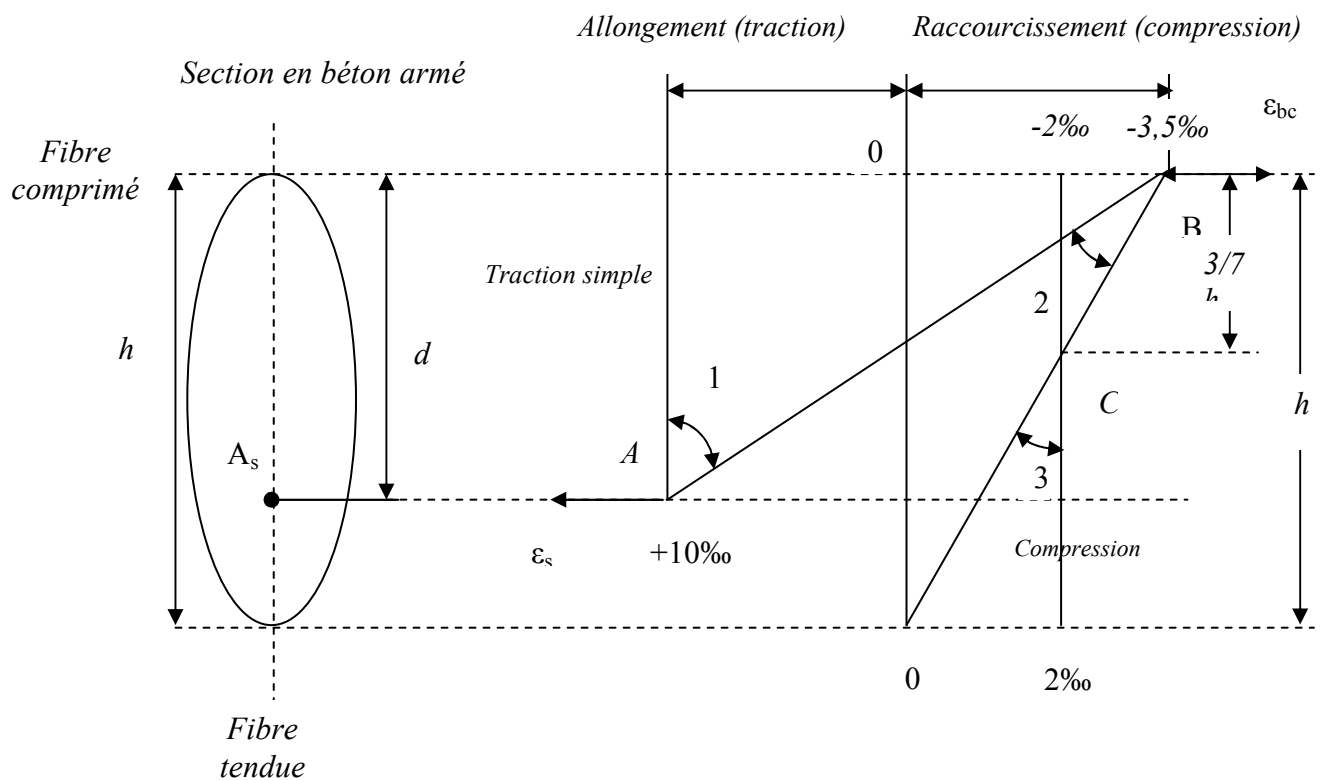


Figure I-3-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

a. Pivot (A) région1 :

Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

b. Pivot (B) région2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

c. Pivot (C) région3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

I-4-Hypothèse de calcul:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-4-1- Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

➤ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soit :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

I-4-2-Méthodes de calcul:

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

c. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I-4-3- Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$
- Limite d'élasticité du l'acier : $f_e=400\text{Mpa}$

CHAPITRE II

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II-1- Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

II-2- Pré dimensionnement des différents éléments

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II-2-1- Les Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des Corps Creux.

II-2-1-1-Planchers a corps-creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

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

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

*** Condition de flèche :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{22.5} \quad , \quad h_t \geq \frac{L_x M_t}{15 M_0} \quad \text{Avec } M_t = 0.75 M_0$$

Où : - L_x désigne la plus grande dimension entre nus de nervures,

- M_0 désigne le moment isostatique maximal.

L_x (cm)	$h_t \geq \frac{L_x}{22.5}$ (cm)	$h_t \geq \frac{L_x M_t}{15 M_0}$ (cm)	h_t (cm)
480	21,33	24	20+5=25

Tableau II-1-Condition de flèche

On prend : $h_t = 25$ cm.

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type (20 + 5) cm constitués d'entre vous (Corps-creux) de 20 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 5 cm de l'épaisseur.

* Condition de résistance :

$$\frac{L}{50} \leq h_t \leq \frac{L}{40}$$

D'où : $\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \Rightarrow 9.6 \leq h_t \leq 12$

II-2-1-2- Nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$;

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}$ $b_0 = 10$ cm, $L_0 = 65 - 10 = 55$ cm

$b_1 = \min \{ 27.5, 48 \} = 27.5$ cm Soit : $b = 65$ cm

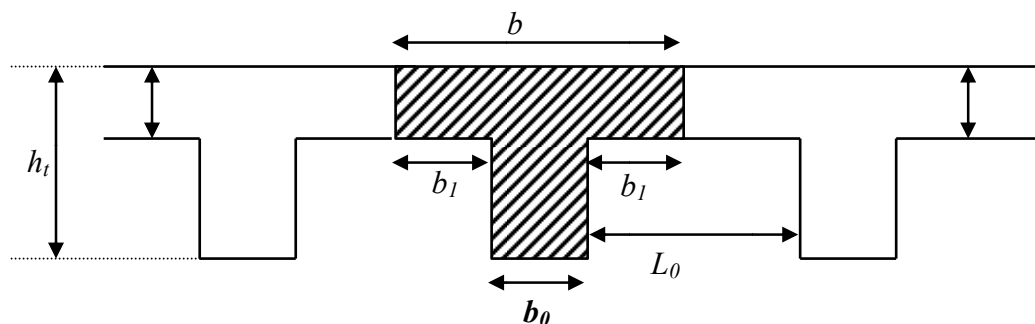


Figure II-1- Nervure

Tableau récapitulatif :

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle compression	5
Épaisseur de l'entrevous	20
Entraxe des nervures	65
Largeur des nervures	10

Tableau II-2- Tableau récapitulative

II-2-2- Les poutres :

D'après le R.P.A99 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes:

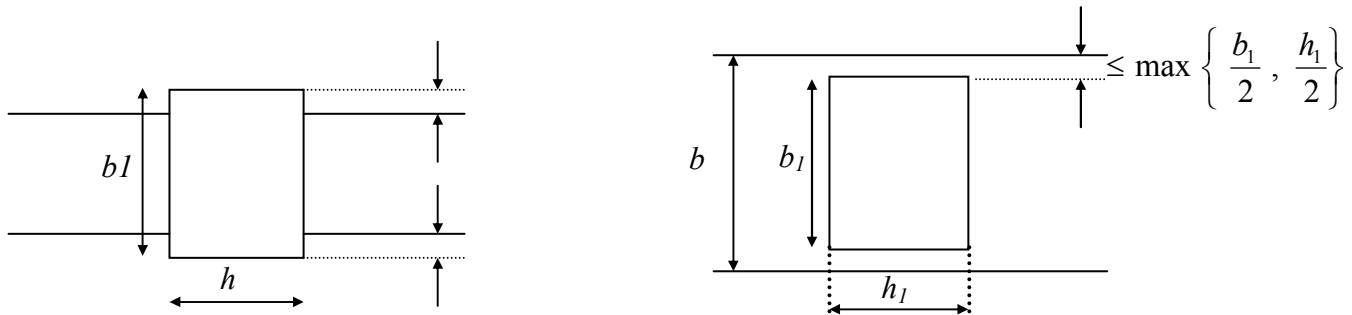


Figure-II-2- Les poutres

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

Où : **b** est la largeur de la poutre, **h** est la hauteur de la poutre.

Et d'après les conditions de flèche on doit vérifier les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \dot{a} \frac{L}{10} \quad * * * * \quad (1) \\ \frac{L}{18} \dot{a} \frac{L}{15} \quad * * * * \quad (2) \\ \frac{L}{16} \dot{a} \frac{L}{12} \quad * * * * \quad (3) \end{array} \right.$$

- (1) Pour les poutres sur appuis simples.
- (2) Pour les poutres continues (travée intermédiaire).
- (3) Pour les poutres continues (travée de rives).

- **Calcul de largeur b** : (conception et calcul des structures de bâtiment)

$$0,3h \leq b \leq 0,6h$$

II-2-2-1- Les poutres principales :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L=510 \text{ cm} \Rightarrow 510/16 \leq h \leq 510/10 \approx 31,8 < h < 51$$

On prend: **h=40 cm**

$$0,3 \times (40) \leq b \leq 0,6 \times (40) \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

On prend : **b=30 cm**

✓ Vérification : (PRA99) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Cond Vérifiée})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Cond Vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \quad (\text{Cond Vérifiée})$$

II-2-2-2- Les Poutres secondaires :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L=485 \text{ cm} \Rightarrow 485/16 \leq h \leq 485/10 \approx 30 < h < 48,5$$

On prend: **h=40 cm**

$$0,3 \times (40) \leq b \leq 0,6 \times (40) \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

On prend : **b=30cm**

✓ **Vérification : (PRA99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Cond Vérifiée})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Cond Vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \quad (\text{Cond Vérifiée}).$$

II-2-3- Les poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (art, 7.4.1, P47, RPA 99 « version 2003 »).

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ **(Zone IIa)**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4$

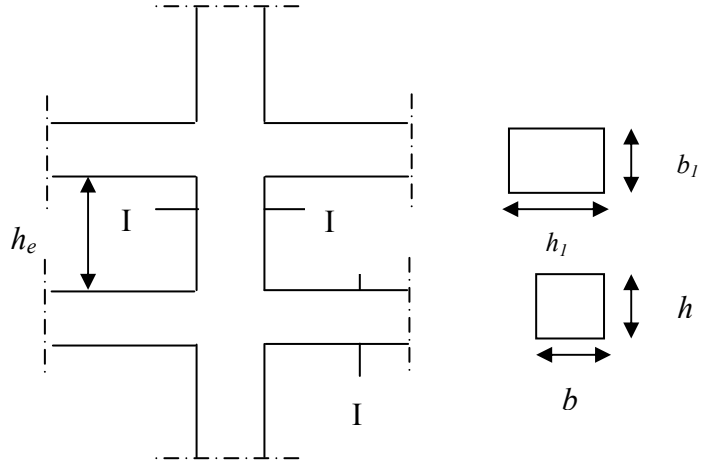


Figure II-3- Les Poteaux

On prend pour comme un pré dimensionnement une section carrée de :

- 50x50 cm² pour les poteaux des étages (S/SOL, (R.D.C), 1er, 2, 3, 4,5ème étage).

- 40x40 cm² pour les poteaux des étage (6, 7, 8 ,9ème étage).

✓ **Vérification : (R.P.A 99)**

❖ **pour : (50×50) cm² (S/SOL, (R.D.C))**

$\text{min}(50, 50) \geq 25\text{cm}$ (condition vérifiée)

$\text{min}(50, 50) \geq \frac{340}{20} = 17\text{cm}$ (condition vérifiée)

$1/4 < 50/50 = 1 < 4$ (condition virifiée)

❖ pour : (50X50) cm²

$\min(50, 50) \geq 25\text{cm}$ (condition vérifiée)

$\min(50, 50) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$ (condition vérifiée)

$1/4 < 50/50 = 1 < 4$ (condition virifiée)

❖ pour : (40X40) cm²

$\min(40, 40) \geq 25\text{cm}$ (condition vérifiée)

$\min(40, 40) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$ (condition vérifiée)

$1/4 < 40/40 = 1 < 4$ (condition virifiée)

II-2-4 – Les voiles :

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur.
- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.
- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

- **Rôle des voiles et des murs :**

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

- **Coupe de voile en élévation**

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être de terminée es fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante:

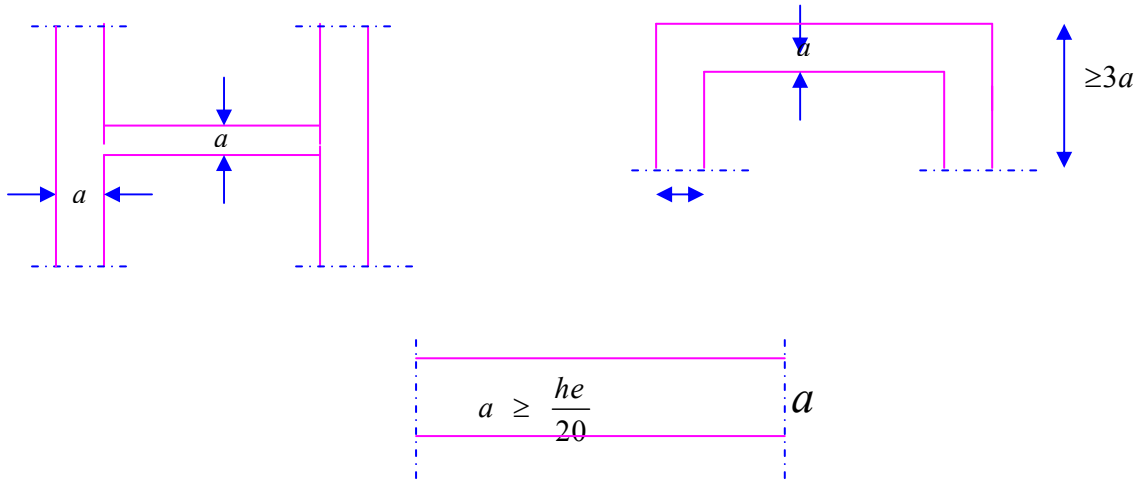


Figure II-4- Les voiles

S'agissant de notre projet on a pour $a \geq \frac{he}{20}$

	RDC et le sous-sol	Étage courant
h_e (cm)	340	306
a (cm)	17	15,3

Tableau II-3- Les voiles

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: $a = 20$ cm.

II-2-5- les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'embranchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h ;

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

Alors on prend $h = 17$ cm,

* **Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel:

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm}$$

En pratique on prend $g+2h = 64\text{cm}$.

❖ **Etude des escaliers:**

- **Pour les étages courants :**

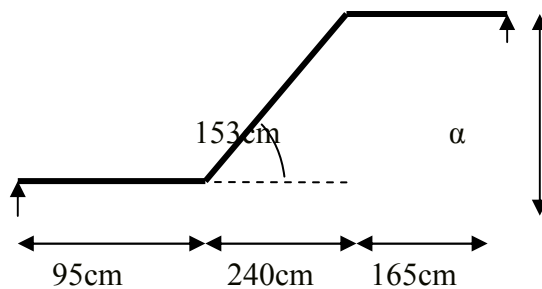


Figure II-5- les escaliers

- Hauteur d'étage : $h_e = 306\text{cm}$
- Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 153\text{cm}$
- Choix de la hauteur marches : $h = 17\text{cm}$
- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = 9 \text{ marches.}$$

- Détermination du giron : $g = 30 \text{ cm}$

$$L = g(n - 1) = 30(9-1)$$

$$L = 240\text{cm}$$

- Inclinaison: $\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

- Paillasse : $L_p = \frac{153}{\sin\alpha} \Rightarrow L_p = 284,6\text{cm}$. (L_p =longueur de la paillasse) .

➤ **Epaisseur de la dalle d'escalier :**

* **Condition de flèche :**

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \Rightarrow 9.48 \leq e_p \leq 14.23 \text{ cm}$$

Donc on prend: $e_p = 15 \text{ cm}$

• **Pour RDC :**

-Hauteur d'étage $H=340\text{cm}$;

-Le nombre des marches de **RDC** est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ marches (11+9)}$$

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

II-3- Évaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**

II.3.1 – Plancher terrasse :(non accessible)

1 -	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Forme de pente 1 % (8cm)	$0,08 \times 2000 = 160 \text{ Kg/m}^2$
4 -	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Plancher à Corps-creux (20+5 cm)	320 Kg/m^2
6 -	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1300 = 26 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 634 \text{ kg/m}^2$

Tableau II-4- Plancher terrasse

$G = 634 \text{ Kg/m}^2$

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

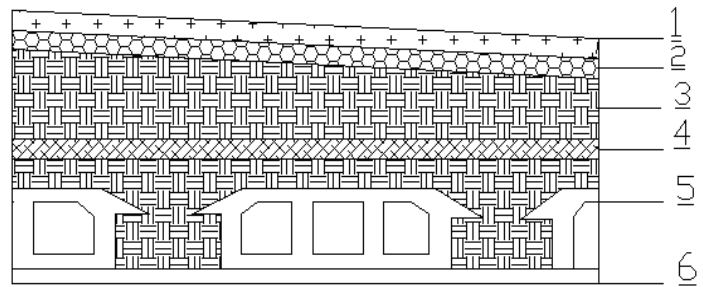


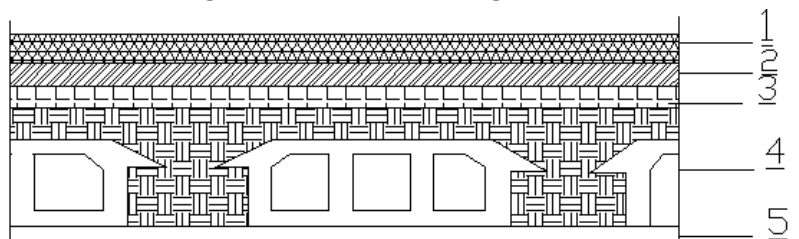
Figure II-6- Plancher terrasse

II-3-2- Plancher étage courant : (Habitation)

1-	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2-	Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3-	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
4-	Plancher à Corps-creux (20 + 5) cm	320 Kg/m^2
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1300 = 26 \text{ Kg/m}^2$
*	Cloisons légères (10 cm)	75 Kg/m^2
		$\Sigma = 541 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-5- Planter d'étage courant

Figure II-7- Plancher étage



$G = 541 \text{ Kg/m}^2$

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

II-3-3- Plancher de sous-sol : (Commercial)

1-	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2-	Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3-	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
4-	Plancher à Corps-creux (20 + 5) cm	320 Kg/m^2
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1300 = 26 \text{ Kg/m}^2$
*	Cloisons légères (10 cm)	75 Kg/m^2
		$\Sigma = 541 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-6- Plancher de sous-sol

$G = 541 \text{ Kg/m}^2$

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

II-3-4 - Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Enduit extérieur (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses (15 cm)	$0,15 \times 1400 = 210 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses (10 cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-7 Murs extérieurs

Avec 30 % d'ouverture : $409,5 \times 0,7 = 286,65 \text{ Kg/m}^2$

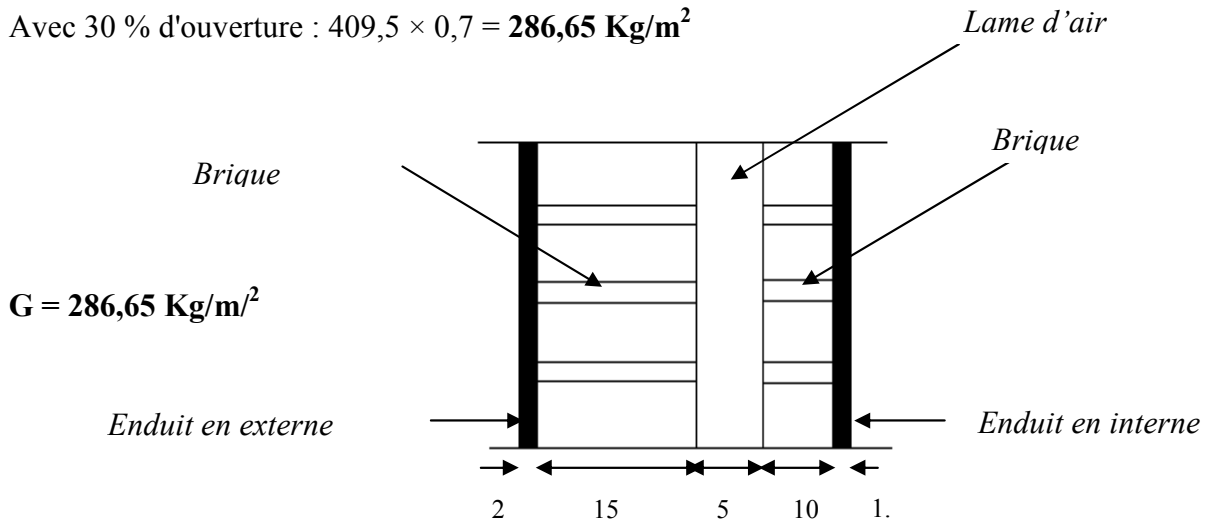


Figure II-8- Mur extérieur

b. Murs intérieurs :

Enduit extérieur	(1,5cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses	(10cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
Enduit intérieur	(1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-8-Murs intérieurs

$G=179 \text{ KN/m}^2$

II-3-5- Les Balcons :

a. Balcon d'étage courant (accessible) :

Revêtement en carrelage	(2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose	(2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Lit de sable	(2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
Dalle en béton armé	(15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
Enduit en ciment	(1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 525 \text{ kg/m}^2$

Tableau II-9- Balcon accessible

$G=525 \text{ Kg/m}^2$

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

b. Balcon terrasse (non accessible) :

1 -	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Forme de pente 1 % (8cm)	$0,08 \times 2000 = 160 \text{ Kg/m}^2$
4 -	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Dalle (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
6 -	Enduit de ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 693 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-10-Balcon non accessible

$G = -693 \text{ Kg/m}^2$

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

II-3-6- L'Acrotère :

- Section transversale :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow$$

$S = 0.069 \text{ cm}^2$

Poids propre = $0.069 \times 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$.

Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 2000 [0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5]$

$= 59,2 \text{ Kg/ml}$

$G = 172,5 + 59,2 = 231,7$

$G = 231,7 \text{ Kg/m}^2$

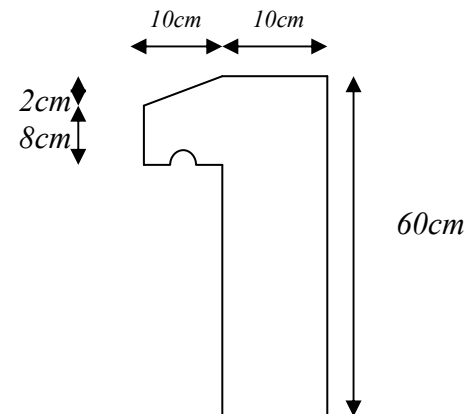


Figure II-9- Acrotère

II-3-7- Les Escaliers:

a. Paillasse:

Poids propre (12cm)	$2500 \times 0,12 / (\cos 32,52) = 355,78 \text{ Kg/m}^2$
Poids de la marche	$0,17 \times 2500 / 2 = 212,5 \text{ Kg/m}^2$
Carrelage (2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Revêtement	$2000 \times 0,015 / (\cos 32,52) = 35,57 \text{ Kg/m}^2$
Carde Corps métallique	10 Kg/m^2
	$\Sigma = 697,85 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-11- Paillasse

$G = 697,85 \text{ Kg/m}^2$

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

b. Palier :

Poids propre (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$
Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Revêtement (2 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
Carde corps métallique	10 Kg/m^2
	$\Sigma = 424 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-12- Palier

$G = 424 \text{ Kg/m}^2$

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

❖ **Tableau récapitulatif**

Élément		Charge permanente G "Kg/m ² "	Surcharge d'exploitation Q "Kg/m ² "
Plancher terrasse		634,00	100,00
Plancher étage courant		541,00	150,00
Plancher sous sol		541,00	500,00
Mur extérieur		286,65	-
Mur intérieur		179,00	-
Balcon accessible		525,00	350,00
Balcon non accessible		693,00	100,00
Acrotère		217,50	100,00
Escalier	Paillasse	697,85	250,00
	Palier	424,00	250,00

Tableau II-13- Tableau récapitulatif

II-4 – Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

II-4-1- La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul : Sous terrasse Q_0 .

- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

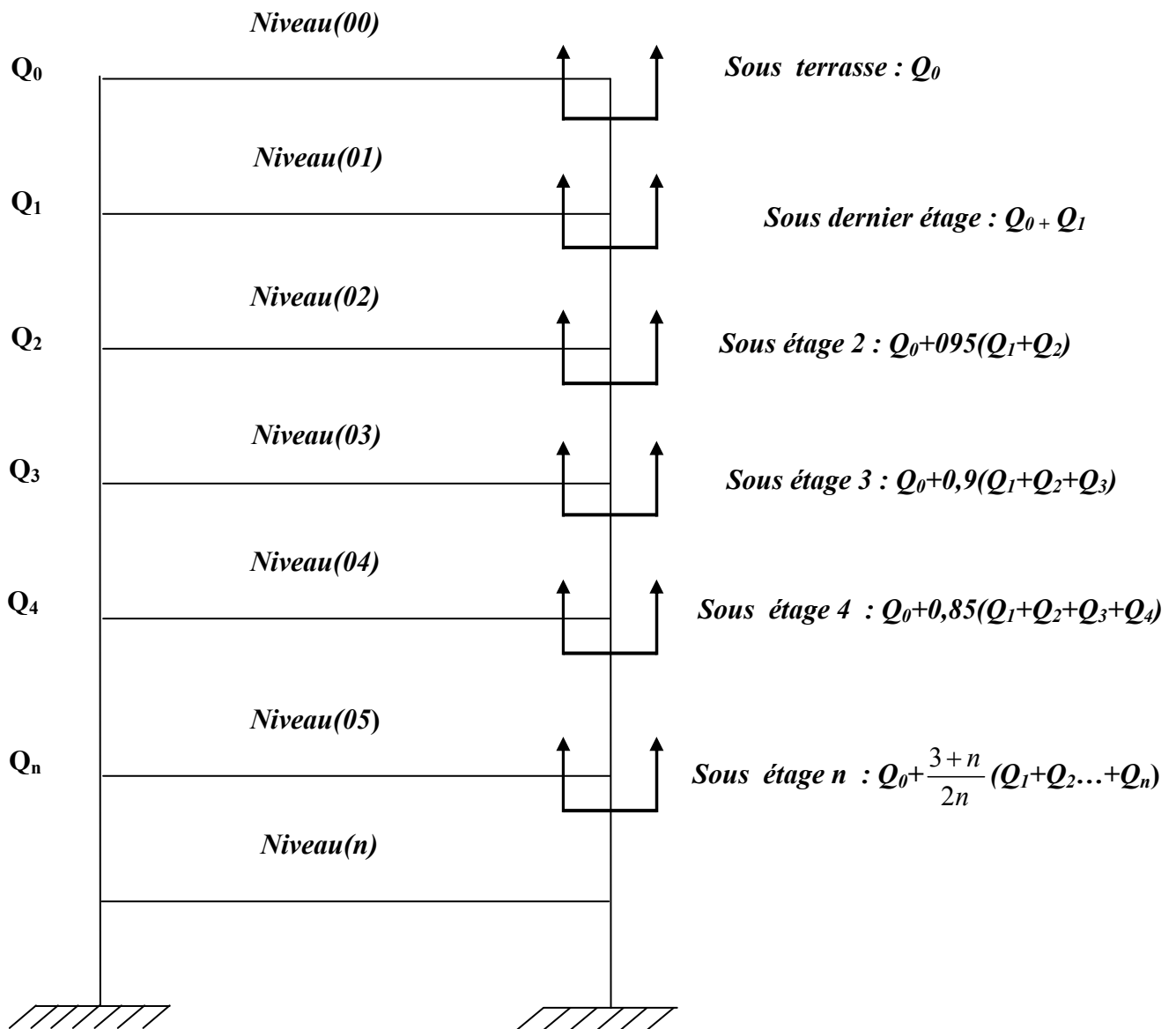


Figure II-10- La dégression des charges

➤ Poteau d'angle :

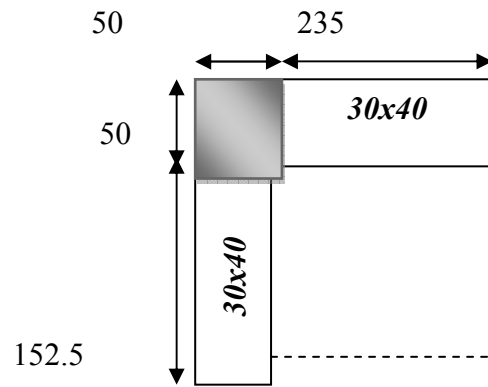


Figure II- 11 Poteaux d'angle

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	22.70	
	Poutre p+s	13.50	
	Acrotère	9.79	
	Surcharge	-	3.59
TOTAL		45.99	3.59
1-1	Plancher courant	19.42	
	Poutre principale	13.50	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant 0-0	45.99	3.59
TOTAL		99.84	8.98
2-2	Plancher courant	19.42	

	Poutre p+s	13.50	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant 1-1	99.84	8.98
TOTAL		153.69	14.37
3-3	Plancher courant	19.42	
	Poutre p+s	13.50	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant -2-2-	153.59	14.37
TOTAL		207.54	19.76
4-4	Plancher courant	19.42	
	Poutre principale	13.50	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant -3-3-	207.54	19.76
TOTAL		261.39	25.15
5-5	Plancher courant	19.42	
	Poutre p+s	13.50	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	10.29	

	Surcharge	-	5.39
	Revenant -4-4-	261.39	25.15
TOTAL		321.23	30.54
6-6	Plancher courant	19.42	
	Poutre p+s	13.50	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant -5-5	321.39	30.54
TOTAL		381.07	35.93
7-7	Plancher courant	19.42	
	Poutre p+s	13.50	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant -6-6-	381.07	35.93
TOTAL		440.91	41.32
8-8	Plancher courant	19.42	
	Poutre principale	13.50	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant -7-7-	440.91	41.32
TOTAL		500.75	46.71
9-9	Plancher courant	19.42	

	Poutre principale	13.50	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	10.29	
	Surcharge	-	5.39
	Revenant -8-8-	500.75	46.71
TOTAL		560.59	52.1
10-10	Plancher courant	19.42	
	Poutre principale	13.50	
	Poteau	18.75	
	Mur ext	11.60	
	Surcharge	-	8.97
	Revenant -9-9-	560.59	52.1
TOTAL		623 .86	61.07
11-11	Poteau	18.75	
	Revenant -9-9-	623 .86	61.07
TOTAL		642.61	61.07

Tableau II-14- Descente des charges -Poteau d'angle-

➤ poteau de rive :

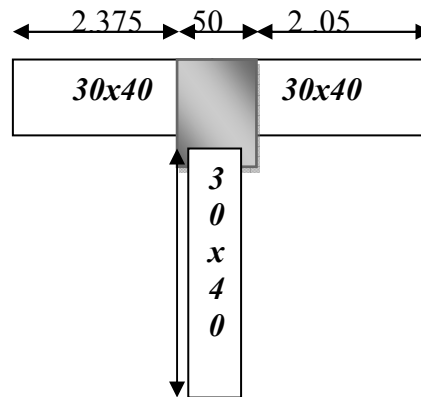


Figure II-12- Poteau de rive

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	44.76	
	Poutre p+s	19.05	
	Acrotère	10.28	
	Surcharge	-	7.06
TOTAL		74.09	7.06
1-1	Plancher courant	38.20	
	Poutre principale	19.05	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	33.74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant 0-0	74.09	7.06
TOTAL		175.72	17.65
2-2	Plancher courant	38.20	
	Poutre p+s	19.05	
	Poteau	10.64	

	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant 1-1	175.72	17 .65
TOTAL		277.35	28.24
3-3	Plancher courant	38.20	
	Poutre p+s	19.05	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -2-2-	277.35	28.24
TOTAL		378.98	38.83
4-4	Plancher courant	38.20	
	Poutre principale	19.05	
	Poteau	10.64	
	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -3-3-	378.98	38.83
TOTAL		480.61	49.42
5-5	Plancher courant	38.20	
	Poutre p+s	19.05	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -4-4-	480.61	49.42

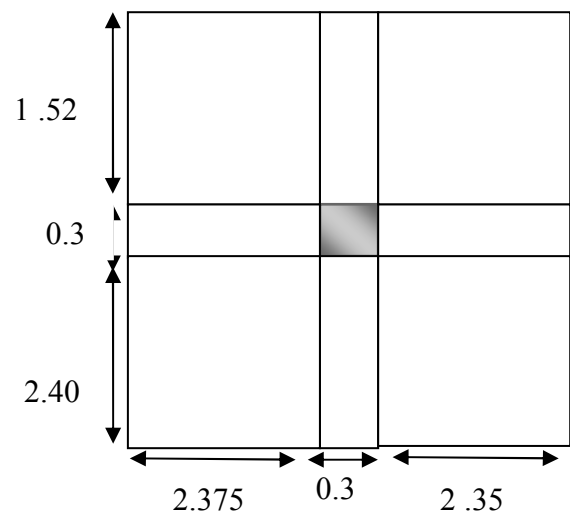
TOTAL		588.23	60.01
6-6	Plancher courant	38.20	
	Poutre p+s	19.05	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -5-5	588.23	60.01
TOTAL		695.85	70.60
7-7	Plancher courant	38.20	
	Poutre p+s	19.05	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -6-6-	695.85	70.60
TOTAL		803.47	81.19
8-8	Plancher courant	38.20	
	Poutre principale	19.05	
	Poteau	16.63	
	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -7-7-	803.47	81.19
TOTAL		911.09	91.78
9-9	Plancher courant	38.20	
	Poutre principale	19.05	
	Poteau	16.63	

	Mur ext	33 .74	
	Surcharge	-	10.59
	Revenant -8-8-	911.09	91.78
TOTAL		1018.71	102.37
10-10	Plancher courant	38.20	
	Poutre principale	19.05	
	Poteau	18.75	
	Mur ext	38 .05	
	Surcharge	-	17.65
	Revenant -9-9-	1018.71	102.37
TOTAL		1132 .76	120.02
11-11	Poteau	18.75	
	Revenant -9-9-	1132 .76	120.02
TOTAL		1151.51	120.02

Tableau II-15- Descente des charges - Poteau de rive-

➤ Poteau intermédiaire :

Figure II-13- Poteau intermédiaire



Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	117.54	
	Poutre p+s	26.85	
	Surcharge	-	18.54
TOTAL		144.39	18.54
1-1	Plancher courant	100.30	
	Poutre principale	26.85	
	Poteau	10.64	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant 0-0	144.39	18.54
TOTAL		283.18	46.35
2-2	Plancher courant	100.30	
	Poutre p+s	26.85	
	Poteau	10.64	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant 1-1	283.18	46.35
TOTAL		421.97	74.16
3-3	Plancher courant	100.30	
	Poutre p+s	26.85	
	Poteau	10.64	
	Mur int	1.00	

	Surcharge	-	27.81
	Revenant -2-2-	421.97	74.16
TOTAL		560.76	101.97
4-4	Plancher courant	100.30	
	Poutre principale	26.85	
	Poteau	10.64	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant -3-3-	560.76	101.97
TOTAL		699.55	129.78
5-5	Plancher courant	100.30	
	Poutre p+s	26.85	
	Poteau	16.63	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant -4-4-	699.55	129.78
TOTAL		844.33	157.59
6-6	Plancher courant	100.30	
	Poutre p+s	26.85	
	Poteau	16.63	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant -5-5	844.33	157.59

TOTAL		989.11	185.4
7-7	Plancher courant	100.30	
	Poutre p+s	26.85	
	Poteau	16.63	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant -6-6-	989.11	185.4
TOTAL		1133.89	213.21
8-8	Plancher courant	100.30	
	Poutre principale	26.85	
	Poteau	16.63	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant -7-7-	1133.89	213.21
TOTAL		1278.67	241.02
9-9	Plancher courant	100.30	
	Poutre principale	26.85	
	Poteau	16.63	
	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	27.81
	Revenant -8-8-	1278.67	241.02
TOTAL		1423.45	268.83
10-10	Plancher courant	100.30	
	Poutre principale	26.85	
	Poteau	18.75	

	Mur int	1.00	
	Surcharge	-	46.35
	Revenant -9-9-	1423.45	268.83
TOTAL		1570 .35	315.18
11-11	Poteau	18.75	
	Revenant -9-9-	1570 .35	315.18
TOTAL		1589 .10	315.18

Tableau II-16- Descente des charges - Poteau Intermédiaire-

II.4.2 Vérification de la section de poteau :

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

(C.B.A.93.B.8.4.1page156).

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm^2).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm^2).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1 \quad ; \quad \gamma_b = 1.15 \quad ; \quad K=1.1$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à Nu connu, et on recherche de B (section de poteau).
- On peut prendre A /Br =1%, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions carrés de coté « a ».
- Lf=0.7L0 ⇒ α=0.708.

$$\text{Donc on à: } Br \geq Bc = \frac{k.N_U}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}, \quad \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l \times \sqrt{12}}{a}$$

$$Br = (a-2\text{cm})^2.$$

Niv.	G (kn)	Q (kn)	N _u =1.35G +1.5Q	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A	B _r (cm ²)	(a-2)	a (cm)
0-0	144.39	18.54	222.74	3.06	2.14	18.55	0.8	134.09	11.58	40
1-1	283.18	46.35	451.82	3.06	2.14	18.55	0.8	271.99	16.49	40
2-2	421.97	74.16	680.90	3.06	2.14	18.55	0.8	401.52	20.25	40
3-3	560.76	101.97	909.98	3.06	2.14	18.55	0.8	547.81	23.40	40
4-4	699.55	129.78	1139.06	3.06	2.14	18.55	0.8	685.71	26.19	40
5-5	844.33	157.59	1376.23	3.06	2.14	14.84	0.8	828.49	28.78	50
6-6	989.11	185.4	1613.40	3.06	2.14	14.84	0.8	971.27	31.16	50
7-7	1133.89	213.21	1850.57	3.06	2.14	14.84	0.8	1114.04	33.37	50
8-8	1278.67	241.02	2087.73	3.06	2.14	14.84	0.8	1256.81	35.45	50
9-9	1423.45	268.83	2324.90	3.06	2.14	14.84	0.8	1399.57	37.41	50
10-10	1570.35	315.18	2592.74	3.40	2.38	16.49	0.8	1560.83	39.50	50
11-11	1589.1	315.18	2618.05	3.40	2.38	16.49	0.78	1570.0	39.70	50

Tableau II-17- Vérification de la section de poteau

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III- Calcul des éléments secondaires

III-1- L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

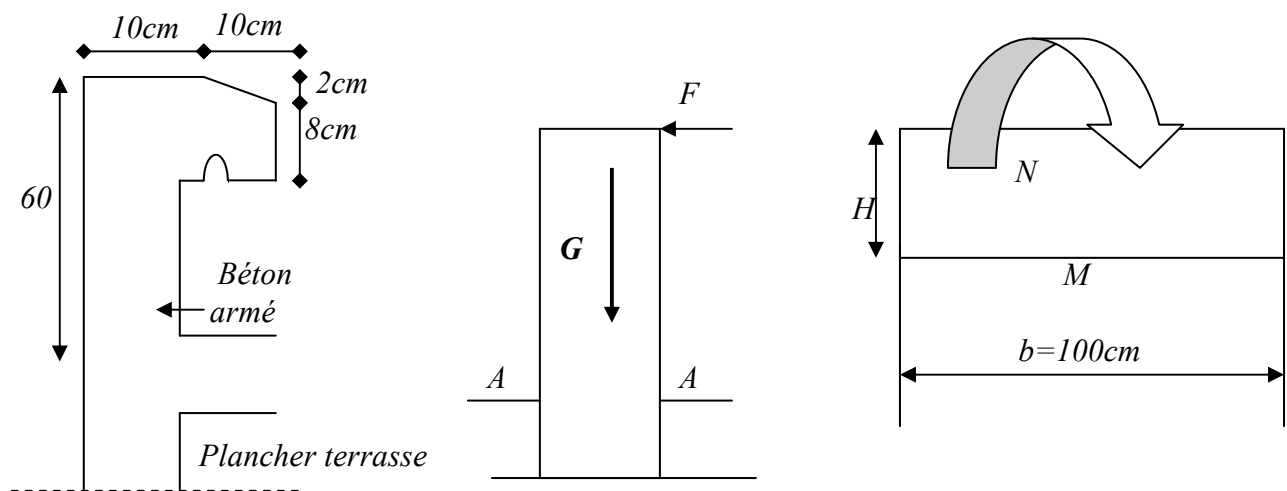
$F = \max (F_p, F_q)$ avec : $F_p = 4AC_pW_p$ (RPA 99 version 2003 page 43).

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.



Coupe A-A

$$M = F.H$$

Figure III-1 L'acrotère

III-1-1- Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 231,7 \text{ Kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 100 \text{ kg/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

Groupe usage 2, zone II.

$$\Rightarrow A=0.15, C_p=0.8 \text{ (RPA 99 page 43, élément en console)}$$

$$\Rightarrow F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 231,7 = 111,21 \text{ kg /ml}$$

$$Q = \max(100 ; 111,21) \Rightarrow Q = 111,21 \text{ kg /ml}$$

- Moments et efforts normaux :

$$\checkmark \text{ Calcul à ELU : } N_U = 1.35 \times W_p$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times h$$

$$\checkmark \text{ Calcul à ELS : } N_{ser} = W_p$$

$$M_{ser} = F_p \times h$$

	$N_{U,S}(KG)$	$M_{U,S}(KG.M)$
<i>ELU</i>	312,79	100,08
<i>ELS</i>	231,7	66,72

Tableau III-1- Calcul des sollicitations

III-1-2- Ferrailages :

• Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{100,08}{312,79} = 0.32 \text{ m,}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{66,72}{231,7} = 0.28 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m}$$

$(e_u, e_{ser}) > e_0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

-Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif

$M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.36 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} \left[\text{cm}^2 \right]$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 312,79 \times 0.36 = 112,60 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Moment réduit fictif :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot F_{c28}}{1,5} = 14,17$$

$$\mu_{bu} = \frac{1094,8}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{100,08}{66,72} = 1.5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3335$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu}$ (Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}\right) = 0.0123$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \times 0,0123 \times 100 \times 9 \times 14,17}{\frac{400}{1,15}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{100 \sigma_s}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{312,79}{100 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{d \cdot b \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.09 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Alors en prend: $A = A_{\min}$ Soit 4HA8 = **2,01cm²**

- **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{\text{rep}} = 4\text{HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

- **L'espacement :** $S_t = \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm})$

$$\Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20\text{cm} < 30\text{cm}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

✓ *Etat limite de compression du béton :*

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow \mathbf{y = 2,05\text{cm}}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A(d - y)^2] = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = 0,784 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 x f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

✓ *État limite d'ouverture des fissures :*

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 x M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 39,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 166,8 \text{ Kg/ml}$$

$$\tau_u = \frac{166,8}{100 \times 90} = 0,018 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ok}$$

III-1-3- Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

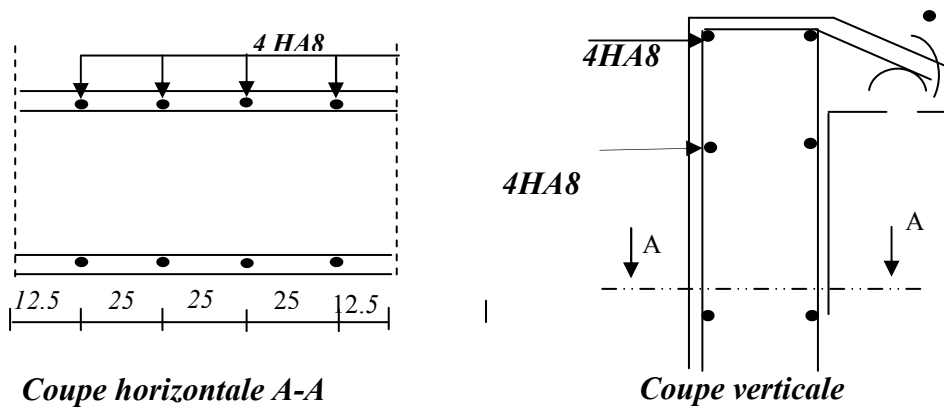


Figure III-2- Dessin de ferrailage

III-2- Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

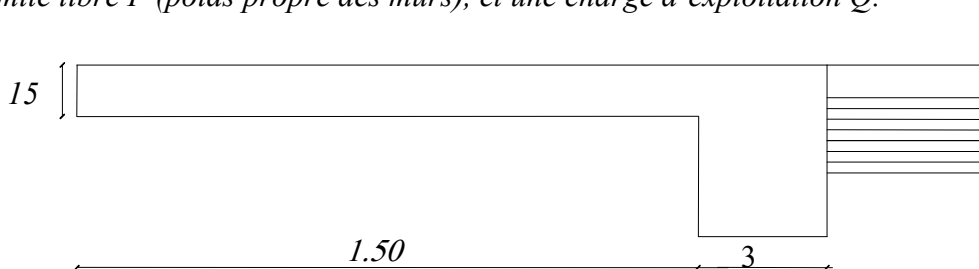


Figure III-3- Les balcons

III-2-1- Évaluation des charges:

a-Balcon terrasse (non accessible) :

-Poids propre : $G = 693 \text{ Kg/ml}$.

-Force concentrée due aux poids de l'acrotère: $P = 231,7\text{kg/m}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$.

- $L=1.5\text{m}$

b-Balcon d'étagecourant (accessible) :

-Poids propre : $G = 525 \text{ Kg/ml}$.

-Force concentrée due aux poids de mur: $P = 179\text{kg/m}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 350 \text{ Kg/ml}$.

III-2-2- Calcul des moments :

Les combinaisons des charges :

$$1/ \text{ELU} : \quad q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

$$P_u = 1.35xP.$$

$$2/ \text{ELS} : \quad q_s = G+Q$$

$$P_{ser} = P$$

Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l$$

Le Moment Service à l'encastrement M_s est de:

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_{ser} l$$

	P (kg)	N_u (Kg/ml)	N_s (Kg.ml)	M_u (Kg.ml)	M_s (Kg.ml)	V_u (Kg)
Terrasse	231,7	1085,55	793	1568,79	1239,67	1860,02
E courant	179	1233,75	875	1656,46	1252,87	2029,62

Tableau III-2-Évaluation des charges –balcon-

III-2-3- Ferrailage :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} .$$

$$\mu_{bu} = \frac{1656,46 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0.064$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.3221 .$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma \theta + \frac{49 f_c}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.2723$$

$$\mu_{bu} = 0.064 < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.0827 .$$

$$A_u = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = \frac{0.8 \times 0,0827 \times 100 \times 13,5 \times 14,17}{\frac{400}{1,15}} = 3,64 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max} (A_u, A_{\min}) = 3,64 \text{ cm}^2$$

III-2-4- Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :

- Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 3.33 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = 6878,08 \text{ cm}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 6,06 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Vérifié}).$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 277,87 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 277,87 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

(Non vérifiée)

Il faut calculer la section d'armature à l'état limite de service :

• Détermination de $\bar{\alpha}_1$:

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{9 F_{c28}}{9 F_{c28} + \sigma_s} \quad \Longrightarrow \quad \bar{\alpha}_1 = 0.447$$

• Détermination de M_{rb} (moment de résistance du béton) :

$$M_{rb} = 0.3 f_{c28} b d^2 \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right)$$

$$M_{rb} = 5199,55 \text{ Kg.ml} \Rightarrow M_{rb} = 5199,55 \text{ Kg.ml} > M_s = 1252,87 \text{ Kg.ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \Leftrightarrow (\text{pas d'armature comprimée } A' = 0).$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bd\bar{\sigma}_{st}} \Rightarrow \mu_1 = 0.0034$$

À partir du tableau $\beta_1 = 0,9041$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} \Rightarrow A_s = 5,09 \text{ cm}^2.$$

$$A = \text{Max}(A_u, A_s) = 5,09 \text{ cm}^2$$

$$= 5,09 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{HA } 12 \rightarrow A_{réelle} = 5,65 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement minimal :**

Charge concentrée ;

Fissuration préjudiciable ;

$$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} ;$$

$$\varphi = 12 \text{ mm} > 6 \text{ mm} ;$$

$$\Rightarrow (S_{tx}, S_{ty}) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

III-2-5- Vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1 page 39) :

Fissuration préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_U / bd = 2029,62 \times 10 / 1000 \times 135 = 0.15 \text{ MPa} \quad \bar{\tau} > \tau_u \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

III-2-6- Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0041 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

III-2-7- Schéma de ferrailage :

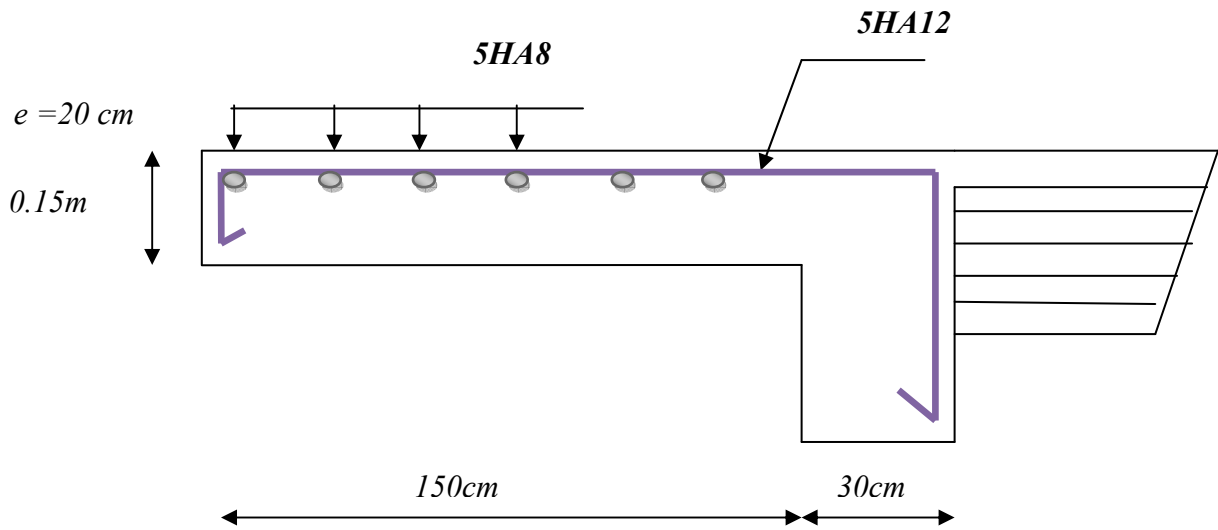


Figure III-4- ferrailage de balcon

III-3- Les planchers :

III-3-1- Les méthodes utilisées:

III-3-1-1-Méthode forfaitaire:

III-3-1-1-1- Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5000N / m^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

III-3-1-2- Méthode de Caquot :

III-3-1-2-1- Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5 \text{Kn/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des moments sur appui.

III-3-1-2-2- Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

a) Moments sur appuis

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

M_a : du aux charges réparties sur les deux travées ;

Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique.

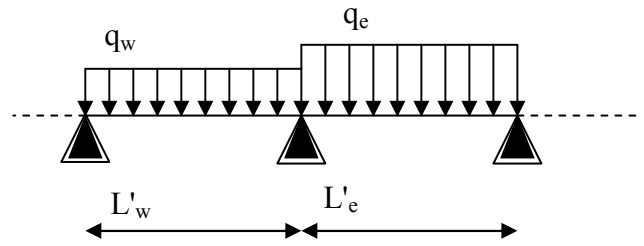


Tableau III-3 Evaluation des charges-plancher-

Plancher 1^{er} cas		CCC
Terrasse	6.34 1 6.54	4.77
RDC+Etage courant	5.41 2.5 9.62	6.77
2^{eme} cas		C D C
3^{eme} cas		D C D

Figure III-5 Méthode de Caquot

b) Moment de flexion maximal en travée

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x

L'abscisse à de l'appui gauche (w):
$$X_{MT} (m) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

Le moment maximal en travée: $M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

c) Efforts tranchants :

Soit:

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit

Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivant:

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

III-3-2- Calcul des sollicitations :

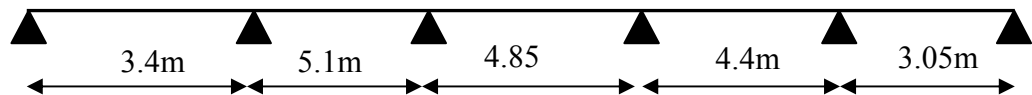


Figure III-6 Type de plancher

III-3-2-1- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \max \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$; $Q \leq \max \{ 13.18 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2 \}$ Vérifié;
- ✓ Les moments d'inertie constanteVérifié ;
- ✓ $0.8 \leq \frac{3.40}{5.1} = 0.66 < 1.25$ Non vérifié ;
- ✓ Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable.....Vérifié;

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT minorée qui consiste à prendre $g'=2g/3$ pour le calcul des moments sur appui.

III-3-2-2- Les sollicitations :

III-3-2-2-1- Evaluation des charges :

$$q_u = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$$

$$q_s = 0.65 (G + Q)$$

III-3-2-2-2- ELU :

◆ **Plancher terrasse**

Portée L	3.4	5.1	4.85	4.4	3.05	
Portée L'	3.4	4.08	3.88	3.52	3.05	
G (KN/m ²)	6.34	6.34	6.34	6.34	6.34	
Q (KN/m ²)	1	1	1	1	1	
(1.35G+1.5Q) 0.65	6.54	6.54	6.54	6.54	6.54	
(1.35G) 0.65	5.56	5.56	5.56	5.56	5.56	
M _a CCCCC	0	-11.03	-12.21	-10.61	-8.43	0
M _{isostatiques chargée}	9.45	21.26	19.23	15.83	7.60	
M _{isos déchargée}	8.03	18.08	16.35	13.45	8.51	
X _{Mt max}	1.20	2.51	2.47	2.28	1.95	
M _{t max}	4.74	9.65	7.83	6.33	3.97	
V _w	-7.79	-16.45	-16.19	-14.88	-12.74	
V _e	14.45	16.90	15.53	13.90	7.21	

Tableau III-4 Plancher terrasse cas de l'ELU

◆ **Plancher RDC + Plancher courant**

Portée L	3.4	5.1	4.85	4.4	3.05	
Portée L'	3.4	4.08	3.88	3.52	3.05	
G (KN/m ²)	5.41	5.41	5.41	5.41	5.41	
Q (KN/m ²)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
(1.35G+1.5Q) 0.65	7.18	7.18	7.18	7.18	7.18	
(1.35G) 0.65	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	
M _a CCCCC	0	-12.11	-13.40	-11.65	-9.25	0
M _{isostatique chargée}	10.37	23.34	21.11	17.38	8.35	

$M_{\text{isos}} \text{déchargée}$	6.86	15.44	13.97	11.49	5.52
$X_{M t \max}$	1.20	2.51	2.47	2.28	1.95
$M_{t \max}$	5.20	10.59	8.59	6.95	4.36
V_w	-8.64	-18.06	-17.59	-16.34	-13.98
V_e	15.77	18.56	17.23	15.52	7.919

Tableau III-6 Plancher RDC+ Plancher courant cas de l'ELU

III-3-2-2-3- ELS :

◆ **Plancher terrasse**

$Portée L$	3.4	5.1	4.85	4.4	3.05	
$Portée L$	3.4	4.08	3.88	3.52	3.05	
$G (KN/m^2)$	6.34	6.34	6.34	6.34	6.34	
$Q (KN/m^2)$	1	1	1	1	1	
$(G+Q) 0.65$	4.77	4.77	4.77	4.77	4.77	
$(G) 0.65$	4.12	4.12	4.12	4.12	4.12	
$M_a \text{ CCCCC}$	0	-8.04	-8.91	-7.73	-6.14	0
$M_{\text{isostatique}} \text{ chargée}$	6.89	15.51	14.02	11.54	5.55	
$M_{\text{isos}} \text{déchargée}$	5.59	13.39	12.11	9.97	4.79	
$X_{M t \max}$	1.20	2.51	2.47	2.28	1.95	
$M_{t \max}$	3.45	7.04	5.71	4.62	2.90	
V_w	-5.74	-11.99	-11.81	-10.85	-9.28	
V_e	10.48	12.33	11.32	10.13	5.27	

Tableau III-7 Plancher terrasse cas de l'ELS

◆ *Plancher RDC + Plancher courant*

Portée L	3.4	5.1	4.85	4.4	3.05	
Portée L'	3.4	4.08	3.88	3.52	3.05	
G (KN/m ²)	5.41	5.41	5.41	5.41	5.41	
Q (KN/m ²)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
$(G+Q) 0.65$	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
$(G) 0.65$	3.52	3.52	3.52	3.52	3.52	
M_a CCCCC	0	-8.67	-9.60	-8.30	-6.63	0
$M_{isostatique}$ chargée	7.43	16.71	15.11	12.44	5.98	
M_{isos} déchargée	5.09	11.44	10.35	8.52	4.09	
$X_{Mt max}$	1.20	2.51	2.47	2.28	1.95	
$M_{t max}$	3.72	7.58	6.17	4.99	3.12	
V_w	-6.19	-12.92	-12.73	-11.68	-6.82	
V_e	11.29	13.29	12.20	10.94	8.86	

Tableau III-9 Plancher RDC+ Plancher courant cas de l'ELS

❖ *Les sollicitations maximum :*

ELU								
Terrasse			Courant			RDC		
M_T	M_a	V	M_T	M_a	V	M_T	M_a	V
9.65	12.21	16.9	10.59	13.40	18.56	10.59	13.40	18.56

ELS								
Terrasse			Courant			RDC		
M_T	M_a	V	M_T	M_a	V	M_T	M_a	V
7.4	8.91	12.33	7.58	9.6	13.29	7.58	9.6	13.29

Tableau III-10 Les sollicitations maximum

III-3-3- Ferrailages des nervures :

III-3-3-1- Ferrailage longitudinale :

❖ Plancher terrasse:

✓ Sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.1702$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.21}{8.91} = 1.370$$

$$10^4 \mu_u = 3440 \theta + 49 f_{c28} / \theta - 3050 \Rightarrow \mu_u = 0.2877$$

$$\mu_{bu} = 0.1702 < \mu_u = 0.2877 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.2348$$

$$A_U = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.2348 \times 10 \times 22.5 \times 14.17}{400 / 1.15} \Rightarrow A_U = 1.72 \text{ cm}^2$$

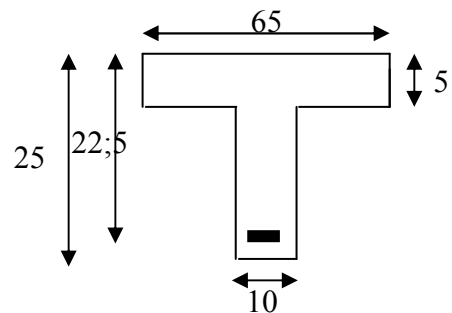
$$C.N.F : A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_s = \max \left\{ A_{\min}, A_u \right\} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section d'acier adoptée est : } A_s = 1HA12 + 1HA10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

➤ Sur travée :

$$M_{tu} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$



$$M_{tu} = 65 \times 5 \times (22.5 - 2.5) \times 14.17 = 92.105 \text{ KN.m}$$

Figure III-7-les nervures

$$\Rightarrow M_{tu} = 92.105 \geq M_t = 9.65 \text{ KN.m}$$

Donc on applique l'organigramme de calcul pour une section rectangulaire. $b = 65\text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{9.65 \times 10^3}{65 \times (22.5)^2 \times 14.17} = 0.0207$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.65}{7.4} = 1.30$$

$$\mu_{iu} = 0.229 \geq \mu_{bu} = 0.0349 \Rightarrow \text{Donc } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0261$$

$$A_u = 1.25\text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F} : : A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.76\text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_s = \max\{A_{\min}, A_u\} = 1.76\text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26\text{ cm}^2$

III-3-3-2-Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1 \right\} ; \phi_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{10}{10}, 1.2 \right\} \Phi_T = 6\text{ mm} \quad \Rightarrow \text{2}\Phi 6$$

Espacement des cours de cadres [B.A.E.L 91 A.5.2] :

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40\text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 20.25, 40 \}$$

Donc : $S_t \leq 20.25\text{ cm}$ on choisit $S_t = 15\text{ cm}$

III-3-3-3-Vérification a l'ELS :

- La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification a faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

$$\text{Vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.65}{7.4} = 1,30 ; \text{ (En travée)}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.21}{8.91} = 1,37 ; \text{ (En appui)}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 > \alpha_{travée} \text{ et } \alpha_{appui},$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

III-3-3-4- Vérification de flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{510} = 0,049 < 0,062 \text{ Non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.26}{10 \times 22.5} = 0,01 > \frac{4.2}{400} = 0,0105 \text{ Non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.26}{10 \times 18} = 0,0125 > \frac{4.2}{400} = 0,0105 \text{ Non vérifié}$$

- **Calcul de la flèche** : Flèche admissible : $f_{admi} = \frac{l}{500}$ (mm).

Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm). Flèche totale : Δf_m (mm).

la flèche est vérifier

- Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm).
- Flèche due aux charges totales : f_{gp} (mm).
- Flèche totale : Δf_m (mm).

Calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :

Calcul les flèches: $\Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$

Position de l'axe neutre :

$$By^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \quad ==> y = 4.35 \text{ cm}$$

L'axe neutre dans la table ($Y < h_0$) ; Section rectangulaire de largeur ($b=65$)

-l'inertie de la section :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2]$$

$$I_{AN} = 11262 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{\sum x_i \Omega_i}{\sum \Omega_i} = \frac{(b \times h) \frac{h}{2} + 15Ad}{bh + 15A} = \frac{(65 \times 25)12.5 + 15 \times 2.26 \times 22.5}{65 \times 25 + 15 \times 2.26} \Rightarrow V_1 = 12.70 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.7 = 12.3 \text{ cm}$$

-l'inertie de la section totale homogène:

$$I_{\%G} = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2 = 87965.69 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = 0,01 \dots\dots$$

$$\lambda_v = 1.706$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots \lambda_i = 4.26$$

Calcul des contraintes fictives :

$$g: \text{ poids propre} = 6.34 \times 0.65 = 4.12 \text{ kn/m}^2$$

P: Poids total:

$$p = g + q = 4.12 + 1 = 5.12 \text{ kn/m}^2$$

$$j : 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kn/m}^2$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{4.12 \times 5.1^2}{8} = 13.29 \text{ kn.m}$$

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{5.12 \times 5.1^2}{8} = 16.64 \text{ kn.m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{0.65 \times 5.1^2}{8} = 2.11 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_s(g) = 15 \frac{M_g(d-y)}{I_{AN}} = 15 \frac{13.29 \times 10^3 \times (22.5 - 4.35)}{11262} = 321.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(p) = 15 \frac{M_p(d-y)}{I_{AN}} = 15 \frac{16.64 \times 10^3 \times (22.5 - 4.35)}{11262} = 402.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(j) = 15 \frac{M_j(d-y)}{I} = 15 \frac{2.11 \times 10^3 \times (22.5 - 4.35)}{11262} = 63.23 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\begin{aligned} \mu_g &= 0.754 \\ \mu_j &= 0.206 \\ \mu_p &= 0.798 \end{aligned}$$

Calcul des moments fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}, I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \Rightarrow I_0 = 88025.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(g) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 88025.42}{1 + 4.26 \times 0.754} = 22988.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 88025.42}{1 + 1.706 \times 0.754} = 42350.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 88025.42}{1 + 4.26 \times 0.206} = 51571.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(p) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 88025.42}{1 + 4.26 \times 0.798} = 22008.96 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{13.29 \times (5.1)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 42350.94} = 0.75 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{16.64 \times (5.1)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 22988.38} = 0.58 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{2.11 \times (5.1)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 51571.17} = 0.033 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{13.29 \times (5.1)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 22008.96} = 0.49 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,63 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III-3-3-5- Vérification au cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_d}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.92 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \text{ok}$$

De la même manière en trouvant les armatures des autres planchés, à l'aide de logiciel de calcul de planché SOCOTEC on obtient les résultats suivants :

➤ *travée :*

Type	M_{max} (kn.m)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{tr} (cm ²)	A_{td} (cm ²)	$\emptyset t$ (mm)	St (cm)
E.H	9.16	1.18	1.76	2.26	2HA12	6	15
E.C	0.59	1.37	1.76	2.26	2HA12	6	15

➤ *appui :*

Type	M_{amax} (kn.m)	A_a (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_a (cm ²)	A_{td} (cm ²)	$\emptyset t$ (mm)	St (cm)
E.H	11.59	1.63	0.27	1.92	1HA10 + 1HA12	6	15
E.C	13.4	1.92	0.27	1.92	1HA10 + 1HA12	6	15

Tableau III-11-Vérification au cisaillement

III-3-6 Schéma de Ferrailage :

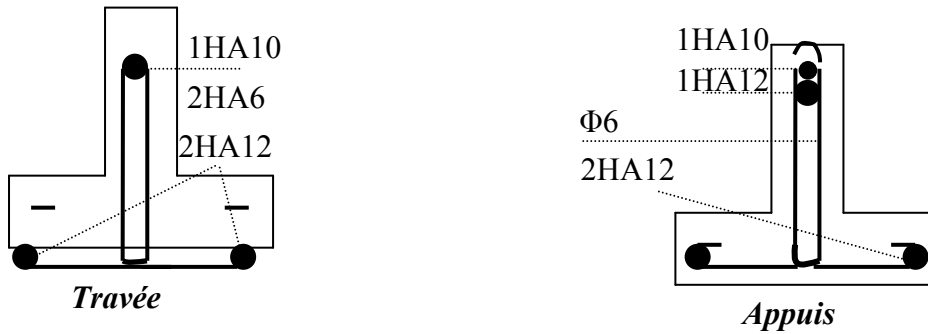


Figure III-8-Ferrailagedes nervures

III-4- Les escaliers :

III-4-1- 1^{ere} type :

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

✓ Evaluations des charges :

($\alpha=32.52^\circ$)

	G (kn)	Q (kn)	$qu = (1.35G + 1.5Q)$ $\cos\alpha$	$qs = (G + Q)$ $\cos\alpha$
Paillasse	6,97	2,5	11,09	7,98

	G (kn)	Q (kn)	$qu = 1.35G + 1.5Q$	$qs = G + Q$
Palier	4,24	2,5	9,47	6,74

Tableau III-12 Evaluations des charges-escaliers-

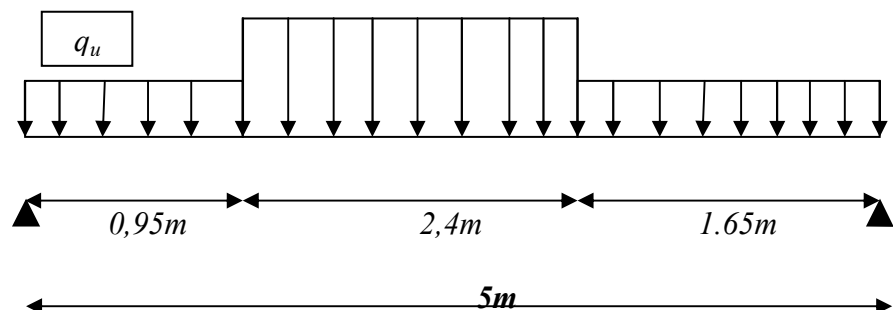


Figure III-9- Evaluations des charges

Moment de calcul :

Par les formules de la R.D.M :

Moment sur appui : $M_a = 0.5 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

ELU

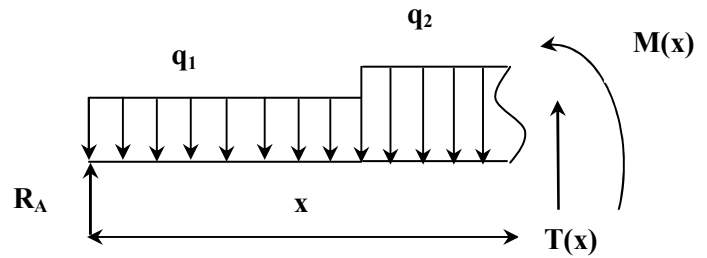


Figure III-10- Moment de calcul -.

Calcul des réactions :

$$R_{qu1} = 9,47 \times 0,95 = 8,99 \text{ kN.}$$

$$R_{qu2} = 11,09 \times 2,4 = 26,61 \text{ kN.}$$

$$R_{qu3} = 9,47 \times 1,65 = 15,62 \text{ kN.}$$

$$\sum F_{/y} = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 51,23 \text{ kN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 5 + R_{qu1} \times 0,475 + R_{qu2} \times 2,15 + R_{qu3} \times 4,175 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 25,34 \text{ KN.}$$

$$R_A = 25,88 \text{ KN.}$$

Moments fléchissons $M(x)$ et efforts tranchant $V(x)$:

Pour : $0 \leq x \leq 0,95$

$$V(x) = R_A - q_{u1}x \Rightarrow \begin{cases} V(0) = 25,88 \text{ kN} . \\ V(0,95) = 16,88 \text{ kN} . \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN} .m . \\ M(0,95) = 20,08 \text{ kN} .m . \end{cases}$$

Pour : $0,95 \leq x \leq 3,35$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 0,95) \Rightarrow \begin{cases} V(0,95) = 16,88 \text{ kN} . \\ V(3,35) = -9,73 \text{ kN} . \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - R_{qu1}(x - 0,475) - q_{u2} \frac{(x - 0,95)2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0,95) = 20,08 \text{ kN} .m . \\ M(3,35) = 28,89 \text{ kN} .m . \end{cases}$$

Pour : $3,35 \leq x \leq 5$

$$V(x) = R_A - Rq_{u1} - Rq_{u2} - q_{u3}(x - 3,35) \Rightarrow \begin{cases} V(3,35) = -9,73 \text{ kN} \\ V(5) = -25,35 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_Ax - Rq_{u1}(x - 0,475) - Rq_{u2}(x - 2,05) - q_{u3} \frac{(x - 3,35)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(3,35) = 28,89 \text{ kN.m} \\ M(5) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Calcul M_{max} pour $0 \leq x \leq 5m$

$$V(x) = R_A - Rq_{u1} - q_{u2}(x - 0,95) \Rightarrow \begin{cases} V(x) = 0 \\ x = 2,47 \text{ m} \end{cases}$$

$$M(2,47) = 31,15 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 * 31,15 = 15,57 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 26,47 \text{ KNm}$$

$$V_U = 25.88 \text{ KN}$$

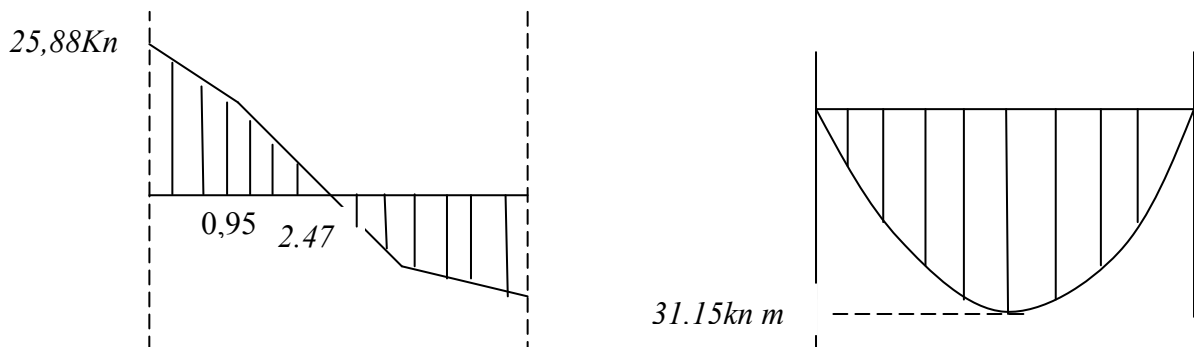


Figure III-11-Moment de calcul-2

E.L.S :

$$R_A + R_B = 36,67$$

$$R_B = 18,12 \text{ KN.}$$

$$R_A = 18,54 \text{ KN.}$$

$$M(2,47) = 22,36 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 * 22,36 = 11,18 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 19 \text{ KNm}$$

$$V_{Smax} = 18,54 \text{ KN}$$

III-4-2- 2^{ème} type (RDC)

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

✓ Evaluations des charges :

($\alpha=31,94^\circ$)

	G (kn)	Q (kn)	$qu = (1.35G+1.5Q)$ <i>cosa</i>	$qs = (G+Q)$ <i>cosa</i>
Paillasse	6,97	2,5	11,16	8,03

	G (kn)	Q (kn)	$qu=1.35G+1.5Q$	$qs=G+Q$
Palier	4,24	2,5	9,47	6,74

Tableau III-13 Evaluations des charges

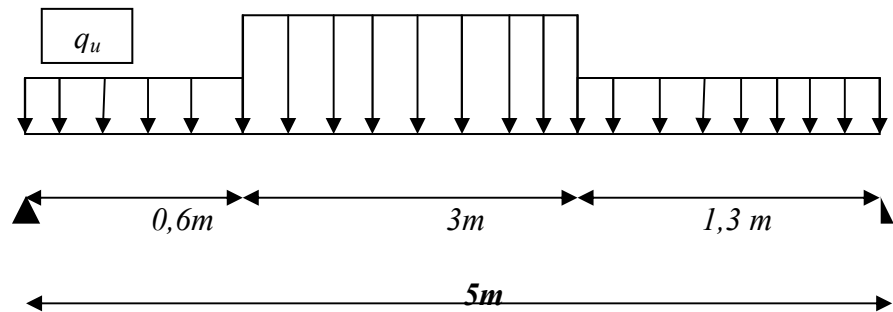


Figure III-12- Evaluations des charges

ELU

Calcul des réactions :

$$R_{qu1} = 5,68KN$$

$$R_{qu2} = 33,48KN.$$

$$R_{qu3} = 12,31KN$$

$$\Rightarrow R_B = 25,37KN.$$

$$R_A = 26,09KN.$$

Calcul M_{max} pour $0 \leq x \leq 4,9m$

$$V(x) = R_A - Rq_{u1} - q_{u2}(x - 0,6) \Rightarrow \begin{cases} V(x) = 0 \\ x = 2,43 \text{ m} \end{cases}$$

$$M(2,43) = 33,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \cdot 33,20 = 16,6 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 28,22 \text{ KNm}$$

$$V_U = 26,09 \text{ KN}$$

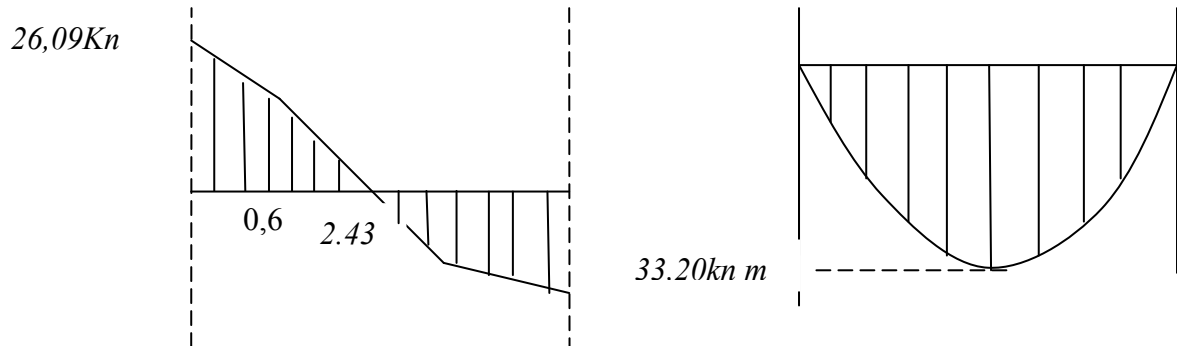


Figure III-13-Moment de calcul-3

E.L.S :

$$R_A + R_B = 36,89$$

$$R_B = 18,16 \text{ KN}.$$

$$R_A = 18,72 \text{ KN}.$$

$$M(2,47) = 24,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \cdot 24,32 = 12,16 \text{ KN m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 20,67 \text{ KNm}$$

$$V_{Smax} = 18,72 \text{ KN}$$

III-4-3-Ferraillage:

Type 1: Ferraillage à L'E.L.U

En travée :

$$M_{max} = 31,15 \text{ KN.m},$$

$$M_a = 15,57 \text{ KN.m},$$

$$M_t = 26,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t 26,47$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{Bd^2 f_{bu}} = \frac{26,47}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,17} \times 10^{-3} = 0,1024$$

$$M_u 31,15$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$M_{ser} 22,36$$

$$\mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow \mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1355$$

$$A_{ul} = \frac{0.85 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 6,33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} = 6,33 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA12 = 6,79 cm². St = 15 cm**

Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_u 6,79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5HA10 = 3,94 \text{ cm}^2. St = 20 \text{ cm}$$

En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a 15,57 \times 10^{-3}}{Bd^2 f_{bu}} = 0.0603$$

$$M_u 15,57$$

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

$$M_{ser} 11,18$$

$$\mu_{lu} = 0.2922 \mu_{lu} > \mu_{bu} \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0778$$

$$A_u = \frac{0.85 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 3,63 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{C.N.F: } A_{min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} = 3,63 \text{ cm}^2$$

Soit: **6HA12 = 6,79cm²** St = 15 cm

Armature de répartition:

$$A_u = 6,79$$

$$A_r = \frac{\quad}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA10 = 3.94cm²** , St = 20 cm

Type 2 : Ferrailage à L'E.L.U

En travée :

$$M_{max} = 33,2 \text{ KN.m,}$$

$$M_a = 16,6 \text{ KN.m,}$$

$$M_t = 28,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.1092$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1448$$

$$A_{ul} = \frac{0.85 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 6,76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} = 6,76 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA12= 6,79cm²** St = 15 cm

Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5HA10 = 3,94 \text{ cm}^2 \quad St = 20 \text{ cm}$$

En appuis:

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} = 3,63 \text{ cm}^2$$

Soit: **6HA12 = 6,79 cm²** *St = 15 cm*

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_u}{2} = \frac{6,79}{2} = 3,395 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA10 = 3,94 cm²** *St = 20 cm*

III-4-3-Vérification à L'E.L.S:

En travée :

$$M_s = 22,36 \text{ KN.m}, \quad M_a = 11,58 \text{ KN.m}, \quad M_t = 19 \text{ KN.m}$$

*** contrainte de compression du béton:**

$$\delta_{bc} = 8,30 \text{ Mpa} < \delta_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

*** contrainte de traction de l'acier:**

Fissuration peu préjudiciable:

$$\sigma_s = 312,1 \text{ Mpa} < \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Les conditions vérifiées

a-en appui:

***Contrainte de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = 6,08 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

*** Contrainte de traction d'acier:**

$$\sigma_s = 16,4 \text{ Mpa} < \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III-4-4- Vérification au cisaillement:

$$0.2. f_{c28} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau} = \min \left(\frac{V_u}{Bd}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \\ \gamma_d \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \quad OK \end{array} \right.$$

$$\zeta_u = \frac{25,88 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0.192 \text{ Mpa}$$

Bd

III-4-5-Schéma de ferrailage

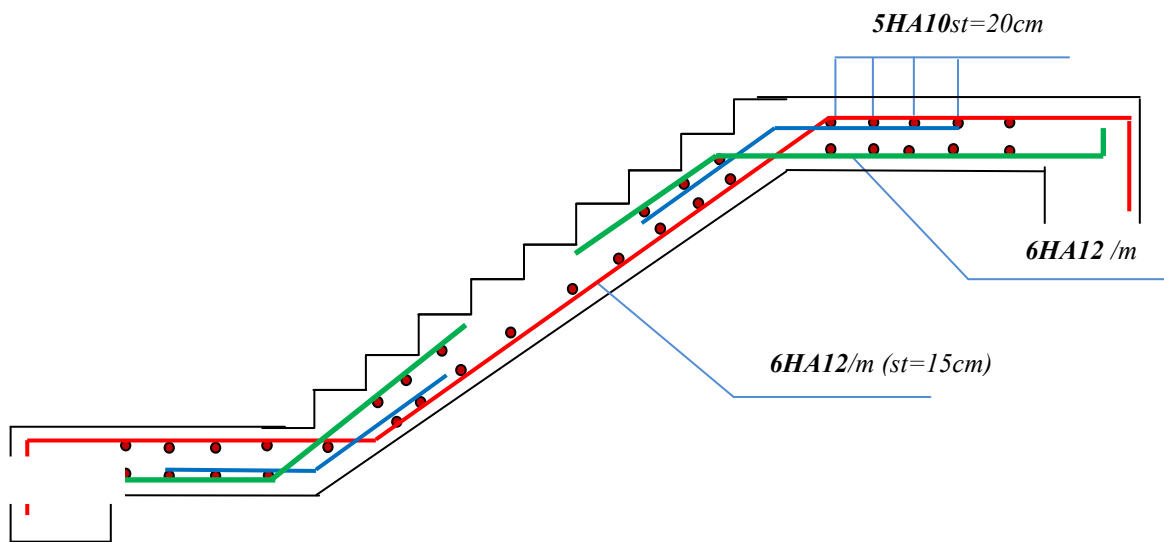


Figure III-14-ferrailage des escaliers

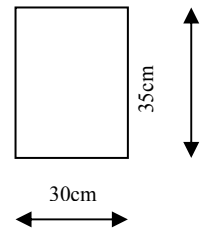
III-5-Etude de la poutre brisée :

III-5-1 Pré dimensionnement de poutre brisée :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

* Le RPA99 préconise ($h > 30 \text{ cm}; b > 20 \text{ cm}; h/b < 4$).

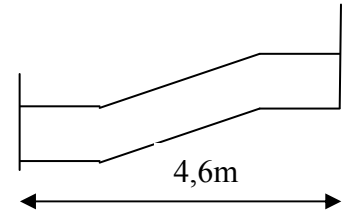
Nous prenons : $h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$



III-5-2 Évaluations des charges:

Poids propre : $G_1 = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN / ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ml}$



Réaction des escaliers :

$R_{au} = 25.88 \text{ KN/ml.}$

$R_{as} = 18,54 \text{ KN/ml.}$

Figure III-15-poutre brisée

Pondérations des charges:

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1,5Q + R_U \Rightarrow q_u = 30,54 \text{ Kn / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q + R_s \Rightarrow q_s = 21,91 \text{ Kn / ml}$

III-4-6-3- Calcul des moments et l'effort tranchants:

	$M_0 = qL^2/8(\text{KN.m})$	$T = qL/2(\text{KN})$	$M_l = 0.85M_0$	$M_a = 0.5M$
ELU	67,34	64,13	57,23	33,62
EL	48,31	46,01	41,06	24,15

Tableau III-14 moments et l'effort tranchants

III-4-6-4- Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considère comme peu préjudiciable.

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{ser} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{ado} (\text{cm}^2)$	Choix
Travée	5.98	4,19	1.14	6.03	3HA16
Appuis	3,38	1.97	1.14	3.39	3HA12

Tableau III-15 Ferrailages de poutre brisée

Ferrailage a la torsion :

$e = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm. ;}$

$\Omega = (b - e) . (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$

$$\mu = 2 [(b - e) + (h - e)] = 2 [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm.}$$

$$M_{tor} = M_a(\text{escalier}) = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$A_{tor} = \frac{\mu \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{110 \times 15,57 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3HA12** = 3,39 cm².

III-4-6-5 Vérification à E.L.S :

Vérification des contraintes :

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible de acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte tangentielle admissible
- $\bar{\tau} = \min\{ 0,133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$
- $b \cdot y^2 - 30 A y - 30 (d \cdot A) = 0$

$$y = 14,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A(d - y)^2] = 85997,36 \text{ cm}^4$$

Contrainte max du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1$$

Contrainte max de l'acier tendu

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1)$$

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

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

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

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	14,68	85997,36	8,25	141,73	-	OK
Appuis	11,22	55951,68	6,30	262,65	0,6	OK

Tableau III-16 Vérification à E.L.S

III-4-6-6-Vérification de la flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0.0875 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 31,5} = 0.0063 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0875 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

III-4-6-7 Dispositions constrictives :

$$\phi_t \leq \phi_{t \max} = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 10 \text{ mm}, 30 \text{ mm}, 12 \text{ mm} \}$$

Donc on adopte une section de : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Leftrightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = 19 \text{ cm} ;$$

Donc On prend un espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

CHAPITRE IV

ÉTUDE

SISMIQUE

IV- Etude sismique

IV-1- introduction :

L'étude des éléments porteurs consiste à la distribution des charges (verticales et surtout horizontales) aux portiques et voiles.

IV-1-1- Etude dynamique:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14.2.2.

IV-2 - Présentation du programme sap2000

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique,

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV-2-1- Modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV-2-2- Etapes de modélisation

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame » Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 », Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

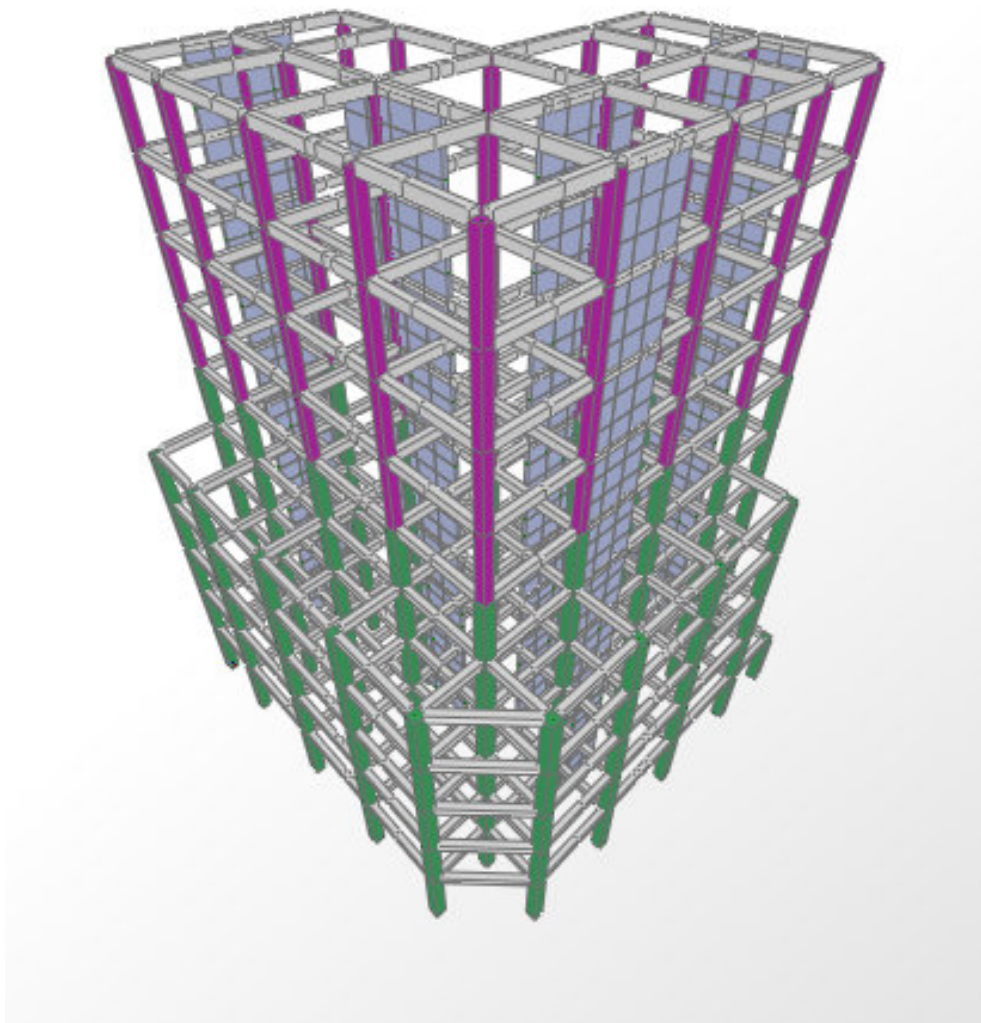


Figure IV-1- la structure sur le « sap2000 »

IV-2-3- L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le SAP2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV-2-4- Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans le SAP2000 comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

IV-2-5-Spectre de réponse de calcul:

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

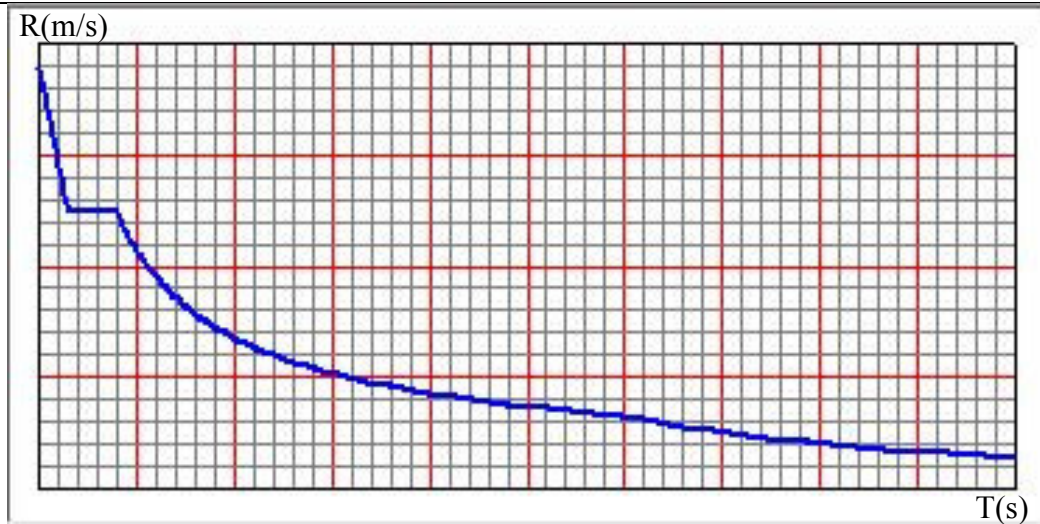


Figure IV-2- Spectre de réponse de calcul

Avec :

$g=10\text{m/s}^2$: accélération de la pesanteur.

$A=0.15$: coefficient d'accélération de zone IIa, et un Groupe d'usage 2

η : Facteur de correction d'amortissement ($\xi = 7\%$).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad , \eta = 0.882$$

$R=4$: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_2=0.4$ s: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site ferme S_2)

$Q=1.2$: est le facteur de qualité.

IV-3- Vérification d'ensemble :

IV-3-1-Période :

Après l'analyse automatique par logiciel SAP.2000, on a obtenu les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous

mode	période (s)
1	0,401914
2	0,377073
3	0,305909
4	0,098189
5	0,089674
6	0,071389
7	0,047389
8	0,044241
9	0,041815
10	0,041073
11	0,040603
12	0,039675

Tableau IV-1 Période

On admet dans tout les cas après les conventions des signe suivante :

T_{dyn} : la période de calcul automatique ($T_{dyn} = 0,401914s$)

T_e : la période fondamentale calculé par les méthodes empiriques

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T=C_T h_N^{3/4}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T=0,05 \times (31,54)^{3/4} = 0,665s$$

$$h_N = 31.54 \text{ m}$$

$$T_e = 0.665s$$

D'après les résultats de tableau IV.1, on constate que :

- La période dynamique $T_{dyn} = 0,401914s$, par contre $1.3T_e = 0.865s$
Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ($1.3T_e < T_{dy}$).
- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le 3^{ème} mode de torsions.

IV-3-2- Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

PARAMETRES	VALEURS NUMERIQUES
A	0,15
D _x , D _y	2,205–2,205
Q	1,2
R	4
W (KN)	40830
T _x , T _y (s)	0,134-0,134
η	0,882

Tableau IV-2- récapitulatif

Donc on a : $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

$$V_{xstat} = 4051.35 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = 4051.35 \text{ KN}$$

L'effort sismique à la base :

D'après le fichier des résultats de SAP on a :

$$V_{x \text{ dyn}} = 12592.52 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 12129.65 \text{ KN}$$

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

$$0,80V_{xstat} = 3241.08 \text{ KN donc : } V_{xdyn} > 0,80V_x \dots\dots\dots \text{ OK}$$

$$0,80V_{ystat} = 3241.08 \text{ KN donc : } V_{ydyn} > 0,80V_y \dots\dots\dots \text{ OK}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

IV-3-3- Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k . b_i \geq \sum F_k . h_k$$

Avec :

- W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$.
 W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes.
 W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.
- b_i : Centre de gravité de la structure $b_i = X_G + 1m$.
- F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k.
- h_k : La hauteur de l'étage k.

SENS X-X :

Niveau	F _k (kn)	h _k (m)	W _k (kn)	b _i (m)
RDC	102,4393	3,4	4935,627	14,05
1	175,9966	6,46	4462,993	14,05
2	259,3634	9,52	4462,993	14,05
3	342,7302	12,58	4462,993	14,05
4	426,097	15,64	4462,993	14,05
5	415,1221	18,7	3636,543	14,05
6	463,8503	21,76	3491,993	14,05
7	529,0684	24,82	3491,922	14,05
8	594,3022	27,88	3491,958	14,05
9	742,3804	30,94	3930,616	14,05

Tableau IV-3 Vérification au renversement(x-x)

$$\sum W_k . b_i = 573670,4KN.m$$

$$\sum F_k . h_i = 85456,11KN.m$$

$$\Rightarrow \sum W_k . b_i \geq \sum F_k . h_k \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

SENS Y-Y :

Niveau	F _k (kn)	h _k (m)	F _k x h _k	W _k (kn)	b _i (m)	W _k x b _i
RDC	102,4393	3,4	348,2938	4935,627	12,69	62633,11
1	175,9966	6,46	1136,938	4462,993	12,69	56635,38
2	259,3634	9,52	2469,14	4462,993	12,69	56635,38
3	342,7302	12,58	4311,546	4462,993	12,69	56635,38
4	426,097	15,64	6664,158	4462,993	12,69	56635,38

5	415,1221	18,7	7762,784	3636,543	12,69	46147,73
6	463,8503	21,76	10093,38	3491,993	12,69	44313,39
7	529,0684	24,82	13131,48	3491,922	12,69	44312,49
8	594,3022	27,88	16569,15	3491,958	12,69	44312,95
9	742,3804	30,94	22969,25	3930,616	12,69	49879,52

Tableau IV-4 Vérification au renversement (y-y-)

$$\sum W_k . b_i = 518140,7KN.m$$

$$\sum F_k . h_i = 85456,11KN.m$$

$$\Rightarrow \sum W_k . b_i \geq \sum F_k . h_k \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV-3-4-Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

SENS X-X' :

Niveau	$\Delta_K (m)$	1% h	Vérification
RDC	0.0014	0.0340	OK
1	0.0028	0.0306	OK
2	0.0039	0.0306	OK
3	0.0047	0.0306	OK
4	0.0049	0.0306	OK
5	0.0055	0.0306	OK
6	0.0057	0.0306	OK
7	0.0058	0.0306	OK
8	0.0056	0.0306	OK
9	0.0055	0.0306	OK

Tableau IV.5 Vérification des déformations (x-x)

SENS Y-Y' :

étage	$\Delta_K (m)$	1% h	Vérification
RDC	0.0016	0.0340	OK
1	0.0034	0.0306	OK
2	0.0048	0.0306	OK
3	0.0058	0.0306	OK
4	0.0063	0.0306	OK
5	0.0048	0.0306	OK
6	0.0066	0.0306	OK
7	0.0066	0.0306	OK
8	0.0065	0.0306	OK
9	0.0063	0.0306	OK

Tableau IV-6 Vérification des déformations (y-y)

IV-3-5-Vérification de l'effet P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

SENS X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
9	3930,616	0.0055	742,380	30,94	0,000941	OK
8	7422,574	0.0056	1336,682	27,88	0,001115	OK
7	10914,496	0.0058	1865,751	24,82	0,001367	OK
6	14406,489	0.0057	2329,601	21,76	0,00162	OK
5	18043,032	0.0055	2744,723	18,70	0,001933	OK
4	22505,965	0.0049	3170,820	15,64	0,002224	OK
3	26968,898	0.0047	3513,550	12,58	0,002868	OK
2	31431,831	0.0039	3772,913	9,52	0,003413	OK
1	35894,764	0.0028	3948,910	6,46	0,00394	OK
RDC	40830,391	0.0014	4051,350	3,4	0,00415	OK

Tableau IV-7 Vérification de l'effet P- Δ (x-x)

SENS Y-Y :

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
9	3930,616	0.0063	742,380	30,94	0,001078	OK
8	7422,574	0.0065	1336,682	27,88	0,001295	OK
7	10914,496	0.0066	1865,751	24,82	0,001556	OK
6	14406,489	0.0066	2329,601	21,76	0,001876	OK
5	18043,032	0.0048	2744,723	18,70	0,001687	OK
4	22505,965	0.0063	3170,820	15,64	0,002859	OK
3	26968,898	0.0058	3513,550	12,58	0,003539	OK
2	31431,831	0.0048	3772,913	9,52	0,0042	OK
1	35894,764	0.0034	3948,910	6,46	0,004784	OK
RDC	40830,391	0.0016	4051,350	3,4	0,004743	OK

Tableau IV-8 Vérification de l'effet P- Δ (y-y)

CHAPITRE V



**ETUDE
DES ÉLÉMENTS
PORTEURS**

V-1- Ferrailage des éléments :

V-1-1- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposé aux intempéries par conséquent la fissuration est considérés comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max (A_u, A_{CNF}, A_{RPA})$

Avec :

A_u : section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel SOCOTEC.

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 7. 5. 2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales (30 x 40 cm²) :

- **Ferrailage en appuis :**

Niveau	M _{asup} (KNm)	A _{sup} (cm ²)	M _{inf} (knm)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{ado (sup)}	A _{ado (inf)}
RDC+1	94,68	7,23	47,87	4,07	1.3	6	3HA14+3HA12	3HA16
2-3-4	121,97	10,22	66,15	4,91			3HA14+3HA16	
5-6-7	126.	10.27	60.9	4,45			3HA14+3HA16	
8-9	128,14	10,51	53,46	4,40			3HA14+3HA16	

Tableau V-1 Ferrailage en appuis (p-p)

• Ferrailage en travée :

Niveau	M_t (kNm)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ado}
RDC-1	52,38	3,3	1.3	6	3HA16
2-3-4	66,43	4.52	1.3		
5-6-7	66,15	4,91	1.3		
8-9	77,39	5.49	1.3		

Tableau V-2 Ferrailage en travée (p-p)

Poutres secondaires (30 x 40 cm²) :

• Ferrailage en appui :

Niveau	M_{asup} (kNm)	A_{sup} (cm ²)	M_{inf} (kNm)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ado} (sup)	A_{ado} (inf)
RDC+1	43,74	3,06	36,98	2,44	1.3	6	3HA12+3HA12	3HA16
2-3-4	83,24	6,36	73	5,76			3HA12+3HA16	3HA16
5-6-7	97,09	7,72	83,21	6,69			3HA12+3HA16	3HA16+2HA12
8-9	102,91	8,29	89,25	7.24			3HA12+3HA16	3HA16+2HA12

Tableau V-3 Ferrailage en appui (p-s)

• Ferrailage en travée :

Niveau	M_t (kNm)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ado}
RDC+1	30,85	2.1	1,3	6	3HA16
2-3-4	32,84	2.8			
5-6-7	35,27	2,91			
8-9	41,25	3,12			

Tableau -4 Ferrailage en travée (p-s)

V-1-2-Disposition constructive :

a-Calcul des armatures transversales :

✓ Selon BAEL 91 Art 7.2.2 :

- Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$-\Phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35} = 11.43, \quad \frac{b}{10} = 30, \quad \Phi_t = 16 \right\} \Rightarrow \Phi_t = 8mm.$$

$$-L'espace des cours des cadres : S_t \leq \min \begin{cases} \min(0.9d, 40cm) = 33.3cm \\ \frac{A_t f_e}{0.4b} = 67cm \end{cases}$$

✓ Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b .$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$Min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \Phi_t\right) = Min(10, 19.2) = 10cm .$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq 20, \Rightarrow S_t = 15cm .$$

$$\text{Alors } A_t = 0.003 \times S \times b = 1.35cm^2 \Rightarrow \Phi_t = 8mm .$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

b-Vérifications :

b-1.Vérification à ELS :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$) :

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d.A + d'.A') = 0 .$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] .$$

- Contrainte admissible de béton comprimé $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$.
- Contrainte admissible d'acier tendu $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400MPa$.
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min\{ 0.13f_{c28} ; 5MPa \} = 3.33MPa$.

b-2. Vérification à ELU :

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente:

-Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa] Avec :}$$

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N].
- b_0 : largeur de l'âme [mm].
- d : hauteur utile de la poutre [mm].

-La contrainte τ_u doit être en plus égale au plus des deux valeurs $\left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$.

b.3. Contrainte d'adhérence : (B.A.E.L 91 A.6.1.3) La liaison entre une armature et le béton est mesuré par la contrainte d'adhérence

$$\tau_s \text{ définit par la formule : } \tau_s = \frac{V_u}{0,9d \sum u}$$

D'où :

- V_u effort tranchant [N].
- u périmètre d'une barre ou d'un paquet de barre [mm].
- La contrainte d'adhérence ultime est donnée par la formule suivante : $\tau_{su} = \psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement donné par C.B.A 93, cas des armatures à haute résistance

$$\psi_s = 1,5 \Rightarrow \tau_{su} = 3,15 \text{ MPa.}$$

b.4. Vérification de flèche : (CBA 93)

$$f_{lim} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ m.}$$

$$f_{limite} = 0.005 + \frac{L}{1000} \text{ Pour la portée qui au plus égale à 5 m.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{OK.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{xo}} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.078 > 0.0345 \dots \text{OK.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \Rightarrow 0.0050 < 0.0105 \dots \text{OK.}$$

• **Poutres principales (30 x 40 cm²)**

Niveau	M _{tser} (KN.m)	M _{aser} (KN.m)	V _u (KN)	σ _{bct} (Mpa)	σ _{bca} (Mpa)	τ _u (Mpa)	τ _s (Mpa)	
							τ _t	τ _a
RDC+1	34,69	68,67	118,9 4	5,4	9,2	1,10	1.21	1.49
2-3-4	47,91	88,36	130,4 8	7,4	10,9	1,21	1.34	1.42
5-6-7	45,21	102,2	139,7 6	7	12,6	1.30	1.43	1.52
8-9	54,71	110,75	148,4 6	8,4	13,6	1,37	1.52	1.63

Tableau V-5 Vérification de la flèche (p-p)

• **Poutres secondaires (30x 40 cm²)**

Niveau	M _{tser} (KN.m)	M _{aser} (KN.m)	V _u (KN)	σ _{bct} (Mpa)	σ _{bca} (Mpa)	τ _u (Mpa)	τ _s (Mpa)	
							τ _t	τ _a
RDC+1	22,38	31,79	40,66	3,5	4,4	0.37	0.48	0.33
2-3-4	23,65	57,32	68,81	3,8	7,3	0.63	0.80	0.51
5-6-7	35,28	70,52	72,5	5,6	7,8	0.67	0.85	0.42
8-9	38,59	72,86	76,05	6,1	8,1	0.70	0.89	0.45

Tableau V-6 Vérification de la flèche (p-s)

Schéma de ferrailage des poutres principales niveau (+3,40) (+6,46)

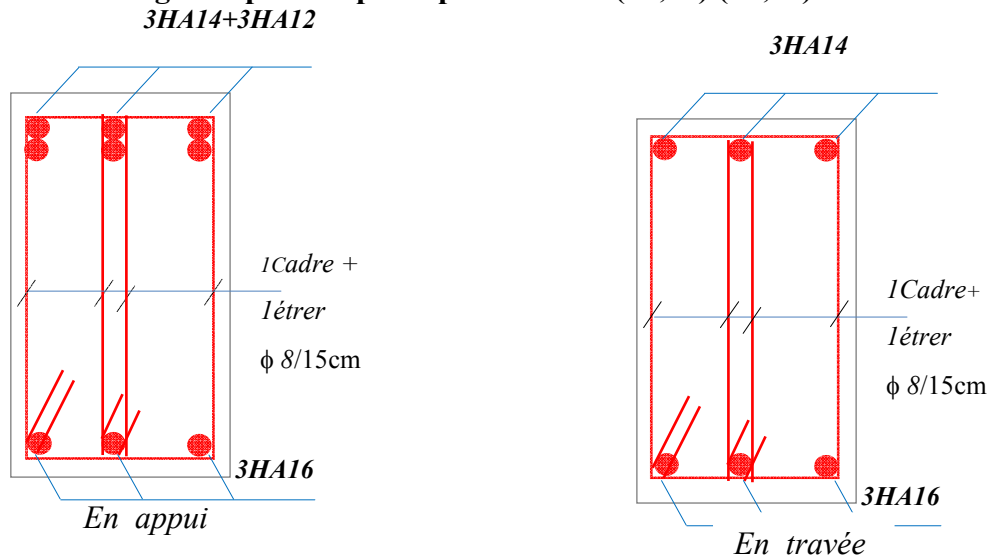


Schéma de ferrailage des poutres secondaires niveau (+3,40) (+6,46)

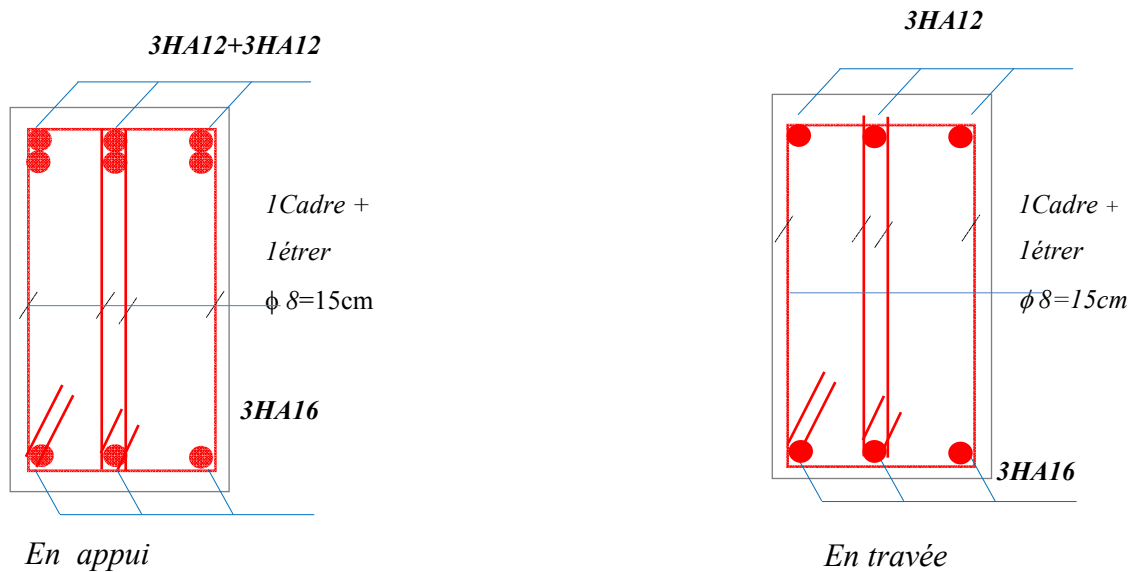


Figure V-1 Schéma de ferrailage des poutres

V-1-3-Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max (A_u, A_{CNF}, A_{RPA})$

Avec :

A_u : section d'armature calculé en flexion composée.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art: 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0,7 % en zone I.
 - 0,8 % en zone IIa.
 - 0,9 % en zone IIb et III.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

Zone	Les efforts internes						A _{CAL}	A _{min} RPA	A choisi
	N _{max}		M2		M3				
S /SOL+ RDC+1+ 2+3+4+ 5 ^{ème} étage (50×50)	N _{max}	2175,5	M2	7,74	M3	2,11	00	20	4HA20 + 4HA16
	N _{min}	172,72	M2	34,64	M3	0,72	00		
	M2 _{max}	73,47	N	373,76	M3	6,56	00		
	M3 _{max}	80,14	N	1461,8	M2	20,5	00		
6-7-8-9 ^{ème} étage (40x40)	N _{max}	887,70	M2	4,47	M3	2,20	0,49	12,8	4HA16 + 4HA14
	N _{min}	52,59	M2	32,71	M3	0,41	00		
	M2 _{max}	56,78	N	79,30	M3	5,84	00		
	M3 _{max}	47,32	N	311,74	M2	17,95	1.13		

Tableau V-7 ferrailage des poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux

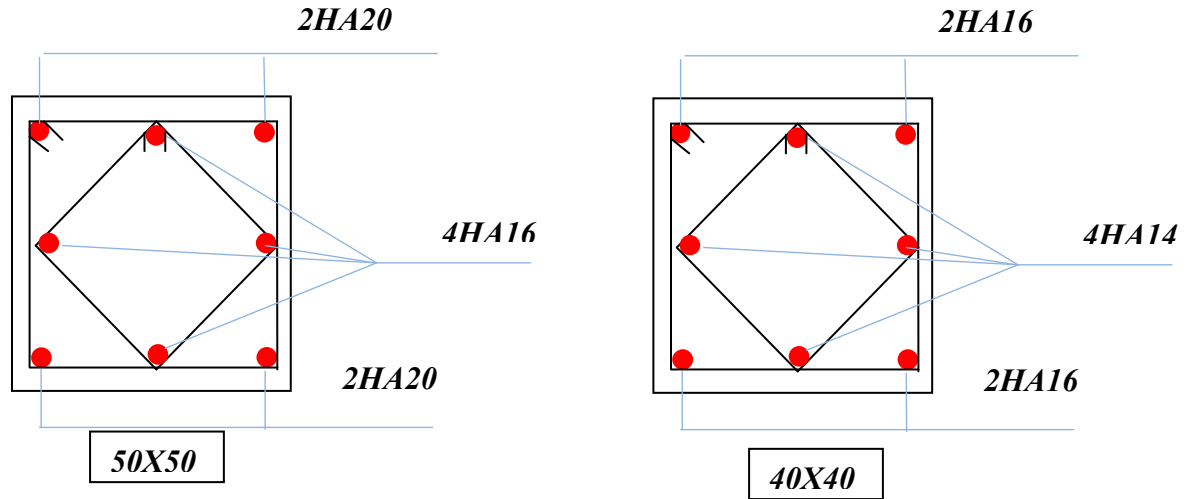


Figure V-2 Schéma de ferrailage des poteaux

V-1-4-Dispositions constructives :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépassée :

- 25 cm en zone I et IIa. (notre cas).
- 20 cm en zone IIb et III.

a. Calcul des armatures transversales :

- Selon BAEL 91
 - Le diamètre des armatures transversales au moins égale à $\frac{1}{3}\phi_l$
 - Leur espacement est au plus égale à : $\{15\phi_l, a + 10cm, 40cm\}$
- Selon RPA 99 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec : ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale a 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28 \geq 5 \dots \Rightarrow \rho = 3,75$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale :

$$\left. \begin{array}{l} t \leq \min(10 \varnothing_1; 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone I et IIa} \\ t = 10 \text{ cm} \\ t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

✓ Dans la zone courante :

$$\left. \begin{array}{l} t \leq 15 \varnothing_1 = 21 \text{ cm} \quad \text{en zone I et IIa} \\ \Rightarrow t = 15 \text{ cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 15 \text{ cm.}$$

$$t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \quad \text{en zone IIb et III}$$

Où: \varnothing est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On a : $V_{u\max} = 71,38 \text{ KN}$

$$A_t = \frac{3,75 \times 71,38 \times 0,1}{0,5 \times 400} \times 10 = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } 4\text{HA}8 \text{ (A=2.01 cm}^2\text{)}.$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{tb}$ en % est donnée comme suit

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %.(notre cas)
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8 %.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limitées précédentes.

Donc : $A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$ dans la zone courante.

b. Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de

- ✓ 40 \varnothing en zone I et IIa.
- ✓ 50 \varnothing en zone IIb et III.

c. Diverses vérifications :

c.1. Vérification à l'ELS :

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

Contrainte admissible de béton comprimé: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$.

Section (cm ²)	N _{ser} (Kn)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
50x50	1203,55	29,31	6.7	70,3	OK
40x40	503,26	23.4	3.1	39.9	OK

Tableau V-8 Vérification à l'ELS

c.2. Vérification de flambement :

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$, D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : l_f : étant la longueur de flambement : $L_f = 0,7 L_0$.

i : rayant de giration de la section, calculé dans le plan de flambement $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

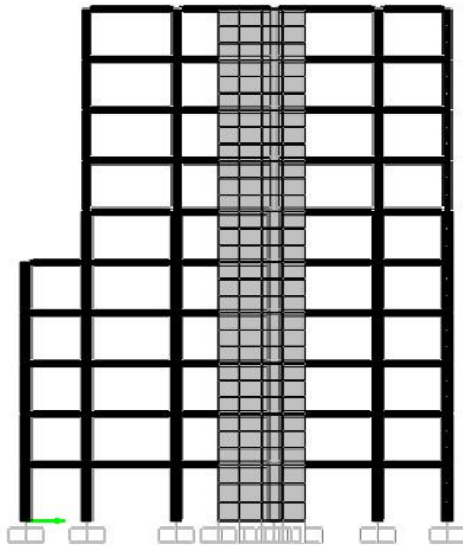
I : moment quadratique de la section dans le plan de flambement.

B : l'aire de section.

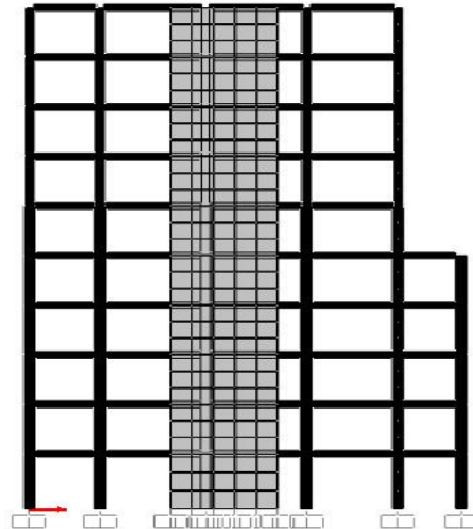
Poteau	L (m)	l_f	I	λ	$\lambda < 70$
50x50	3,40	2.38	0.14	17	OK
50x50	3,06	2,142	0,14	15,3	OK
40x40	3.06	2.142	0.115	18.62	OK

Tableau V-9 Vérification de flambement

V-2. Etude des refends :



Voile selon x-x



Voile selon y-y

Figure V-3 Etude des refends

V-2-1- Ferrailage des refends :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

On devra disposer les ferrailages suivants :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

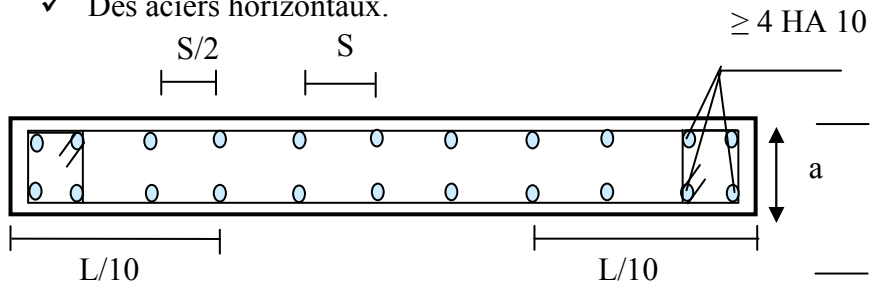


Figure V-4 Disposition des armatures verticale

Le calcul se fait pour l'élément plus sollicité, le tableau suivant présente les résultats de SAP 2000 pour l'élément considéré.

TABLE: Element Stresses - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	S11Top	S22Top	S12Top
Text	Text	Text	Text	Text	KN/m2	KN/m2	KN/m2
182	182	Shell-Thin	328	G+Q+1,2Ex	458,61	2293,09	328,66
182	182	Shell-Thin	527	G+Q+1,2Ex	-65,94	-329,72	146,99
182	182	Shell-Thin	528	G+Q+1,2Ex	252,98	-346,93	251,27
182	182	Shell-Thin	529	G+Q+1,2Ex	321,52	2279,69	432,83
182	182	Shell-Thin	328	G+Q+1,2Ex	-1850,69	-9253,46	-758,35
182	182	Shell-Thin	527	G+Q+1,2Ex	-1211,79	-6058,98	-570,58
182	182	Shell-Thin	528	G+Q+1,2Ex	-208,20	-5763,55	-855,01
182	182	Shell-Thin	529	G+Q+1,2Ex	-391,25	-8956,66	-1042,66

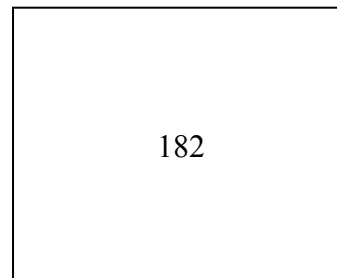
Tableau V-10 Exemple de fichier de résultat

Détermination des efforts :

$$N = \frac{S_{22j} + S_{22i}}{2} b \cdot t$$

$$M = \frac{S_{22j} + S_{22i}}{12} b^2 \cdot t$$

$$T = \frac{S_{12j} + S_{12i}}{2} b \cdot t$$



b=1,03 m

t=h=0,2 m

526

525

Figure V-5 l'élément plus sollicité

Voile	S ₂₂	S ₁₂	b (m)	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)
V-5.15	9253.46	758.35	1.03	58.48	1577.19	136.87
	6058.98	570.58				
V-3.85	6856.06	493.28	1.28	77.03	1397.71	105.18
	4035.13	328.45				
V-4.35	2137.98	337.47	1.09	84.70	938.87	95.00
	6475.54	534.09				
V-5.00	1524.29	801.23	1.25	86.38	105.74	86.38
	5584.92	21.75				
V-3.20	1915,36	557.66	1.06	55.49	720.15	65.00
	4878.56	55.61				

Tableau-11 Calcul des sollicitations

Ferraillages longitudinales :

N.B : le calcul se fait chaque trois niveaux et on adopte le ferraillage de l'élément le plus sollicité.

A_u : Section d'armature calculée en flexion composée.

$A_{v\min}$: Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.4.3 P77).

$$A_{v\min} = 0.002.b.h.$$

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.15% . .

$$A_{c\min} = 0.0015.b.h - \text{RPA99 « version 2003 »}$$

Voile	M (KN.m)	N (KN)	A_{calcul}	A_{cnf}	A_{RPA}	$A_{\text{adoptée}}$
V-5.15	58.48	1577.19	0.00	11.19	20.6	2x6HA16
V-3.85	77.03	1397.71	0.00	8.36	15.4	2x4HA16
V-4.35	84,70	938.87	0.00	9.45	17.4	2x5HA16
V-5.00	86,38	105.74	0.00	10.86	20	2x6HA16
V-3.20	55.49	720.15	0.00	6.95	12.8	2x4HA16

Tableau V-12 Ferraillages longitudinales

Vérification au cisaillement

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P73), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$$

Avec : τ_b est la contrainte de cisaillement dans le béton.

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\overline{V}}{b.d} \text{ avec } \overline{V} = 1.4 V_{\text{calcul}} .$$

b_0 : l'épaisseur de voile.

d : hauteur utile égale $0.9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

Voile	V (KN)	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa	Vérification
V-5.15	136.87	0.88	5	OK
V-3.85	105.18	1.36	5	OK
V-4.35	95.00	0.38	5	OK
V-5.00	86.38	0.29	5	OK
V-3.20	65.00	0.29	5	OK

Tableau V-13 Vérification au cisaillement

V-2-2- Disposition constructive des armatures de refends :

a- L'espace des armatures verticales :

Selon RPA 99 :

- L'espace des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1,5 a = 30 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots (1)$$

- A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, Cet espace d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.....(2).

D'après (1) et (2) on choisit :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courant.

b- Les armatures horizontales :

Selon RPA 99 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section de voile 0,15%.

En zone courant 0,10%.

$$A_{vmin} = 0,0015.b.h = \begin{cases} 10.2 \text{ cm}^2 & \Rightarrow \text{On adapte : } 2x6HA12 /ml \text{ (RDC+S-} \\ \text{SOL)} \\ 9.18 \text{ cm}^2 & \Rightarrow \text{On adapte : } 2x6HA12/ml. \text{ (E.C)} \end{cases}$$

c- L'espace des armatures horizontales

Selon RPA 99

- L'espace des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S = \min \begin{cases} 1.5a = 30cm \\ 30cm \end{cases} \quad S_t = 20 \leq 30cm.$$

L'espace à l'extrémité est : $\frac{S_t}{2}$.

On prend : $S_t = 10cm$ en zone nodale.

D-Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à

- ✓ $40\Phi = 48cm$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\Phi = 24cm$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

CHAPITRE VI

*CALCUL DES
ÉLÉMENTS DE
SOUTÈNEMENT*

VI - Calcul des éléments de soutènement:**VI-1 introduction:**

Les voiles périphérique à pour but d'accroître la rigidité de la base et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par « RPA99VERSION 2003 ».

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le « RPA 99 VERSION 2003 » exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ◆ Epaisseur supérieure et égale ≥ 15 cm ;
- ◆ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens ;

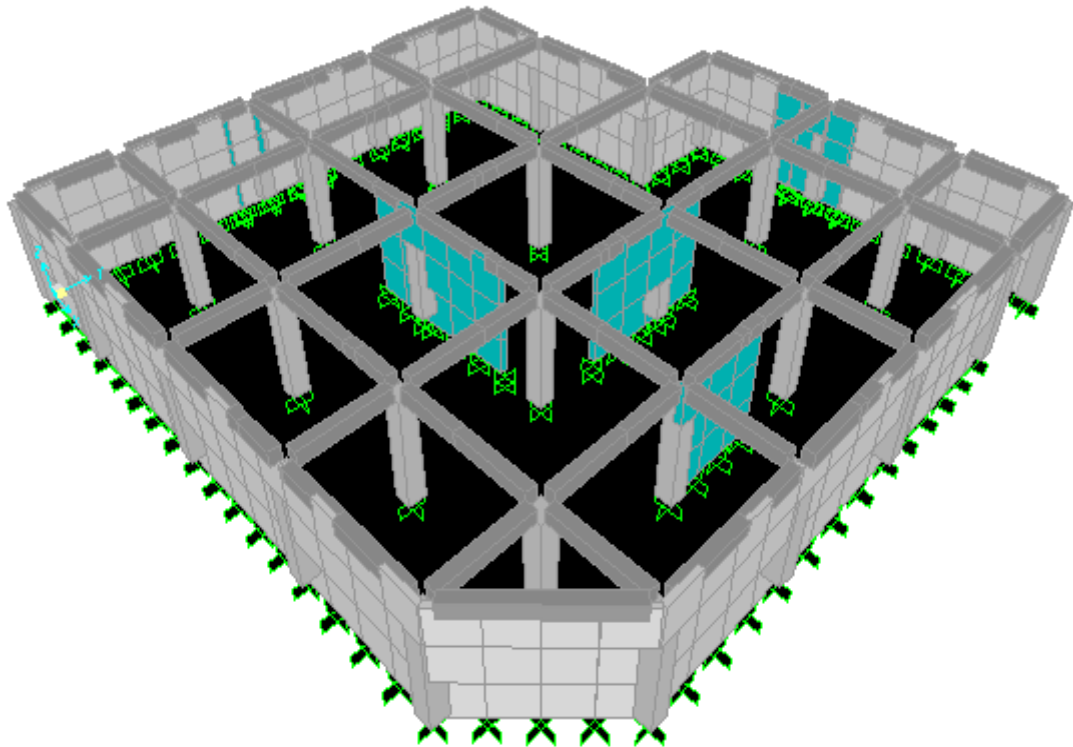


Figure VI-1 Les voiles périphériques

VI-2- Dimensionnement du voile :

- Epaisseur : $e = 15\text{cm}$;
- Hauteur : $H = 3.4\text{ m}$;

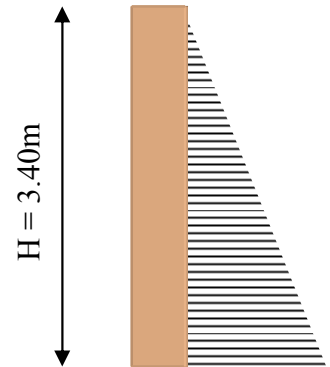


Figure VI-2-Poussée de terre

VI-3- Calcul de la poussée de terre :

$$q = (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \rho) K_a$$

$$K_a = \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Avec : γ : Poids volumique du remblai, ($\delta = 16,5\text{ KN//m}^3$).

h : Hauteur entre nus du mur voile, ($h = 2.83\text{ m}$).

φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$).

ρ : Surcharge sur le remblais.

K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$q = (1,35 \times 16.5 \times 3.4 + 1,5 \times 10) \times 0,33 \Rightarrow q = 29.94\text{KN/m}^2.$$

VI-4- Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension (5.1×3.4) m^2 , et d'épaisseur $e = 15\text{cm}$.

Calcul le rapport L_x / L_y :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{5,1} = 0.66\text{m}$$

la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0739 ; \quad \mu_y = 0,0739$$

Calcul des sollicitations :

. En travée

$$M_{Tu} = q l_y^2 / 8 \quad \Rightarrow \quad M_{Tu} = 97.34 \text{ KN.m.}$$

. En appui:

$$M_{au} = -0,5 M_{0x} \quad \Rightarrow \quad M_{au} = 48.67 \text{ KN.m}$$

VI-5- Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de 10 KN/m répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux ;
- ✓ Des aciers horizontaux ;

-NB : le ferrailage se fait pour l'élément le plus sollicité.

A_u : section d'armatures calculée en flexion composée.

A_{RPA} : Section minimale du RPA 99 « VERSION2003 ».

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.20% dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A_{\min} = 0.002.b.h.$$

$$A_{cnf} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

-Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.15%.

$$A_{c\min} = 0.0015.b.h. \text{ RPA99 « version 2003 » .}$$

• **Ferraillage vertical :**

Les sollicitations		$A_{calcul} (cm^2)$	$A_{cnf} (cm^2)$	$A_{RPA} (cm^2)$	$A_{adopté}$
M (KN.m)	121.58	0.00	8.31	15.3	2x12HA10
N (KN)	1041.175				

Tableau VI-1 ferraillage vertical

• **Ferraillage horizontal :**

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%.

Pour une bande de 1m linéaire on a : $A_t = 0.0015.b.h = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 cm^2$.

On prend : 2x4HA10 (deux nappes), L'espace est égale à : $S_t = 25 cm$.

• **Distributions constructives :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min(30cm, 1.5a=22.5cm) \Rightarrow S_t \leq 22.5cm \Rightarrow S_t = 20cm$$

-L'espace à l'extrémité est $\frac{S_t}{2}$ le long d'une longueur égale à $\frac{L}{10}$.

-On prend : $S_t = 10cm$ en zone nodale.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✓ $40\Phi = 40cm$ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\Phi = 20cm$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VI-6- Vérification au cisaillement :

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$$

Avec τ_b est la contrainte de cisaillement dans le béton.

Où :

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b.d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_{U \text{ calcul}}$$

$$V_{ucalcul} = 106.88KN \Rightarrow \tau_b = 0.79MPa < \overline{\tau_b} = 5MPa \dots \dots \dots \text{vérifié};$$

CHAPITRE IV

*CALCUL DES
ÉLÉMENTS DE
L'INFRASTRUCTURE*

VII - Calcul des éléments de l'infrastructure :

VII-1- Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe 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 au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_{sol}$ est égale à 2 bars.

VII-2- Les Fondations :

VII-2-1- Choix de type de fondation :

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- ✓ Assurer la stabilité de la structure.
- ✓ Adopter un choix économique.

VII-2-2- Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Nu qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

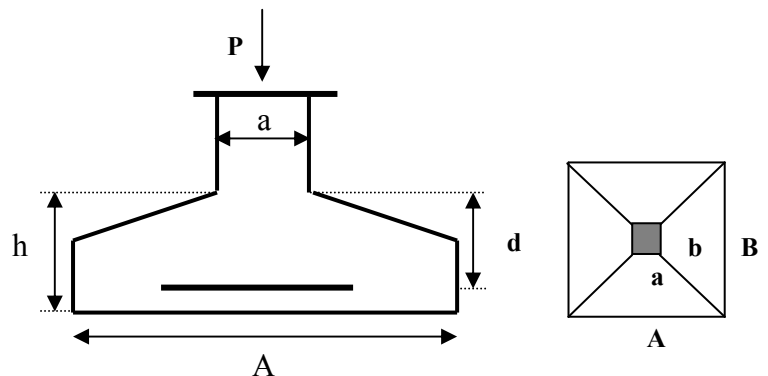


Figure VII-1 Semelle isolé

- On a :

$$Nu = 2175.59 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.3 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable.

VII.2-3- semelles filantes :

VII.2-3-1-b Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Nu}{S} = \frac{1.35G + 1.5Q}{B L}$$

- σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 0.2\text{MPa}$)
- B : Largeur de la semelle
- L : longueur de la semelle sous voile.

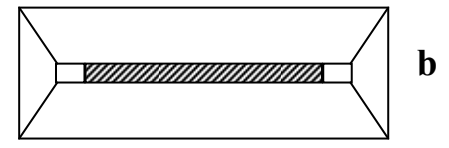


Figure VII-2 semelles

filantes

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol} L}$$

- Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Voile	N_u (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ [m ²]
Voile01	975.69	4.35	1.2	5.22
Voile02	1371.03	5.15	1.4	7.21
Voile03	1318.48	5.00	1.4	7
Voile04	806.79	3.85	1.1	4.235
Voile05	1298.94	3.2	2.1	6.72
Surface des semelles isolées				294.03
				$\Sigma = 324.41\text{m}^2$

Tableau VII-1 surfaces des semelles

La surface des semelles est : $S = 324.41 \text{ m}^2$.

- Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{324.41}{446.47} = 0.72$$

La surface totale des semelles représente 72% de la surface du bâtiment.

VII-2-3-2- Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VII-3- Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

VII-3-1- Calcul de radier :

La surface nécessaire du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5

$$\frac{N_u}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante de sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times 2 = 3$ bars.

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46741.07}{300 / m^2} = 155.80 m^2 \leq S_{Bâtiment} = 446.47 m^2.$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

- Calcul du débordement(D) :

$$D \geq \text{Max} (h_r/2, 30\text{cm})$$

Soit : $D = 30$ cm

$$D' \text{ ou } : S_r = S_b + D \times 2 \times (X+Y) = 446.47 + 0.3 \times 2 \times (21.18 + 21.08) = 471.83 m^2$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_r = 471.83 m^2$.

La contrainte de bâtiment doit être inférieure ou égale la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{bat} = \frac{N_u}{S_{radier}} = 99.06 KN / m^2 \leq \sigma_{sol} = 300 KN / m^2 .$$

Donc : $S_{radier} = 471.83$

VII-3-2- Détermination de l'épaisseur du radier :

- **condition forfaitaire :**

$$e_r \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51\text{cm} .$$

-On prend $e_r = 60\text{cm}$.

• **Condition de résistance au cisaillement :**

- L'épaisseur de radier sera déterminée en fonction de la condition de cisaillement du radier.

- D'après le règlement CBA93 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pour une bande de linéaire $b = 1\text{ m}$.

$$V_u = \frac{PL_{\max}}{2}$$

V_u : L'effort tranchant.

P : étant la réaction du sol sur le radier.

$$p = \frac{N_U}{S_{\text{radier}}} \quad / N_U = N_{U \text{ bat}} + N_{U \text{ rad}} = 46741.07 + 7077.45 = 53818.52 \text{ KN}$$

$$p = \frac{N_U}{S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_U = \frac{N_U L_{\max}}{2 S_{\text{radier}}} = 290.86 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_U}{\tau_u \cdot b} = 19.14 \text{ cm}$$

Donc : $d = 0.9 h \Rightarrow h = 21.26\text{ cm}$.

- Alors on prend l'épaisseur du radier : $e_r = 60 \text{ cm}$.

• **Vérification au poinçonnement :**

- D'après (CBA 93 « Art 5-2-4-2 p 48 »)

Condition de poinçonnement : $N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{cj}$.

Avec:

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 2175.59 \text{ KN.}$$

μ_c : Périmètre de centre cisailé ;

$$\mu_c = 4(a + h).$$

$$h = 60 \text{ cm}, a = 50\text{ cm} \Rightarrow N_u = 2175.59 \text{ KN} > 2970 \text{ KN.}$$

- On adopte : $h = 60 \text{ cm}$.

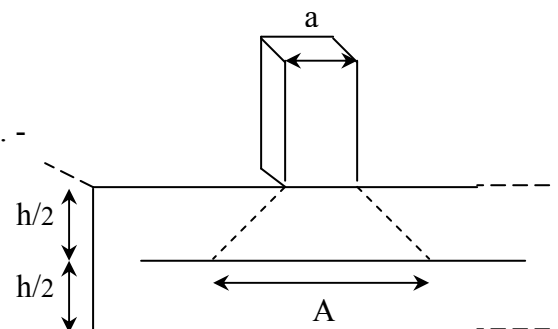


Figure VII-3 Vérification au poinçonnement

Méthode de calcul :

Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programme dans le logiciel de calcul « SAP 2000 »

Exemple de fichier de résultat :

TABLE: Elément Forces - Area Shells								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	M11	M22	V13
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m
61	53	Shell-Thin	111	DEAD	LinStatic	-12,4171	-43,0337	-56,8999
61	53	Shell-Thin	32	DEAD	LinStatic	33,7282	-42,7076	-54,2014
62	54	Shell-Thin	32	DEAD	LinStatic	34,5696	-38,5009	-56,5517
62	54	Shell-Thin	111	DEAD	LinStatic	-12,7579	-44,7375	-57,2906
62	54	Shell-Thin	112	DEAD	LinStatic	-13,7421	-92,3724	-59,1367
62	54	Shell-Thin	34	DEAD	LinStatic	15,3106	-74,4307	-58,3979
63	55	Shell-Thin	34	DEAD	LinStatic	15,2312	-74,8275	-64,5391
63	55	Shell-Thin	112	DEAD	LinStatic	-13,7064	-92,1943	-60,9606

Tableau VII-2 Exemple de fichier de résultat

SENS XX

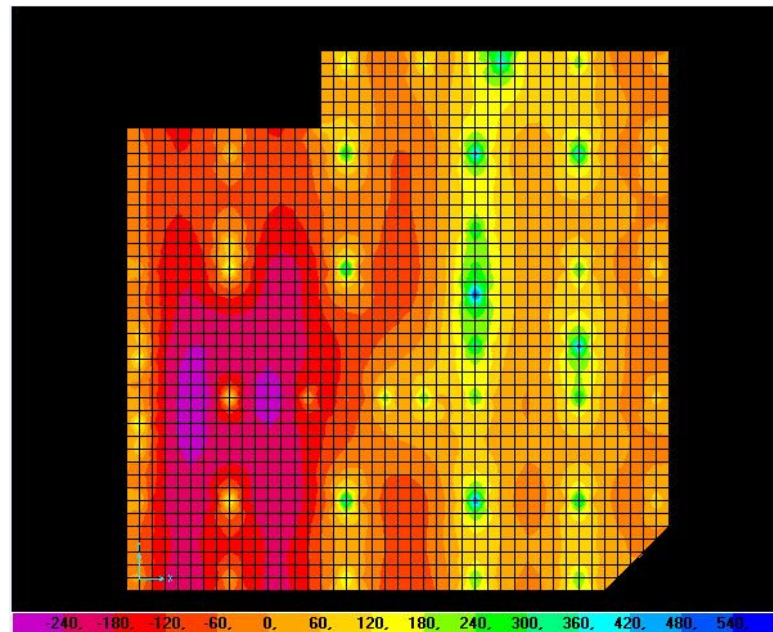


Figure VII-4 Schema Sap(x-x)

SENS YY

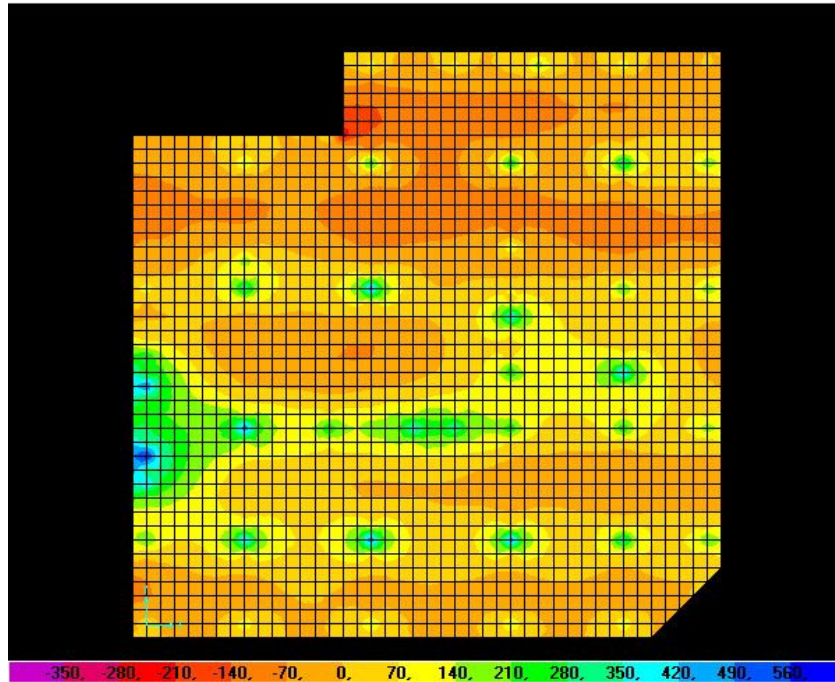


Figure VII-5 Schéma Sap(y-y)

VII-3-3- Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple, on prend l'élément le plus sollicité pour une bonde de 1 m.

Sens	M _{sup} (KN.m)	M _{inf} (KN.m)	A _{sup cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{inf cal} (cm ²)	A _{sup adopté} /ml	A _{inf adopté} / ml
X-X	278.59	517.34	14.83	6.52	27.54	5HA20	9HA20
Y-Y	201.23	576.07	10.71	6.52	30.67	4HA20	7HA25

Tableau VII-3 Ferrailage de raider

C.N.F

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{ij}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A > A_{min}OK .

VII-3-4- Vérification à l'ELS :

- Contrainte de compression de béton :

Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
X-X	350.09	9.01	15	OK
Y-Y	473.16	13.6		

Tableau

VII-4

Vérification à l'ELS

VII-3-5- Vérification au cisaillement : (C.B.A93 :A5.2.2)

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} . \quad \text{Et} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} .$$

Sens	Vu(KN)	τu(MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
X-X	610.78	1.13	1,17	OK
Y-Y	630.43	1.16		

Tableau VII-5 Vérification au cisaillement

VII-3-6- Vérification des tassements :

Le calcul de tassement u sol dans le radier est pratiquement plus importants critères de choix de fondations

Le tassement admissible est de 8cm.

Éléments	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
116	0	0	-0,014242	0,001768	-0,001081	0
117	0	0	-0,013335	0,001741	-0,000931	0
118	0	0	-0,012447	0,001693	-0,000791	0
119	0	0	-0,011589	0,001627	-0,000667	0
120	0	0	-0,010767	0,001552	-0,00056	0
121	0	0	-0,009984	0,001481	-0,000469	0
122	0	0	-0,009234	0,001426	-0,000395	0
123	0	0	-0,008506	0,001396	-0,000333	0
124	0	0	-0,007788	0,001387	-0,000276	0
125	0	0	-0,00707	0,001395	-0,000228	0
132	0	0	-0,014021	-0,001404	-0,001557	0
133	0	0	-0,014739	-0,001377	-0,001596	0
134	0	0	-0,015447	-0,001366	-0,001641	0
135	0	0	-0,016153	-0,00137	-0,001697	0

Tableau VII-6 Vérification des tassements

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Bibliographie

- Règles B.A.E.L 91.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 « DTR-B.C25-41 ».
- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » .
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier.
- Calcul des ouvrages en béton armé ; M. BELAZOUGUI
- Thèses des années précédentes
- Cours des années précédentes (3^{ème}, 4^{ème})

Logiciels utilisés

- SAP2000.
- AUTOCAD 2013.
- SOCOTEC.