



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE  
ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE DE BOUIRA



FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE PREPARE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER/LICENEC EN GENIE CIVIL

OPTION  
*Structures*

**THEME**

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+5) A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCIAL**

Présenté par :

ALLOUACHE AMINA  
BOUCHELAGHEM SABRINA

Encadré par :

M<sup>r</sup> .BELMIHOUB HACENE

Soutenu le 10/07/2016

Devant le jury :

Président : M<sup>r</sup>. AMRANE BELAID

Examineurs : M<sup>me</sup>. ARAB BAHIA

M<sup>me</sup>. AIT AHMED FATIHA

2015/2016



# Remerciement

*Nous tenons à remercier Allah qui nous a donné la force et la volonté pour terminer ce travail.*

*Nous tenons à remercier **nos parents**, de près comme de loin qui nous encouragés aux moments opportuns.*

*Nous tenons à remercier notre promoteur **M<sup>r</sup> BELMIHOUB** pour son soutien et son suivi du sujet auquel il a accordé une très grande importance, ainsi que tous les enseignants à L'Université AKLI MOHAND OULHADJ BOUIRA et spécialement les enseignants de département génie civil.*

*Nous tenons à remercier sincèrement Mrs les membres de jury d'avoir accepté de juger notre modeste travail.*

*Enfin, nos reconnaissances vont également à tous nos amis et à tous ceux de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ce travail.*

**ALLOUACHE AMINA**

**ET**

**BOUCHELAGHEM SABRINA**



# DEDICACE



*J'ai le grand honneur de dédier ce travail*

*A ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma  
vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je  
suis.*

*merci mes chers parents.*

*A ceux que j'adore : Mes très chères sœurs :NONA et CHACHO*

*Mes chers frères : SID ALI, ABD AL HAKE, RABAH, SALAH et  
MAHDI.*

*A toute ma famille sans exception*

*A toutes mes amies*

*En fin je remercie mon amie mon binôme SABRINA qui a contribué à la  
réalisation de ce modeste travail*

*A tout la promotion de master 2 génie civil.*

*Signé :*

*ALLOUACHE AMINA*

# DEDICACE



*Avant toute chose je tiens a remercier dieu tout puissant pour m'avoire donné la force et la patience a fin de réaliser ce dédié particulièrement :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moment les plus pénible de ce long chemin ,ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie , et mon père qui a sacrifié toute sa vie a fin de me voir devenir ce que je suis ,merci mes parents .*

*A mes très chers frères et sœur :SID ALI ,ZAKIA ,AHMED ,ABD EL HAK ,SAID ,OMAR et FARYALE .*

*A toute ma famille sans exception surtout les Petits :RAOUF , HADIL et MOHAMED AMINE.*

*A tous mes amis(es)*

*A la promotion de master 2 génie civil .*

*A toute personnes qui ma aider à poursuivre mes étude surtout KOKO, BIBI , MINO et ZOZO .*

*A ma chère binome AMINA ainsi que sa famille.*

*Signé :*

**BOUHLAGHEM SABRINA**

# Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement
- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_{moy}$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.

- $\xi$  : Déformation relative.
- $T_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $W$  : Poids total de la structure.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis, Moment à la base.

- $I$  : Moment d'inertie.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $g$  : accélération de la pesanteur.
- $R$ : coefficient de comportement de la structure
- $E$  : effort de séisme
- $B_r$ : Section réduite
- $F_p$  : la force sismique
- $F_q$  : poussées de la main courante
- $C_p$ : Facteur de force horizontale
- $\rho_a$  : coefficient correcteur
- $i$  : rayon de giration.
- $\Psi_s$  : coefficient de scellement

## LISTE DE TABLEAU

### Chapitre II

Tableau II.1. Récapitulatif.....	18
Tableau II. 2. Type de charge en fonction de charge et M.....	20
Tableau II.3.vérification des poutres.....	21
Tableau II. 4. charge d'exploitation de plancher terrasse (Cc) .....	24
Tableau II. 5. Charge d'exploitation de planche terrasse (DP) .....	25
Tableau II. 6. charge de plancher étage courants(Cc).....	26
Tableau II. 7. charge d'exploitation de plancher des étages courant en dalle pleine .....	26
Tableau II. 8. charge d'exploitation de mur extérieur.....	27
Tableau II. 9. charge d'exploitation de mur intérieur .....	27
Tableau II.10 .charges G et Q du palier .....	27
Tableau II.11.charges G et Q du volée.....	28
Tableau II.12 .charges G et Q des balcons .....	28
Tableau II.13.Dégression des charges d'exploitation .....	29
Tableau II.14.démentions de poteau central.....	30
Tableau II.15.Les résultats du calcul de poteau de rive .....	31
Tableau II. 16. Les charges revenant au corps creux .....	32
Tableau II. 17. Les charges revenant au balcon .....	32
Tableau II. 18. Les résultats du calcul de poteau d'angle .....	32
Tableau II. 19. vérification par l'RPA 2003.....	33
Tableau II.20 .vérification au flambement.....	34

### Chapitre III

Tableau III .1. Les charges Q et G de paillasse et de palier de repos.....	43
Tableau III.2. les résultats de $M_z$ max $M_{ut}$ , $M_{ua}$ , $M_{sa}$ , $M_{st}$ a l'ELU et l'ELS.....	47
Tableau III.3.les résultats .....	52
Tableau III.4. Les résultats.....	59
Tableau III.5.las armateurs.....	60
Tableau III.6. Les résultats trouvés .....	62
Tableau III.7. Les résultats trouvés .....	65
Tableau III.8. Les valeurs des coefficients forfaitaires .....	70
Tableau III. 9. Charge et surcharge et La combinaison de charge .....	71
Tableau III.10. Moment en travée à ELU pour plancher terrasse .....	72

Tableau III.11 Moment en travée à ELS pour plancher terrasse.....	73
Tableau III.12 Moment en travée à ELU pour plancher étage courant.....	74
Tableau III.13. Moment en travée à ELS pour plancher étage courant .....	75
Tableau III.14. Moment en travée à ELU pour plancher de RDC .....	76
Tableau III.15. Moment en travée à ELS pour plancher de RDC .....	77
Tableau III.16. Les efforts maximaux .....	78
Tableau III.17. Résultant des armatures en travée .....	79
Tableau III.18. Résultant des armatures en appui .....	80
Tableau III.19. Les résultats .....	83

## Chapitre IV

Tableau IV.1. Centre de masse et de rigidité des différents niveaux .....	95
Tableau IV.2 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens (XX').....	97
Tableau IV.3 .Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens (YY').....	98
Tableau IV.4. Combinaisons des réponses modales .....	98
Tableau IV.5. Mode de vibration et participation massique .....	99
Tableau IV.6 .Valeurs des pénalités $P_q$ .....	105
Tableau VI.7. La résultante des vérifications de l'effort tranchant à la base.....	106
Tableau IV.8. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens (XX') .....	107
Tableau IV.9. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens (YY') .....	108
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens (XX').....	109
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens (YY').....	109
Tableau IV.12. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens (XX').....	111
Tableau IV.13.Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens (YY').....	112
Tableau IV.14. Le moment de renversement dans le sens (XX') .....	112
Tableau IV.15. Le moment de renversement dans le sens (YY') .....	112
Tableau IV.16. Calcul du centre de gravité de la structure .....	113
Tableau IV.17. Vérification du renversement.....	113
Tableau IV.18. Vérification de l'effort .....	114

## Chapitre VI

TableauVI.1. Caractéristiques des matériaux.....	116
TableauVI.2. Les exigences de RPA2003 et de BAEL91 et de CBA93.....	117
Tableau VI.3. Les sollicitations obtenues par ETABS.....	118
Tableau VI.4. Ferrailage de la section des poteaux .....	121

Tableau VI.5. Choix des armatures .....	122
Tableau VI.6. Vérifications des armatures transversales .....	125
Tableau VI.7. Vérification des contraintes.....	125
Tableau VI.8. Vérification de contrainte de cisaillement conventionnelle .....	126
Tableau VI.9. Vérification de l'effort normal .....	127
Tableau VI.10.Caractéristiques des poutres .....	130
Tableau VI.11. Ferrailage des poutres principales (35x35) .....	134
Tableau VI.12. Ferrailage des poutres principales liées aux voiles (35x35) .....	135
Tableau VI.13. Ferrailage des poutres secondaires (25x30).....	135
Tableau VI.14. Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles (25x30) .....	136
Tableau VI.15.choix des barres de tous les poutres. ....	136
Tableau VI.16. La longueur de recouvrement en fonction de diamètres des barres .....	140
Tableau VI.17. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	141
Tableau VI.18. Vérification de Contraint de compression dans le béton .....	142
Tableau VI.19. Vérification de la section .....	143
Tableau VI.20.Vérification de la contraint de compression du béton .....	143
Tableau VI.21.Vérification de l'adhérence.....	144
Tableau VI.22. Vérification de la flèche pour les poutres principales.....	145
Tableau VI.23. Vérification de la flèche pour les poutres secondaire .....	145
Tableau VI.24. Voiles (PV3.PV4.PV5.PV6.PV7. PV8. PV9. PV10. PV11. PV12.....	158
Tableau VI.25. Voiles (PV1.PV2) .....	158
Tableau VI. 26. Voiles (PV3.PV4.PV5.PV6.PV7.PV8.PV9.PV10.PV11.PV12) .....	159
Tableau VI.27. Voiles (PV1.PV2) .....	159
Tableau VI.28 .Les voiles de dimension (L=1.25 m) .....	160
Tableau VI. 29 .Les voiles de dimension (L=1 m) .....	160

## **Chapitre VII**

Tableau VII.1.Vérification des contraintes .....	172
Tableau VII.2. Vérification de renversement.....	173
Tableau VII.3. Vérification de soulèvement .....	174
Tableau VII .4. Les moments sur appuis et en travée de panneaux .....	175
Tableau VII.5. Les moments à L'ELU.....	176
Tableau VII.6. Les moments à L'ELS .....	176
Tableau VII.7. Moments aux appuis et en travée.....	177

Tableau VII.8. Calcul des armatures à L'ELU.....	177
Tableau VII. Vérification des contraintes à l'ELS.....	179

# LISTE DES FIGEURES

## Chapitre I

Figure I.1. Diagramme des déformations limitent de la section (règle des trois pivots) .....	06
Figure I.2. Diagramme parabole-rectangle .....	10
Figure I.3. Diagramme rectangulaire .....	10
Figure I.4. Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier.....	12

## Chapitre II

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	15
Figure II.2. L'acrotère .....	16
Figure II.3. Les escaliers .....	17
Figure II.4. Coupe de voile en élévation .....	19
Figure II.5. Coupe du voile en plan.....	19
Figure II.6. Plancher terrasse (corps creux) .....	23
Figure II.7. Plancher terrasse (Dalle pleine) .....	24
Figure II.8. Plancher étage courants (corps creux).....	25
Figure II.9. Poteau central .....	30
Figure II.10. Poteau de rive .....	30
Figure II.11. Poteau d'angle .....	31

## Chapitre III

Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère .....	36
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère .....	37
Figure III.3. Section de calcule .....	38
Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère .....	42
Figure III. 5. Section de calcule d'escalier .....	42
Figure III .6. schéma statique d'escalier à l'ELU .....	43
Figure III .7. La coupe verticale de 1er tronçon .....	44
Figure III. 8. la coupe verticale de 2ème Tronçon .....	44
Figure III .9. Schéma statique d'escalier à l'ELS .....	45
Figure III.10. la coupe verticale de 1er tronçon .....	45
Figure III .11. La coupe verticale de 2ème tronçon .....	46
Figure III.12. Les diagrammes de T et M à l'ELU et l'ELS .....	47
Figure III.13. La section de calcule des armatures.....	48
Figure III .14. Schéma de ferrailage des escaliers .....	52

Figure III.15.Schéma statique de la poutre palier .....	53
Figure III.16. Les diagrammes de M et T à l'ELU et l'ELS .....	55
Figure III .17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	60
Figure III.18.Schéma statique à l'ELU et à l'ELS .....	62
Figure III.19. Diagramme des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	63
Figure III.20. Ferrailage de balcon.....	66
Figure III.21.Section Té .....	67
Figure III.22.Les valeurs des moments sur les appuis .....	69
Figure III.23. Les abscisses a et b sur le diagramme de moment.....	70
Figure III.24. Schéma statique.....	71
Figure III.25. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU .....	72
Figure III.26 .Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS.....	73
Figure III.27. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU .....	74
Figure III.28. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS .....	75
Figure III.29. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU .....	77
Figure III.30. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS .....	78
Figure III.31. Treillis soudés (20x20) cm <sup>2</sup> .....	86
Figure III.32. Ferrailage du plancher.....	87

## Chapitre IV

Figure IV.1. La vue en plan et en 3D .....	93
Figure IV.2. Choix de la disposition des voiles .....	94
Figure IV.3. Spectre de réponse .....	97
Figure VI.4. Présentation de 1 <sup>er</sup> mode.....	100
Figure VI.5. Présentation de 2 <sup>ème</sup> mode .....	100
Figure VI.6. Présentation de 3 <sup>ème</sup> mode .....	101
Figure IV.7. La hauteur de niveau i et bras de levier de niveau i .....	110
Figure IV.9. La position des poteaux dans le plan de la structure .....	114

## Chapitre VI

Figure VI.1.les armatures des Poteau.....	119
Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux .....	128
Figure VI.3. Les armatures des poutres.....	131
Figure VI.4. L'espace maximal pour la poutre .....	138
Figure VI.5. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	146

Figure VI .6. Schéma de ferrailage des poutres secondaire .....	146
Figure VI.7. Sollicitations des voiles .....	147
Figure VI .8.disposition des armatures des voiles.....	149
Figure VI.9.Signes des contraintes. ....	150
Figure VI.10.schéma de la disposition des voiles .....	157
Figure VI .11.ferrailage de la section de voile de L=1.25m.....	160

## **Chapitre VII**

Figure VII.1. Semelle isolé .....	163
Figure VII.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux .....	168
Figure VII.3. Diagramme des contraintes. ....	172
Figure VII.4. Le panneau le plus sollicité .....	176
Figure VII.5. Schéma statique du débord.....	178
Figure VII.6. Schéma de ferrailage .....	179

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	01
------------------------------------	----

## **Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage**

I.1. Introduction .....	03
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	03
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol .....	04
I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	04
I.5. Les éléments de l'ouvrage .....	04
I.6. Hypothèse de calcul .....	05
I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites .....	07
I.8. Caractéristique mécanique des matériaux .....	08

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge**

II.1. Introduction .....	14
II.2. Les charges réglementaires.....	14
II.3. Pré-dimensionnement des éléments secondaires .....	15
II.4. Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux .....	18

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

III.1. Calcul de l'acrotère .....	36
III.2. Calcul des escaliers .....	42
III.3. Etude de la poutre palière .....	52
III.4. Etude des balcons .....	60
III.5 Étude des planchers .....	66

## **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique de la structure**

IV.1. Introduction .....	89
IV.2. Étude dynamique.....	89
IV.3. Etude sismique. ....	95
IV.4. Conclusion .....	114

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments**

VI.1. Introduction .....	116
VI.2. Ferrailage des portiques .....	116
VI.3. Ferrailage des poutres .....	128
VI.4. Ferrailage des voiles .....	147
VI.5. Méthode de calcul .....	150
VI.6. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant .....	152
VI.7. Exposé de la méthode de calcul .....	153
VI.8. Résultats trouvés .....	157

## **Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VII.1. Introduction.....	162
VII.2. Stabilité des fondations.....	162
VII.3. Différents types de fondations .....	162
VII.4. Choix de type de fondation.....	163

- Conclusion.
- Bibliographie.

Annexe

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial. Constitué d'un rez-de-chaussée plus cinq étages, implanté à la wilaya de TIPAZA. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 Version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99 V2003 et B.A.E.L91 modifié 99), cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est consacré à la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) est calculé dans la dernière partie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, ETABS 9.7, RPA 99 modifié 2003, BAEL 91 modifié 99.

## Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a ground floor addition five floors, located in the wilaya of TIPAZA, This region is classified as seismic zone III according to the RPA 99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 9.7. to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words:** Building. Reinforced concrete ETABS 9.7, RPA 99 modified 2003, BAEL 91

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لاجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق ارضي و خمس طوابق بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة B.A.E.L91 et RPA99V2003 ; تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء و هم :

الجزء الاول يبدا بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الابعاد الاولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني يهدف الي دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع و الاخير يشمل علي دراسة الاجزاء المقاومة للبناية ( الاعمدة و الروافد و الجدران المسلحة و الاساسات )

الكلمات المفتاحية :

العمارة الخرسانة المسلحة, ETABS 9.7, RPA 99 V2003, BAEL 91 modifié 99,

# INTRODUCTION



## Introduction

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages.

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifique absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques (caractère normatif) ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction (caractère exigeante).

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Notre projet d'étude d'un bâtiment **R+5** à contreventement mixte est regroupé en six chapitres :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré-dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.
- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

# CHAPITRE I

---

INTRODUCTION

ET

PRESENTATION

DE

L'OUVRAGE

**I. INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE****I.1. Introduction**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Cette étude il comporte trois grandes parties

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations)

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir BAEL91 et CBA93 et RPA99 VERSION 2003.

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

**I.2. Présentation de l'ouvrage**

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment **R+5** de forme **papillon** à usage d'habitation et de commerce constitué de

- un rez-de-chaussé (RDC) à usage commercial.
- Du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté au niveau de Wilaya de Tipaza, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

**I.3. Caractéristiques géotechniques du sol**

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent ont adopté La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ MPA}$  à **3m** de profondeur.

## I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### I.4.1. Dimension en élévation

- Hauteur totale (avec l'acrotère).....19.98m.
- Hauteur du RDC.....4.08m.
- Hauteur des étages courants.....3.06m.

### I.4.2. Dimension en plan

- Longueur totale en plan .....18.75m.
- Largeur total en plan.....18.75m.

## I.5. Les éléments de l'ouvrage

### ❖ *L'ossature*

Le système de contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

### ❖ *Les planchers*

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

Le plancher terras aura en plus une isolation thermique et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

### ❖ *La cage d'escaliers*

L'escalier permet de passer à pied d'un étage de bâtiment à l'autre. Elle est constituée à chaque niveau à deux volées droites et un palier intermédiaire.

### ❖ *Les balcons*

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### ❖ *La terrasse*

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

### ❖ *Le remplissage (maçonnerie)*

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse tel que

Les murs extérieurs sont constitués en double parois de brique de (10 cm et 15cm d'épaisseurs) séparé par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi en brique creuse d'épaisseur de 10 cm.

❖ ***L'acrotère***

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

❖ ***Les revêtements***

Le revêtement est constitué de :

- Enduite ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduite de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche.

❖ ***Les fondations***

Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol, le rôle principale d'une fondation est d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

## **I.6. Hypothèse de calcul**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement BAEL 91 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

### **I.6.1. Etat limite ultime et état limite de service**

Il est nécessaire de bien différencier ces deux états qui sont à considérer dans tous les calculs B.A.

#### ***I.6.1.1. Etat limite ultime (E.L.U)***

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction  
On distingue

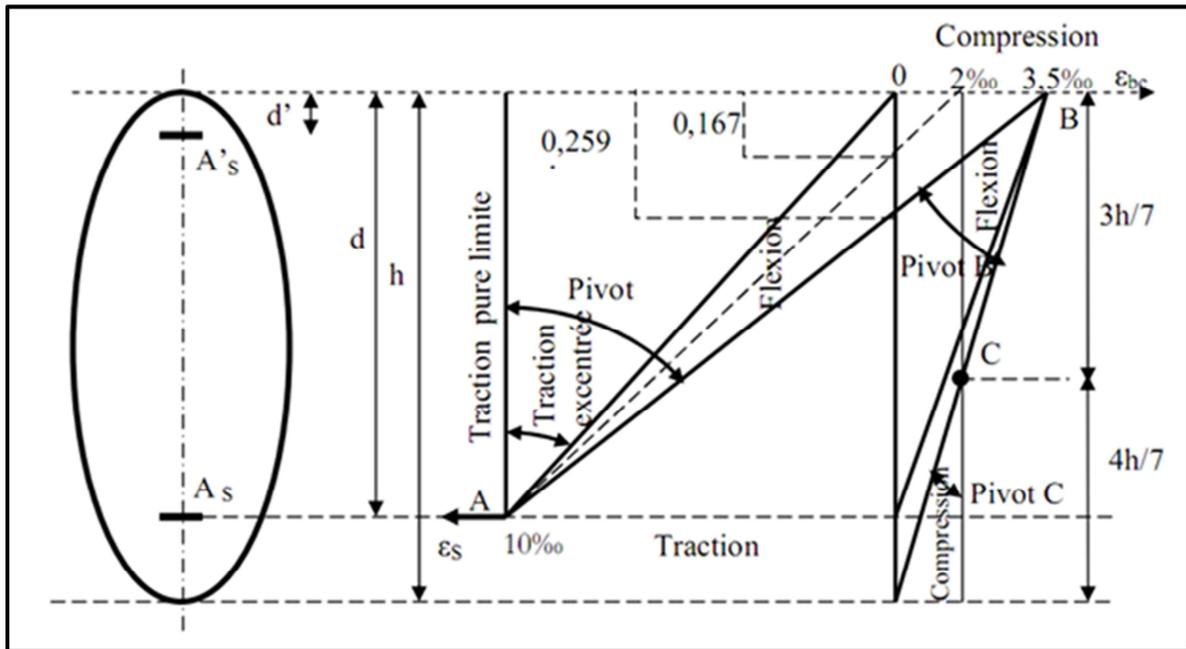
- Etat limite d'équilibre statique.
- Etats limites ultimes de résistance (E.L.U.R).
- Etats limites de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

#### ***a) Hypothèse de calcul***

- Toute section plane avant déformation reste plane après déformation.
- Il n'est y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- La résistance du béton tendu est négligée.

- On suppose concentrer en leur centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas sera le diagramme parabole-rectangle.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité de 3.5‰ en compression et l'allongement unitaire des aciers sera limité à 10‰.

**b) Règle de trois pivots BAEL 91**



**Figure I.1. Diagramme des déformations limitent de la section (règle des trois pivots)**

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections, les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots

- **Pivots A** : conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment ans le cas de la traction de faible excentricité.
- **Pivots B** : conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus

comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu (diagramme voisin de BO).

- **Pivots C** : est celui de la section entièrement comprimée.

### ***1.6.1.2 Etats limites services (E.L.S)***

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y est ruine

On distingue

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite d'ouverture de fissures.

#### **a) Hypothèse de calcul**

- les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.
- On suppose concentré on leur centre de gravité un ensemble de plusieurs barres.
- 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.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites**

### **I.7.1. Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  $1.35G+1.5Q$

### **I .7.2. Etat limite de service**

A partir de la combinaison d'action  $G+Q$ .

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, ont prévu des combinaisons d'action suivantes

- $G+Q+E$
- $G+Q\pm 1.2E$
- $0.8G\pm E$

Avec G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

## I.8. Caractéristique mécanique des matériaux

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

### I.8.1 bétons

C'est un mélange de liant hydraulique (ciment), granulats (sable et gravier), eau, adjuvants.

#### a) Coefficient de poisson (CBA93. ART 2.1.2.3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. Le coefficient de poisson est pris égal à

-  $\nu=0.2$  pour les calculs des déformations (pour ELS)

-  $\nu=0$  pour les calculs des sollicitations (pour ELU)

#### b) Poids volumique du béton

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{KN/m}^3$

#### c) La résistance caractéristique du béton

##### ▪ En compression

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivant

$$\text{Pour } j < 28 \quad \begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si } : f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si } : f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases} \quad (\text{CBA93 Art A-2-1-1})$$

Pour  $j \geq 28$  jours  $f_{cj} = f_{c28}$

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à j jour.

$f_{c28}$  : la résistance à la compression à 28 jours.

##### ▪ En traction

La résistance à la traction varie dans le temps selon la loi suivant

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{Art 2-3-3-1 BAEL91})$$

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à j jour.

$f_{tj}$  : la résistance à la traction à j jour.

**d) Déformations longitudinales du béton (CBA ART.2.1.2.1)**

- Déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  déterminé par la loi suivant

$$E_{ij} = 11.000 f_{cj}^{1/3}$$

- Déformation différées  $E_{vj}$

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à j jours exprimé en MPA

**e) Contrainte admissible de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement  $\tau_u$  dans une pièce en béton (bd) est défini par rapport à l'effort tranchant ultime  $V_u$  par la relation :  $\tau_u = V_u/bd$

Avec

- $b$  : largeur de la pièce.
- $d$  : hauteur utile.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

- $\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa}) \rightarrow$  fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa}) \rightarrow$  fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

**f) Diagrammes déformation /contraintes de béton (CBA93.ART4.3.4.1)**

- **Le diagramme parabole-rectangle Etat limite ultime (CBA93.ART3.3.2)**

Le diagramme déformations  $\varepsilon_b$ , contraintes  $\sigma_b$  du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole-rectangle.

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression  $\sigma_{bc}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations  $\varepsilon_{bc}$  et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs  $2\text{‰}$  et  $3.5\text{‰}$  de la déformation  $\varepsilon_{bc}$ . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ ,  $f_{bu} = 0.85f_{cj} / \theta \gamma_b$ .

Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions

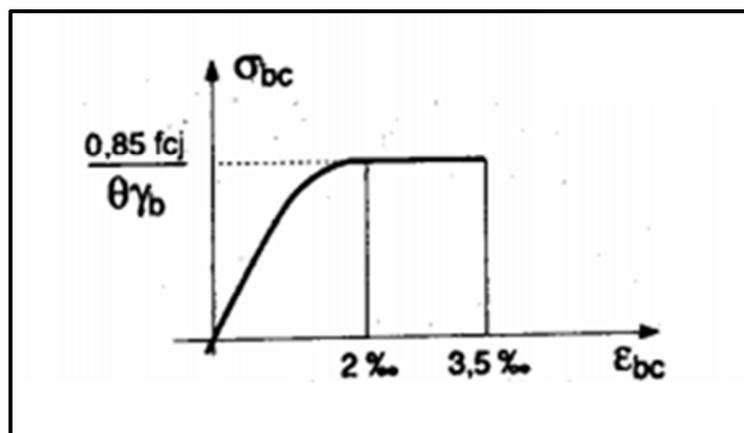


Figure I.2. Diagramme parabolé-rectangle

Le coefficient  $\gamma_b$  vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

▪ **Diagramme rectangulaire**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

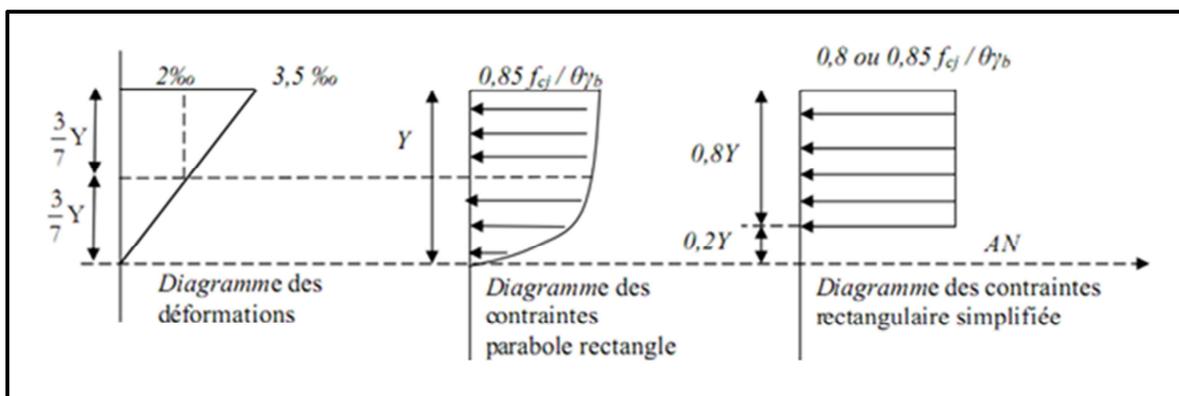


Figure I.3. Diagramme rectangulaire

Sur une distance de  $0.2y$  compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle ; sur la distance restante  $0.8y$  la contrainte a pour valeur  $0.85f_{cj} / \theta\gamma_b$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0.8f_{cj} / \theta\gamma_b$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

- **Etat limite de service (CBA93. ART4. 5.2)**

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0.6 f_{cj}$ .

### I.8.2. Acier

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

#### a) Module d'élasticité longitudinale

Est près égale  $E_s=200000$  MPA.

#### b) Contraintes limites

- **Etat limite ultime**

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s.$$

$\gamma_s=1.15$  combinaisons courantes.

$\gamma_s =1$  combinaisons accidentelles.

- **Etat limite de service**

La contrainte de traction admissible de l'acier  $\bar{\sigma}_s$  dépend de type de fissuration envisagée en désigne trois cas

- **Cas d'une fissuration peu nuisible**

Ce cas-là pas de limite

- **Cas d'une fissuration préjudiciable**

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

- **Cas d'une fissuration très préjudiciable**

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right]$$

Avec

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration. } \eta = \begin{cases} 1 & \text{pour ronds lisses.} \\ 1.6 & \text{pour aciers HA.} \\ 1.3 & \text{pour aciers HA si diamètre } < 6\text{mm.} \end{cases}$$

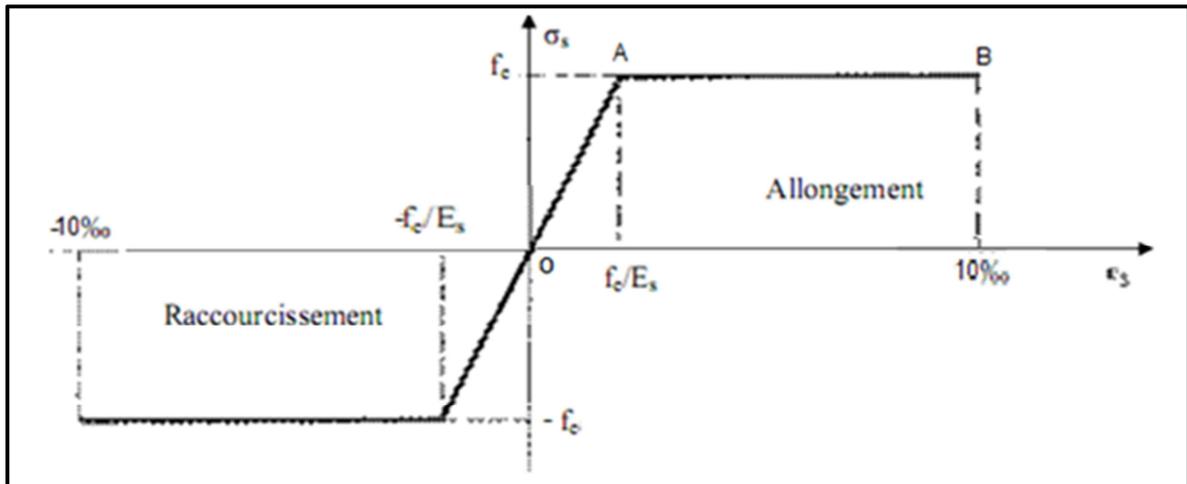
c) Diagramme déformation/contrainte

Figure I.4. Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

▪ **Cas de la traction**

Droite OA (domaine élastique)

$$\varepsilon_s = f_e / E_s$$

Horizontale AB d'ordonnée  $\sigma_s = f_e$  : (domaine plastique)

La position du point B correspond à un allongement  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$

▪ **Cas de la compression**

Le diagramme correspondant est symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

d) Condition de non fragilité

Pour éviter les grandes fissures des pièces de béton, la section  $A_s$  de l'acier adopté il faut vérifier la condition suivante

$$A_s \geq 0.23 b_0 d (f_{t28} / f_e).$$

# CHAPITRE II

---

PRE-DIMENSIONNEMENT

ET

DESCENTE DE  
CHARGE

**II. PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES****II.1. Introduction**

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure, pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur.

Ces dimensionnements sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003, CBA 93, BAEL 91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

**II.2. Les charges réglementaires**

Les charges réglementaires sont en général

**II.2.1. Les charges permanentes (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**II.2.2. Les charges d'exploitation (Q)**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer.

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**II.3. Pré- dimensionnement des éléments secondaires**

**II.3.1. Les planchers**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

**II.3.1.1. Plancher à corps creux**

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

L : distance maximale entre axe d'appui

$$L_{\max} = 4.5 \text{ m} \rightarrow h_p \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm} \rightarrow e=20\text{cm}$$

Donc on prend  $e = (16+4) \text{ cm}$   $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm corps creux} \\ 4\text{cm la dalle de compression} \end{array} \right.$

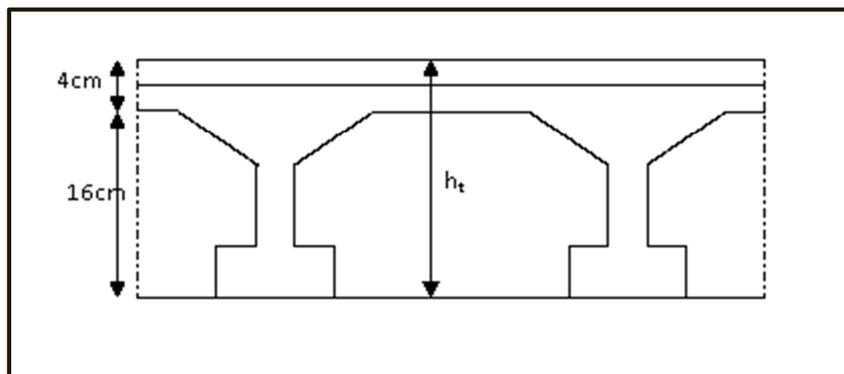


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

**II.3.1.2. Plancher en dalle pleine**

a) Résistance au feu

- e = 7cm ..... pour une heure de coupe de feu.
- e = 11cm .....pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5 cm.....pour quatre heures de coupe-feu.

On prend  $\rightarrow e = 16 \text{ cm}$

b) Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur deux appuis :  $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ .
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$ .

$Lx$  : c'est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas, la dalle reposant sur trois appuis a une portée égale à

$$Lx = 1.68 \text{ m} \dots \text{donc on a : } 3.36 \text{ cm} \leq e \leq 4.20 \text{ cm}.$$

On prend  $\rightarrow e = 4.00 \text{ cm}$

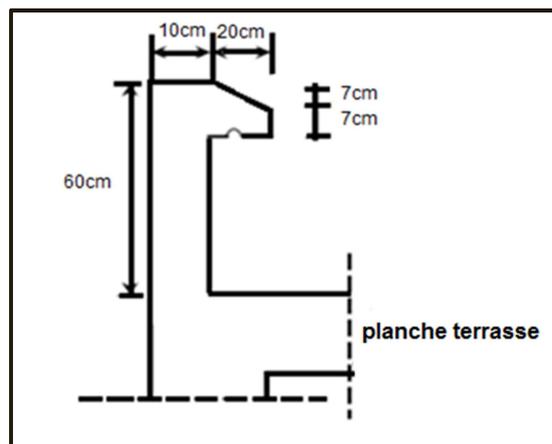
c) Isolation phonique

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale  $e = 16 \text{ cm}$

On adopte  $\rightarrow e = 16 \text{ cm}$ .

## II.3.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure2.2). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à  $1000 \text{ N/ml}$ .



FigureII.2. L'acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml  $\rightarrow G = \rho \times S$ .

$S$  : La surface transversale totale de l'acrotère  $\rightarrow S = 0.081 \text{ m}^2$ .

$\rho$  : Le poids volumique de béton  $\rho=25 \text{ KN/m}^3$ .

Donc :  $G = 0.081 \times 25 = 2.025 \text{ KN/ml}$ .

### II.3.3. Le balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur du balcon.}$$

Dans notre cas, on a deux types de balcons de largeur différente  $\begin{cases} L = 1.28\text{m} \\ L = 0.59\text{m} \end{cases}$

Donc on prend  $\rightarrow e = 15\text{cm}$ .

### II.3.4. Les escaliers

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Dans notre structure les escaliers de RDC et les autres niveaux comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

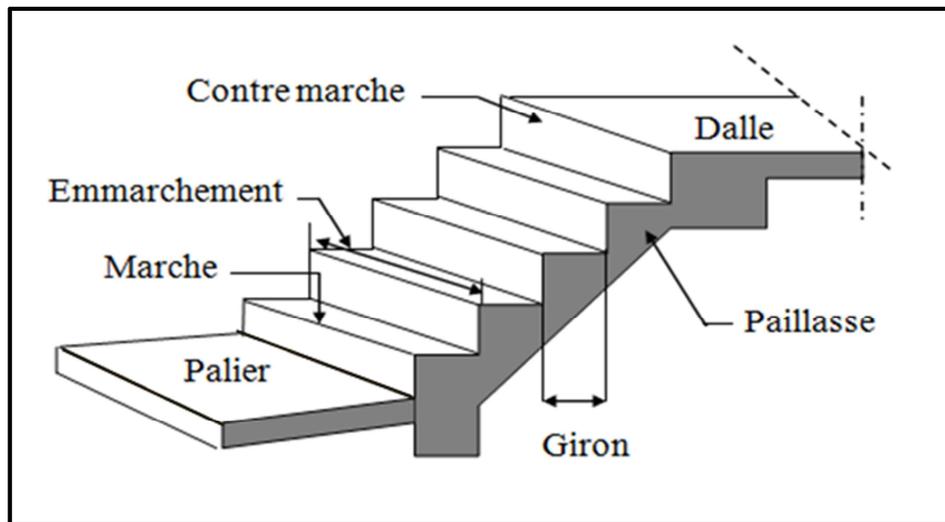


Figure II.3. Les escaliers

#### II.3.4.1. Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

- $g$  : largeur de la marche (Giron).

- $e_p$  : épaisseur de la paillasse.
- $h$  : hauteur de la contre marche.
- $L$  : largeur de la volée.
- $n$  : nombre de marches.

### II.3.4.2. Le pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante

La formule de BLONDAL  $59 \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$

- Hauteur de la marche  $16.5 \leq h \leq 17.5 \rightarrow h = 17\text{cm}$
- En pratique on prend  $g=30\text{cm}$
- Hauteur d'étage  $H = 3.06$
- Nombre de marches  $n=H/h = 306/17 = 18 \text{ marches (9+9)}$
- Hauteur de la paillasse  $h'=0.17 \times 9 = 1.53\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse  $l=g(n-1) = 2.40\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse  $\text{tg}\alpha = h'/l \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$
- La largeur de la paillasse  $l_p = h' / \sin \alpha = 2.85\text{m}$
- L'épaisseur de la paillasse  $l_p/30 \leq e \leq l_p/20 \rightarrow e = 15\text{cm}$
- L'épaisseur du palier  $e = 15\text{cm}$

Tableau II.1. Récapitulatif

	H(m)	H'(m)	n	L(m)	$\alpha$	$L_p$ (m)	e (paillasse)	e (palier)
Niveau	3.06	1.53	18	2.4	32.52	2.85	15	15

## II.4. Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux

### II.4.1. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre à la fondation. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA99 version 2003 art7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4e$ ) (figure 2.4) l'art 7.7.1, RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure II.5.

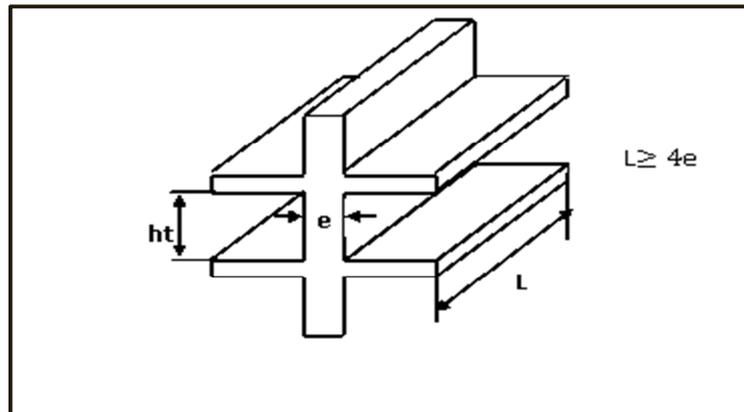


Figure II.4. Coupe de voile en élévation

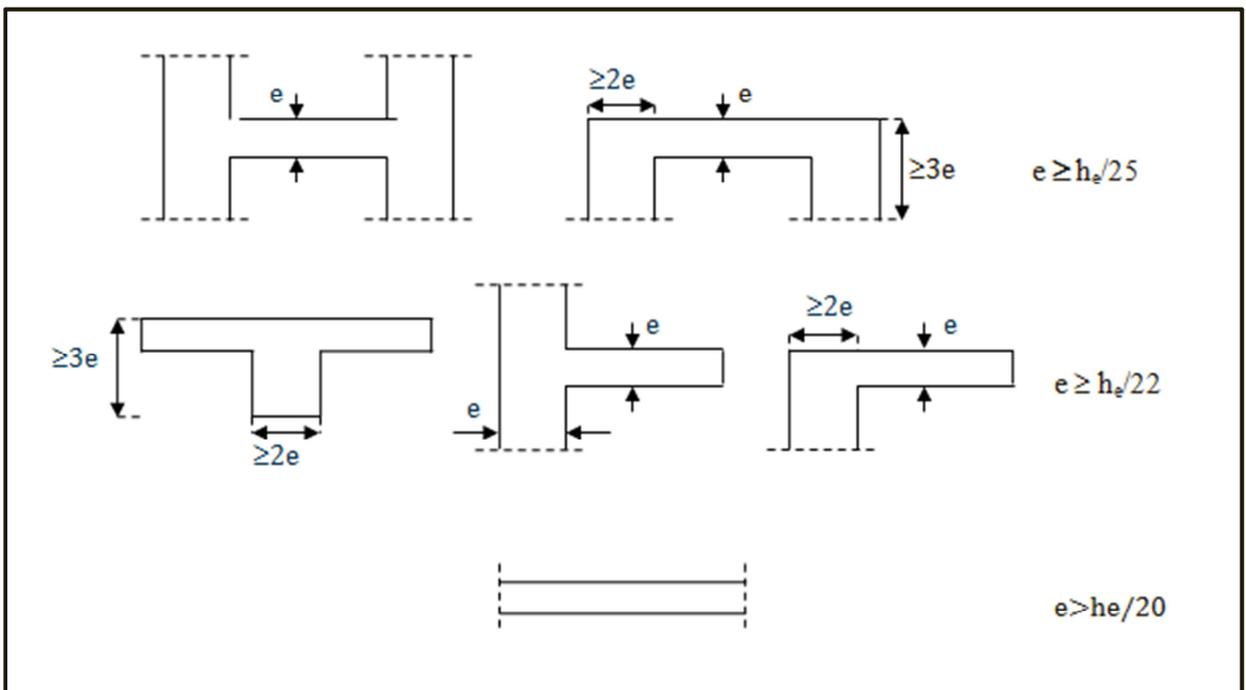


Figure II.5. Coupe du voile en plan

$$e \geq \max(h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq 20.4 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour le RDC}$$

$$e \geq 15.30 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour l'étage courant}$$

On adopte Alors  $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$ .

Largueur de voile  $L \geq 4e$  selon RPA  $\rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$ .

### II.4.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place supportant les charges et les surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 toute en vérifiant les imposées par le RPA2003 version 2003 .On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

D'après le BAEL91 on a

**Tableau II. 2. Type de charge en fonction de charge et M**

Type de charge	lourd	moyenne	légère
Charge (KN /ML)	$P > 45$	$15 \leq P \leq 45$	$P < 15$
M	$10 \div 12$	$12 \div 15$	$15 \div 20$

M : coefficient qui dépend de la charge sur la poutre

#### II.4.2.1. Poutre principale $P_p$ la plus sollicitée

$$L=4.50\text{m}$$

L : porté maximum du sens considéré

##### a) En propose $p_p = (35 \times 35)$

$$G_{pp} = G_0 + G_1 \quad \begin{cases} G_0 : \text{point propre de poutre principale} \\ G_1 : \text{point de plancher revenant a pp} \end{cases}$$

$$G_{pp} = 0.33 \times 0.35 \times 25 + (3.5/2 + 3.5/2) \times 25 = 26.44 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{pp} = (3.5/2 + 3.5/2) \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

##### b) La charge P

$$P = 1.35 \times G_{pp} + 1.5 \times Q_{pp}$$

$$P = 40.94 \text{ KN/ml}$$

Par le tableau on a  $\rightarrow 15 \leq P \leq 45 \rightarrow L/12 \leq h \leq L/15$  Donc  $30 \leq h \leq 37.5$

En prend  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$$

En prend  $\rightarrow P_p = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**II.4.2.2. Poutre secondaire  $P_s$**

$L = 3.5 \text{ m}$

$L$  : porté minimum du sens considéré.

En propose  $p_s = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

En même manière  $\rightarrow p_s = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

Donc on prend  $\begin{cases} b \times h = 30 \times 35 \rightarrow & \text{pour les poutres principales} \\ b \times h = 25 \times 30 \rightarrow & \text{pour les poutres secondaires} \end{cases}$

- ✓ Ces dimensions doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99 version 2003 qui se présente comme suit

**Tableau II.3. vérification des poutres**

	<b>Poutre principale</b>	<b>Poutre secondaire</b>	<b>Vérification</b>
<b><math>b \geq 20 \text{ cm}</math></b>	30	25	CV
<b><math>h \geq 30 \text{ cm}</math></b>	35	30	CV
<b><math>h/b \leq 4</math></b>	1.16	1.2	CV

**II.4.3. Les poteaux**

Le calcul de la section du béton se fera en compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de l'arguer de 1cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

**II.4.3.1. Principe**

Le pré-dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On

utilise un calcul basé sur la descente de charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. Pour cela, on suit les étapes suivantes

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU (BAEL91) et la vérification d'après (RPA99 /V2003).

**II.4.3.2.La formule générale**

$$B_r \geq \frac{K.\beta.N_u}{\frac{\theta.f_{bu}}{0.9} + 0.9\frac{f_{ed}}{100}} \quad \text{Avec} \quad N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r.f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que

$B_r = (a-0.02) (b-0.02)$  : Section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau.

$N_u = 1.35G + 1.5Q$ : Effort normal ultime sollicitant le poteau.

Pour k

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90jours.} \\ k = 1.20 \\ f_{c28} = f_{cj} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges sont appliquée avant 28 jours.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.00 \text{ pour les autres cas} \\ \theta \text{ est en fonction de la durée } T \text{ d'application des actions} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si } T > 24h \\ \theta = 0,9 \text{ si } 1h \leq T \leq 24 \\ \theta = 0,85 \text{ si } T < 1h \end{array} \right.$$

Dans notre cas  $\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \\ \theta = 1 \end{array} \right.$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 Mpa$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$\beta$  : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique ( $\lambda$ ) des poteaux qui est défini comme suit

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra  $\lambda=35$

D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$$

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique ( $\lambda$ )

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times (50/\lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

$$B_r \geq ((1 \times 1,2 \times Nu \times 10^{-3}) / (1 \times (14,2/0,9) + (0,85/100) \times 348)) \times 10^4$$

$$B_r = 0,64Nu \text{ (cm)}$$

#### II.4.3.3. Evaluation des charges et surcharges

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

##### a) Plancher terrasse

##### ▪ Plancher terrasse en corps creux

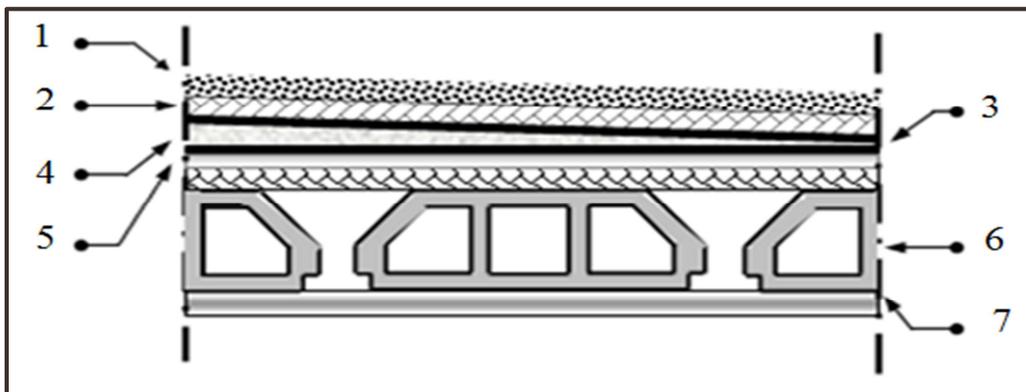


Figure II.6. Plancher terrasse (corps creux)

Tableau II. 4. charge d'exploitation de plancher terrasse (Cc)

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique KN/m <sup>3</sup>	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
Protection de gravillon	5	17.00	0.85
Etanchéité multicouche	5	2.4	0.12
Forme de pente	10	20	2
Papier kraft (2feuilles)	/	/	0.5
Isolation thermique	4	4.00	0.16
Dalle de compression + corps creux	16+4	14.25	2.85
Enduit en plâtre	2	10.00	0.2
<b>G = 6.68KN/m<sup>2</sup></b>			

Charge d'exploitation du plancher terrasse  $Q= 1 \text{ KN/m}^3$

- **Plancher terrasse en dalle pleine**

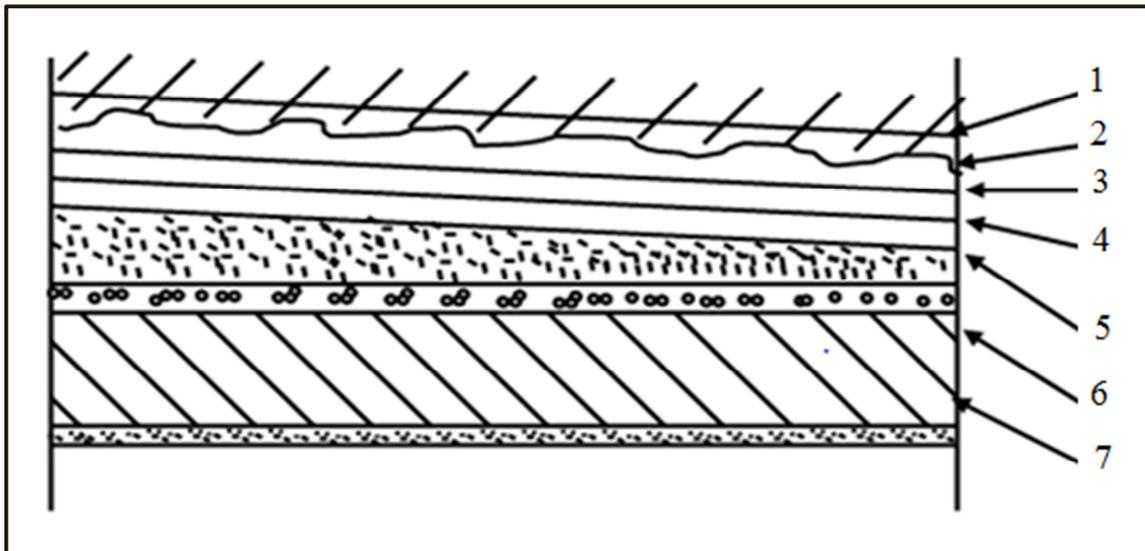


Figure II.7. Plancher terrasse (Dalle pleine)

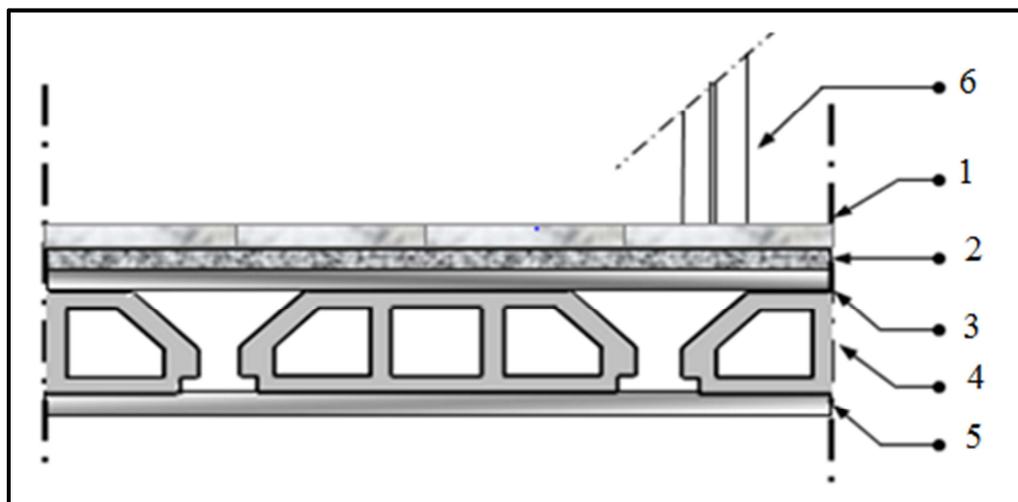
Tableau II. 5. Charge d'exploitation de plancher terrasse (DP)

Désignation des éléments	e (cm)	Masse volumique KN/m <sup>3</sup>	charge permanente KN/m <sup>2</sup>
Gravillon de protection	5	17	0.85
Etanchéité multicouche	5	2.4	0.12
Papier kraft	2 feuilles	/	0.50
Forme de pente	10	20	2
Isolation thermique	4	4	0.16
Isolation thermique	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.20
<b>G = 7.58 KN/m<sup>2</sup></b>			

Charge d'exploitation du plancher terrasse  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**b) Planchers des étages courants**

- **Planchers des étages courants en corps creux**



**Figure II.8. Plancher étage courants (corps creux)**

Tableau II. 6. charge de plancher étage courants(CC)

Matériaux	épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher en corps creux	16+4	14.25	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Cloison	10	9	0.9
<b>G = 5.11KN/m<sup>2</sup></b>			

Charge d'exploitation du plancher étage courant **Q= 1.50 KN/m<sup>3</sup>**

- **Plancher des étages courant en dalle pleine**

Tableau II. 7. charge d'exploitation de plancher des étages courant en dalle pleine

Matériaux	épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Isolation en brique	/	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0.2
<b>G = 6.11KN/m<sup>2</sup></b>			

c) Les Murs

- Murs extérieurs

Tableau II. 8. charge d'exploitation de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
Brique creuse extérieure	10	9	0.9
Brique creuse intérieure	10	9	0.9
L'âme de l'air	5	/	/
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Enduit en ciment	2	10	0.2
<b>G = 2.2KN/m<sup>2</sup></b>			

- Murs intérieurs

Tableau II. 9. charge d'exploitation de mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse intérieure	10	9	0.9
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Revêtement en ciment	2	20	0.4
<b>G = 1.50KN/m<sup>2</sup></b>			

d) Charges et surcharges aux niveaux des escaliers

- Au niveau du palier

Tableau II.10 .charges G et Q du palier

Matériaux	épaisseur (cm)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.4
<b>G = 5.31KN/m<sup>2</sup></b>			
<b>Q= 2.50KN/m<sup>2</sup></b>			

- Au niveau de la volée

Tableau II.11.charges G et Q du volée

Matériaux	Epaisseur (Cm)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	2000	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	h = 17	25	(2500x17) /2=2.125
Paillasse	15	25	(2500x0.15)/cos32.5=4.45
Enduit en ciment	1	20	0.2
Garde de corps	1	10	1
<b>G=8.94KN/m<sup>2</sup></b>			
<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>			

**e) Charges et surcharges au niveau des balcons**

Tableau II.12 .charges G et Q des balcons

Matériaux	épaisseur (cm)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en B A	15	2500	3.75
Enduit en ciment	2	2000	0,4
<b>G = 5.31KN/m<sup>2</sup></b>			
<b>Q= 3.5 KN/m<sup>2</sup></b>			

**II.4.3.4.Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5%. Ce qui donne

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec

- **n** : Nombre d'exploitation sur la terrasse.
- **Q<sub>0</sub>** : Charge d'exploitation sur la terrasse.
- **Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + ..... + Q<sub>n</sub>** : Charges d'exploitation des planchers courants.

**Tableau II.13. Dégression des charges d'exploitation**

Niveau des plancher	Charge d'exploitions	La valeur des charges	Σ Charge d'exploitions	Σ Des charges d'exploitions
Ter	Q <sub>0</sub>	1,0	Q <sub>0</sub>	1,00
P5	Q <sub>1</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2,50
P4	Q <sub>2</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85
P3	Q <sub>3</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05
P2	Q <sub>4</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,10
P1	Q <sub>5</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7,00
RDC	Q <sub>6</sub>	3,5	Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	9,25

**a) Méthode de calcul**

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

- **Charge permanente** :  $N_G = G \times S \rightarrow S$  : la surface offerte majorée.
- **Charge d'exploitation** :  $N_Q = Q \times S$
- **La charge limite ultime** :  $N_{ul} = 1.35N_G + 1.5N_Q$
- **Détermination de la section**

$$B_r = 0.64N_u$$

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow \text{Pour une section carrée}$$

b) Poteau central

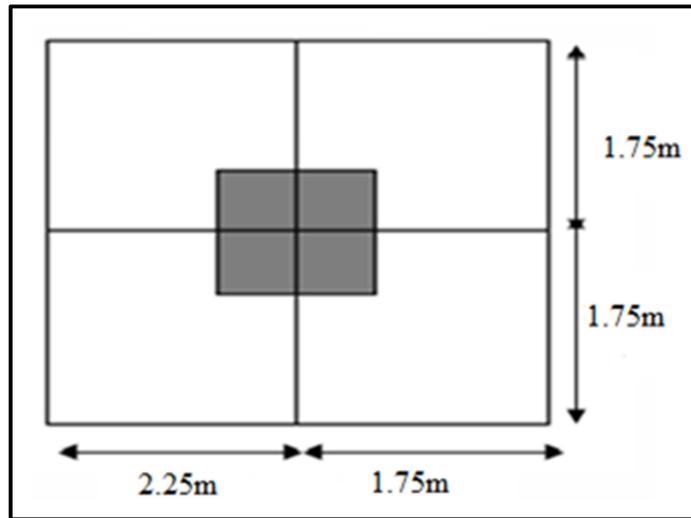


Figure II.9. Poteau central

La surface revenant au poteau central est  $S = 14 \text{ m}^2$

On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à

**1.15**  $\rightarrow S_{\text{majorée}} = 14 \times 1.15 = 16.1 \text{ m}^2$

Tableau II.14. démentions de poteau central

Niveau	G	G <sub>majoré</sub>	G <sub>cumulé</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>Q</sub>	N <sub>U</sub>	B <sub>r</sub>	a=b	axb
Terrasse	6.68	7.35	7.35	1	1	118.34	16.1	183.91	/	/	/
N5	5.11	5.62	12.97	1.5	2.5	208.82	40.25	373.61	239.11	17.46	35X35
N4	5.11	5.62	18.59	1.5	3.85	299.23	61.98	496.93	318.03	19.83	35X35
N3	5.11	5.62	24.21	1.5	5.05	389.78	81.31	648.17	414.83	22.36	40X40
N2	5.11	5.62	29.83	1.5	6.1	480.26	98.21	795.66	509.22	24.56	40X40
N1	5.11	5.62	35.45	1.5	7	570.74	96.6	915.40	585.85	26.20	45X45
RDC	5.11	5.62	41.07	3.5	9.25	661.23	127.65	1084.13	693.85	28.34	45X45

c) Poteau de rive

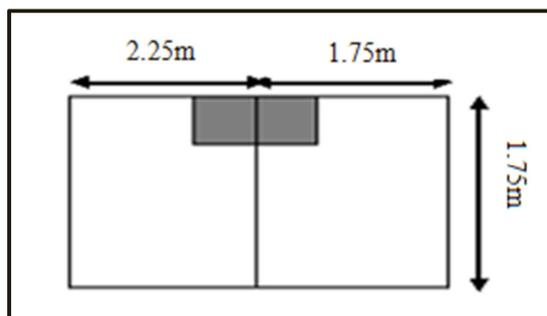


Figure II.10. Poteau de rive

La surface revenant au poteau de rive  $S = 6.125 \text{ m}^2$   $1.75\text{m} \cdot 2.25\text{m} \cdot 1.75\text{m}$

On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égal à 1.1

$$\rightarrow S_{\text{majorée}} = 6.74 \text{ m}^2$$

Tableau II.15. Les résultats du calcul de poteau de rive

Niveau	G	G <sub>majoré</sub>	G <sub>cumulé</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N <sub>G</sub>	N <sub>Q</sub>	N <sub>U</sub>	B <sub>r</sub>	a=b	axb
Terrasse	6.68	7.35	7.35	1	1	49.54	6.74	77.00	/	/	/
N5	5.11	5.62	12.97	1.5	2.5	87.42	16.85	143.30	91.17	11.57	30x30
N4	5.11	5.62	18.59	1.5	3.85	125.3	25.95	208.08	133.17	13.54	30x30
N3	5.11	5.62	24.21	1.5	5.05	163.17	34.04	271.34	173.65	15.18	30x30
N2	5.11	5.62	29.83	1.5	6.1	201.05	41.11	33.08	213.17	16.06	30x30
N1	5.11	5.62	35.45	1.5	7	238.93	47.18	393.33	251.73	17.86	35x35
RDC	5.11	5.62	41.07	3.5	9.25	276.81	62.34	467.20	299.01	19.30	35x35

d) Poteau d'angle

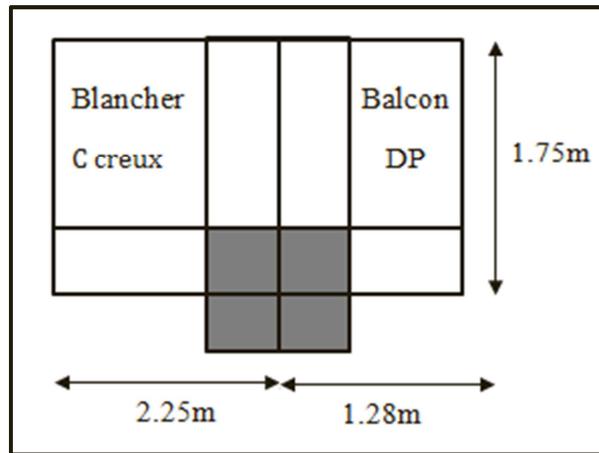


Figure II.11. Poteau d'angle

La surface revenant au poteau d'angle  $\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{plancher}} = 3.94 \text{ m}^2 \\ S_{\text{balcon}} = 2.24 \text{ m}^2 \end{array} \right.$

Les surfaces des poteaux d'angle ne sont pas majorées

Tableau II. 16. Les charges revenant au corps creux

Niveau	G	G majoré	G cumulé	Q	Q cumulé	N <sub>G</sub>	N <sub>Q</sub>
Terrasse	6.68	7.35	7.35	1	1	28.96	3.94
N5	5.11	5.62	12.97	1.5	2.5	50.10	9.85
N4	5.11	5.62	18.59	1.5	3.85	73.24	15.17
N3	5.11	5.62	24.21	1.5	5.05	95.38	19.89
N2	5.11	5.62	29.83	1.5	6.1	117.53	24.03
N1	5.11	5.62	35.45	1.5	7	139.67	27.58
RDC	5.11	5.62	41.07	3.5	9.25	161.81	36.44

Tableau II. 17. Les charges revenant au balcon

Niveau	G	G majoré	G cumulé	Q	Q cumulé	N <sub>G</sub>	N <sub>Q</sub>
N5	5.31	5.84	5.84	3.5	3.5	13.08	7.84
N4	5.31	5.84	11.68	3.5	7	26.16	15.68
N3	5.31	5.84	17.52	3.5	10.15	39.24	22.74
N2	5.31	5.84	23.36	3.5	12.95	52.32	29.01
N1	5.31	5.84	29.21	3.5	15.4	65.43	34.50
RDC	5.31	5.84	35.05	3.5	17.5	78.51	39.2

Tableau II. 18. Les résultats du calcul de poteau d'angle

Niveau	N <sub>G</sub> (CC)	N <sub>Q</sub> (CC)	N <sub>G</sub> (balcon)	N <sub>Q</sub> (balcon)	Σ N <sub>G</sub>	Σ N <sub>Q</sub>	N <sub>U</sub>	1,2*B <sub>r</sub>	a=b	axb
Terrasse	28.96	3.94	/	/	28.96	3.94	45.01	34.56	7.87	30X30
N5	50.10	9.85	13.08	7.84	63.18	17.69	111.83	85.88	11.27	30X30
N4	73.24	15.17	26.16	15.68	99.4	30.85	180.46	138.60	13.77	30X30
N3	95.38	19.89	39.24	22.74	134.62	42.63	245.68	188.70	15.74	30X30
N2	117.53	24.03	52.32	29.01	169.85	53.04	308.86	237.20	17.40	30X30
N1	139.67	27.58	65.43	34.50	205.10	62.08	370.01	284.17	18.85	30X30
RDC	161.81	36.44	78.51	39.20	240.32	75.64	437.89	336.30	20.33	30X30

▪ **Commentaire :**

Il est évident que les calculs relatifs aux poteaux de rive et d'angle ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau central (le plus sollicité), mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On opte les mêmes sections pour tous les poteaux (sections de poteau central).

e) **Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 2003**

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\text{Min (b, h)} \geq 30$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

**Tableau II. 19. vérification par l'RPA 2003**

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
<b>35x35</b>	Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) = 35	<b>Condition vérifiée</b>
	Min (b, h) ≥ (h <sub>e</sub> /20)	(h <sub>e</sub> /20)= 15.3	<b>Condition vérifiée</b>
	1/4 < b/h < 4	(b/h) = 1.00	<b>Condition vérifiée</b>
<b>40x40</b>	Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) = 40	<b>Condition vérifiée</b>
	Min (b, h) ≥ (h <sub>e</sub> /20)	(h <sub>e</sub> /20)= 15.3	<b>Condition vérifiée</b>
	1/4 < b/h < 4	(b/h) = 1.00	<b>Condition vérifiée</b>
<b>45x45</b>	Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) = 45	<b>Condition vérifiée</b>
	Min (b, h) ≥ (h <sub>e</sub> /20)	(h <sub>e</sub> /20)=20.4	<b>Condition vérifiée</b>
	1/4 < b/h < 4	(b/h) = 1.00	<b>Condition vérifiée</b>

f) **Vérification au flambement**

On doit vérifier que  $\lambda \leq 50$

- $\lambda = L_f / i$  (l'élancement)
- $i = \sqrt{I/B}$  (rayon de giration de la section transversale)

- $L_f = l_0$  (la hauteur de poteau)

**Tableau II.20 .vérification au flambement**

La section	$L_f$	$i$	$\lambda$	$\lambda < 50$
<b>35x35</b>	3.06	0.101	30.297	vérifiée
<b>40x40</b>	3.06	0.1154	26.164	Vérifiée
<b>45x45</b>	4.08	0.1299	31.40	Vérifiée

# CHAPITRE III

---

## ETUDE DES ELEMENTS

### SECONDAIRES

### III. ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

#### III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, empêche l'écoulement de l'eau, à un aspect esthétique.

##### III.1.1. Poids propre de l'acrotère

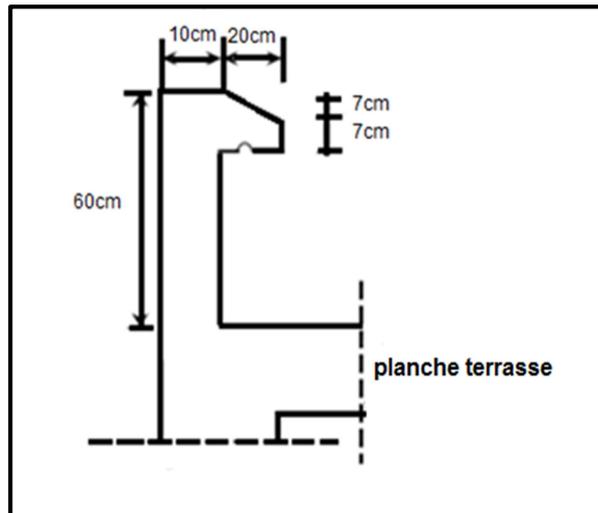


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

$$G = S \cdot \rho_{\text{béton}}$$

- La surface de l'acrotère est  $S = 0.081 \text{ m}^2$
- La masse volumique =  $25 \text{ KN/m}^3$
- $G = 0.081 \times 25 = 2.025 \text{ KN/ml}$

##### III.1.2. Calcul de surcharge d'exploitation

$$Q = F_p + F_q$$

- $F_q$  : poussées de la main courante prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$
- $F_p$  : la force sismique.

$$F_p = 4AC_pW_p \text{ (RPA99/VERSION2003 article 6.2.3)}$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés (RPA99/VERSION 2003 tableau 4.1)

Groupe usage2, zone III → A = 0.25

- $C_p$ : Facteur de force horizontale (RPA99/VERSION 2003 tableau 6.1)  
→ Élément en console →  $C_p = 0,8$
- $W_p$ : poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.025 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

$$Q = F_p + F_q = 1.62 + 1 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

### III.1.3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage est calculé sous l'effort de deux efforts et sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1.00 m de largeur.

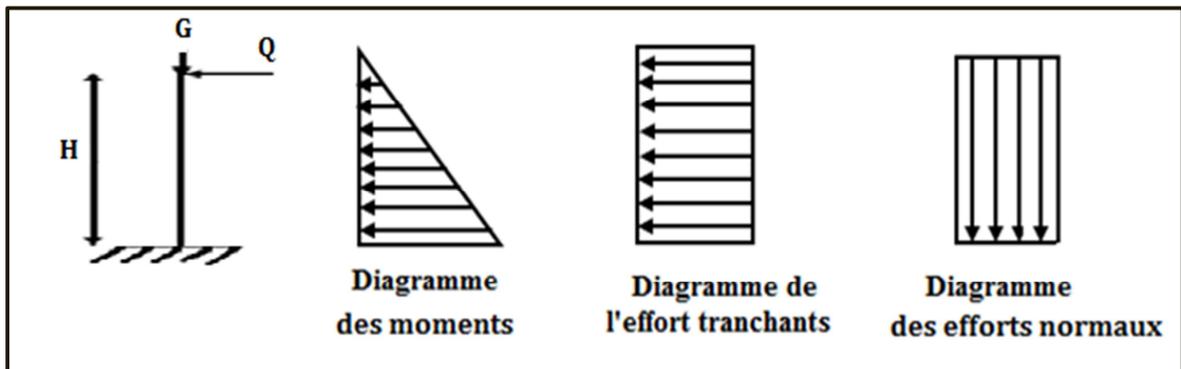


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

#### III.1.3.1. Les moments et efforts normaux

$$\text{à ELU} \begin{cases} N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q \rightarrow N_u = 1.35 \times 2.025 + 1.5 \times 0 = 2.734 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q \rightarrow M_u = 1.35 \times 0 + 1.5 \times 2.62 \times 0.6 = 2.358 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à ELS} \begin{cases} N_{ser} = N_G + N_Q \rightarrow N_{ser} = 2.025 \text{ KN} \\ M_{ser} = M_G + M_Q \rightarrow M_{ser} = 0 + 2.62 \times 0.6 = 1.572 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.1.4. Ferrailage de l'acrotère à ELU

#### III.1.4.1. Calcul de l'excentricité

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e_u = M_u / N_u = 2.358 / 2.734 = 0.862 \text{ m}$$

$$e_{ser} = M_{ser}/N_{ser} = 1.572/2.025 = 0.776 \text{ m}$$

**III.1.4.2. Position du centre de pression à l'ELU**

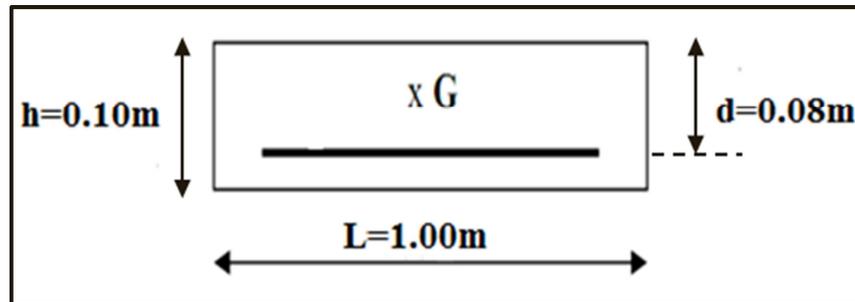


Figure III.3. Section de calcul

$$e_u = M_u/N_u = 2.358/2.734 = 0.862 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

$h/2 - c < e_u \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc la section est partiellement comprimée, on calcule une section fictive d'acier a la flexion simple, puis en déduit la section d'acier tendue de flexion composée.

**a) Moment fictif**

$$M_f = N_u \times e_a$$

$e_a$  : la distance entre le point d'application du pression et le centre de gravité des armatures tendues

$$e_a = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.862 + \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.892 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times e_a = 2.734 \times 0.892 = 2.439 \text{ KN.m}$$

**b) Moment réduit**

$$f_{bu} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.439 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0268$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \rightarrow \mu_{lu} = 0.351$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = 1.552$$

$\mu_u < \mu_{lu} \rightarrow$  la section est simplement armée  $A'_s=0$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

**Tel que**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.0268)}] = 0.034 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.889 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0.889 - \frac{2.734 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.810 \text{ cm}^2$$

### **C) Condition de non fragilité**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité  $A_s \geq A_{min}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Pour Les armatures vérifiant la condition de non fragilité  $A_s \geq A_{min}$

$$\text{On adoptera } A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_r = 4HA8 \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

### **d) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 /BAEL 91**

$\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$  fissuration est préjudiciable  $\rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 2,62 = 3,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3930}{1000 \times 80} = 0,049 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée donc il y'a pas risque de cisaillement

**e) Vérification de l'adhérence des barres**

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1,5$  pour les HA

$$\text{Avec : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{3,93 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 4 \times 80 \times \pi} = 0,054 \text{ Mpa} < 3,15 \text{ Mpa}$$

Donc il y'aura pas le risque d'entraînement des barres.

**III.1.4.3. Vérification à l'ELS**

On doit vérifier :

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_c$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour HA

Position de l'axe neutre c'est la solution de l'équation suivant :

$$100 \cdot y^2 + 15 \cdot y \cdot A_s - 15 \cdot y \cdot d \cdot A_s = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 30 \cdot 15 y - 241,2 = 0$$

$$\rightarrow y = 1,41 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d-y)^2 = \frac{100}{3} 1,41^3 + 30 \cdot 15 (8-1,41)^2 = 1449,518 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,572 \times 10^6}{1449,518 \times 10^4} \times 1,41 = 1,529 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15 \frac{1.572 \times 10^6}{1449.518 \times 10^4} \times (80-14.1) = 107.203 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$

a) Vérification de l'écartement des barres

▪ **Armatures verticales**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_{t \leq} \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition**

$$S_{t \leq} \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification au flambement

▪ **Calcul de l'élancement**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I}} \sqrt{A}$$

Avec :

- $\lambda$  : Élancement de l'élément.
- $L_f$  : longueur de flambement.
- $i$  : rayon de giration.
- $I$  : moment d'inertie de la section.
- $A$  : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

▪ **Vérification à l'élancement**

$$\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h}; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50 ; 100) = 100 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

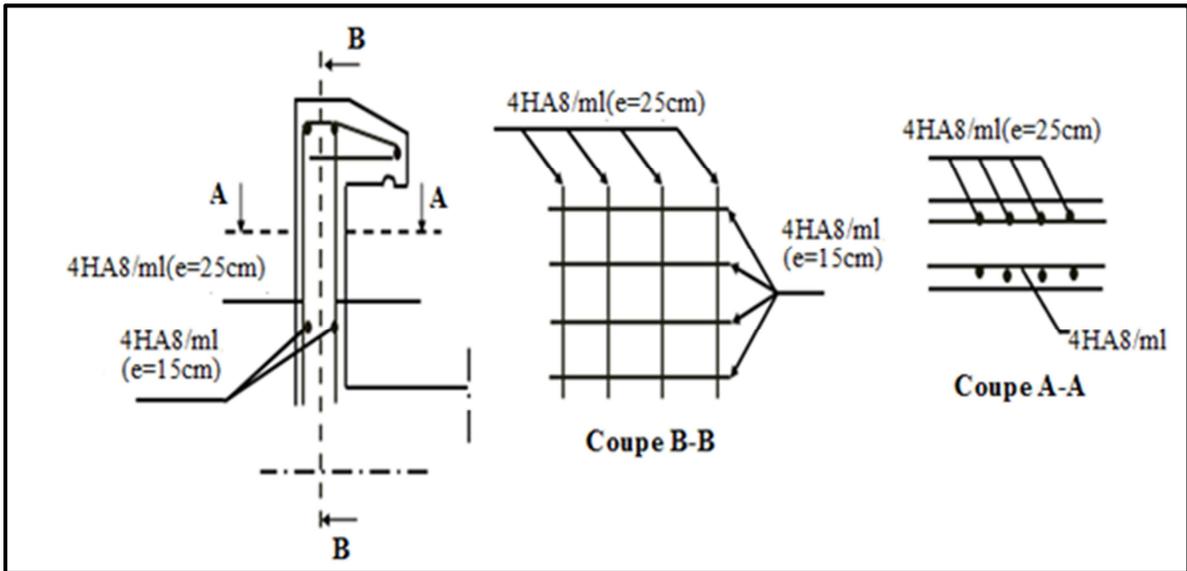


Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère

### III.2. Calcul des escaliers

#### III.2.1. Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armée ou en bois. Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de type droit à deux volées avec palier intermédiaire.

Un seul type d'escalier le long de notre structure

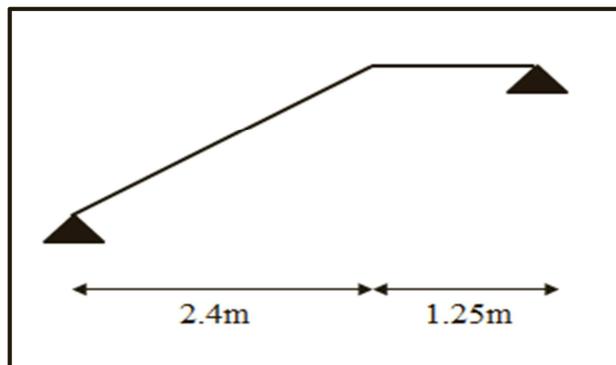


Figure III. 5. Section de calcul d'escalier

#### III.2.2. Calcul des sollicitations

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

Tableau III .1. Les charges Q et G de paillasse et de palier de repos

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanent G (KN/m <sup>2</sup> )	8.94	5.31
Charge exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )	2.5	2.5

**III.2.2.1. Combinaison de charges**

a) Etat limite ultime (ELU)

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

- Paillasse →  $P_{u1} = 1.35(8.94) + 1.5(2.5) = 15.82 \text{KN/m}^2$
- Palier →  $P_{u1} = 1.35(5.31) + 1.5(2.5) = 10.92 \text{KN/m}^2$

b) Etat limite de service (ELS)

$$G+Q$$

- Paillasse →  $P_{u1} = 8.94 + 2.5 = 11.44 \text{KN/m}^2$
- Palier →  $P_{u1} = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{KN/m}^2$

**III.2.3. Calcul des moments fléchissant et de l'effort tranchant**

**III.2.3.1. Calcul à l'ELU**

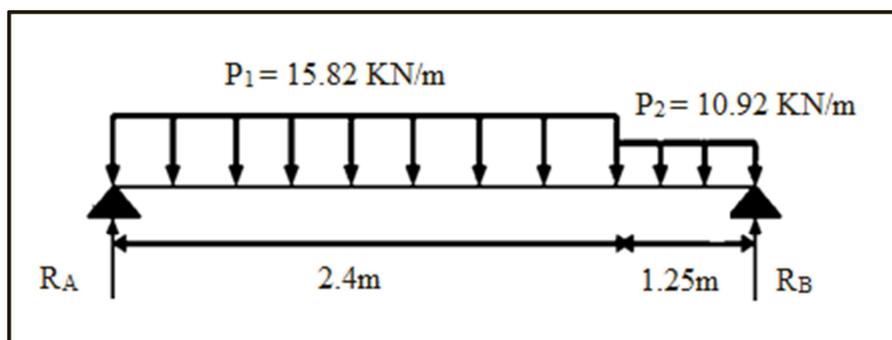


Figure III.6. schéma statique d'escalier à l'ELU

a) Calcul des réactions

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.82 \times 2.4) + (10.92 \times 1.25)$$

$$R_A + R_B = 51.62 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(1.25 + 2.4) = 15.82 \frac{2.4^2}{2} + 10.92 \times 1.25(2.4 + \frac{1.25}{2})$$

$$R_B = 23.80 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A(2.4 + 1.25) = 15.82(2.4) \left( \frac{2.4}{2} + 1.25 \right) + 10.92 \frac{1.25^2}{2}$$

$$R_A = 27.82 \text{KN}$$

D'où :  $R_A = 27.82 \text{ KN}$

$R_B = 23.80 \text{ KN}$

***b) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant***

**1<sup>er</sup> Tronçon  $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

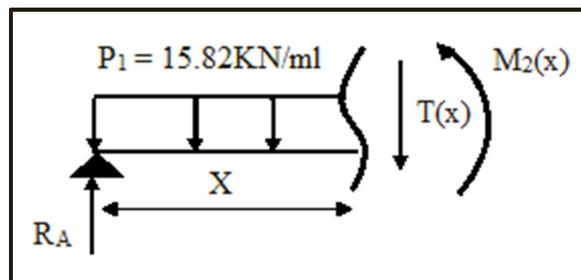


Figure III .7. La coupe verticale de 1<sup>er</sup> tronçon

$$T(x) = 27.82 - 15.82x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 27.82 \text{KN} \\ T(2.4) = -10.15 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 27.82x - 15.82 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(2.4) = 21.21 \text{KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> Tronçon  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.25 \text{ m}$**

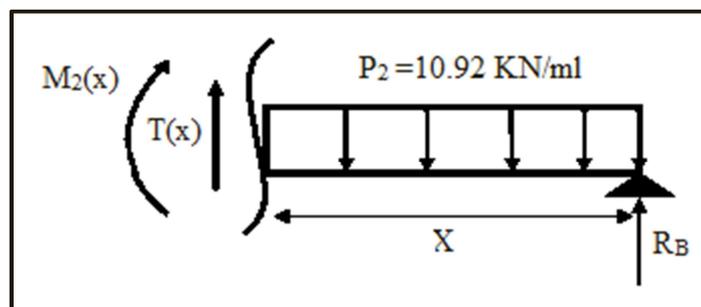


Figure III. 8. la coupe verticale de 2<sup>ème</sup> Tronçon

$$T(x) = 10.92x - 23.80 \rightarrow \begin{cases} T(0) = -23.80\text{KN} \\ T(1.25) = -10.15\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 23.80x - 10.92 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0\text{KN.m} \\ M(1.25) = 21.21\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_z^{\max}(1.25) = 24.46\text{KN.m}$$

**III.2.3.2. Calcul à l'ELS**

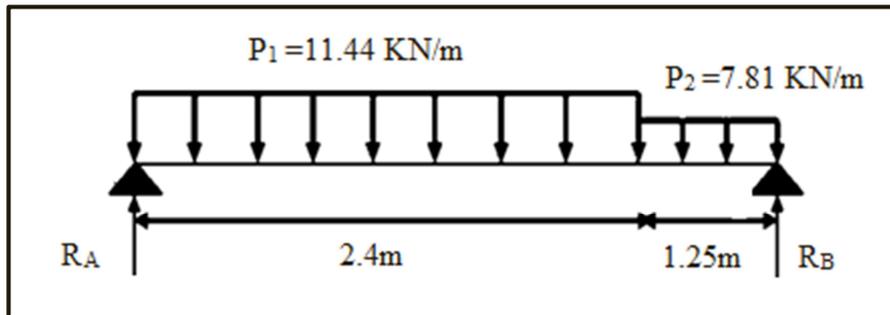


Figure III .9. Schéma statique d'escalier à l'ELS

**a) Calcul des réactions**

$$\sum F_V = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = (11.44 \times 2.4) + (7.81 \times 1.25) \\ R_A + R_B = 37.22\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \begin{cases} R_B(2.4 + 1.25) = 11.44 \frac{2.4^2}{2} + 7.81(1.25)(2.4 + \frac{1.25}{2}) \\ R_B = 17.12\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A(2.4 + 1.25) = 11.44(2.4) \left(\frac{2.4}{2} + 1.25\right) + 7.81 \frac{1.25^2}{2} \\ R_A = 20.10\text{KN} \end{cases}$$

D'où  $\begin{cases} R_A = 20.10\text{KN} \\ R_B = 17.12\text{KN} \end{cases}$

**b) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

1<sup>er</sup> Tronçon  $0\text{m} \leq x \leq 2.4\text{m}$

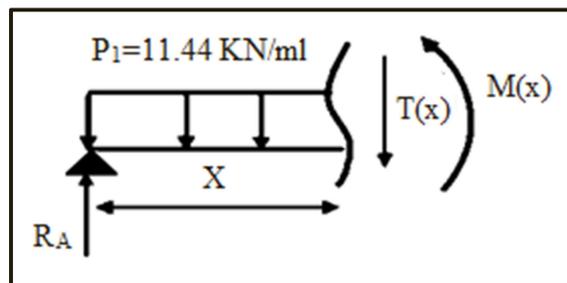


Figure III.10. la coupe verticale de 1<sup>er</sup> tronçon

$$T(x) = 20.10 - 11.44x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 20.10\text{KN} \\ T(2.4) = -7.35\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 20.10x - 11.44\frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0\text{KN.m} \\ M(2.4) = 15.30\text{KN.m} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> Tronçon  $0\text{m} \leq x \leq 1.25\text{m}$

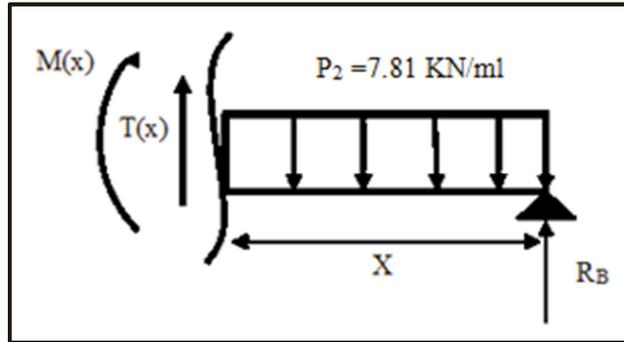


Figure III .11. La coupe verticale de 2<sup>ème</sup> tronçon

$$T(x) = 7.81x - 17.12 \rightarrow \begin{cases} T(0) = -17.12 \text{ KN} \\ T(1.25) = -7.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 17.12x - 7.81\frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.25) = 15.30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z^{\max}(1.25) = 17.65 \text{ N.m}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affecte le moment  $M^{\max}$  par des coefficients de valeurs égales à :

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \text{Aux appuis} \rightarrow M_{ua} = -0.3M_z^{\max} = -0.3(24.46) = -7.34\text{KN.m} \\ \text{En travée} \rightarrow M_{ut} = 0.85M_z^{\max} = 0.85(24.46) = 20.80\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS} \begin{cases} \text{Aux appuis} \rightarrow M_{sa} = -0.3M_z^{\max} = -0.3(17.65) = -5.30\text{KN.m} \\ \text{En travée} \rightarrow M_{st} = 0.85M_z^{\max} = 0.85(17.65) = 15.00\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.2. les résultats de  $M_z^{max}$ ,  $M_{ut}$ ,  $M_{ua}$ ,  $M_{sa}$ ,  $M_{st}$  a l'ELU et l'ELS

ELU			ELS		
$M_z^{max}$ (KN.m)	$M_{ua}$ (KN.m)	$M_{ut}$ (KN.m)	$M_z^{max}$ (KN.m)	$M_{sa}$ (KN.m)	$M_{st}$ (KN.m)
24.46	7.34	20.80	17.65	5.30	15.00

▪ Les diagrammes à ELU et ELS

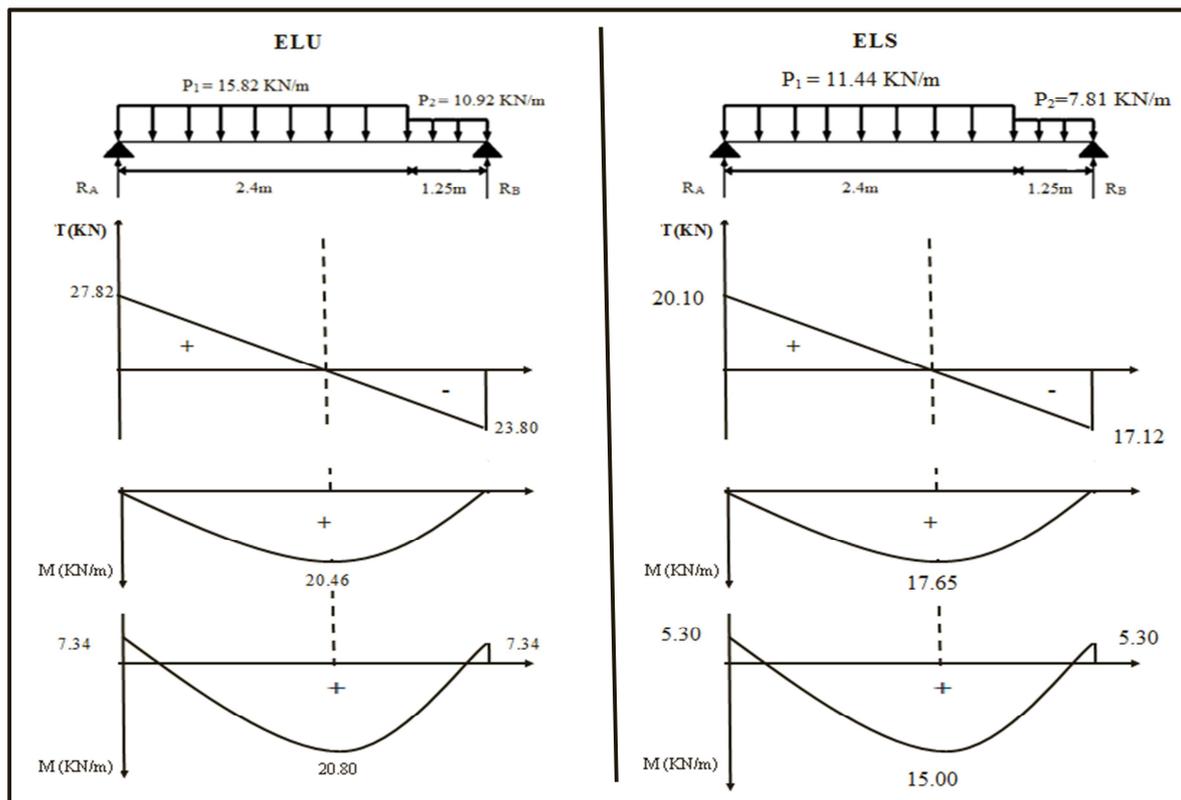


Figure III.12. Les diagrammes de T et M à l'ELU et l'ELS

III.2.4. Ferrailage

III.2.4.1. Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

a) Calcul des armatures aux appuis

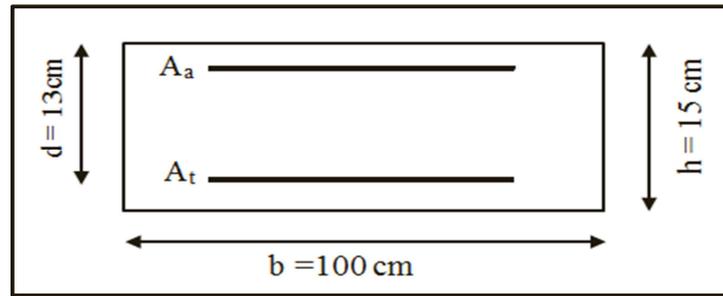


Figure III.13. La section de calcul des armatures

▪ Armature longitudinale

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 15 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 0.9 \times h = 13 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ F_{ed} = 348 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MP} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0306$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{7.34}{5.30} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) = 0.292$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0306 \\ \mu_{lu} = 0.2922 \end{array} \right. \rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (Section simplement armée S.S.A)}$$

$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée.

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13(1 - 0.6 \times 0.0306) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} \Rightarrow A_a = 1.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.62 \text{ cm}^2$$

**On adopte** 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**

▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

**b) Calcul des armatures en travée**▪ **Armature longitudinale**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{20.80}{15.00} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4} (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) = 0.295$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0306 \\ \mu_{lu} = 0.2950 \end{cases} \rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.13(1 - 0.6 \times 0.0306) = 0.13m$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{20.80 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} \rightarrow A_t = 4.60 \times 10^{-4} m^2 = 4.60 cm^2$$

On adopte **4HA14 = 6.16cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 cm^2$$

Soit **4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm**

**III.2.5. Vérification****III.2.5.1. Condition de non fragilité**

*Aux appuis*

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_r \geq A_{min} \end{cases}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \times 10^{-4} m^2 = 1.57 cm^2$$

$$\begin{cases} A_l = 3.14 cm^2 > A_{min} = 1.57 cm^2 \dots \dots \dots CV \\ A_r = 1.51 cm^2 > A_{min} = 1.57 cm^2 \dots \dots \dots CNV \end{cases}$$

On adopte **A<sub>r</sub> = 4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>** Avec **St=25cm**

**III.2.5.2. Vérification de la disposition des armatures (Article A. 8.2.4 BAEL 91)**

**a) Armatures longitudinal**

$$S_t < \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45, 33) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

**b) Armature de répartition**

$$S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (60, 45) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

**III.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant (BAEL. Art A.5.1.2)**

$$T_u^{\max} = 27.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{Mpa}) = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 5\text{Mpa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{27.82}{0.13} \times 10^{-3} = 0.214\text{Mpa} \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.214 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{C.V}$$

**D'où**

Il n'y'a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**III.2.5.4. Vérification de l'adhérence des barres (Art A 6.1.3 BAEL/91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

Avec

- $\psi_s$  : Coefficient de scellement
- $\psi_s = 1.5$  (acier F<sub>c</sub>400, haute adhérence)
- $\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence
- $\bar{\tau}_s$  : Contrainte d'adhérence
- $\sum u_i = n\pi\phi$  Somme des périmètres utiles des barres  $\begin{cases} n \text{ Nombre des barres} \\ \phi \text{ Diamètre des barres} \end{cases}$

Avec ( $\phi = 10\text{mm}$ )

$$V_u = 27.82 \text{ KN}$$

$$\tau_s = \frac{27.82 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 4 \times 0.01 \times \pi} = 1.90 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_s = \psi_s F_{tj} = \psi_s F_{t28}$$

$$\overline{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ Mpa}$$

$\tau_s = 1.9 < 3.15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V} \rightarrow$  Donc pas de risque d'entraînement des barres

**III.2.5.5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

**a) Influence sur le béton (BAEL 91 Art A.5.3.13)**

$$T_u^{\max} \leq \overline{T_u} = \frac{0.4 \times a \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.5} = 0.78 \text{ MN} = 780 \text{ KN}$$

Avec  $a = 0.9d = 0.9 \times 0.13$

$$T_u^{\max} = 27.82 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que  $A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u^{\max} + \frac{M_{u \text{ appui}}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 27.82 \times 10^{-3} + \frac{7.34}{0.9 \times 0.13} 10^{-3} \right)$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopter  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**III.2.5.6. Contrainte de compression dans le béton comprimé ELS**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Contrainte maximale dans le béton  $\sigma_{bc} = K.Y$**

Avec

- $K = \frac{M_s}{I}$
- $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta.A(d-y)^2 + \eta A'.(y-d)^2$

$$\blacksquare \frac{by^2}{2} + \eta(A+A').y - \eta(Ad+A'd') = 0$$

Où ( $A'=0$  et  $\eta=15$ )

$$\rightarrow 50y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 13 \times 3.14 = 0 \rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (3.06)^3 + 15 \times 3.14 (13 - 3.06)^2 = 5608,74 \text{ cm}^4 = 5.61 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

Tableau III.3. Les résultats

$M_{ser}$ (KN .m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$I$ ( $\text{cm}^4$ )	$Y$ (cm)	$K$ (MPa/m)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
5.30	3.14	$5.61 \times 10^3$	3.06	94.50	2.9	15	vérifiée

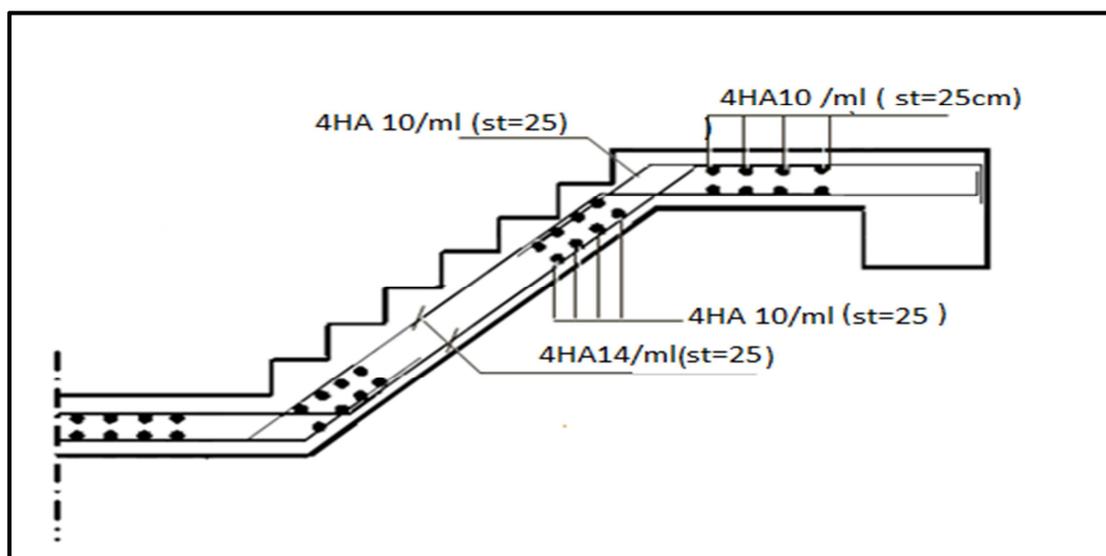


Figure III .14. Schéma de ferrailage des escaliers

### III.3. Etude de la poutre palière

#### III.3.1. Introduction

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs.

Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment) et elle est aussi sollicitée par un coupe de torsion.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

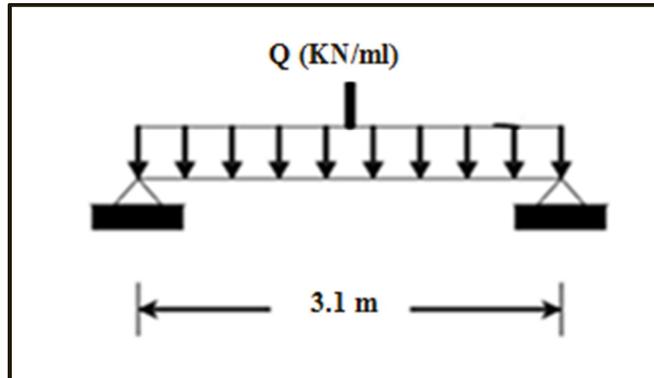


Figure III.15.Schéma statique de la poutre palière

**III.3.2. Pré-dimensionnement de la poutre palière**

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont

On a 
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec

- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.
- L : Longueur de la poutre.

$L = 310\text{cm} \rightarrow 20.67 h \leq 31 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$

$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm}.$

On adopte une section de (25x30).

Vérification RPA 99  $\rightarrow \begin{cases} h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{OK.} \\ b = 25\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK} . \\ \frac{h}{b} = 1.67\text{cm} \leq 4 \dots \dots \dots \text{OK} . \end{cases}$

**III. 3.3. Evaluation des charges**

La poutre palière est soumise à

- Charge d'exploitation  $Q=2.5 \text{ KN/ml}$

- Le poids propre le long de la poutre  $G_p = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .
- Le poids propre de la maçonnerie  $G_{\text{maç}} = 2.2 \times (3.06 - 0.30) \frac{1}{2} = 3.04 \text{ KN/ml}$
- Réaction d'appuis proviennent de l'escalier
 
$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow R_b = R_a = 27.82 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS} \rightarrow R_b = R_a = 20.10 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

**III.3.3.1. Combinaison des charges**

$$\text{À l'ELU} \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_{\text{max}}) + R_b \\ q_u = 1.35(1.875 + 3.04) + 27.82 = 34.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{À l'ELS} \begin{cases} q_s = G_p + G_{\text{max}} + R_b \\ q_s = 1.875 + 3.04 + 20.10 = 25.02 \text{ KN} \end{cases}$$

**III.3.3.2. Calcul des sollicitations**

- Moment isostatique à l'ELU  $\rightarrow M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{34.45 \times 3.1^2}{8} = 41.38 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant à l'ELU  $\rightarrow T_s = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{34.45 \times 3.1}{2} = 53.40 \text{ KN}$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$\begin{cases} \text{Sur appuis} \rightarrow M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 41.38 = -12.41 \text{ KN.m} \\ \text{Sur travée} \rightarrow M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 41.38 = 35.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment isostatique à l'ELS  $\rightarrow M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.02 \times 3.1^2}{8} = 30.05 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant à l'ELS  $\rightarrow T_s = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{25.02 \times 3.1}{2} = 38.78 \text{ KN}$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$\begin{cases} \text{Sur appuis} M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 30.05 = -9.01 \text{ KN.m} \\ \text{Sur travée} M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 30.05 = 25.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Diagrammes des moments et des efforts tranchants**

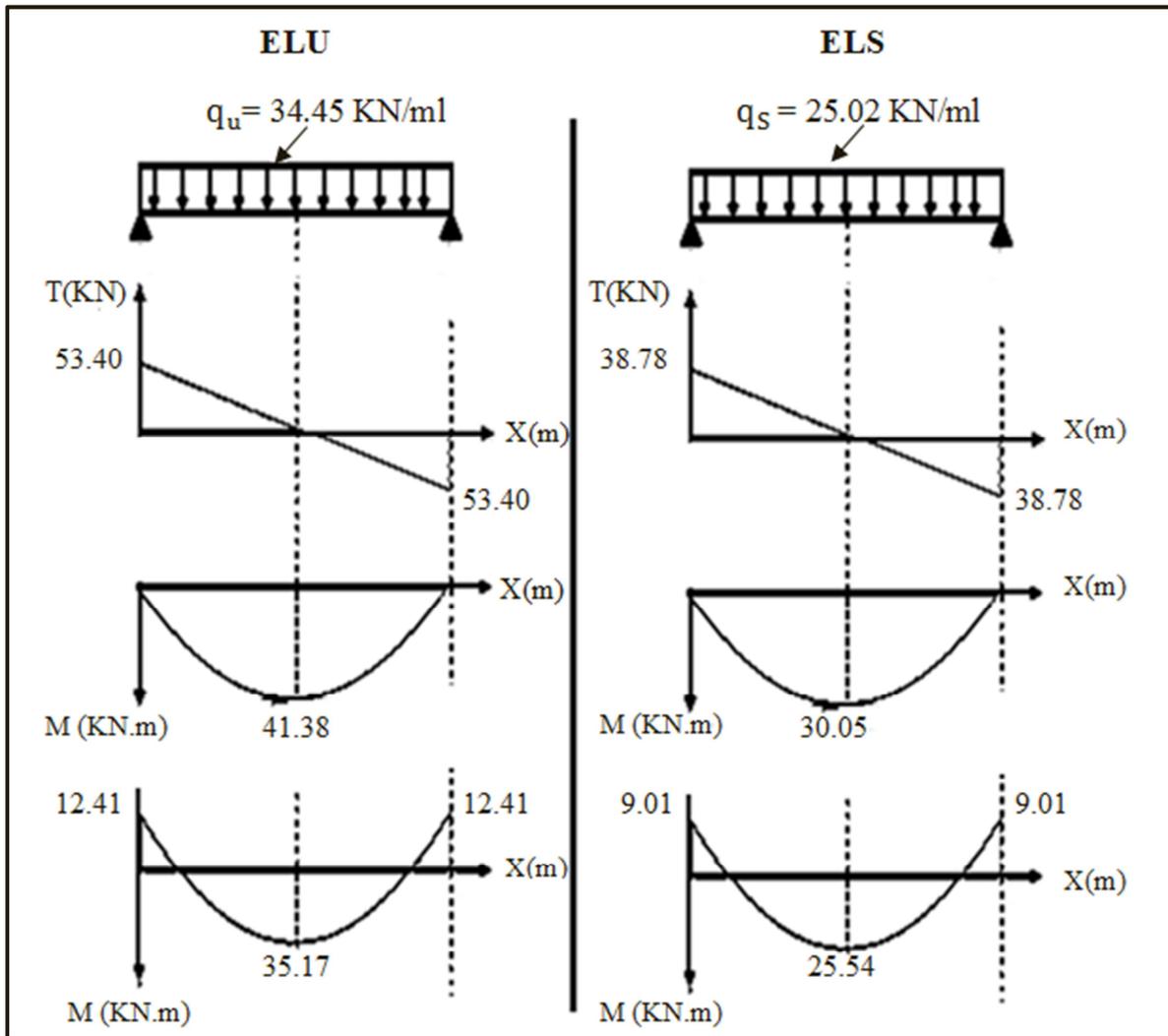


Figure III.16. Les diagrammes de M et T à l'ELU et l'ELS

### III.3.4. Calcul des armatures

#### III.3.4.1. En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{12.41}{9.01} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4} (3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée. S.S.A)}$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < 0,275 \rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.27(1 - 0.6 \times 0.048) = 0.262 \text{m.}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{ed}} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{0.262 \times 348} = 1.36 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.36 \text{cm}^2$$

On adopte **3HA14=4.62 cm<sup>2</sup>**

### III.3.4.2. En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.113$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{35.17}{25.54} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.38 + 49 \times 25 - 3050) = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.113 < \mu_{lu} = 0.292 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.27(1 - 0.6 \times 0.113) = 0.25 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{Z_b f_{ed}} = \frac{35.17 \times 10^{-3}}{0.25 \times 348} = 4.04 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 4.04 \text{cm}^2$$

On adopte **3HA14=4.62 cm<sup>2</sup>**

### III.3.5. Vérification à l'ELU

#### III.3.5.1. Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL 91 modifier 99)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{cm}^2$$

- **En appui**  $A_a = 1.36 > A_{\min} = 0.81 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$
- **En travée**  $A_t = 4.04 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

#### III.3.5.2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 53.40 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{Mpa}) = \min \left( \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{Mpa} \right) = 4.35 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{53.40}{0.25 \times 0.27} \times 10^{-3} = 0.791 \text{Mpa} < 4.35 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'y a aucun risque de cisaillement

**III.3.5.3. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres**

(Art A. 6.1.3 BAEL/91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{53 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27 \times 4 \times 0.01 \times \pi} = 1.75 \text{ Mpa} < 3.15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**III.3.5.4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(BAEL91 Art A .5.1.3.13)

Influence sur le béton

$$\left\{ \begin{array}{l} T_u^{\max} < \bar{T}_u = \frac{0.4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \cdot 0.9 \cdot 0.27 \cdot 0.25 \cdot 25}{1.5} = 0,405 \text{MN} = 405 \text{KN} \\ \text{Avec } a = 0,9d \\ T_u^{\max} = 53.54 \text{KN} < 405 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.3.5.5. Influence sur les armatures longitudinales inferieures**

On doit vérifier que

$$A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_{a \text{ appui}}}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (53.54 \times 10^{-3} + \frac{12.41}{0.9 \times 0.27} 10^{-3}) = 3.01 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ appui}} = 3.01 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.01 \text{cm}^2 \geq 2.73 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**III.3.5.6. Calcul des armatures transversales**

$$S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{cm}) = \min (27, 40) = 27 \text{cm} \rightarrow S_t = 20 \text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 20}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend des Ø10 pour les cadres et les étriers (un cadre et un étrier)

**III.3.6. Vérification à l'ELS**

**III.3.6.1. Etat limite de déformation (la flèche)**

(Art B.6.5.2 BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.01}{25 \times 27} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{C.V} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0.096 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_u} = \frac{25.54}{10 \times 30.04} = 0.085 \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

Tel que :

- $M_t$  : moment dans les travers
- $M_u$  : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**III.3.6.2. Contrainte de compression dans le béton ELS**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = K \cdot Y$  avec  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

**En travée**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A' = 0 \\ \eta = 15 \\ A_s' = 0 \\ A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.4. Les résultats

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
travée	25.54	4.62	28344.75	9.77	90.10	8.8	15	CV
appui	9.01	4.62	28344.75	9.77	31.78	3.1	15	CV

### III.3.7. Etude de la poutre palière à la torsion Selon BAEL 91revisé 99

#### III.3.7.1. Armatures longitudinales

$$M_{tor} = 12.41 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4.2 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = (25-4.2) \times (30-4.2) = 536.64 \text{ cm}^2 = 0.053 \text{ m}^2$$

$$\mu = 2[(b-e) + (h-e)] = 0.9 \text{ m}$$

$$A_{tor} = \frac{1.15 \times 100 \times M_{toe} \Omega}{2 \mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 0.053 \times 12.41 \times 10^{-3}}{2 \times 0.9 \times 400} = 1.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.05 \text{ cm}^2$$

#### III.3.7.2. Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{u tor} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{0.01 \times 12.41 \times 10^{-3}}{2 \times 0.053 \times 0.042} = 0.028 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u tor} = \sqrt{\tau_{u tor}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{0.028^2 + 0.791^2} = 0.791 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u tor} = 0.791 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ Mpa}$$

#### III.3.7.3. Armatures transversales

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

$$A_{tr tor} = \frac{0.2 \times M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{0.2 \times 12.41 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.053 \times 400} = 1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.17 \text{ cm}^2$$

**III.3.8.Ferraillage finale de la poutre palière**

**III.3.8.1.Armatures longitudinales**

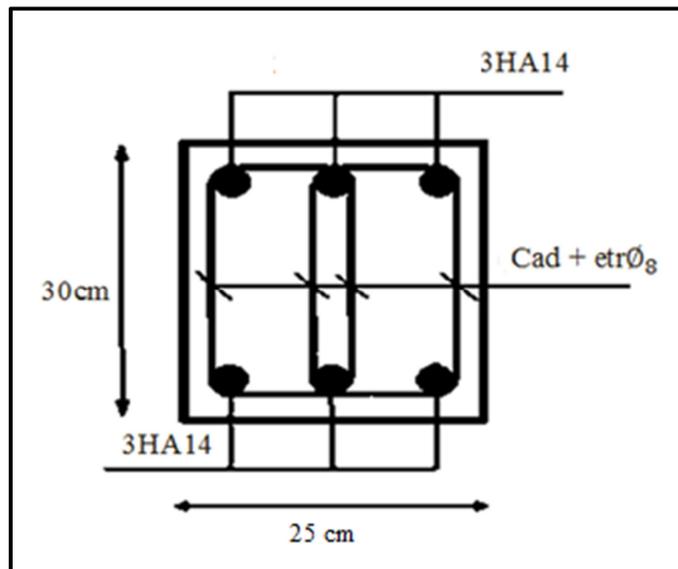
$$\begin{cases} \text{En travée} \rightarrow A_s = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 4.04 + \frac{1.05}{2} = 4.56\text{cm}^2 \\ \text{En appui} \rightarrow A_s = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3.01 + \frac{1.05}{2} = 3.53\text{cm}^2 \end{cases}$$

**III.3.8.2.Armatures transversals**

$$A=A_{tr\ tor} + A_t = 1.17 + 4.04 = 5.21\text{cm}^2$$

**Tableau III.5.las armateurs**

Armatures longitudinal (cm <sup>2</sup> )		Armatures transversals (cm <sup>2</sup> )
Travée	Appui	
3HA14=4.62	3HA14=4.62	Cad + etrØ <sub>8</sub>



**Figure III .17. Schéma de ferraillage de la poutre palière**

**III.4. Etude des balcons**

**III.4.1 .Définition**

Le balcon est assimilé à une console en dalle pleine, encadrée à son extrémité de longueur de **1.28** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.

Notre structure comporte deux types de balcons .Parmi ces deux, on choisit le cas le plus défavorable et on adopte le ferrailage trouvé pour tous les autres.

### III.4.2 .Charges verticales

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux, du fait de la concentration possible des personnes .La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à  $3.5\text{KN/m}^2$ .

### III.4.3. Détermination des sollicitations

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers. Par la méthode de CAQUOT .le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissuration préjudiciable.

### III.4.4. Evaluation des actions

- Epaisseur de la dalle  $e=15\text{cm}$
- Les balcons sont sollicités par les sollicitations suivantes
  - charges permanentes  $G_1=5.31\text{KN/m}^2$
  - charges d'exploitations  $Q_1=3.5\text{KN/m}^2$
  - charges de garde-corps  $G_2=1\text{KN/m}^2$
  - surcharges dues à la main courante  $Q_2=1\text{KN/m}^2$

#### III.4.4.1. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

#### a) Combinaison fondamentales

$$\text{À ELU} \begin{cases} q_u = 1.35 G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ KN/ml} \\ Q_u = 1.5q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml} \\ p_u = 1.35G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{À l'ELS} \begin{cases} q_s = G_1 + Q_1 = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml} \\ Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN/ml} \\ p_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

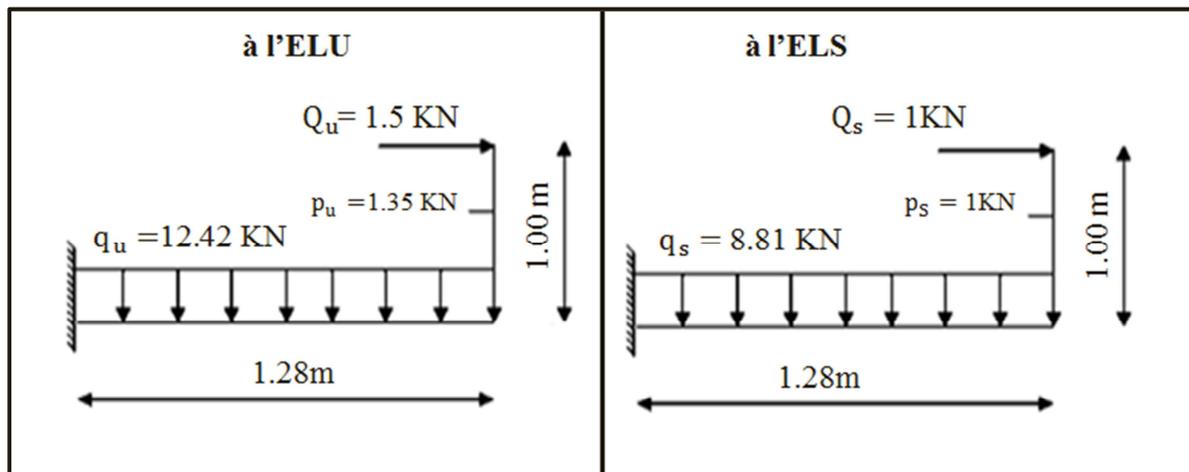


Figure III.18. Schéma statique à l'ELU et à l'ELS

b) Les sollicitations

$$\text{À l'ELU} \begin{cases} T(x) = q_u x + p_u \\ M(x) = \frac{q_u}{2} x^2 + p_u x + Q_u \end{cases}$$

$$\text{À l'ELS} \begin{cases} T(x) = q_s x + p_s \\ M(x) = \frac{q_s}{2} x^2 + p_s x + Q_s \end{cases}$$

Tableau III.6. Les résultats trouvés

Sollicitations	ELU		ELS	
	X = 0m	X = 1.28m	X = 0m	X = 1.28m
T(X) en KN	1.35	17.25	1	12.27
M(X) en KN .m	1.5	13.40	1	9.50

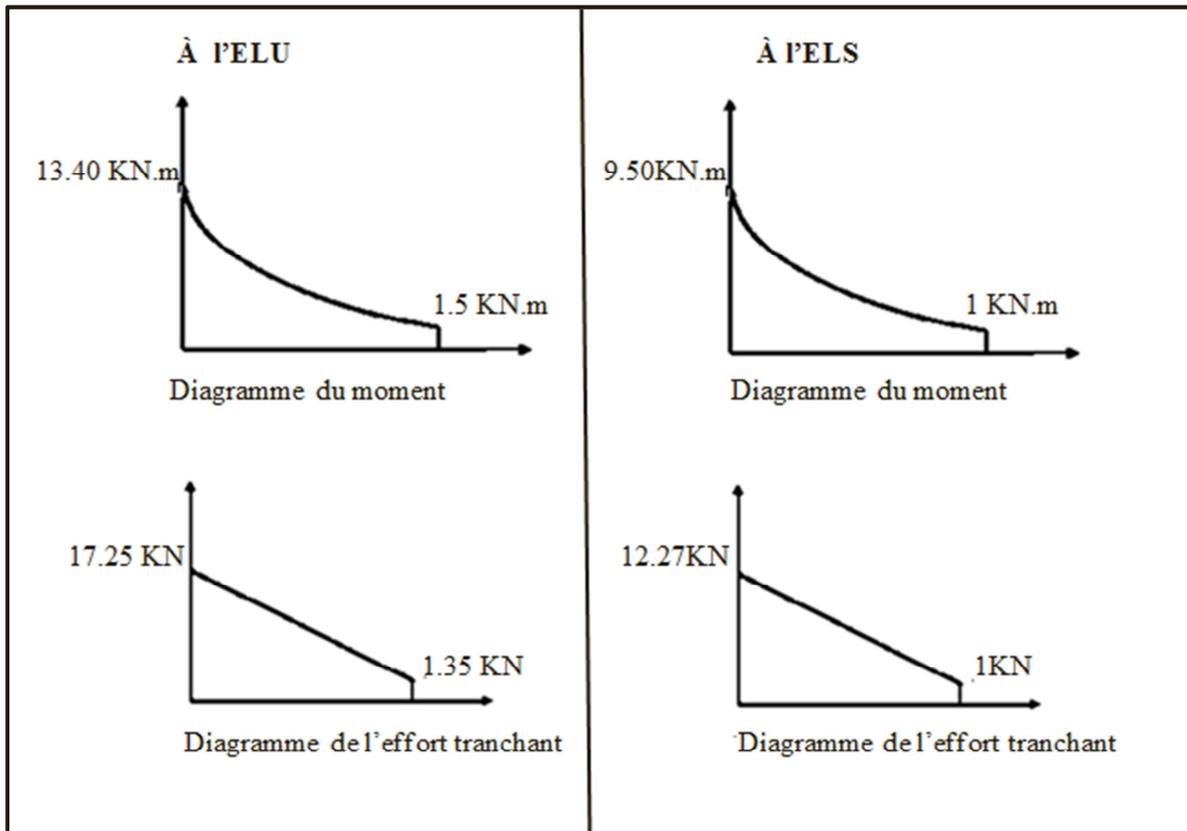


Figure III.19. Diagramme des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

### III.4.5. Calcul du Ferrailage

#### III.4.5.1. armature principale

$$\begin{cases} b = 1\text{m} \\ h = 15\text{cm} \\ d = 13.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.40 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.0517$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.40}{9.50} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.3025$$

$$\mu_{bu} = 0.0517 < \mu_{lu} = 0.3025 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0517 < 0.275 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.135[1 - 0.6(0.0517)] = 0.131\text{cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_d \cdot f_{ed}} = \frac{13.40 \times 10^{-3}}{0.131 \times 348} = 2.94 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.94 \text{cm}^2$$

Soit  $5HA\ 10 = 3.93\text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20\text{ cm}$

**III.4.5.2. armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_l}{2} = \frac{3.93}{2} = 1.960\text{ cm}^2$$

Soit  $5HA\ 8 = 2.51\text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20\text{ cm}$ .

**III.4.6 .Vérifications à l'ELU**

**III.4.6.1 .Condition de non fragilité**

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23.1.(13,5).(2.1).100}{400} = 1.63\text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 3.93\text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63\text{ cm}^2 & \dots\dots\dots\text{ C. V} \\ A_r = 2.51\text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63\text{ cm}^2 & \dots\dots\dots\text{ C. V} \end{cases}$$

**III.4.6.2 .Vérification de la disposition des armatures**

**a) Armature longitudinale**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{ cm}) = \min(45\text{ cm}; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

Avec

**h** L'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots\text{ C.V}$$

**b) Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{ cm}) = \min(60\text{ cm}; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm} < 45\text{ cm} \dots\dots\dots\text{ C.V}$$

**III.4.6.3 .Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u^{\max} = 17.25\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min (0.13f_{cj} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0.13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.127 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.4.6.4 .Vérification de l'adhérence d'appui (Art A6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3015 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 5 \times 0.010\pi} = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.4.7. Vérification à L'ELS**

**III 4.7.1. Contrainte de compression dans le béton**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc} = K \cdot Y$  avec  $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \rightarrow \quad \eta = 15 \quad A' = 0$$

$$y = \frac{15 (A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5 (A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

**Tableau III.7. Les résultats trouvés**

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>9.50</b>	<b>3.93</b>	<b>7.32X10<sup>3</sup></b>	<b>3.44</b>	<b>129.78</b>	<b>4.46</b>	<b>15</b>	<b>CV</b>

**III.4.7.2. Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y) = 15 \times 0.129 \times (135 - 34.4) = 194.66 \text{ MPa}$$

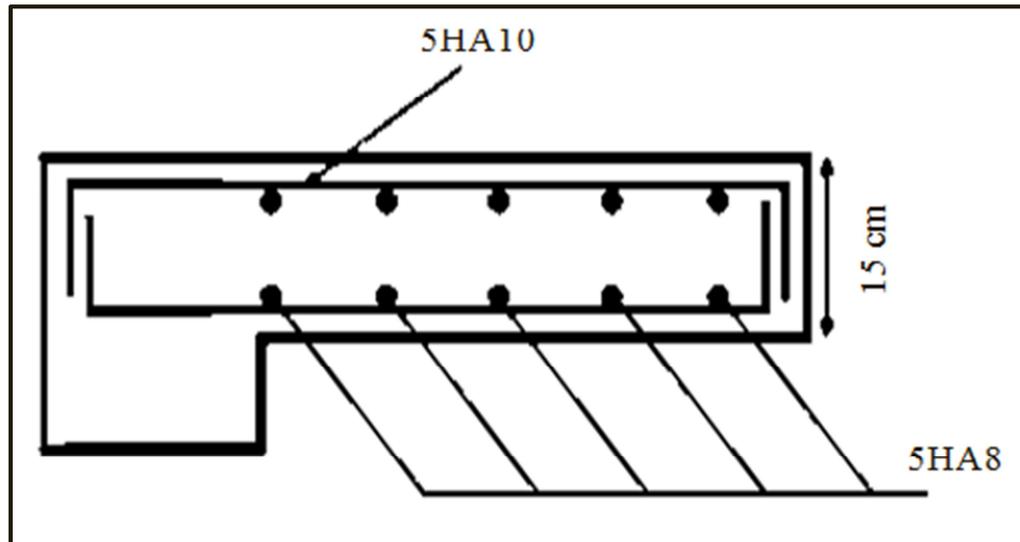
$$\sigma_s = 194.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**III.4.7.3 .Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.28} = 0.12 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure III.20. Ferrailage de balcon**

**III.5 .Étude des planchers**

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

## III.5.1. Pré dimensionnement des poutrelles

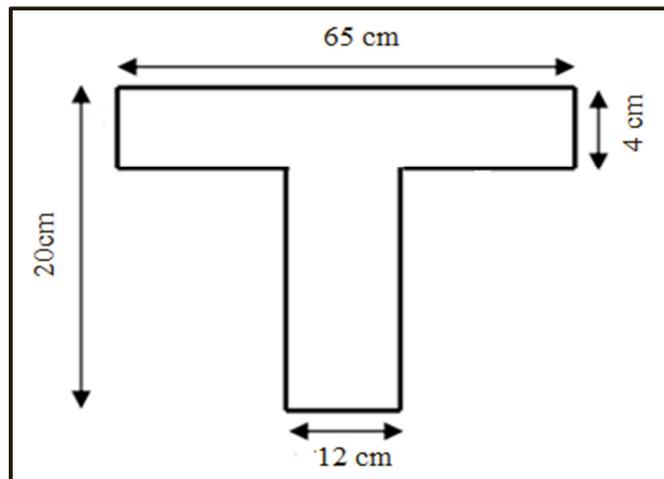


Figure III.21. Section Té

- $L_1$  : La longueur de l'hourdis.  $\rightarrow L_1 = 65 \text{ cm}$
- $L_0$  : la distance entre deux parements voisins de deux
- Poutrelles  $\rightarrow L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- $L$  : la longueur de la plus grande travée  $\rightarrow L = 3.5 \text{ m}$
- $b_0$  : largeur de la nervure  $\rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $\rightarrow h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b$  : largeur de la dalle de compression  $\rightarrow b = 2b_1 + b_0$

On a  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a } \begin{cases} 0.3h \leq b_0 \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20 \\ 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}} \end{cases}$$

**Calcul de largeur de la table**

- $b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min(L_0 / 2; L / 10) \rightarrow b_1 \leq (26.5; 35) \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$
- $b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm} \rightarrow b = 65 \text{ cm}$

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis dans notre construction, on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul

type comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés des autres types, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes

- Méthode forfaitaire
- La méthode de CAQUOT

### III.5.2. Méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

La méthode s'applique aux constructions courantes où la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à  $5\text{KN/m}^2$ .

Elle s'applique qu'aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes

**1<sup>ère</sup> condition**  $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$

-Plancher terrasse

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(13.36\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

-Plancher étage courant

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.22\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

-Plancher étage RDC

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.22\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

**2<sup>ème</sup> condition** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\rightarrow \begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

$$0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

**3<sup>ème</sup> condition** les moments d’inerties I des sections transversales sont les même dans les différent travées

$I = bh^3/12 = \text{constante} \dots\dots\dots CV$

**4<sup>ème</sup> condition** La fissuration est considérée comme peu préjudiciable .....CV

D’après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».

**Remarque**

Si l’une des conditions n’est pas vérifiée la méthode forfaitaire n’est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

**III.5.2 .1 Valeurs des moments**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les relations suivantes

- $M_t \geq \max \{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0 \} - \left| \frac{M_w + M_e}{2} \right|$
- $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha) M_0}{2} \rightarrow$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha) M_0}{2} \rightarrow$  dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à

- $0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées,
- $0.5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées,
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

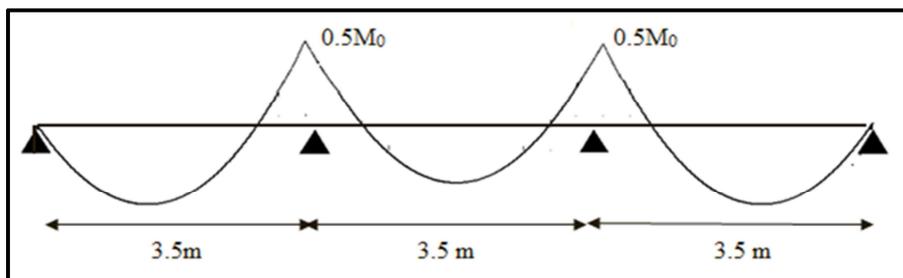


Figure III.22. Les valeurs des moments sur les appuis

Avec

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée supportant une charge uniformément répartie  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- $\alpha$  : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges d'exploitation et permanentes  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Tableau III.8. Les valeurs des coefficients forfaitaires

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
Terrasse inaccessible	6.68	1	0.13
Étage courant	5.11	1.5	0.23
RDC	5.11	3.5	0.41

- $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.
- $M_t$  moment maximal dans la travée considérée.

III.5.2.2 Valeurs des moments Valeurs de l'effort tranchant

Sur une travée le moment varie paraboliquement le maximum est trouvé à l'abscisse « a » de l'appui gauche (w) et « b » l'appui droit (e)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + M_t}{|M_w| + M_t}}} ; b = L - a ; V_w = -2 \left[ \frac{|M_w| + M_t}{a} \right] ; V_e = 2 \left[ \frac{|M_e| + M_t}{b} \right]$$

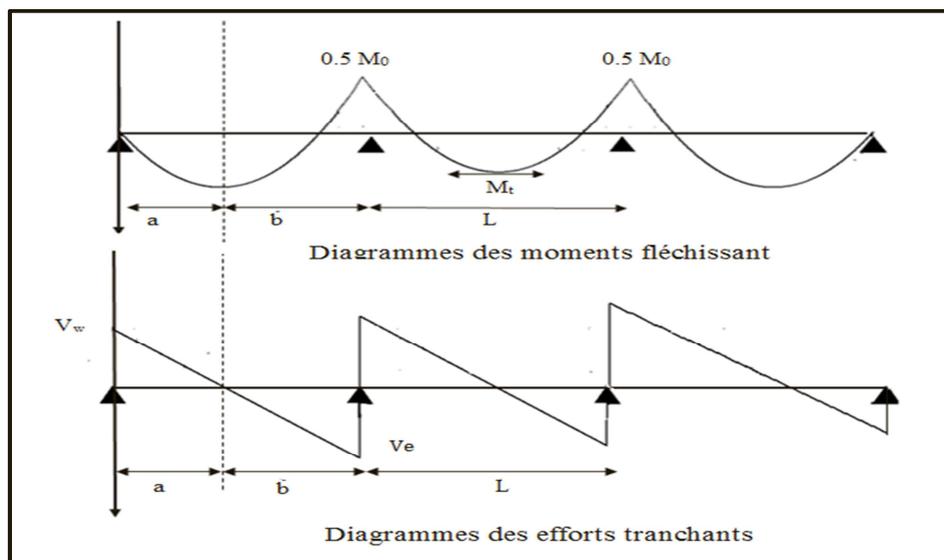


Figure III.23. Les abscisses a et b sur le diagramme de moment

III.5.2.3 Calcul à l'état limite ultime et à l'état limite servisse

- Poutrelle a trois travées

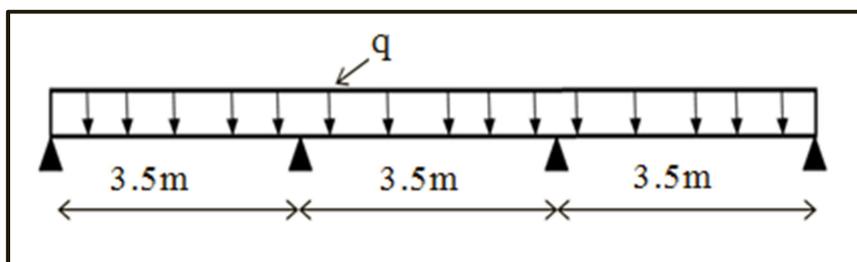


Figure III.24. Schéma statique

-Combinaison de charge ..... (Le calcul se fait pour une bande de 65 cm)

$$q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65 \rightarrow \text{à ELU}$$

$$q_{ser} = [G + Q] \times 0.65 \rightarrow \text{à ELS}$$

Tableau III. 9. Charge et surcharge et La combinaison de charge

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>ser</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.68	1	6.84	4.99
Étage courant	5.11	1.5	5.95	4.30
RDC	5.11	3.5	7.90	5.60

a) Calcul pour plancher terrasse

D'après l'utilisation de la méthode de forfaitaire, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant

Tableau III.10. Moment en travée à ELU pour plancher terrasse

travée	1-2	2-3	3-4	
L (m)	3.5	3.5	3.5	
$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$ (KN.m)	10.47	10.47	10.47	
Appui	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
Ma (KN.m)	0	-5.24	-5.24	0
$M_t \geq 1.05 M_0 - \left  \frac{M_w + M_e}{2} \right $	8.37	5.75	8.37	
$M_t \geq \frac{1.04 M_0}{2}$	/	5.44	/	
$M_t \geq \frac{1.24 M_0}{2}$	6.49	/	6.49	
$M_t$ (KN.m)	8.37	5.75	8.37	
a (m)	1.54	1.75	1.96	
b (m)	1.96	1.75	1.54	
$V_w$ (KN)	-10.87	-12.56	-13.89	
$V_e$ (KN)	13.89	12.56	10.87	

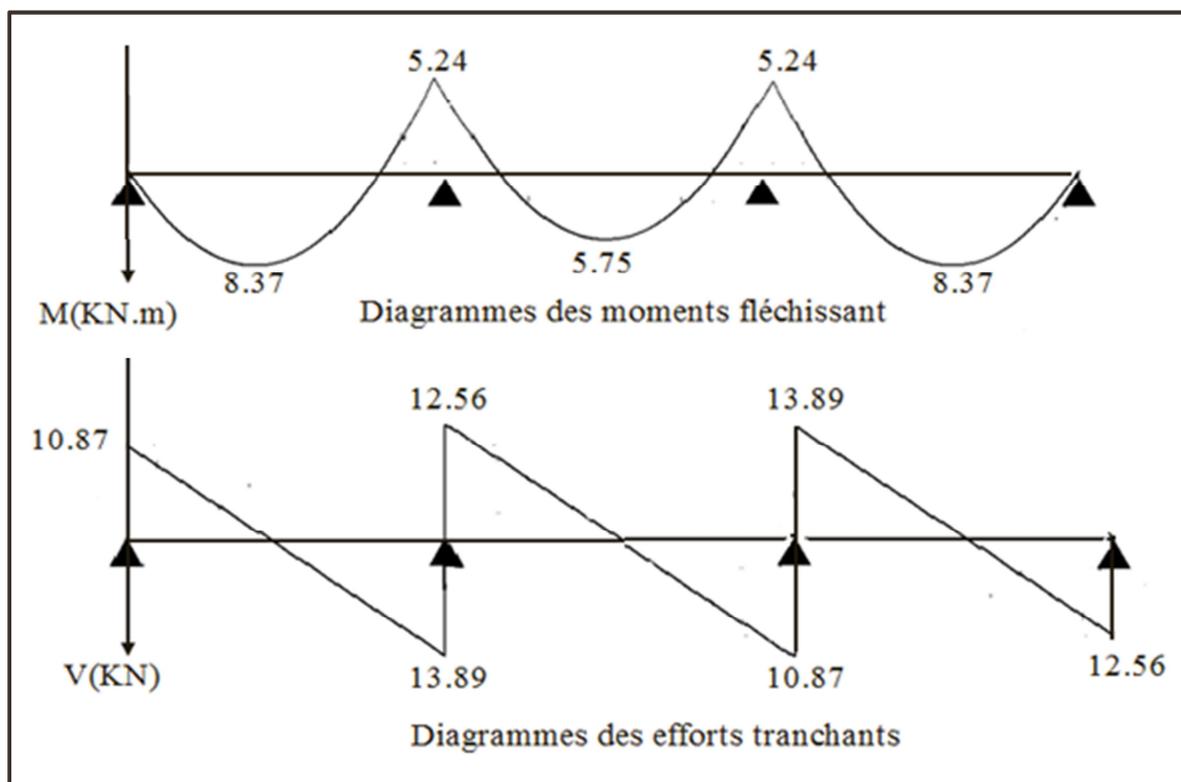


Figure III.25. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU

Tableau III.11 Moment en travée à ELS pour plancher terrasse

travée	1-2		2-3		3-4	
L (m)	3.5		3.5		3.5	
$M_0 = \frac{q_{ser} L^2}{8}$ (KN.m)	7.64		7.64		7.64	
Appui	1	2		3		4
Coefficient forfaitaire	0	0.5		0.5		0
Ma (KN.m)	0	-3.82		-3.82		0
$M_t \geq 1.05 M_0 - \left  \frac{M_w + M_e}{2} \right $	6.11		4.02		6.11	
$M_t \geq \frac{1.04 M_0}{2}$	/		3.97		/	
$M_t \geq \frac{1.24 M_0}{2}$	4.74		/		4.74	
$M_t$ (KN.m)	6.11		4.02		6.11	
a (m)	1.54		1.75		1.96	
b (m)	1.96		1.75		1.54	
$V_w$ (KN)	-7.94		-8.96		-10.13	
$V_e$ (KN)	10.13		8.96		7.94	

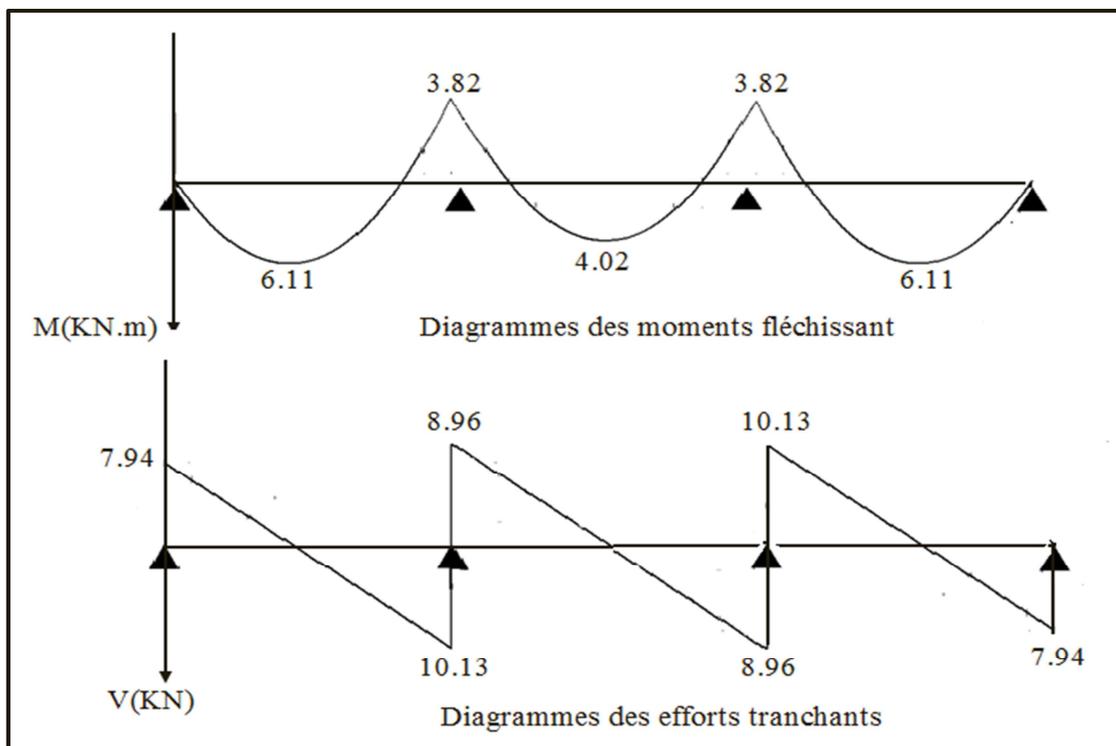


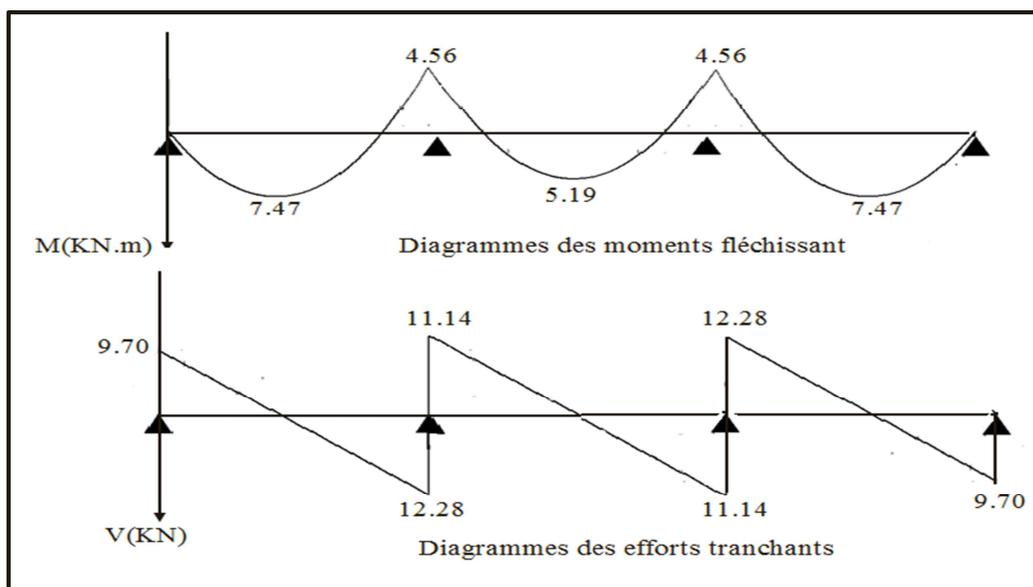
Figure III.26 .Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS

**b) Calcul pour plancher étage courant**

D’après l’utilisation de la méthode forfaitaire, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant

**Tableau III.12 Moment en travée à ELU pour plancher étage courant**

travée	1-2	2-3	3-4	
L (m)	3.5	3.5	3.5	
$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$ (KN.m)	9.11	9.11	9.11	
Appui	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
Ma (KN.m)	0	-4.56	-4.56	0
$M_t \geq 1.07M_0 - \left  \frac{M_w + M_e}{2} \right $	7.47	5.19	7.47	
$M_t \geq \frac{1.07 M_0}{2}$	/	4.87	/	
$M_t \geq \frac{1.27 M_0}{2}$	5.78	/	5.78	
$M_t$ (KN.m)	7.47	5.19	7.47	
a (m)	1.54	1.75	1.96	
b (m)	1.96	1.75	1.54	
$V_w$ (KN)	-9.70	-11.14	-12.28	
$V_e$ (KN)	12.28	11.14	9.70	



**Figure III.27. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU**

Tableau III.13. Moment en travée à ELS pour plancher étage courant

travée	1-2		2-3		3-4	
L (m)	3.5		3.5		3.5	
$M_0 = \frac{q_{ser} L^2}{8}$ (KN.m)	6.58		6.58		6.58	
Appui	1	2		3		4
Coefficient forfaitaire	0	0.5		0.5		0
Ma (KN.m)	0	-3.29		-3.29		0
$M_t \geq 1.07 M_0 - \left  \frac{M_w + M_e}{2} \right $	5.40		3.75		5.40	
$M_t \geq \frac{1.07 M_0}{2}$	/		3.52		/	
$M_t \geq \frac{1.27 M_0}{2}$	4.18		/		4.18	
$M_t$ (KN.m)	5.40		3.75		5.40	
a (m)	1.54		1.75		1.96	
b (m)	1.96		1.75		1.54	
$V_w$ (KN)	-7		-8.05		-8.87	
$V_e$ (KN)	8.87		8.05		7	

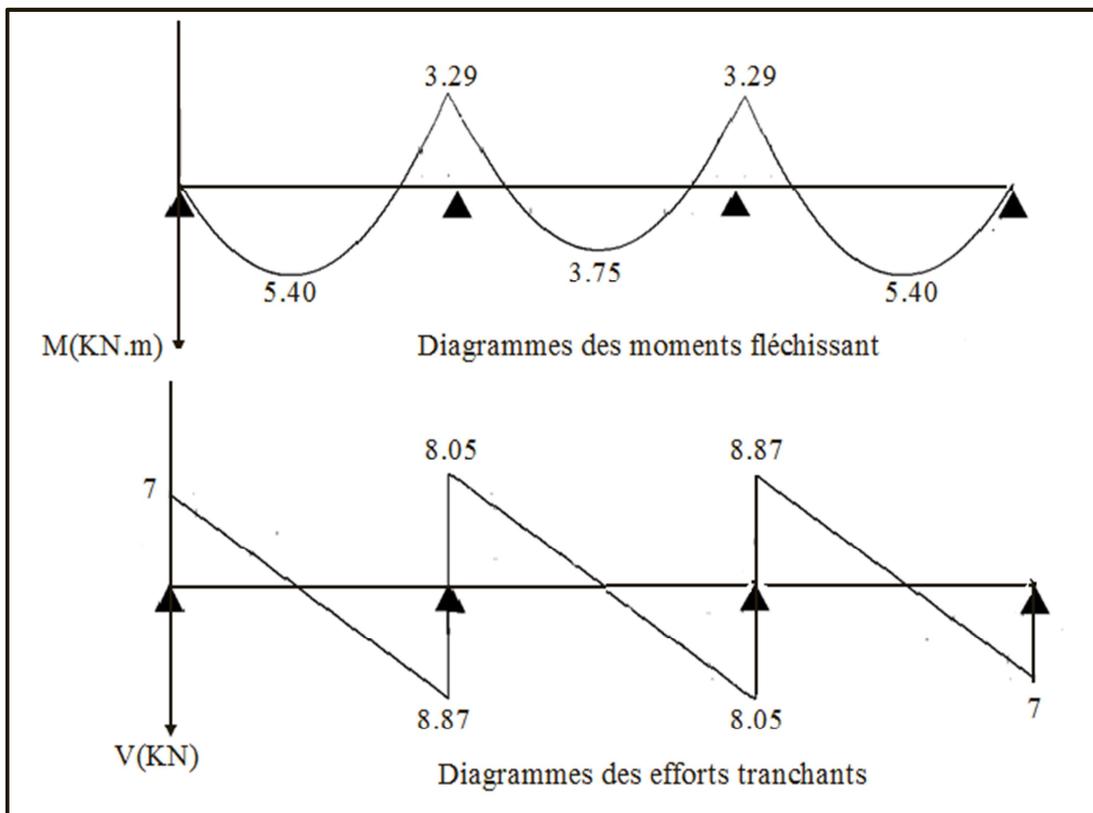


Figure III.28. Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants à ELS

c) Calcul pour plancher de RDC

D'après l'utilisation de la méthode forfaitaire, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant

Tableau III.14. Moment en travée à ELU pour plancher de RDC

travée	1-2	2-3	3-4	
L (m)	3.5	3.5	3.5	
$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$ (KN.m)	12.10	12.10	12.10	
Appui	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
Ma (KN.m)	0	-6.05	-6.05	0
$M_t \geq 1.123 M_0 - \left  \frac{M_w + M_e}{2} \right $	10.56	7.54	10.56	
$M_t \geq \frac{1.123 M_0}{2}$	/	6.79	/	
$M_t \geq \frac{1.323 M_0}{2}$	8	/	8	
$M_t$ (KN.m)	10.56	7.54	10.56	
a (m)	1.55	1.75	1.95	
b (m)	1.95	1.75	1.55	
$V_w$ (KN)	-13.63	-15.53	-17.04	
$V_e$ (KN)	17.04	15.53	13.63	

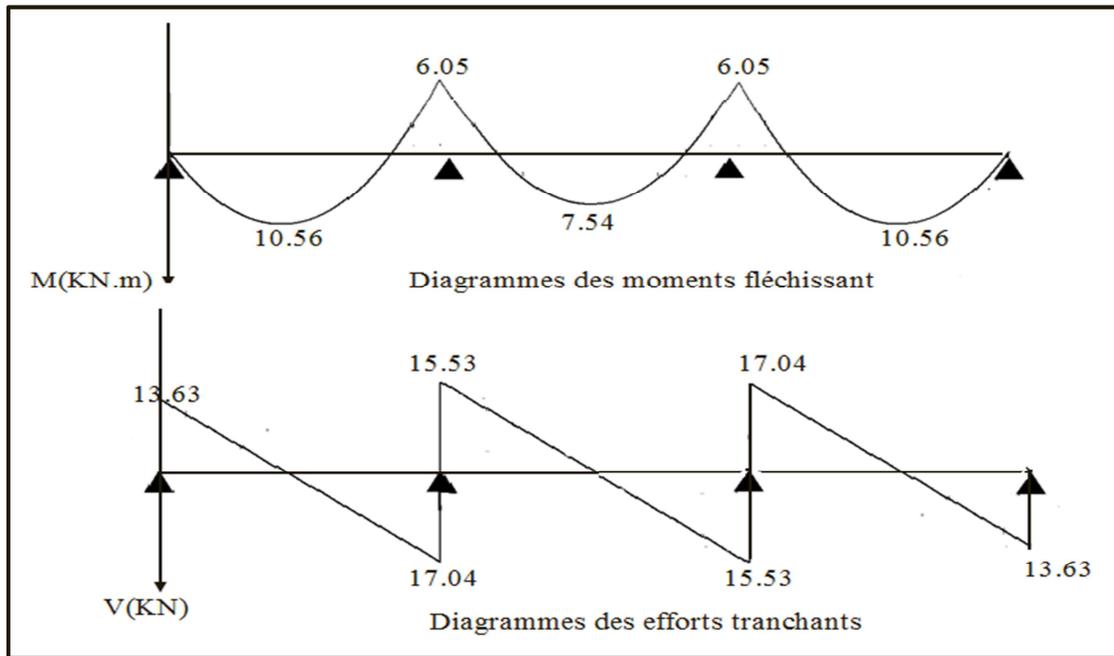


Figure III.29. Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants à ELU

Tableau III.15. Moment en travée à ELS pour plancher de RDC

travée	1-2	2-3	3-4	
L (m)	3.5	3.5	3.5	
$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$ (KN.m)	8.58	8.58	8.58	
Appui	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0
Ma (KN.m)	0	4.29	4.29	0
$M_t \geq 1.123 M_0 - \left  \frac{M_w + M_e}{2} \right $	7.49	5.35	7.49	
$M_t \geq \frac{1.123 M_0}{2}$	/	4.82	/	
$M_t \geq \frac{1.323 M_0}{2}$	5.68	/	5.68	
$M_t$ (KN.m)	7.49	5.35	7.49	
a (m)	1.55	1.75	1.95	
b (m)	1.95	1.75	1.55	
$V_w$ (KN)	-15.20	-11.02	-12.08	
$V_e$ (KN)	12.08	11.02	15.20	

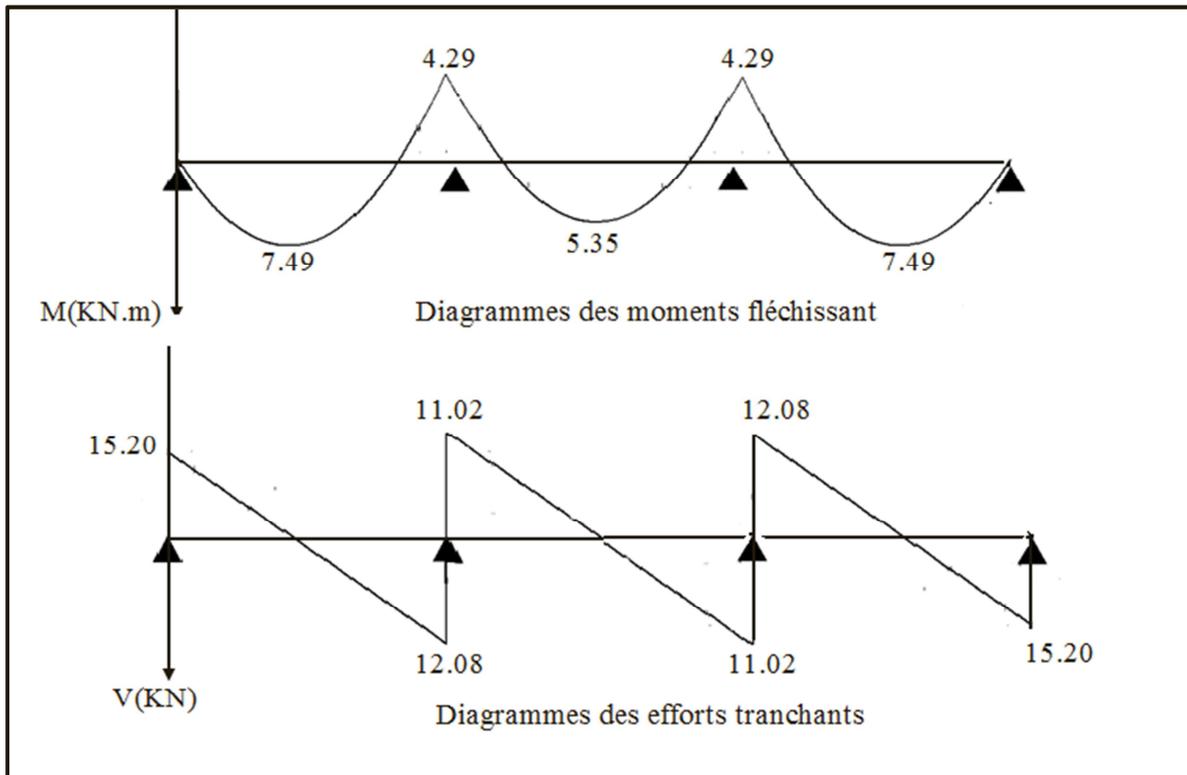


Figure III.30. Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants à ELS

### III.5.3. Ferrailage

Pour le calcul du ferrailage, on considère la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant et RDC. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section té soumise à la flexion simple.

Tableau III.16. Les efforts maximaux

	L'ELU	L'ELS
$M_a (max) (KN.m)$	6.05	4.29
$M_t (max) (KN.m)$	10.56	7.49
$V_W (max) (KN)$	17.04	15.20
$V_e (max) (KN)$	17.04	15.20

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

#### III.5.3.1. Calcul des armatures longitudinales

##### a) En travée

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T

$$\text{Avec } \begin{cases} b = 65\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ d = 0.9h = 18\text{cm} \end{cases}$$

**Le moment équilibré par la table de compression à ELU**

$$M_{tu(\text{max})} = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = bh_0 F_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$F_{bu} = \frac{0.85F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu(\text{max})} < M_{tu} \rightarrow$  L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh), b =65cm et h=20cm

▪ **Calcul  $A_{st}$**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{10.56}{7.49} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4} (3440 \times 1.41 + 49 \times 25 - 3050) = 0.303$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.035 \\ \mu_{lu} = 0.303 \end{cases} \rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (section de béton est simplement armé)}$$

$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18 [1 - 0.6 \times 0.035] = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_b F_{ed}} = \frac{10.56 \times 10}{0.18 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

On prend

$$\mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en travée résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17. Résultant des armatures en travée**

$M_{tu(\text{max})}$ (kN.m)	$\mu_{bu}$	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{st}$ adopté (cm <sup>2</sup> )
10.56	0.035	0	18	<b>0</b>	3HA10	2.36

b) En appui

Mau (max) = 6.05 KN.m

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec  $d=18\text{cm}$  et  $b=65\text{cm}$

▪ Calcul de  $A_{sa}$ 

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6.05}{4.29} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.41 + 49 \times 25 - 3050) = 0.303$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2F_{bu}} = \frac{6.05 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.020 \\ \mu_{lu} = 0.303 \end{cases} \rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0 \text{ (section de béton est simplement armée)}$$

$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18 [1 - 0.6 \times 0.02] = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{tu}}{Z_b F_{ed}} = \frac{6.05 \times 10}{0.18 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On prend

$$2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui résumés dans le tableau suivant

**Tableau III.18. Résultant des armatures en appui**

$M_{au} \text{ (max) (kN.m)}$	$\mu_{bu}$	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Z \text{ (cm)}$	$A_{sa} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_{sa} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
6.05	0.020	0	18	0.98	2HA12	2.26

### III.5.3.2. Calcul des armatures transversales (Art-A.7.1.22/BAEL99)

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \geq \min (20/35, 1, 12/10) \rightarrow \phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales sont  $\rightarrow 2\text{HA}6$  ( $A=0.57\text{cm}^2$ )

▪ **Espacement des armatures transversales ( $S_t$ ) (Art-A.5.1.22/BAEL99)**

$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2 \text{ cm}, 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$

Nous prendrons  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III.5.3.3. Vérifications à L'ELU**

a) **Condition de non fragilité**

(Art. A.4.2.1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant**

(Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa}) = \min(0.2 \times 25 / 1.5, 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{u(\max)} = 17.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{17.04 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) **Vérification de l'adhérence aux appuis**

(Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28}$$

On a

- $\Psi_s = 1.5$  (acier  $F_e 400$ , haute adhérence)
- $\bar{\tau}_s$  : Contrainte d'adhérence
- $\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

- $\sum u_i = n\pi\phi$  : Somme du périmètre utile des barres
- n: nombre des barres
- $\phi$ : Diamètre des barres ( $\phi = 12\text{mm}$ )

$$\tau_{se} = \frac{17.04 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 12} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres**

- **Ancrages rectilignes (Art A.5.1, 22 /BAEL99)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression

$L_s$ : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

- **Ancrages courbe**

$L_a$ : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16 \text{ cm}$$

**e) Espacement**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (A_t f_e) / (0.4 b_0) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 47.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.5.3.4. Vérifications à L'ELS**

**a) Contrainte de compression dans le béton**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = Ky = \frac{M_{ser}}{I}y$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(d'-y)^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A''_s)}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d.A_s + d'.A''_s)}{7.5(A_s + A''_s)^2}} - I \right]$$

▪ **En travée**

$$M_{ser} = 7.49 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2; \quad A'_s = 0$$

▪ **En appuis**

$$M_{ser} = 4.29 \text{ KNm}; \quad b_0 = 12 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2; \quad A'_s = 0$$

**Tableau III.19. Les résultats**

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$K$ MPa/m	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	7.49	2.36	8323.04	3.92	89.99	3.53	15	Vérifiée
Appui	4.29	2.26	5422.24	7.65	79.12	6.05	15	Vérifiée

**b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de  $\sigma_s$  en service.

**c) Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$

$$\square \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec

- L : la portée entre nus d'appui.
- M : moment maximum en travée.
- $M_0$  : moment isostatique.
- $A_S$  : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{CNV}$$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

- **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E I} \leq \bar{f}$$

Avec

$$E = 111 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32.164 \times 10^3 \text{ MPa}$$

- **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2$$

$$I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 5.71 \times (3.7)^4 \times 10^{-3}}{348 \times 32.164 \times 10^3 \times 21434.394 \times 10^{-8}} = 2.2324 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.223 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f = 0.223 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm}$$

#### ▪ Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 33 cm → dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm → dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

#### ▪ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

**Si  $L_1 \leq 50 \text{ cm}$**

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égal  $A_{\perp \text{nervures}} = \frac{200}{f_e}$

**Si  $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$**

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins

$$\text{égale à } A_{\perp \text{nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm})$$

**Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$**

Avec  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65$  cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$ : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,  $F_e = 520$ MPa

( $F_e$ : limite élastique des aciers utilisées), Quadrillage de treilles soudé (TLE 520)

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St=20$  cm.

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5 \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$  armatures parallèle aux poutrelles

### Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

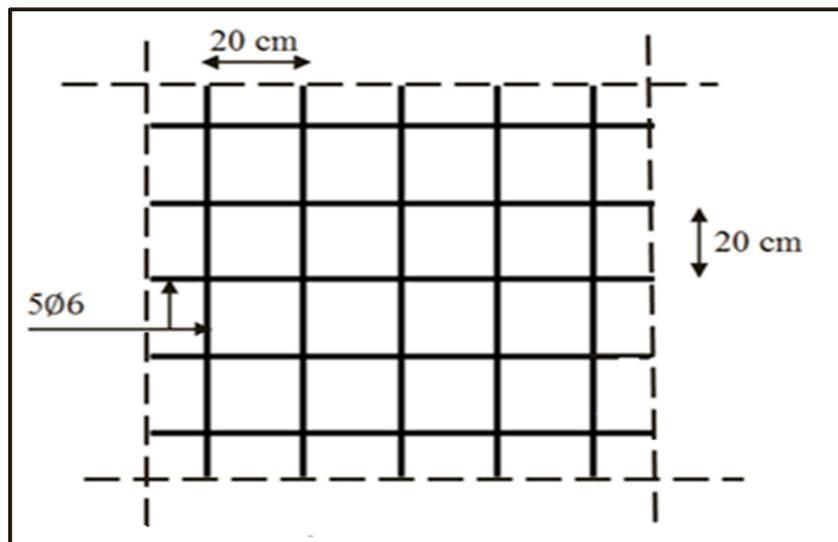


Figure III.31. Treillis soudés (20x20) cm<sup>2</sup>

▪ Ferrailage du plancher

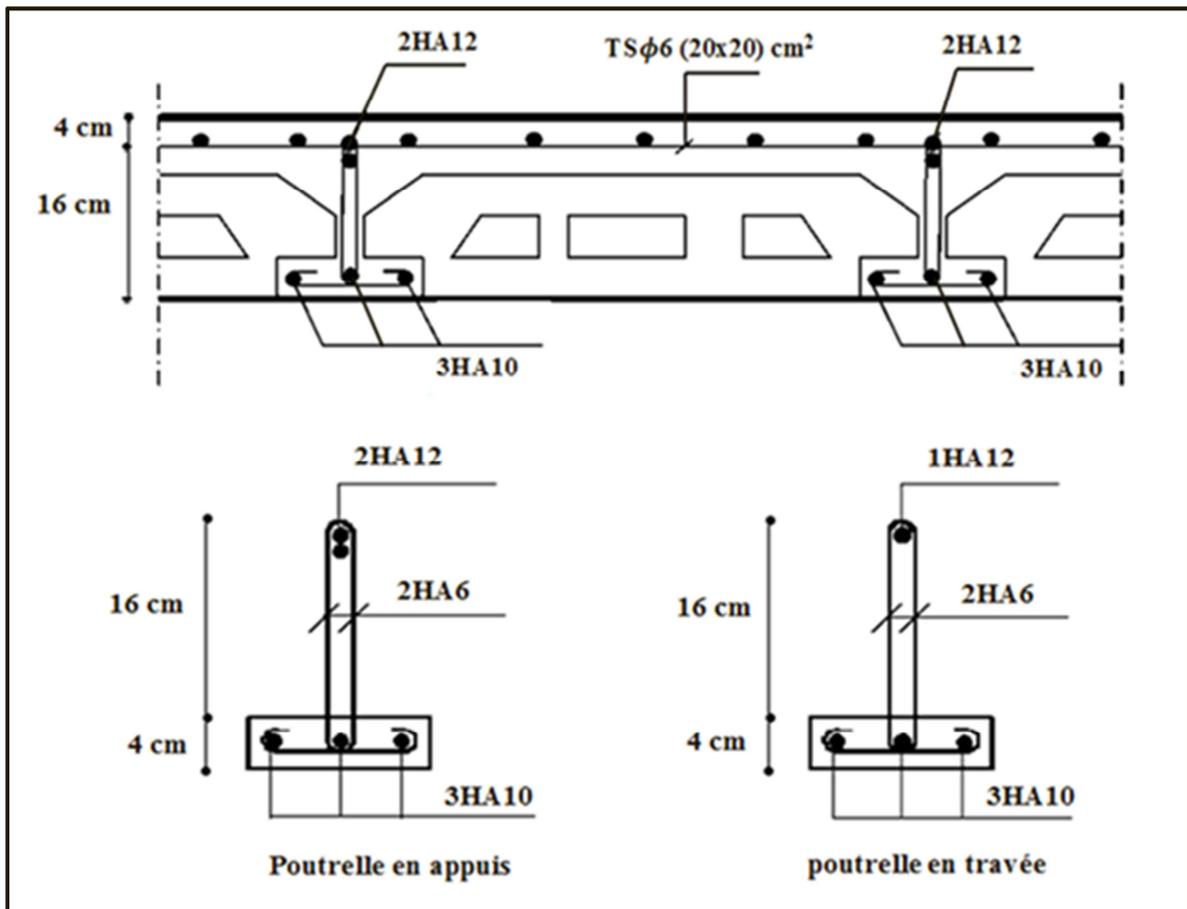


Figure III.32. Ferrailage du plancher

# CHAPITRE IV

---

## ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE DE LA STRUCTURE

**IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE DE LA STRUCTURE****IV.1. Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

**IV.2. Etude dynamique****IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres non-amorties

**IV.2.2. Modélisation*****IV.2.2.1. Modélisation mathématique***

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : **la masse, la rigidité et l'amortissement.**

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur ( **rigidité** ) de tous les éléments de la structure.

***IV.2.2.2. Détermination des fréquences et modes propres***

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Où

- $\{\ddot{x}\}$  et  $\{x\}$  : représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.
- $[M]$  : représente la matrice masse de la structure.
- $[K]$  : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA) nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec

- $\{A\}$  : vecteur des amplitudes
- $\omega$ : Fréquence de vibration
- $\varphi$ : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura

$$[[k] - \omega^2 [M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps ( $t$ ), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne

$$[[\mathbf{k}] - \omega^2[\mathbf{M}]]\{\mathbf{A}\} = \{\mathbf{0}\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à ( $n$ ) inconnues  $\mathbf{A}_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire

$$\det [[\mathbf{k}] - \omega^2[\mathbf{M}]] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré ( $2N$ ) en ( $\omega$ ).

Les  $N$  solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des ( $N$ ) modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

### IV.2.3. La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

#### IV.2.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " **Frame** "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.

#### ***IV.2.3.2. Modélisation de la masse***

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir **2,5t/m<sup>3</sup>**.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondants à leur emplacement.

#### **IV.2.4. Présentation du programme ETABS**

ETABS (Extended Analysis of Building Systems, Version 9.7) est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments.....), il permet de modélisation et la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, il est particulièrement adapté aux bâtiments et il est basé sur la méthode des éléments finis.

#### **IV.2.5. Etape de modélisation**

Les principes étapes de modélisation sont les étapes suivantes :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes (chaque plancher a été modélisé par un diaphragme)
- Appliquer les charges
- Spécifier l'analyse (effet P-Delta, option d'analyse modale)
- Exécuter l'analyse
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats)

#### **➤ Présentation de la vue de la structure**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous a donné les vue suivante :

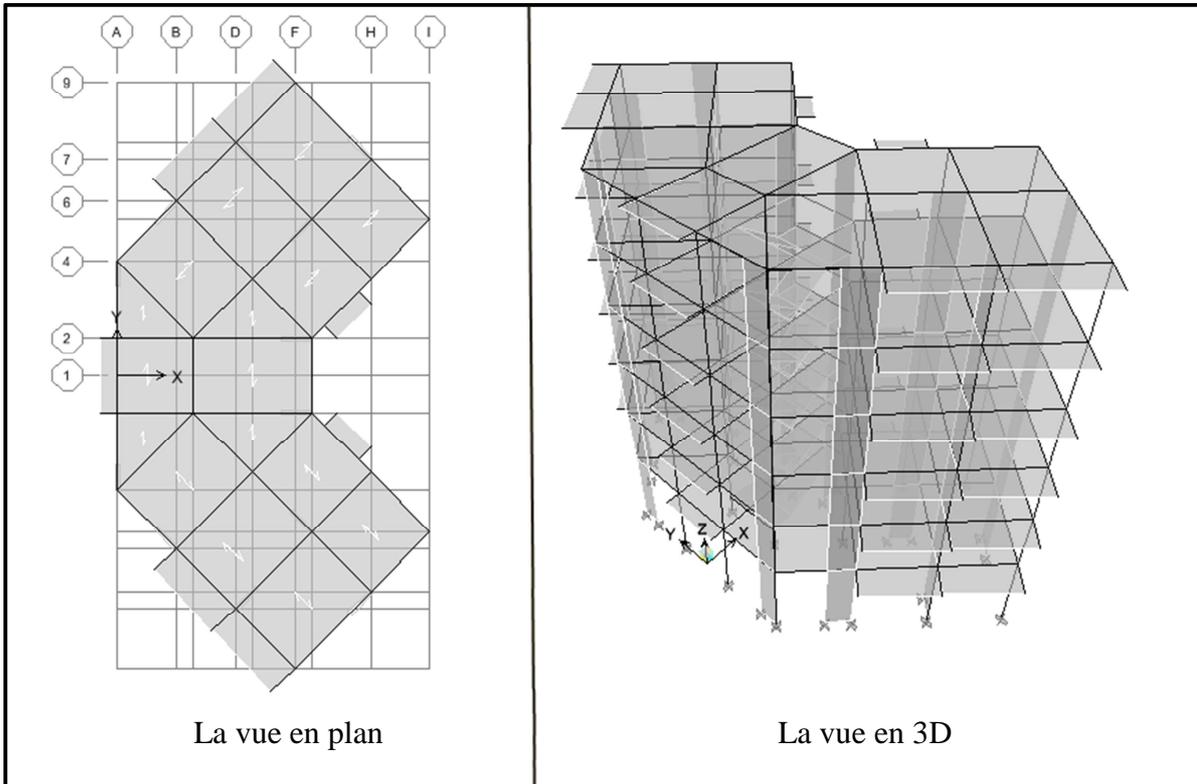


Figure IV.1. La vue en plan et en 3D

#### IV.2.6. Choix de la disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenées à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **(RPA99/V2003)**

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

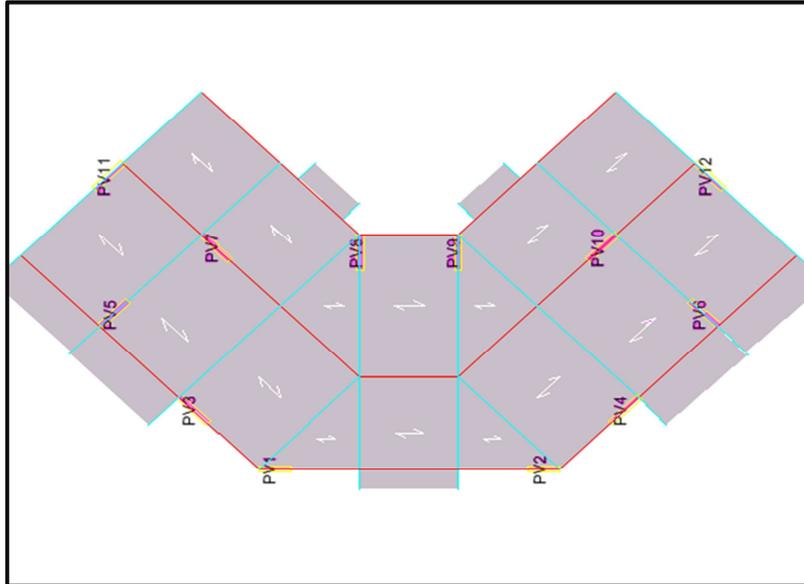


Figure IV.2. Choix de la disposition des voiles

### IV.2.7. Caractéristique géométriques et massique de la structure

#### IV.2.7.1. Détermination des masses et centre de masse par étage

La détermination du centre de masses est basée sur le calcul du centre de masses de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec

- $M_i$  C'est la masse de l'élément " i "
- $\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global
- Excentricité théorique  $\begin{cases} e_{ax} = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_{ay} = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$

$(X_{CR}, Y_{CR})$  Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

- Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} L_x = 18.75 \text{ m} \\ L_y = 18.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_a = e_{ax} = e_{ay} = 0.938 \text{ m}$$

**IV.2.7.2. Caractéristiques massiques**

**Tableau IV.1. Centre de masse et de rigidité des différents niveaux**

Story	Diaphragme	MassX (KN)	MassY (KN)	X <sub>CM</sub> (m)	Y <sub>CM</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)	e <sub>x</sub>   (m)	e <sub>y</sub>   (m)
STORY1	D1	222.94	222.94	5.883	0.02	5.88	0.01	0.004	0.01
STORY2	D2	211.81	211.81	5.886	0.007	5.92	0.002	0.038	0.005
STORY3	D3	208.30	208.30	5.881	0.007	5.91	0.004	0.024	0.003
STORY4	D4	204.79	204.79	5.875	0.007	5.88	0.007	0.008	0
STORY5	D5	197.19	197.19	5.862	0.001	5.86	0.006	0.005	0.005
STORY6	D6	205.30	205.30	5.85	0	5.84	0.001	0.014	0.001
La somme de la masse		1250.3401							

$$e_{réel} = \max (0.038, 0.005) \text{ m} = 0.038 \text{ m}$$

$$e_{max} = \max (e_a, e_{réel}) = \max (0.938, 0.038) \text{ m} = 0.938 \text{ m}$$

**IV.3. Etude sismique**

Le calcul des forces sismiques peut être mené par trois méthodes qui sont

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse équivalente
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

### IV.3.1. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/VERSION2003)

#### IV.3.1.1. Principe

Par cette méthode, il recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrée dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de la structure.

#### IV.3.1.2. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec

- g : accélération de la pesanteur.
- A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

Zone III et groupe d'usage 2  $\rightarrow A=0.25$

- $\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique  $\rightarrow \xi = 8.5\%$
- $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{7 / 10.5} = 0.816 \geq 0.7$$

- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement Dans notre cas, nous avons pris R= 3.5
- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/V 2003) et dans notre cas le site et meuble  $S_3 \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

- Q : facteur de qualité

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

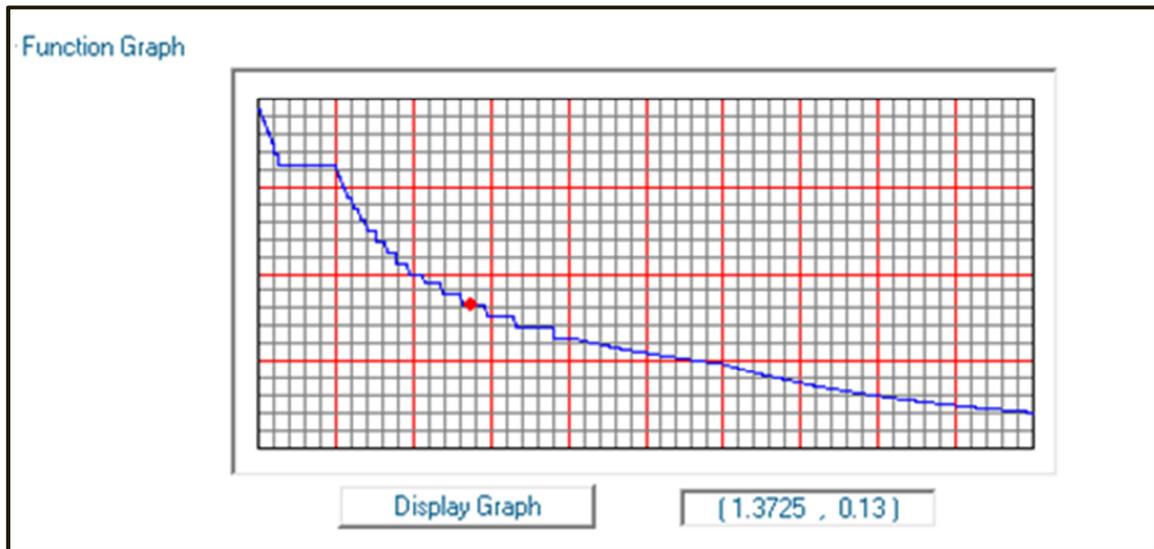


Figure IV.3. Spectre de réponse

**IV.3.1.3. Calcul de l'effort tranchant modale à la base (D'après le RPA99/V 2003)**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec

- $V_i$  : l'effort tranchant modal à la base.
- $\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$
- $W$  : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens (XX')**

Mode	Période (sec)	$S_a/g$	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	$V_i(\text{KN})$
1	0.595522	0.211	0.3795	13260.54	1061.83111
2	0.571732	0.216	75.5857	13260.54	216498.355
3	0.563165	0.219	0.0592	13260.54	171.920249
4	0.175541	0.237	0.0354	13260.54	111.253278
5	0.170155	0.237	14.132	13260.54	44413.3145
$\sum \alpha_i(\%) = 90.1919 \%$					

Tableau IV.3 .Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens (YY')

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0.595522	0.211	76.3983	13260.54	213760.452
2	0.571732	0.216	0.3946	13260.54	1130.24356
3	0.563165	0.219	0.0016	13260.54	4.64649322
4	0.175541	0.237	13.4043	13260.54	42126.3367
5	0.170155	0.237	0.0356	13260.54	111.881828
$\sum \alpha_i(\%) = 90.2345 \%$					

IV.3.1.4. Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T<sub>i</sub>**, **T<sub>j</sub>** d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérés comme indépendant si le rapport

$r = T_i/T_j$  avec  $T_i \leq T_j$  vérifie

$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}}$  avec  $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$  (art 4.3.5 RPA /version 2003)

$r \leq 0.588$

Tableau IV.4. Combinaisons des réponses modales

Mode	Période (sec)	$r = T_i/T_j$	$r \leq 10/(10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	observation
1	0.595522	0.96005185	0.588	N.V
2	0.571732	0.98501571	0.588	N.V
3	0.563165	0.31170439	0.588	V
4	0.175541	0.96931771	0.588	N.V
5	0.170155	/	/	/

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec

- E effet de l'action sismique considéré.

- $E_i$  valeur modale de E selon la mode « i ».
- **K** nombre de modes retenues.

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant,  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Les modes ne sont pas indépendant **2 à 2** donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \left\{ \begin{array}{l} E_x = 2312.010 \text{ KN} \\ E_y = 2328.324 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**IV.3.2 .Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale**

*IV.3.2.1.Mode de vibrations et taux de participation des masses*

Après l’analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

**Tableau IV.5. Mode de vibration et participation massique**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0.595522	0.3795	76.3983	0.3795	76.3983	0.0017	0.0017	Translation y
2	0.571732	75.5857	0.3946	75.9652	76.793	0.0573	0.059	Translation x
3	0.563165	0.0592	0.0016	76.0245	76.7945	76.027	76.086	Rotation Z
4	0.175541	0.0354	13.4043	76.0599	90.1989	0.0016	76.0876	Translation y
5	0.170155	14.132	0.0356	90.1919	90.2345	0.0013	76.0888	Translation x
6	0.154561	0.0008	0.0054	90.1927	90.2399	14.1993	90.2882	Rotation Z
7	0.079527	0.001	5.4926	90.1937	95.7325	0.0035	90.2917	Translation y
8	0.076013	5.6123	0.0017	95.8061	95.7342	0.0001	90.2918	Translation x
9	0.066756	0	0.0042	95.8061	95.7383	5.5399	95.8317	Rotation Z
10	0.042529	0.0008	2.5784	95.8069	98.3168	0.0007	95.8324	Translation y
11	0.040512	2.5596	0.0003	98.3665	98.317	0	95.8324	Translation x
12	0.035198	0	0.0004	98.3665	98.3174	2.5893	98.4217	Rotation Z

IV.3.2.2. Modes de vibrations obtenus

Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une translation suivant l'axe YY' de période  $T_1$ .

$T_1 = 0.595522 \text{ sec}$

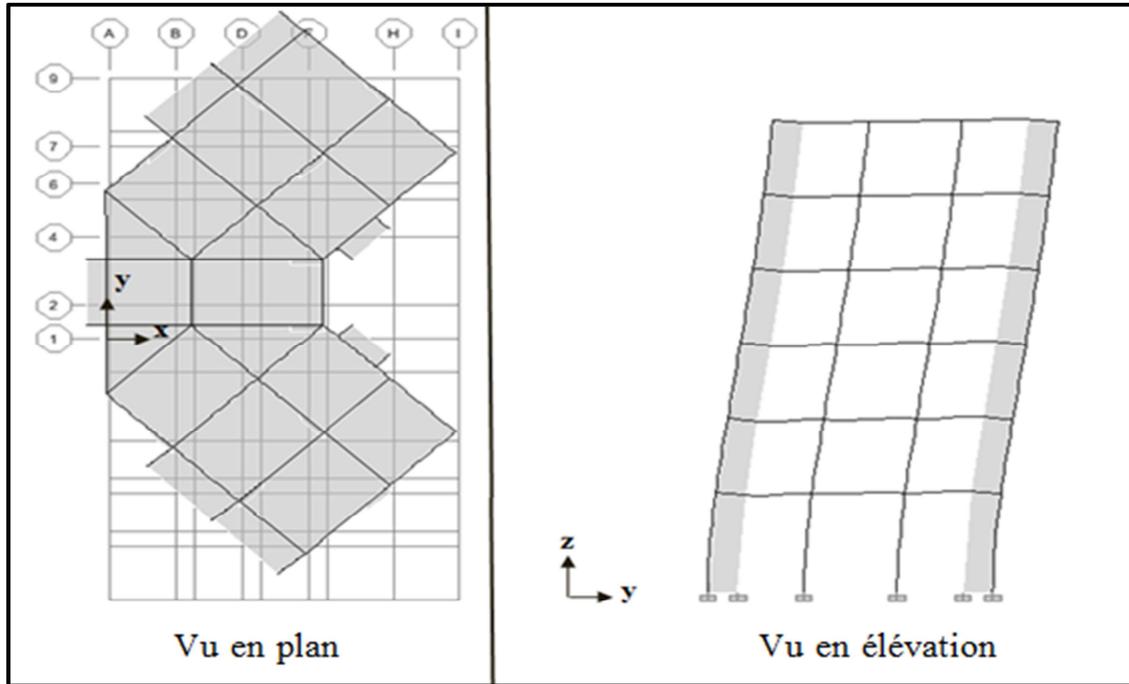


Figure VI.4. Présentation de 1<sup>er</sup> mode

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une translation suivant l'axe XX' de période  $T_2$ .

$T_2 = 0.571732 \text{ sec}$

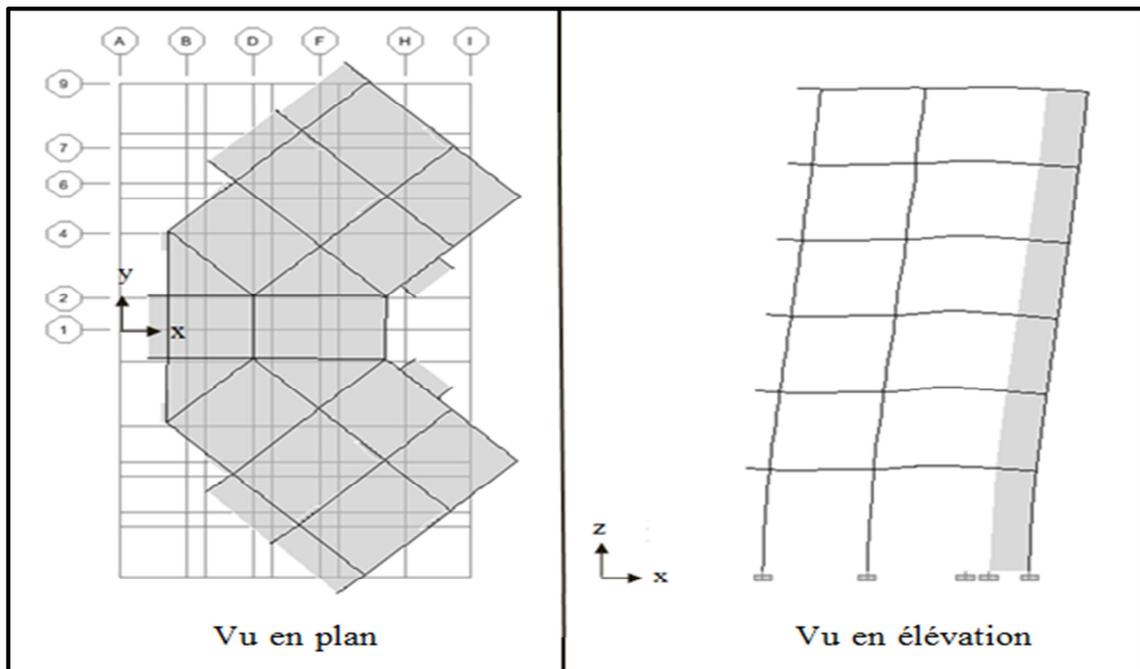


Figure VI.5. Présentation de 2<sup>ème</sup> mode

Le 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une torsion de période  $T_3$ .

$$T_3 = 0.563165 \text{ sec}$$

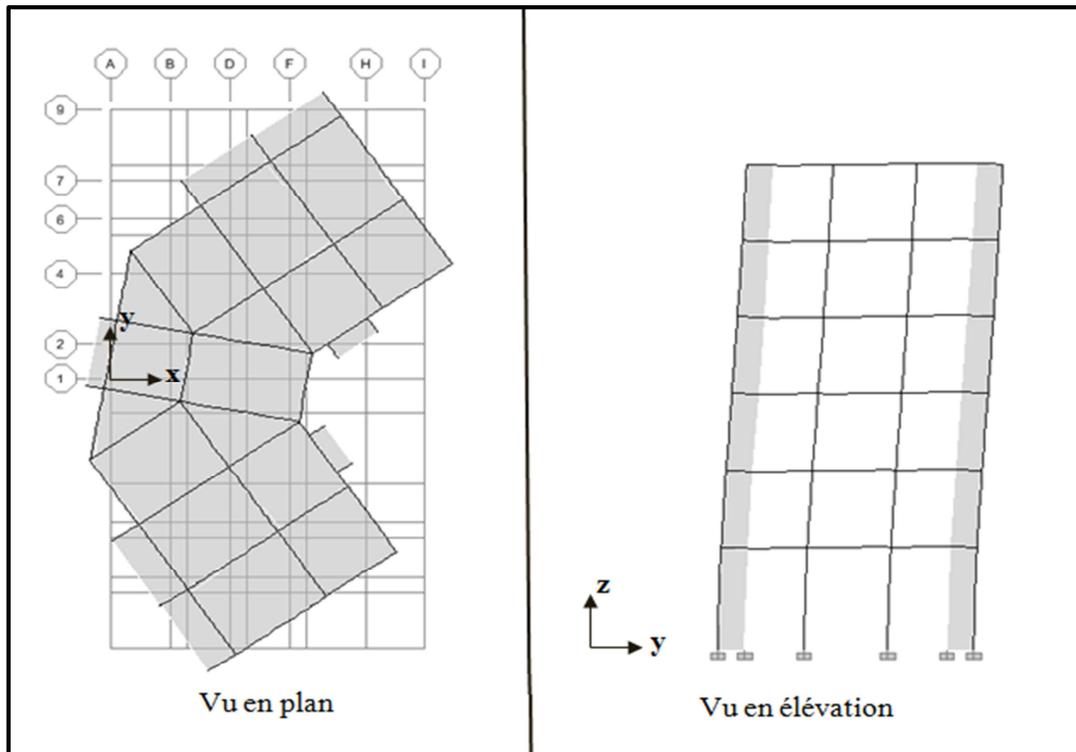


Figure VI.6. Présentation de 3<sup>ème</sup> mode

#### IV.3.2.3. Nombre de modes à considérer

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ( $\sum a_i \geq 90\%$ ).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et: } T_k \leq 0.20 \text{ s..... (Art 4.14 RPA/2003)}$$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode  $K$ .

### **IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique (RPA99/VERSION2003)**

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### **IV.3.4. Classification de l'ouvrage selon son importance**

Selon le (RPA99/VERSION2003) chapitre 3 article 3.2 le bâtiment étudié est dans le groupe 2

### **IV.3.5. Classification du site**

Selon le rapport géotechnique le sol classer dans un site meuble S3

### **IV.3.6. Méthode statique équivalente (RPA99/VERSION2003)**

#### ***IV.3.6.1. Principe***

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure

- une ductilité suffisante
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

#### ***IV.3.6.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente***

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au 3<sup>ème</sup> chapitre paragraphe 3.5 (RPA/Version2003) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III

- le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées e a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous groupes

**Zone Iia :**

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

**Zone IIb et III :**

Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

#### ***IV.3.6.3.La période fondamentale de la structure***

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 article 4.2.4 par la formule

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

- T : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques
- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)  $\rightarrow h_N = 19.98$  m
- $C_T$  : coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé  $\rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (19.38)^{3/4} = 0.472 \text{ sec}$$

Après l'analyse automatique par logiciel ETABS 9.7, on obtenu que la période de calcul automatique  $T_{dye} = 0.596$  sec et  $1.3T = 1.3 \times 0.472 = 0.614$  sec donc la condition  $T_{dye} \leq 1.3T$  est vérifiée.

#### IV.3.6.4. Calcul de force sismique

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 orthogonales selon la formule

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

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone III et groupe d'usage 2  $\rightarrow A=0.25$

- $D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

- $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 et dans notre cas le site et meuble  $S_3 \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule suivant

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

- $\xi$  : C'est le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage déterminé par le tableau 4.2 (RPA 99/version 2003)

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{7/10.5} = 0.816 \geq 0.7$$

Dans le cas de contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé, on peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \text{(4.2.4 du RPA99/version 2003)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinale (XX') : } dx = 18.75 \text{ m} \\ \text{Sans transversale (YY') : } dy = 18.75 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow T_x = T_y = 0.403 \text{ sec}$$

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc  $T_X = T_Y = 0.403 \text{ sec}$

On a  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$0 \leq T_X = T_Y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.403 \text{ sec} \leq 0.5 \text{ sec} \text{ donc : } D_x = D_y = 2,5 \eta$$

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0.816 = 2.04$$

Q : est le facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003), il est en fonction de

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- la qualité du Contrôle de la construction

Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4 .4 RPA 2003).

**Tableau IV.6 .Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère « q »	$P_q$	
<b>1.</b> Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	<b>0,05</b>
<b>2.</b> Redondance en plan	N/observé	<b>0,05</b>
<b>3.</b> Régularité en plan	N/observé	<b>0,05</b>
<b>4.</b> Régularité en élévation	Observé	<b>0</b>
<b>5.</b> Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	<b>0,05</b>
<b>6.</b> Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	<b>0,10</b>
	<b><math>Q = 1 + \sum P_q = 1.30</math></b>	

- W poids total de la structure est déterminé par la formule suivant

$$W = \Sigma W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \rightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{ Poids dû aux charges permanentes.} \\ W_{Qi} : \text{ Poids dû aux charges d'exploitation} \end{cases}$$

- $\beta$  : Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 du RPA99 /V 2003  $\rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau  $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi} \rightarrow W_t = 13260.54 \text{ KN}$

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 /Version 2003

Les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient  $R = 3.5$

***IV.3.6.5. Vérification de l'effort tranchant à la base***

D'après l'article 4.3.6 RPA99/VERSION 2003 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  $V_t < 0.8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = \frac{0.8V}{V_t}$

**Tableau VI.7. La résultante des vérifications de l'effort tranchant à la base**

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	$V_{sta}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8V_{statique}$	$0.8 V_{sta} < V_{dyn}$
X-X	0.25	2.04	1.30	3.5	13260.54	2511.925	2312.010	2009.54	<b>C.V</b>
Y-Y	0.25	2.04	1.30	3.5	13260.54	2511.925	2328.324	2009.54	<b>C.V</b>

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\rightarrow V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$

IV.3.6.6. Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée

$$\begin{cases} \delta_x^k \leq \bar{\Delta} \\ \delta_y^k \leq \bar{\Delta} \end{cases}$$

Avec

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$  le déplacement relatif admissible.

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\begin{cases} \delta_x^k = R\delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R\delta_{ey}^k \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \\ \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1} \end{cases}$$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens **x** (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$ ).

$\begin{cases} \delta_x^k = R\delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R\delta_{ey}^k \end{cases}$  Déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure (Art.4-19. RPA 2003)

$\delta_{ex}^k$  Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens **x**

(**y** compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

R : est le coefficient de comportement.

➤ Sens longitudinale et transversale

Tableau IV.8. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens (XX')

Niveau	$\delta_e^k$ (m)	R	$\delta^k$ (m)	$\delta^{k-1}$ (m)	$\Delta^k$ (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Etage 1	0.0041	3.5	0.01435	0	0.01435	0.0408	C.V
Etage 2	0.0104	3.5	0.0364	0.01435	0.02205	0.0306	C.V
Etage 3	0.0173	3.5	0.06055	0.0364	0.02415	0.0306	C.V
Etage 4	0.024	3.5	0.084	0.06055	0.02345	0.0306	C.V
Etage 5	0.0301	3.5	0.10535	0.084	0.02135	0.0306	C.V
Terrasse	0.0355	3.5	0.12425	0.10535	0.0189	0.0306	C.V

Tableau IV.9. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens (YY')

Niveau	$\delta_e^k$ (m)	R	$\delta^k$ (m)	$\delta^{k-1}$ (m)	$\Delta^k$ (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Etage 1	0.0037	3.5	0.01295	0	0.01295	0.0408	C.V
Etage 2	0.0093	3.5	0.03255	0.01295	0.0196	0.0306	C.V
Etage 3	0.0155	3.5	0.05425	0.03255	0.0217	0.0306	C.V
Etage 4	0.0213	3.5	0.07455	0.05425	0.0203	0.0306	C.V
Etage 5	0.0265	3.5	0.09275	0.07455	0.0182	0.0306	C.V
Terrasse	0.0309	3.5	0.10815	0.09275	0.0154	0.0306	C.V

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

**IV.3.6.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA 99/V 2003. Art 5-9)**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (**effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec

- $P_k$ : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

Tel que : 
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

- $V_k$ : l'effort tranchant d'étage au niveau(**K**)
- $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau (**K**) par rapport au niveau (**K+1**).
- $h_k$ : hauteur d'étage **K**.

Si  $\theta_k < 0,1$  les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$

Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens (XX')**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_x$ (m)	hk(m)	Vkx	$\theta_{kx}$	< 0.1
STORY6	2268.83	0.0189	3.06	725.540	0.01931439	<b>C.V</b>
STORY5	4327.58	0.02135	3.06	1231.998	0.02450821	<b>C.V</b>
STORY4	6455.18	0.02345	3.06	1649.195	0.02999561	<b>C.V</b>
STORY3	8582.78	0.02415	3.06	1970.480	0.03437571	<b>C.V</b>
STORY2	10788.41	0.02205	3.06	2190.697	0.03548643	<b>C.V</b>
STORY1	13260.54	0.01435	4.08	2312.010	0.02017266	<b>C.V</b>

**Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens (YY')**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_y$ (m)	hk(m)	Vky	$\theta_{ky}$	< 0.1
STORY6	2268.83	0.0154	3.06	716.883	0.0159277	<b>C.V</b>
STORY5	4327.58	0.0182	3.06	1228.408	0.0209533	<b>C.V</b>
STORY4	6455.18	0.0203	3.06	1654.285	0.02588646	<b>C.V</b>
STORY3	8582.78	0.0217	3.06	1983.024	0.03069293	<b>C.V</b>
STORY2	10788.41	0.0196	3.06	2207.088	0.03130923	<b>C.V</b>
STORY1	13260.54	0.01295	4.08	2328.323	0.01807705	<b>C.V</b>

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à 0,1.

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**IV.3.6.8. Vérification au renversement (RPA 99/VERS 2003 Art.5.5.)**

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

La vérification se fera pour les deux sens (x et y) avec la relation suivant :  
 $M_s/M_r \geq 1.5$

- $M_r$  le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- $M_s$  le moment de résistant ou de stabilité, sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ).

$$\begin{cases} M_{\text{renversement}} = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/o} = \sum_{i=1}^n W_i \times b_i \end{cases}$$

Avec

$F_i$  : efforts sismique appliqués à chaque étage.

$d_i$  : La hauteur de niveau  $i$  mesuré à partir de la base

$b_i$  : Bras de levier de niveau  $i$ .

$W_i$  : poids de niveau  $i$ .

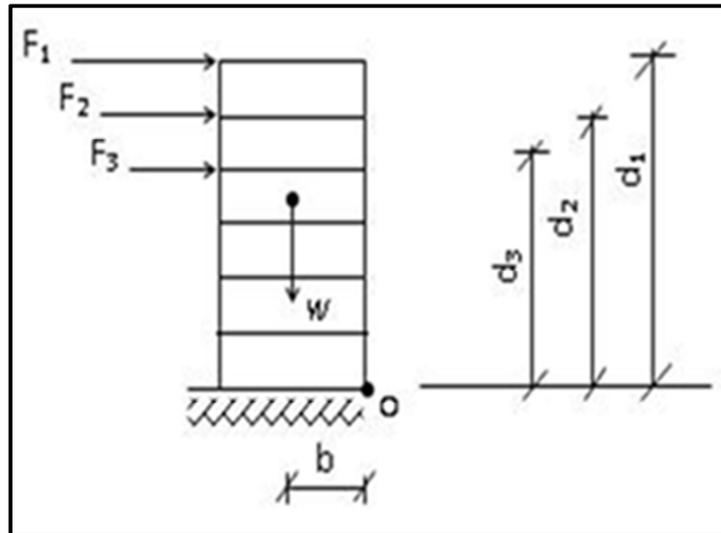


Figure IV.7. La hauteur de niveau  $i$  et bras de levier de niveau  $i$

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (**RPA99V2003 Art4.2**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 TV$$

Où :

**T** : est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F<sub>t</sub>** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égale à **0,7** secondes.

**F<sub>t</sub>**: La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration  $F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$

**T** : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V -F<sub>t</sub>**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec

**F<sub>i</sub>** : effort horizontal revenant au niveau **i**

**h<sub>i</sub>** : niveau de plancher où s'exerce la force **F<sub>i</sub>**

**h<sub>j</sub>** : niveau de plancher quelconque

**W<sub>i</sub>, W<sub>j</sub>** : Poids revenant au planchers **i,j**

Dans notre cas **T = 0.580711 sec < 0.7s** donc : **F<sub>t</sub> = 0**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau IV.12. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens (XX')**

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vx	∑wi*hi	Fi (KN)
STORY6	2268.83	19.38	43969.925	2312.010	153316.71	663.064752
STORY5	2058.75	16.32	33598.8	2312.010	153316.71	506.668592
STORY4	2127.6	13.26	28211.976	2312.010	153316.71	425.435496
STORY3	2127.6	10.2	21701.52	2312.010	153316.71	327.258074
STORY2	2205.63	7.14	15748.198	2312.010	153316.71	237.482211
STORY1	2472.13	4.08	10086.29	2312.010	153316.71	152.100859
<b>Somme</b>	13260.54	/	153316.71	/	/	/
<b>Vx = Ft + ∑Fi = 2312.010 KN</b>						

Tableau IV.13. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens (YY')

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vy	$\sum wi*hi$	Fi (KN)
STORY6	2268.83	19.38	43969.925	2328.323	153316.71	667.743181
STORY5	2058.75	16.32	33598.8	2328.323	153316.71	510.243527
STORY4	2127.6	13.26	28211.976	2328.323	153316.71	428.437269
STORY3	2127.6	10.2	21701.52	2328.323	153316.71	329.56713
STORY2	2205.63	7.14	15748.198	2328.323	153316.71	239.15783
STORY1	2472.13	4.08	10086.29	2328.323	153316.71	153.174047
<b>Somme</b>	13260.54	/	153316.71	/	/	/
<b><math>V_y = F_t + \sum F_i = 2328.323 \text{ KN}</math></b>						

Ainsi, on a les résultats suivants

Tableau IV.14. Le moment de renversement dans le sens (XX')

Niveau	Fi(KN)	di(m)	$(F_i \times d_i) \text{ KN.m}$
Story6	663.064752	19.38	12850.195
Story5	506.668592	16.32	8268.8314
Story4	425.435496	13.26	5641.2747
Story3	327.258074	10.2	3338.0324
Story2	237.482211	7.14	1695.623
Story1	152.100859	4.08	620.5715
			$\Sigma = 32414.528$

Tableau IV.15. Le moment de renversement dans le sens (YY')

Niveau	Fi(KN)	di(m)	$(F_i \times d_i) \text{ KN.m}$
Story6	667.743181	19.38	12940.863
Story5	510.243527	16.32	8327.1744
Story4	428.437269	13.26	5681.0782
Story3	329.56713	10.2	3361.5847
Story2	239.15783	7.14	1707.5869
Story1	153.174047	4.08	624.95011
			$\Sigma = 32643.237$

Tableau IV.16. Calcul du centre de gravité de la structure

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
STORY1	5.883	0.02	222.94	1311.556	4.4588	<b>5.873</b>	<b>0.0072</b>
STORY2	5.886	0.007	211.81	1246.7137	1.48267		
STORY3	5.881	0.007	208.3	1225.0123	1.4581		
STORY4	5.875	0.007	204.79	1203.1413	1.43353		
STORY5	5.862	0.001	197.19	1155.9278	0.19719		
STORY6	5.85	0	205.3	1201.005	0		
<b>Somme</b>	/	/	1250.33	7343.3561	9.03029		

- $b_x = L_x - X_G = 18.75 - 5.873 = 12.877 \text{ m}$
- $b_y = L_y - Y_G = 18.75 - 0.0072 = 18.743 \text{ m}$

Tableau IV.17. Vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M <sub>s</sub> / M <sub>r</sub>
<b>Sens longitudinal</b>	13260.54	12.877	170755.974	32414.528	5.267884
<b>Sens transversal</b>	13260.54	18.743	248542.301	32643.237	7.61389874

Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.

L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

**IV.3.6.9. Vérification des sollicitations normales (RPA99/V2003.Art 7.4.3.1)**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

- ✓  $N_d$  l'effort normal maximal.
- ✓  $B_c$  section du poteau.
- ✓  $f_{c28}$  résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau IV.18. Vérification de l'effort

Niveau	Poteau	Section	N (KN)	v	Observation
STORY6	C16	35x35	156.95	0.051	$\leq 0.3$ C.V
STORY5	C16	35x35	283.89	0.092	$\leq 0.3$ C.V
STORY4	C16	40x40	423.52	0.105	$\leq 0.3$ C.V
STORY3	C16	40x40	572.65	0.143	$\leq 0.3$ C.V
STORY2	C16	45x45	736.82	0.146	$\leq 0.3$ C.V
STORY1	C16	45x45	929.18	0.184	$\leq 0.3$ C.V

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

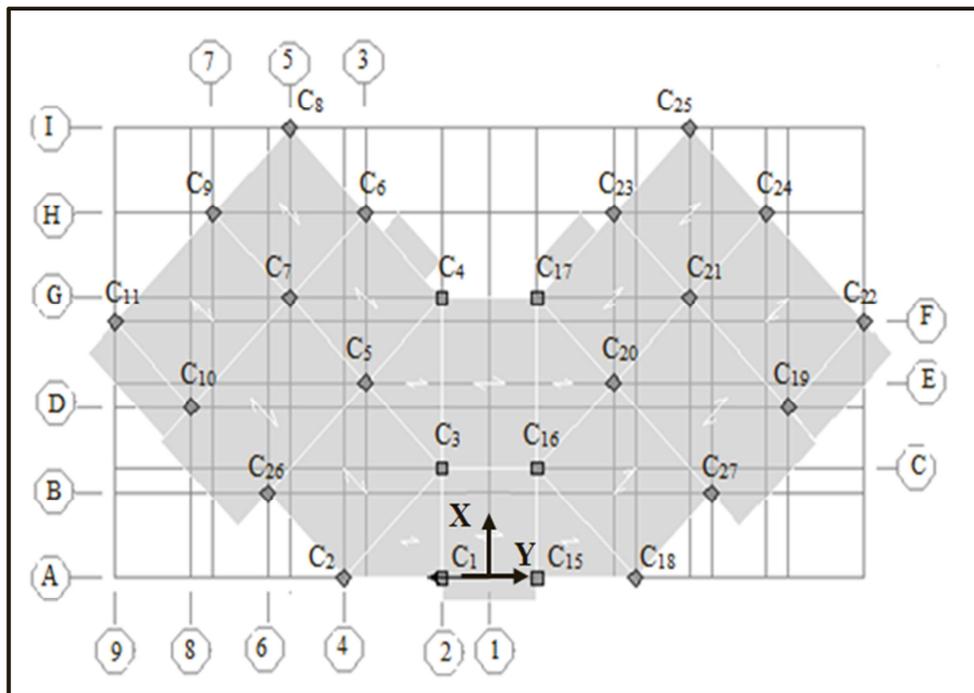


Figure IV.9. La position des poteaux dans le plan de la structure

#### IV.4.Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

# CHAPITRE VI

---

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS

## VI. Ferrailage des éléments

### VI.1. Introduction

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel ETABS.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles

- Compression simple.
- Traction simple.
- Flexion simple.
- Flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la **flexion simple**.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en **flexion composée**.

### VI.2. Ferrailage des portiques

#### VI.2.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

**Tableau VI.1. Caractéristiques des matériaux**

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
<b>accidentelle</b>	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

**VI.2.1.1. Ferraillage longitudinal**

**a) Recommandations de l’RPA**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12cm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible, à l’extérieure des zones nodales (zones critiques)  $h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$

**b) Recommandations du BAEL91**

$$A_{\min} = \max \left( 4\text{cm}^2/\text{ml} ; \frac{2B}{1000} \right) < A < A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

**B** : sections du béton = b × h.

(b = h = la côte du poteau, d = 0,9h).

$$A \geq \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 d \cdot \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

**c) Le ferraillage minimal d’après CBA93**

Ferraillage minimal d’après le CBA 93 est donné par :  $A \geq \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 d$

**Tableau VI.2. Les exigences de RPA2003 et de BAEL91 et de CBA93**

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Zone 1</b>	45x45	4.05	101.25	2.2	18.22	60.75	121.5
<b>Zone 2</b>	40x40	4	80	1.74	14.4	48	96
<b>Zone 3</b>	35x35	4	61.25	1.33	11.02	36.75	73.5

d) Combinaison de calcul

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison ( $G+Q\pm E$ ) suivants

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

e) Sollicitations à considérer

$N_{\max}$  → M correspondant.

$N_{\min}$  → M correspondant.

$M_{\max}$  → N correspondant.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable

**Tableau VI.3. Les sollicitations obtenues par ETABS**

Niveau	section	sollicitations	$N_{\text{corres}}$	$M_{\text{corres}}$	combinaison
<b>Zone 1</b>	<b>45x45</b>	$N_{\max}$	929.18	13.305	ELU
		$N_{\min}$	125.98	-3.305	08G+EY
		$M_{\max}$	336.77	27.885	ELU
<b>Zone 2</b>	<b>40x40</b>	$N_{\max}$	587.86	-9.327	ELU
		$N_{\min}$	70.24	5.833	08G+Ey
		$M_{\max}$	187.61	23.548	ELU
<b>Zone 3</b>	<b>35x35</b>	$N_{\max}$	294.99	8.988	ELU
		$N_{\min}$	13.82	8.202	08G+Ex
		$M_{\max}$	59.89	-28.257	ELU

Le ferrailage des poteaux est devisé en 3 zones

- Zone 01 : RDC et 1<sup>ier</sup> étage.
- Zone 02 : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages.
- Zone 03 : 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages.

f) Exemple de calcul

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable

- ✓ Le poteau le plus sollicité c'est le **C 27 (Zone 1)**
- ✓ La combinaison la plus défavorable est la combinaison à **ELU** :

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 2 \text{ cm} \\ S = 45 \times 45 \\ L = 4.08 \text{ m} \\ d = 0.9h_{cm} = 40.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

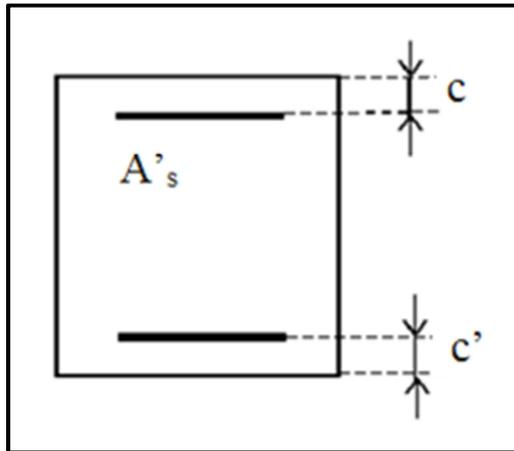


Figure VI.1.les armatures des Poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 929.18 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{corr}} = 13.305 \text{ KN.m} \\ M_U = 27.885 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{SER}} = 20.194 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- $e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1.632 \text{ cm}) \rightarrow e_a = 0.02\text{m} = 2 \text{ cm}.$$

- $e_1$  : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\max} = 13.305/929.18 = 1.43 \text{ cm} \rightarrow e_1 = 3.43 \text{ cm}$$

$$d - h / 2 = 18 \text{ cm}$$

$e_0 < d - h / 2 \rightarrow$  Section entièrement tendues

- Si  $\frac{l_f}{h} \leq \max (15, \frac{20 \times e_1}{h}) \frac{l_f}{h}$  pas de risque de flambement.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$h$  : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$L_f/h = 6.34 < \max (15; 0.66) = 15 \dots \text{C.V.}$$

**Donc :** Le calcul se fera en **flexion composé**.

- $e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre a ELS.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

**Avec :**

$\emptyset=2$  : rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s}\right) = 10 \left[1 - \left(\frac{27.885}{1.5} \times 20.194\right)\right] = 0.8$$

**D'ou:**

$$e_2 = 0.73 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = 3.43 + 0.73 = 4.16 \text{ cm.}$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 929.18 \times 0.0416 = 38.654 \text{ KN.m}$$

$$M_u \text{ corrigé} = 38.654 \text{ KN.m}$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38.654 + 929.18 \times (0.405 - 0.45/2) = 205.906 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.196 \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = 14.2$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.494$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \rightarrow$  Section partiellement comprimée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{27.885}{20.194} = 1.38 \rightarrow \mu_{lu} = (3440 \times \gamma + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.196 < \mu_{lu} = 0.292 \rightarrow \text{Méthode simplifiée (A' = 0)}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.405 (1 - 0.6 \times 0.196) = 0.3573 \text{ m} = 35.73 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{ed}} = \frac{205.906 \times 10^{-3}}{0.3573 \times 400} = 1.441 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 14.41 \text{ cm}^2$$

$$A^{fc} = A_s - \frac{N_u}{f_{ed}} = 14.41 - \frac{929.18 \times 10}{400} = -8.82 < 0 \text{ (flexion composée)}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{(e - 0.45d)}{(e - 0.185d)} = 9.288 \text{ cm}^2$$

$$A_{min RPA} = 0.9\% b x h = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(En zone III).}$$

$$A_{ad} = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{min RPA}) = 18.22 \text{ cm}^2$$

NB : le calcul se fera de la même manière pour les zone 2 et 3

$$\checkmark A_{ad} = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{min RPA}) = 14.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Zone 2)}$$

$$\checkmark A_{ad} = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{min RPA}) = 11.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Zone 3)}$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par le logiciel ETABS.

Pour le calcul du ferraillage, on a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC, basé sur le BAEL.

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau VI.4. Ferraillage de la section des poteaux**

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	sollicitations	N <sub>corres</sub>	M <sub>corres</sub>	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ACNF (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
1	45x45	N <sub>max</sub>	929.18	13.305	0	2.2	18.22	8T20
		N <sub>min</sub>	125.98	-3.305	0			
		M <sub>max</sub>	336.77	27.885	0			
2	40x40	N <sub>max</sub>	587.86	-9.327	0	1.74	14.4	8T20
		N <sub>min</sub>	70.24	5.833	0			
		M <sub>max</sub>	187.61	23.548	0			
3	35x35	N <sub>max</sub>	294.99	8.988	0	1.33	11.2	4T20+4T16
		N <sub>min</sub>	13.82	8.202	0.66			
		M <sub>max</sub>	59.89	-28.25	1.67			

Tableau VI.5. Choix des armatures

Niveau	Section	$A_{S(cal)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min(RPA)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ ZR (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ ZC (cm <sup>2</sup> )	choix des armateurs	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>er</sup>	45×45	0	2.2	18.22	121.5	60.75	8T20	25.13
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	40×40	0	1.74	14.4	96	48	8T20	25.13
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	35×35	0	1.33	11.2	73.5	36.75	4T20+4T16	20.61

g) Longueur de recouvrement

D'après RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est donnée en zone III par :

$$\checkmark l_r = 50 \varnothing \text{ (En zone III)}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de :

$$\checkmark 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm}$$

$$\checkmark 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

On prendre ST=20 cm

h) Les jonctions par recouvrement

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max} (h_c/6, b_1, h_1, 60\text{cm}) - \text{Zone nodale} -$$

Dans notre cas  $h' = 60$  cm pour tous les niveaux

$$h' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\varnothing) \text{ en zone courante, avec } \varnothing \text{ diamètre minimal des armatures}$$

▪ **Ferraillage transversal (RPA 2003)**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Où :

- $v_u$  : effort tranchant de calcul
- $h_1$  : hauteur total de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture ).

Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 2.5$

Si l'élançement géométrique  $< 5$ .  $\rho_a = 3.75$

$f_c = 400$  Mpa.

**t** : Espacement des armatures transversales :

$t \leq 10$  cm en zone nodale (zone III )

Longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures minimale ( $A_t / b_1 t$  en %) est donné  $\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $l_f/b$

Où : **a, b** : sont les dimensions de la section du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de  $10 \phi_t = 8$ cm

i) **Vérification du poteau à l'effort tranchant**

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux

$$V_{u \max} = 31.37 \text{ KN}$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.37 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405} = 0.155 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  .....**C.V**

▪ **Espacement des armatures transversales**

$$\begin{cases} t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} \\ \text{Min} \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \rightarrow \text{zone courante} \end{cases}$$

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :  $\begin{cases} 8 \text{ cm en zone nodale.} \\ 15 \text{ cm en zone courante.} \end{cases}$

• **Exemple de calcul**

➤ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.45} = 6.34 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.15 \times 2.5 \times 31.37 \times 10^{-3}}{0.45 \times 400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T8 \text{ HA}$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3 \% \quad (\text{RPA99/2003})$$

$$\rightarrow \frac{3.02 \times 100}{15 \times 45} = 0.44 \% > 0.3 \% \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

➤ **Zone nodale**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.45} = 6.34 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 31.37 \times 10^{-3}}{0.45 \times 400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T8 \text{ HA}$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3 \% \quad (\text{RPA99/2003})$$

$$\rightarrow \frac{3.02 \times 100}{10 \times 45} = 0.67 \% > 0.36 \% \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Vérifications des armatures transversales

Poteau	V (KN)	Nodale		Courante		$\lambda_g$	$\rho_a$	$\tau_u \leq 3.33$ Mpa	Choix des armatures	%cal	%min
		$S_t$ (cm)	$A_t$ (cm)	$S_t$ (cm)	$A_t$ (cm)						
45x45	31.37	8	0.35	15	0.65	6.34	2.5	0.74	6HA8=3.02	0.44	0.36
40x40	16.11	8	0.20	15	0.37	5.35	2.5	0.11	6HA8=3.02	0.5	0.3
35x35	18.77	8	0.27	15	0.44	6.12	2.5	0.25	6HA8=3.02	0.57	0.3

### VI.2.2. Vérification

#### VI.2.2.1. Vérification des contraintes

##### a) Contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$K$ (Mpa/m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Ob
1	20.194	25.13	277129.907	18.98	7.28	1.38	15	CV
2	17.058	25.13	199807.276	18.27	8.53	1.55	15	CV
3	20.623	20.61	121948.647	16.35	16.91	2.76	15	CV

**b) Contraintes tangentielles****Art7.4.3.2.RPA99/2003**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots si \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots si \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8. Vérification de contrainte de cisaillement conventionnelle**

Poteaux	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	V(KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs
45 x 45	2.14	4.76	0.04	31.37	0.172	1	Vérifier
40 x 40	2.14	5.35	0.075	16.11	0.112	1.875	Vérifier
35 x 35	2.14	6.12	0.075	18.77	0.170	1.875	Vérifier

**VI.2.2.2. Vérification au flambement**

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

- N<sub>max</sub> = 929.16 KN.
- L<sub>f</sub> = 0.7 L<sub>0</sub> = 2.856m
- I<sub>XX</sub> = I<sub>YY</sub> = 0.0034 m<sup>4</sup>
- B = 0.2025 m<sup>2</sup>

Soit :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0034}{0.2025}} = 0.129\text{m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.129 \quad \rightarrow \quad \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 15.69$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.20(\frac{\lambda}{35})^2} & \rightarrow \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \rightarrow \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \rightarrow \Delta = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$$

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s})} = \frac{929.18}{0.81(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15})} = 52.15 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2 > 52.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**VI.2.2.3. Vérification de l’effort normal ultime**

D’après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultim} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Avec :**

- $\Delta$  : Coefficient en fonction de l’élancement  $\lambda$ .
- $B_r$  : section réduite du béton.
- $A$  : section d’acier comprimée prise en compte dans le calcul.

▪ **Calcul de  $N_{ultim}$**

$$N_{ultim} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.81 \left[ \frac{0.1849 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 25.13 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3$$

$$N_{ultim} = 3481.51 \text{ KN} > N_{max} = 929.18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau VI.9. Vérification de l’effort normal**

Poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	A (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (kN)	N <sub>ultim</sub> (kN)	Vérification
RDC	45x45	4.08	2.142	16.6	25.13	929.18	3481.51	Vérifiée

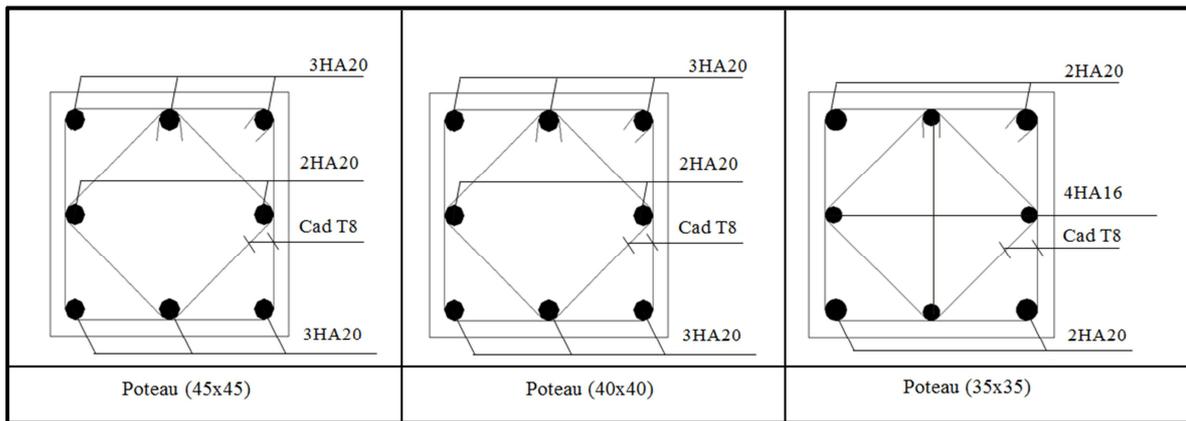


Figure VI.2. Schéma de ferraillage des poteaux

### VI.3. Ferraillage des poutres

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** », sous les combinaisons les plus défavorables.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone III**.

- Poutres principales : **(b, h) = (35,30)**
- Poutres secondaires : **(b, h) = (25,30)**

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

- Selon **BAEL 91**

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ELS : } G + Q \dots\dots\dots (2)$$

- Selon **RPA 99**

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

### VI.3.1. Recommandations des règlements

#### VI.3. 1.1.Recommandation du RPA99/V2003 en zone III

##### a) Armatures longitudinales

(RPA 99v2003/ 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 la section →  $A_{\min} = 0.5\% b.h$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
  - 4% en zone courante →  $A_{\max} = 4\% b.h$
  - 6% en zone de recouvrement →  $A_{\max} = 6\% b.h$
- La longueur minimale de recouvrement est de
  - $50\Phi$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

##### b) armatures transversales

(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ .

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t = \min (h / 4, 12 \Phi_1)$$

Avec

$\Phi_1$  : c'est la valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq h / 2$

La valeur du diamètre  $\Phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

c) Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent

Tableau VI.10. Caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	30	25	3	27	25	400	Peu préjudiciable

VI.3.2. Recommandation du BAEL 91

a) Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante  $A_{lmin} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$

L'espace S<sub>t</sub> doit satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}; 150\phi'_{l_{min}} \neq 0) . L'espace\ max(\text{Art A. 4.2.5}) \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{cases}$$

b) Armatures transversales

Volume relative d'armatures  $\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

Avec

$A_t$  Droites  $\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ k = 1 \dots \dots \dots \text{ en flexion simple} \end{cases}$$

Donc k=1 (flexion simple).

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* \times k$$

$$f_{tj}^* = \text{nim}(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut  $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

### c) Section minimale d'armature d'âme

Volume minimal d'armatures  $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$

Diamètre des armatures d'âme  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right)$

Espacement maximale  $S_{t\max} = \min(0.9d; 40\text{cm})$

Espacement  $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

## VI.3.2. Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Poutres porteuses (poutres principales) **(35x30)** la poutre la plus sollicitée c'est la poutre **(B38)**

### VI.3.2. 1. Calcul des armatures longitudinales

#### a) Ferrailage sous la combinaison ELU

##### ➤ Ferrailage en travée

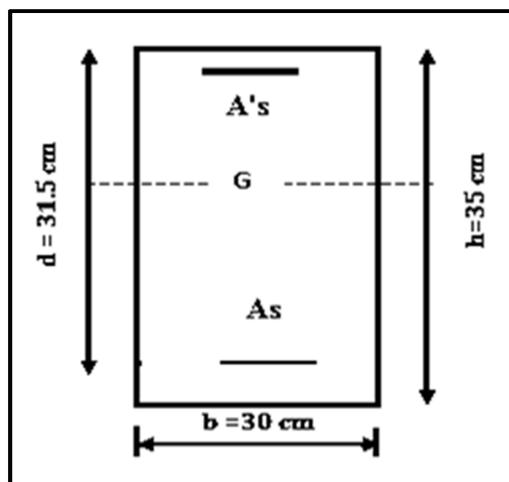


Figure VI.3. Les armatures des poutres

$$M_{u \max} = 40.952 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sercorr}} = 29.938 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.37$$

$$\theta = 1, \gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.952 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.2} = 0.096$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.37) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_{lu} = 0.288 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < 0.275 \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 0.315[1 - 0.6 \times 0.096] = 0.2966 \text{ m} = 29.66 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{40.952 \times 10^3}{0.2966 \times 348} = 396.637 \text{ mm}^2 = 3.966 \text{ cm}^2$$

### ➤ Ferrailage sur appuis

$$M_{u \max} = -52.648 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser max}} = -38.443 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{52.648 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.2} = 0.125$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.369$$

$$\mu_{bu} = 0.125 < \mu_{lu} = 0.289 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.125 < 0.275 \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 0.315[1 - 0.6 \times 0.125] = 0.2914 \text{ m} = 29.14 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{52.648 \times 10^3}{0.2798 \times 348} = 540.698 \text{ mm}^2 = 5.41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes

✓ **En travée**  $A_s = 3.966 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T14}$

✓ **Sur appui**  $A_s = 5.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T14}+2\text{T12}$

**b) Ferrailage sous les combinaisons sismiques**

**(G+Q±E et 0.8G±E)**

➤ **Ferrailage en travée**

$$\theta = 0.85, \gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21.74 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 34.013 \text{ KN.m,}$$

$$M_{ser} = 25.372 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.34$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34.013 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 21.74} = 0.0525$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.34) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.278$$

$$\mu_{bu} = 0.0525 < \mu_{lu} = 0.278 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0525 < 0.275 \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = 0.315[1 - 0.6 \times 0.0525] = 0.305 \text{ m} = 30.5 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{34.013 \times 10^3}{0.304 \times 400} = 278.795 \text{ mm}^2 = 2.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage sur appuis**

$$M_{u \max} = -70.661 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -58.973 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{70.661 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 21.74} = 0.109$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.198$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.198) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.229$$

$$\mu_{bu} = 0.109 < \mu_{lu} = 0.229 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.109 < 0.275 \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.315[1 - 0.6 \times 0.109] = 0.2943 \text{ m} = 29.43 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{70.661 \times 10^3}{0.2857 \times 400} = 618.315 \text{ mm}^2 = 6.18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes

- ✓ **En travée**  $A_s = 2.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T12}$
- ✓ **Sur appui**  $A_s = 6.18 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{T14} + 2\text{T12}$

On suivra même procédure de calcul pour les poutres transversales

### VI.3.3. Ferraillage des poutres les plus sollicitées

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci – après

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (03) zones

- les niveaux (RDC-1) ..... Zone 1
- les niveaux (2-3) ..... Zone 2
- les niveaux (4-5) ..... Zone 3

**Tableau VI .11. Ferraillage des Poutres principales (30x35)**

Zone	localisation		$M_{max}$ (KN.m)	combinaison	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ (RPA) ( $\text{cm}^2$ )	Choix des barres	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Zone 1</b>	Sur appui	Sup	-91.326	G+Q+ Ex	7.91	<b>5.25</b>	<b>3T14+3T12</b>	8.01
		inf	70.621	0.8G-Ex	5.60		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		10.605	1.35G+1.5Q	0.98		<b>3T14</b>	4.62
<b>Zone 2</b>	Sur appui	Sup	-93.423	G+Q-Ex	8.11	<b>5.25</b>	<b>5T14+1T12</b>	8.83
		inf	91.315	0.8G+Ex	5.64		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		11.071	1.35G+1.5Q	1.036		<b>3T14</b>	4.62
<b>Zone 3</b>	Sur appui	Sup	-83.264	G+Q-Ex	7.159	<b>5.25</b>	<b>3T14+2T14</b>	7.7
		inf	54.608	0.8G+Ex	4.16		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		13.802	1.35G+1.5Q	1.28		<b>3T14</b>	4.62

Tableau VI.12. Ferraillage des Poutres principales liées aux voiles (30x35)

Zone	localisation		$M_{max}$ (KN.m)	combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 1</b>	Sur appui	Sup	-115.023	G+Q-Ey	10.21	<b>5.25</b>	<b>3T16+3T14</b>	10.65
		inf	105.143	0.8G +Ex	8.90		<b>3T16+3T14</b>	10.65
	En travée		15.508	1.35G+1.5Q	1.44		<b>3T16</b>	6.03
<b>Zone 2</b>	Sur appui	Sup	-120.704	G+Q-Ex	9.64	<b>5.25</b>	<b>3T16+3T14</b>	10.65
		inf	104.359	0.8G +Ex	8.81		<b>3T16+3T14</b>	10.65
	En travée		12.642	1.35G+1.5Q	1.17		<b>3T16</b>	6.03
<b>Zone 3</b>	Sur appui	Sup	-98.278	G+Q-Ex	8.58	<b>5.25</b>	<b>5T14+1T12</b>	8.83
		inf	77.985	0.8G+ Ex	6.67		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		11.892	1.35G+1.5Q	1.10		<b>3T14</b>	4.62

Tableau VI.13. Ferraillage des Poutres secondaires (25x30)

Zone	localisation		$M_{max}$ (KN.m)	combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 1</b>	Sur appui	Sup	-49.411	G+Q-Ey	4.945	<b>5.25</b>	<b>3T14+2T12</b>	6.88
		inf	47.891	G+Q+ Ey	4.781		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		4.824	1.35G+1.5Q	0.51		<b>3T14</b>	4.62
<b>Zone 2</b>	Sur appui	Sup	-51.711	G+Q-Ex	5.19	<b>5.25</b>	<b>3T14+2T12</b>	6.88
		inf	46.97	G+Q+ Ey	4.68		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		4.989	1.35G+1.5Q	0.53		<b>3T14</b>	4.62
<b>Zone 3</b>	Sur appui	Sup	-44.209	G+Q-Ex	4.38	<b>5.25</b>	<b>3T14+2T12</b>	6.88
		inf	37.788	0.8G+Ex	3.59		<b>3T14+2T12</b>	6.88
	En travée		5.335	1.35G+1.5Q	0.57		<b>3T14</b>	4.62

Tableau VI.14.Ferraillage des Poutres secondaires liées aux voiles (25x30)

Zone	localisation		$M_{max}$ (KN.m)	combinaison	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	Sur appui	Sup	-82.445	G+Q -Ey	8.72	5.25	3T14+3T14	9.24
		inf	81.008	G+Q +Ey	8.54		3T14+3T14	9.24
	En travée		4.885	1.35G+1.5Q	0.52		3T14	4.62
Zone 2	Sur appui	Sup	-84.064	G+Q-Ey	8.91	5.25	3T14+3T14	9.24
		inf	79.361	G+Q +Ey	8.35		3T14+3T14	9.24
	En travée		5.182	1.35G+1.5Q	0.48		3T14	4.62
Zone 3	Sur appui	Sup	-64.563	G+Q -Ey	6.63	5.25	3T14+2T12	6.88
		inf	59.772	G+Q +Ey	6.08		3T14+2T12	6.88
	En travée		4.046	1.35G+1.5Q	0.43		3T14	4.62

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant.

Tableau VI.15.choix des barres de tous les poutres.

Poutres	Localisation		$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutres principales	appui	sup	8.83	5T14+1T12
		inf	6.88	3T14+2T12
	travée		4.62	3T14
Poutres principales liées aux voiles	appui	sup	10.65	3T16+3T14
		inf	10.65	3T16+3T14
	travée		6.03	3T16
Poutres secondaires	appui	sup	6.88	3T14+2T12
		inf	6.88	3T14+2T12
	travée		4.62	3T14
Poutres secondaires liées aux voiles	appui	sup	9.24	3T14+3T14
		inf	9.24	3T14+3T14
	travée		4.62	3T14

### VI.3.4. Vérifications aux exigences des règlements à respecter

#### VI.3.4.1. Pourcentage minimal exigé par l'RPA99/2003

##### ❖ Pour les poutres principales (30x35)

$$A_s \text{ RPA min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

##### ❖ Pour les poutres secondaires (25x30)

$$A_s \text{ RPA min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0.04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0.06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

#### VI.3.4.2. Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant.

##### a) Selon le BAEL 91 art A5.1.22

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq 0.4 \cdot b \cdot St / f_e$

✓ **b** : largeur de la poutre.

✓ **St** : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 31.5, 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 28.35 \text{ cm}$$

On adopter l'espacement suivant : **St = 20cm.**

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times \frac{0.2}{400} \rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Diamètre des armatures d'âme

##### ➤ Pour les poutres principales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{tmin} \right\} \rightarrow \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi_t = 8\text{mm}$

➤ Pour les poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\} \rightarrow \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1.2 \right\} = 0.85 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi_t = 8\text{mm}$

b) Selon le RPA99/version 2003

D'après le RPA99version2003

La section minimale  $A_t$  doit vérifier  $A_t = 0.003 \times St \times b$

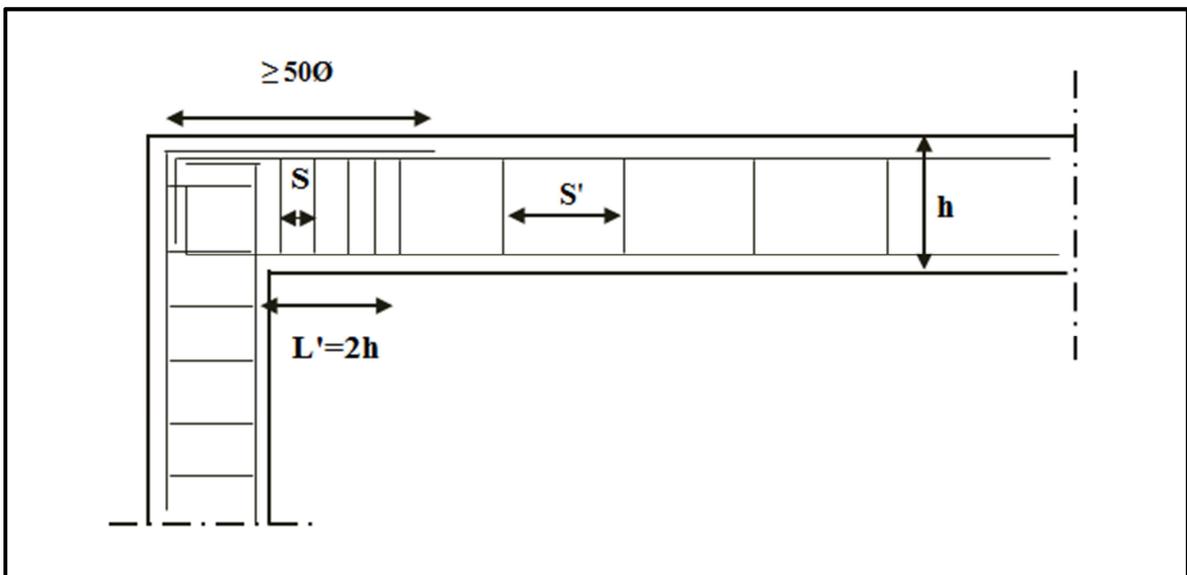


Figure VI.4. L'espacement maximal pour la poutre

➤ L'espacement maximal pour la poutre principale (30x35)

▪ En zone nodale

La longueur de la zone nodale est:  $L' = 2h = 2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (35/4, 12 \phi_L, 30) = 10\text{cm} \rightarrow St \leq 8.75 \text{ cm}$$

→  $St \leq 8 \text{ cm}$

▪ En zone courante

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

➤ **L'espace maximal pour la poutre secondaire (25x30)**

▪ **En zone nodale**

La longueur de la zone nodale est:  $L' = 2h = 2 \times 0.30 = 0.6 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (30/4, 12 \phi_L, 30) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow St \leq 7.5 \text{ cm}$$

→ **St ≤ 7 cm**

▪ **En zone courante**

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

➤ **L'espace maximal**

- ✓ En zone nodale **St = 8 cm**
- ✓ En zone courante **St = 15cm**

**Donc**

$$A_t \geq 0.003 \times St \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 \times 10^4 = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

$$S_{t \text{ Adopté}} = \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}}).$$

- ✓ En zone nodale : ..... $S_t = 8 \text{ cm}$
- ✓ En zone courante : ..... $S_t = 15 \text{ cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 »

❖ **La longueur minimale de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement en zone III est:  $L=50\phi$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. La longueur de recouvrement en fonction de diamètres des barres

Diamètre $\phi$ (mm)	Longueur L (cm)=50 $\phi$
$\phi$ 12	60
$\phi$ 14	70
$\phi$ 16	80

### VI.3.5. Vérification

#### VI.3.5.1. La condition de non fragilité (BAEL91)

Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante

$$A_L \geq \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{P.P} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$A_L \geq \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{P.S} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$$A_L > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### VI.3.5.2. Vérification du cisaillement du béton

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\text{La contrainte tangentielle conventionnelle : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0d} ; \tau_u < \bar{\tau}$$

$V_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

Fissuration peut préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.17. Vérification de la contrainte de cisaillement

les poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
<b>Poutres principale</b>	30x35	-87.28	0.9235	3.33	<b>C.V</b>
<b>P.P liée aux voiles</b>	30x35	-64.33	0.6807	3.33	<b>C.V</b>
<b>Poutres secondaire</b>	25x30	-17.5	0.2593	3.33	<b>C.V</b>
<b>PS liée aux voiles</b>	25x30	13.45	0.1993	3.33	<b>C.V</b>

### VI.3.5.3. Contraint de compression dans le béton

Pour les poutres la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- la position de l'axe neutre :  $y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$
- Calcul du moment d'inertie :  $I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

As : section d'armatures tendue.

A's : section d'armatures comprimées.

η = 15 : coefficient d'équivalence.

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.18. Vérification de Contraint de compression dans le béton

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Poutres principales	Sur appuis	8.83	12.837	52479.756	-39.758	9.725	15	C.V
	En travée	4.62	9.973	42032.924	29.938	7.103	15	C.V
PP liées aux voiles	Sur appuis	10.65	13.749	51687.580	-28.392	7.552	15	C.V
	En travée	6.03	11.093	51317.904	13.116	2.835	15	C.V
Poutres secondaires	Sur appuis	6.88	11.364	37455.229	-7.004	2.125	15	C.V
	En travée	4.62	9.773	28344.267	4.284	1.477	15	C.V
PS liées aux voiles	Sur appuis	9.24	12.625	45409.544	6.308	1.754	15	C.V
	En travée	4.62	9.773	28344.267	-10.601	3.655	15	C.V

VI.3.5.4 .Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

VI.3.5.5.Influence de l'effort tranchant

❖ Influence sur les armatures inférieure aux appuis

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction. Dans ce cas on doit vérifier que :  $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \rightarrow$  Condition(1)

Avec :  $\gamma_s = 1.15 ; f_e = 400\text{MPa}$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19. Vérification de la section

poutres	$V_U$ (KN)	$M_U$ (KN.m)	$\left(\frac{M_u}{0,9d}\right)$ (KN)	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right)$ (KN)
<b>P.P</b>	-87.28	-54.834	193.418	<b>&lt; 0</b>
<b>P.P liée aux voiles</b>	-64.33	-38.833	136.977	<b>&lt; 0</b>
<b>P.S</b>	-17.5	-9.703	39.93	<b>&lt; 0</b>
<b>P.S liée aux voiles</b>	13.45	-14.55	59.877	<b>&lt; 0</b>

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**VI.3.5.6. Vérification de la contrainte de compression du béton**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28} \rightarrow$  Condition (2)

Avec :

$a = \min\{\lambda; 0.9d\}$   $a=b$  (largeur de l'appui)

b: Largeur de la poutre.

$\lambda$  : Longueur d'appui ( $\lambda=b -c'-2cm$ )  $\rightarrow \lambda = 25$  cm

c: Largeur d'appui (poteau).

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \\ C' = 3cm \end{array} \right.$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.20. Vérification de la contrainte de compression du béton

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	$V_U$ (KN)	$a$ (cm)	$0.267a.b.f_{c28}$ (KN)	Condition (2)
<b>P.P</b>	<b>(30x35)</b>	-87.28	25	$-87.28 \leq 500.625$	<b>C.V</b>
<b>P.P liée aux voiles</b>	<b>(30x35)</b>	-64.33	25	$-64.33 \leq 500.625$	<b>C.V</b>
<b>P.S</b>	<b>(25x30)</b>	-17.5	20	$-17.5 \leq 333.75$	<b>C.V</b>
<b>P.S liée aux voiles</b>	<b>(25x30)</b>	13.45	20	$13.45 \leq 333.75$	<b>C.V</b>

### VI.3.5.7. Vérification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau VI.21. Vérification de l'adhérence**

poutres	$V_U$ (KN)	$\sum u_i$ (cm)	$\tau_{se}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
<b>P.P</b>	-87.28	59.690	0.516	3.15	<b>C.V</b>
<b>P.P liée aux voiles</b>	-64.33	71.628	0.317	3.15	<b>C.V</b>
<b>P.S</b>	-17.5	54.667	0.132	3.15	<b>C.V</b>
<b>P.S liée aux voiles</b>	13.45	65.973	0.084	3.15	<b>C.V</b>

### VI.3.5.8. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

Avec

- h: hauteur de la section
- l : la portée entre nus d'appuis. (L = 4.5 m)
- $M_t$ : moment maximum en travée. (Mt = 40.952 KN.m)

- $M_0$ : moment isostatique. ( $M_a = -54.834$  KN.m)
- $A_s$ : section d'armateur tendue correspondante
- $f_e$ : limite d'élasticité de l'acier

❖ **Poutre principale (30x35)**

- $h/l \geq \frac{1}{16} \rightarrow 35/450 = 0.0777 > 0.0625$  ..... Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = 4.62/(30 \times 31.5) = 0.00488 \leq 0.0105$  .....Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.0777 > 0.0747$  ..... Condition vérifiée

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau VI.22.Vérification de la flèche pour les poutres principales**

poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Obse
<b>P.P</b>	$0.0777 > 0.0625$	$0.00488 \leq 0.0105$	$0.0777 > 0.0747$	<b>C.V</b>
<b>P.P liée aux voiles</b>	$0.0777 > 0.0625$	$0.00488 \leq 0.0105$	$0.0777 > 0.0467$	<b>C.V</b>

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

❖ **Poutre secondaire (25x30)**

- $h/l \geq \frac{1}{16} \rightarrow 30/350 = 0.0857 > 0.0625$  ..... Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = 4.62/(25 \times 27) = 0.00684 \leq 0.0105$  .....Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.0857 > 0.0614$ ..... Condition vérifiée

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau VI.23.Vérification de la flèche pour les poutres secondaires**

poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Obse
<b>P.S</b>	$0.0857 > 0.0625$	$0.00684 \leq 0.0105$	$0.0857 > 0.0614$	<b>C.V</b>
<b>P.S liée aux voiles</b>	$0.0857 > 0.0625$	$0.00684 \leq 0.0105$	$0.0857 > 0.0597$	<b>C.V</b>

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

❖ Schéma de ferrailage des poutres

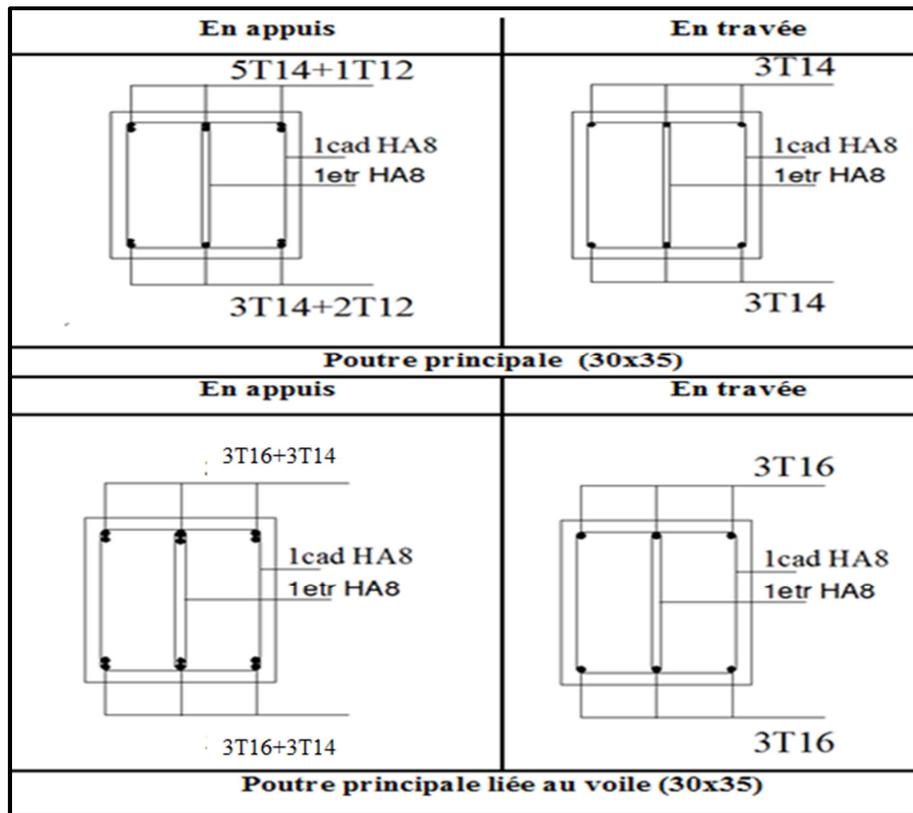


Figure VI.5. Schéma de ferrailage des poutres principales

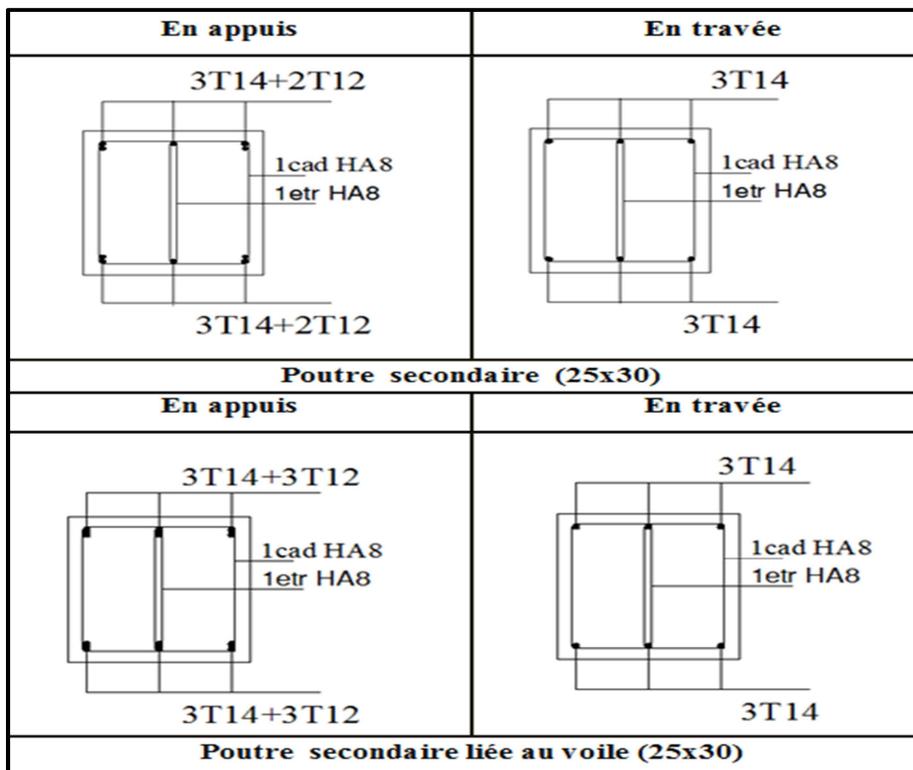


Figure VI .6. Schéma de ferrailage des poutres secondaires

#### VI.4. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes ( $G$ ), d'exploitation ( $Q$ ), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

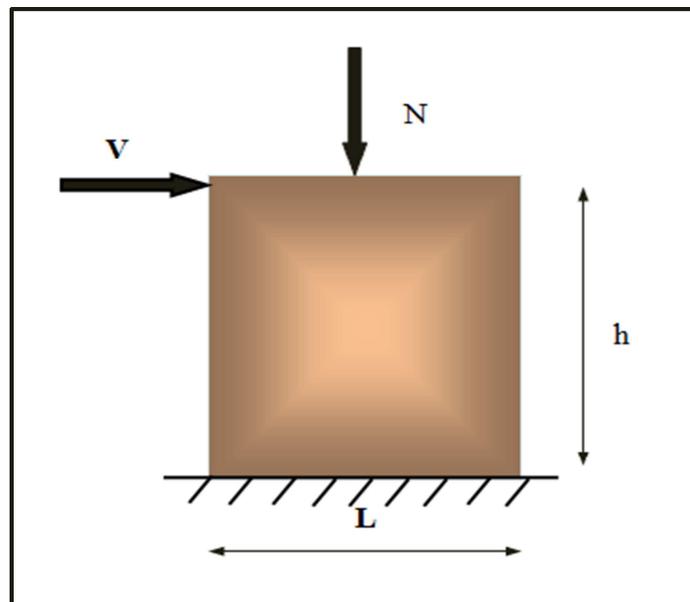


Figure VI.7. Sollicitations des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ( $G ; Q$  et  $E$ ).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

### VI.4.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

### VI.4.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### VI.4.3. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

- Selon le BAEL 91  $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA 99 version 2003  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

### VI.4.4. Prescriptions imposées le RPA99

#### VI.4.4.1. Aciers verticaux

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

- ✓ En zone courante ..... **0.1 %**.
- ✓ Globalement dans la section du voile ..... **0.15 %**.

L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $\begin{cases} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$

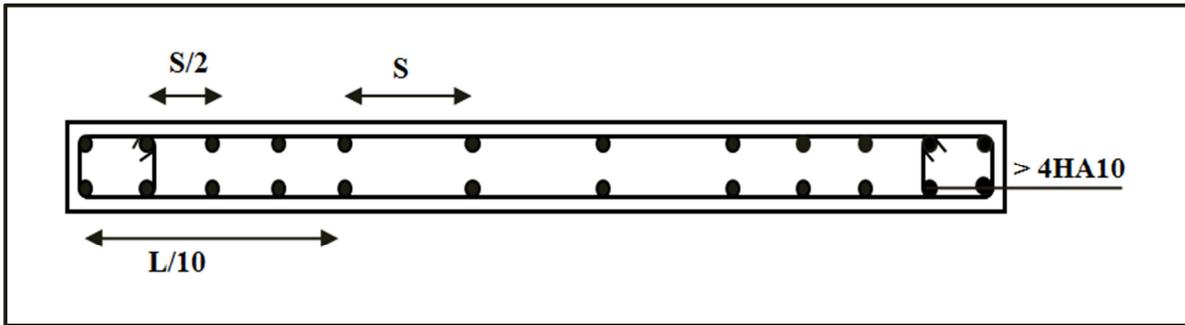


Figure VI .8.disposition des armatures des voiles

**VI.4.4.2. Aciers horizontaux**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ.

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

**VI.4.4.3. Aciers transversaux**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3}$$

e : épaisseur du voile

- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

c) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

**VI.5. Méthode de calcul**

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferraillage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- **Zone 1:** RDC, 1<sup>ème</sup> niveau.
- **Zone 2:** 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau.
- **Zone 3:** 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup> niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

❖ **Détermination des contraintes**

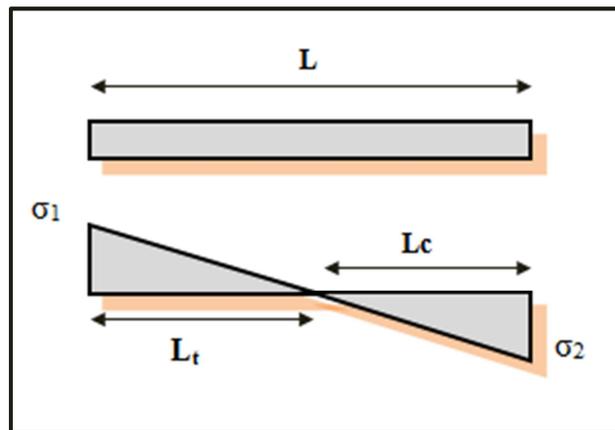


Figure VI.9. Signe des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué

**M** : Moment fléchissant appliqué

**$\Omega$**  : Section transversale du voile.

**V, V'** : bras de levier, sachant que  $V = V' = \frac{L}{2}$

**I** : l'inertie de voile.

❖ **Calcul de  $L_t$**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$L_t$  : Longueur tendue

❖ **Calcul de force**

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

F : L'effort de traction

❖ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \rightarrow V = \text{l'effort tranchant}$$

❖ **Les armatures minimales RPA99**

D'après le **RPA 2003 (Art 7.7.4.1)**:

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

❖ **Le pourcentage minimal**

Dans la section du voile courante  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$

Dans la zone courante  $A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{Courante}}$

### VI.6. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de **40% (Art 7.2.2 RPA 99)**.

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1.4 V_{\text{Cal}} / b_0 d$

**Avec :**

- ✓ **V** : l'effort tranchant à la base du voile.
- ✓ **b** : épaisseur de voile.
- ✓ **d** : hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).
- ✓ **h** : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_U = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_U$

Selon le BAEL :  $\tau_u = V_{\text{Cal}} / b d$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

#### VI.6. 1. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e}$$

**Avec :**

$$S_t \leq \min (1,5 \times a; 30 \text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

- ✓ **k = 0** en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

- ✓  $k = 1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- ✓  $k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.
- ✓  $k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.
- ✓  $\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

#### ❖ Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \text{ } \phi$

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

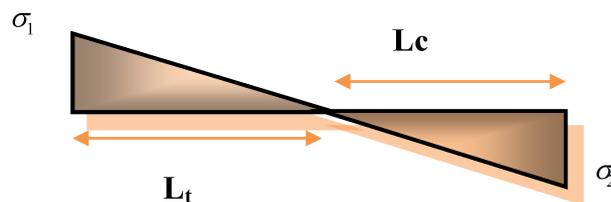
### VI.7. Exposé de la méthode de calcul

Ont procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur  $L_t$ .

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (**formule de RDM**).

$$\checkmark \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I}$$

$$\checkmark \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I}$$



Avec :

- ✓ **N** : effort normal appliqué.
- ✓ **M** : Moment fléchissant appliqué.
- ✓  **$\Omega$**  : Section transversale du voile.
- ✓ **V** : bras de levier  $\rightarrow V = \frac{L_{voile}}{2}$
- ✓ **I** : l'inertie de voile

- $L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$

$L_t$  : Longueur tendue.

- $F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$

F : L'effort de traction.

- $A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$

❖ **Armatures minimales selon le BAEL**

Section partiellement comprimée  $A_{\min} \geq \max \left( 0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$

❖ **Vérification à l'ELS**

Pour cet état, on considère  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec:**

**N:** effort normal appliqué ( $N_{ser}$ ).

**B:** section de béton

**A:** section d'armature adoptée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement d'après le RPA99**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \rightarrow V = 1.4V_{U \text{ calcul}}$$

Avec :

**b<sub>0</sub>:** épaisseur de voile

**d :** hauteur utile = 0.9.h

**h :** hauteur totale de la section brute

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement d'après le BAEL 91**

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

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

**Avec**

$\tau$ : Contrainte de cisaillement

### VI.7. 1. Exemple du calcul

Nous prenons comme exemple de calcul le voile PV8 (L=1.25m) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

#### a) Détermination des sollicitations

$$\begin{cases} L = 1.25\text{m} \\ e = 0.20\text{ m} \\ V = 94.14\text{ KN} \end{cases}$$

✓ (M, N) sont donnés par ETABS

$$M_{\max} = 574.629\text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 865.59\text{ KN}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0325\text{ m}^4$$

$$\Omega = e \cdot L = 0.25\text{ m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{1.25}{2} = 0.625\text{m}^2$$

$$\checkmark \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot V}{I} = 14512.917$$

$$\checkmark \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot V}{I} = -7588.197$$

→ La section est partiellement comprimée

#### b) Armature vertical

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 0.43\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times b = 326.292\text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 8.15\text{ cm}^2$$

#### c) Armature minimale

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left( 0.2\% b L_t, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec :

- **b** : épaisseur du voile.
- **L<sub>t</sub>** : longueur de la section tendue.

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.43)/100 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Bf_{t28}}{f_e} = 0.2 \times 1.25 \times 2.1 / 400 = 13.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (1.72 \text{ cm}^2, 13.125 \text{ cm}^2) = 13.125 \text{ cm}^2$$

#### d) La longueur minimale

(Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$\checkmark \text{ Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12.5 \text{ cm} \rightarrow \text{ avec : } \mathbf{St = 7 \text{ cm}}$$

$$\checkmark \text{ Zone courante : } L_t = (125 - 2(12.5)) = 100 \text{ cm} \rightarrow \text{ avec : } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

#### e) Armatures horizontales

D'après le BAEL91:

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{8.15}{4} = 2.037 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% b.h = 0.15 \% \times 20 \times 125 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

Soit donc :

$$A_H = \max (\text{RPA.V2003; BAEL}) = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 15\text{HA}10 = 11.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ Avec un espacement } \mathbf{S_H = 20 \text{ cm}}$$

#### f) Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA 8**

#### g) Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)** à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a  $V_{\max} = 94.14 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 94.14 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 1.25) = 0.58 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$  ..... Condition vérifiée.

Selon le BAEL:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 94.14 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 1.25) = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**h) Vérification à L'ELS**

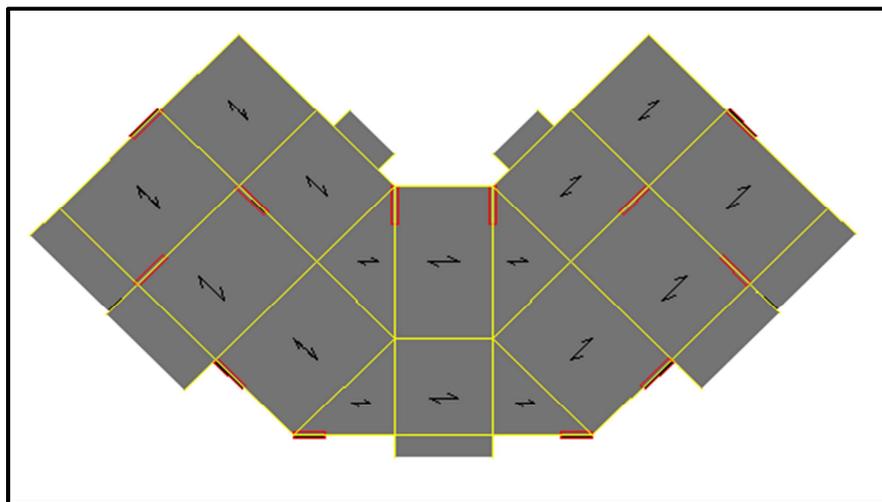
On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec

- ✓ B : section du béton
- ✓ A : section d'armatures
- ✓  $N_s$  : effort normal de service (sous G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{1037.21 \times 1000}{200 \times 1250 + 15 \times 81.5} = 3.95 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure VI.10. schéma de la disposition des voiles**

**VI.8. Résultats trouvés**

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :



Tableau VI.24. Voiles (PV3.PV4.PV5.PV6.PV7. PV8. PV9. PV10. PV11. PV12).

Zone	L (m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	F (KN)	A <sub>vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	1.25	N (max)	1421.7	268.285	10846.127	527.473	0.058	1.192	1355.733	33.89	13.125
		N (min)	364.5	170.911	4744.75	-1828.75	0.35	0.90	64.01	1.6	13.125
		M (max)	865.59	574.629	14512.917	-7588.197	0.43	0.82	326.292	8.15	13.125
2	1.25	N (max)	444.28	-64.736	1776.995	3022.043	0.78	0.47	255.55	6.38	13.125
		N (min)	80.95	-51.75	-671.392	1318.992	0.83	0.42	102.88	2.57	13.125
		M (max)	271.57	210.55	5135.238	-2962.758	0.46	0.79	136.286	3.4	13.125
3	1.25	N (max)	915.66	221.37	7919.755	-594.475	0.1	1.15	5.944	0.15	13.125
		N (min)	121.66	39.118	1238.909	-265.629	0.22	10.3	5.844	0.15	13.125
		M (max)	623.21	186.931	6087.666	-1101.987	0.2	1.05	22.039	0.55	13.125

Tableau VI.25. Voiles (PV1.PV2)

Zones	L (m)	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	F (KN)	A <sub>vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	1	N (max)	726.07	-9.248	3341.35	3919.35	0.54	0.46	333.992	8.35	10.5
		N (min)	310.11	-12.157	1170.644	1930.456	0.62	0.38	117.842	2.95	10.5
		M (max)	595.25	-25.72	2172.5	3780	0.63	0.37	220.242	5.5	10.5
2	1	N (max)	474.74	17.238	2912.387	1835.012	0.39	0.61	289.591	7.24	10.5
		N (min)	186.13	10.682	1264.462	596.837	0.32	0.68	126.568	3.2	10.5
		M (max)	355.92	-22.752	1068.6	2490.6	0.7	0.3	106.776	2.7	10.5
3	1	N (max)	235.91	-16.508	663.675	1695.425	0.72	0.28	66.054	1.6	10.5
		N (min)	64.06	-12.172	-60.075	700.675	0.92	0.08	5.605	0.14	10.5
		M (max)	118.82	-25.145	-191.681	809.545	0.8	0.2	16.191	0.4	10.5

❖ Ferrailage des voiles et vérification des contraintes

Tableau VI. 26. Voiles (PV3.PV4.PV5.PV6.PV7.PV8.PV9.PV10.PV11.PV12).

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	$A_{v\text{ Cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )/nap	Zone cour	$S_t$ (cm)	Zone D'abo	$S_t$ (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	choix des barres	$A_{H\text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	1.25	33.89	13.125	19.16	8HA16	12	2HA14	6	8.47	8.7	20	15HA10	11.78
2	1.25	6.38	13.125	14.58	8HA14	12	2HA12	6	1.59	8.7	20	15HA10	11.78
3	1.25	0.55	13.125	14.58	8HA16	12	2HA12	6	0.14	8.7	20	15HA10	11.78

Tableau VI.27. Voiles (PV1.PV2)

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	$A_{v\text{ Cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )/nap	Zone cour	$S_t$ (cm)	Zone D'abo	$S_t$ (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	choix des barres	$A_{H\text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )/nappe
1	1	8.35	10.5	9.96	5HA14	12	2HA12	6	2.529	3	20	15HA10	11.78
2	1	7.24	10.5	7.23	5HA12	12	2HA12	6	1.222	3	20	15HA10	11.78
3	1	1.6	10.5	7.23	5HA12	12	2HA12	6	1.20	3	20	15HA10	11.78

➤ Vérification :

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités :

Tableau VI.28 .Les voiles de dimension (L=1.25 m)

Les zones	Vu (KN)	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
		$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	$\tau_b$ (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$				
Zone 1	94.14	0.58	5	C.V	0.42	3.33	C.V	1037.21	3.95	15	C.V
Zone 2	83.73	0.52	5	C.V	0.37	3.33	C.V	668.19	2.64	15	C.V
Zone 3	76.5	0.47	5	C.V	0.34	3.33	C.V	324.64	1.29	15	C.V

Tableau VI. 29 .Les voiles de dimension (L=1 m)

Les zones	Vu(KN)	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
		$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	$\tau_b$ (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$				
Zone 1	15.73	0.122	5	C.V	0.087	3.33	C.V	531.45	2.65	15	C.V
Zone 2	15.63	0.121	5	C.V	0.086	3.33	C.V	347.43	1.73	15	C.V
Zone 3	20.47	0.159	5	C.V	0.113	3.33	C.V	172.81	0.863	15	C.V

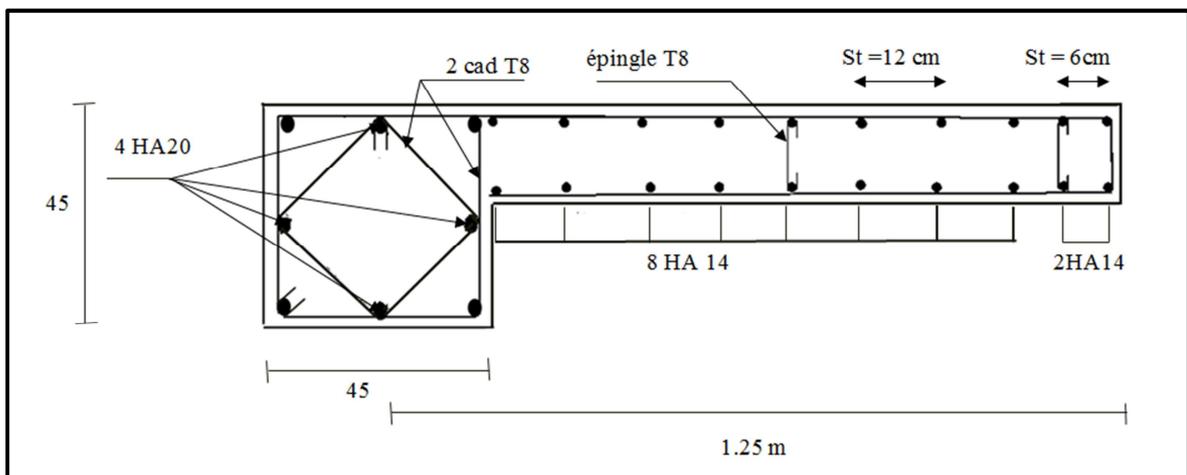


Figure VI .11.ferraillage de la section de voile de L=1.25m

# CHAPITRE VII

---

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

**VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VII.1. Introduction**

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

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

**VII.2. Stabilité des fondations**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action

- **des sollicitations dues à la superstructure qui sont**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

- **des sollicitations dues au sol qui sont**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

**VII.3. Différents types de fondations**

Il existe trois catégories de fondations

- **Les fondations superficielles :** Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés, radiers.

- **Les fondations profondes :** Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.
- **Les fondations semi- profond :** ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols

#### VII.4. Choix de type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La charge totale transmise au sol.
- La nature est le poids de la superstructure.

L'étude géotechnique du site a donné une contrainte admissible de 2.5 Mpa

Pour des raisons économiques, on doit vérifier tous types de fondations superficielles, notre premier pas sera distingué à vérifier la supposition des semelles isolées.

##### VII.4.1. Semelles isolées sous poteaux

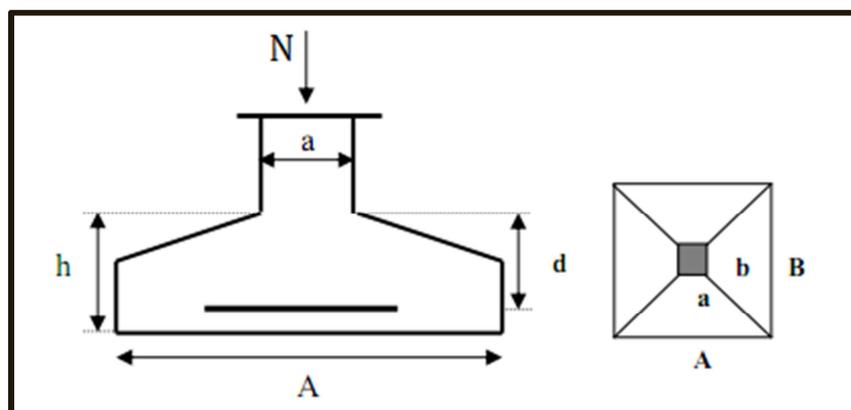


Figure VII.1. Semelle isolé

Pour assurer la validité d'une semelle isolée, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux le plus sollicité du RDC et on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- ✓ (A.B) : la surface de la semelle.
- ✓  $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol  $\rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$
- ✓  $N = 8284.51 \text{ KN}$
- ✓  $M = 63.672 \text{ KN.m}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

❖ **Homothétie des dimensions**

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad \rightarrow \quad a = b = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{8284.51}{250}} = 5.75 \quad \rightarrow \quad B = 5.75 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \rightarrow \quad A = B = 5.75 \text{ m}$$

$$e_0 = M/N = 0.012 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 252.14 > \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

**Remarque**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent

Nous essayons avec les semelles filantes.

**VII.4.2. Semelles filantes**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b < 50\%$ )

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ (tf / m}^2\text{)}, \text{ (à une profondeur de 3 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que } \frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Tel que

- ✓  $N = 31749.16 \text{ KN}$
- ✓  $S_b = 202.40 \text{ m}^2$
- ✓  $N$  : l'effort normal des poteaux
- ✓  $S_b$  : la surface de bâtiment

$$\rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = 31749.16/250 = 127 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_s = 127 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_s/S_b = 127/202.40 = 0.62$$

### Remarque

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VII.4.3. Etude du radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

#### VII.4.3.1. Epaisseur du radier

##### a) Condition de longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_s b}} \geq 2L_{\max} / \pi$$

Où :

- ✓  $L_e$  : Longueur élastique.
- ✓  $E$  : Module d'élasticité du béton ( $E=32164\text{kN/m}^2$ )
- ✓  $I$  : Moment d'inertie de la semelle ( $I=bh^3/12$ )
- ✓  $B$  : La largeur de la bande = 1.00 m
- ✓  $L_{\max}$  : La longueur maximale de l'entre axe des poteaux.  $L_{\max} = 4.5$  m
- ✓  $K_s$  : Coefficient de raideur du sol ( $K=40\text{MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$ )..... (Sol de densité moyenne)

O na :

$$L_e^4 = \frac{4EI}{K_s b}, I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \left( \frac{4EI}{K_s b} \right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2} \left( \frac{Eh^3}{3K_s} \right)^{\frac{1}{4}} \rightarrow h^3 \geq \frac{48k_s}{E} \left( \frac{L_{\max}}{\pi} \right)^4 = \frac{48 \times 4 \times 10^4}{3.216 \times 10^7} \left( \frac{4.50}{\pi} \right)^4 \rightarrow h \geq 0.63 \text{ m}$$

$$h_r \geq 0.63\text{m}$$

##### b) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$  : la longueur maximale entre les axes des poteaux :  $L_{\max} = 4.5\text{m}$

$$56.25\text{cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm.}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 70 \text{ cm} = 0.70 \text{ m.}$

c) Condition de coffrage

## ❖ Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \rightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \quad \rightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq 81.65 \text{ m}^2$$

A la base du bâtiment on a :

$$\checkmark N_u = 1,35G + 1,5 Q = 20411.65 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN /m}^2.$$

$$\checkmark B_{\text{bâtiment}} = 202.40 \text{ m}^2$$

$$\checkmark S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 81.65 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ( $S = 202.40 \text{ m}^2$ ), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum

## ❖ Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) = \max (70/2; 30\text{cm}) = 35 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{D= 50\text{cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 81.65 + S_{\text{débord}} \quad \rightarrow \quad S_{\text{Déb}} = D \times P$$

Avec:

P = périmètre de l'immeuble

$$S_{\text{Déb}} = 0.5 \times 64.97 = 32.48 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 114.135 \text{ m}^2$$

## VII.4.4. Détermination des efforts

## ❖ Détermination des charges et des surcharges

$$\text{- Superstructure} \quad \begin{cases} G = 12852.42 \text{ KN} \\ Q = 2040.59 \text{ KN} \end{cases}$$

- Infrastructure

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{radier}} = G (\text{dalle}) = S_{\text{rad}} \times h \times 25 = 114.135 \times 0.70 \times 25 = 1997.363 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 14849.783 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = 14849.783 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 2040.59 \text{ KN} \end{cases}$$

- Sollicitations  $\begin{cases} N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 23108.09 \text{ KN} \\ N_S = N_G + N_Q = 16890.373 \text{ KN} \end{cases}$

VII.4.5. Vérification du radier

VII.4.5.1. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le **BAEL 91 (page 358)**, nous devons vérifier que :  $N_u \leq \frac{0.045\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$\mu_c$ : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau

h: Epaisseur totale du radier.

❖ Pour les voiles

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**V8**) de longueur **L= 1.25 m**.

$N_u = 1421.7 \text{ KN}$

$\mu_c = 2 (a' + b') = 2 (a + h + b + h)$

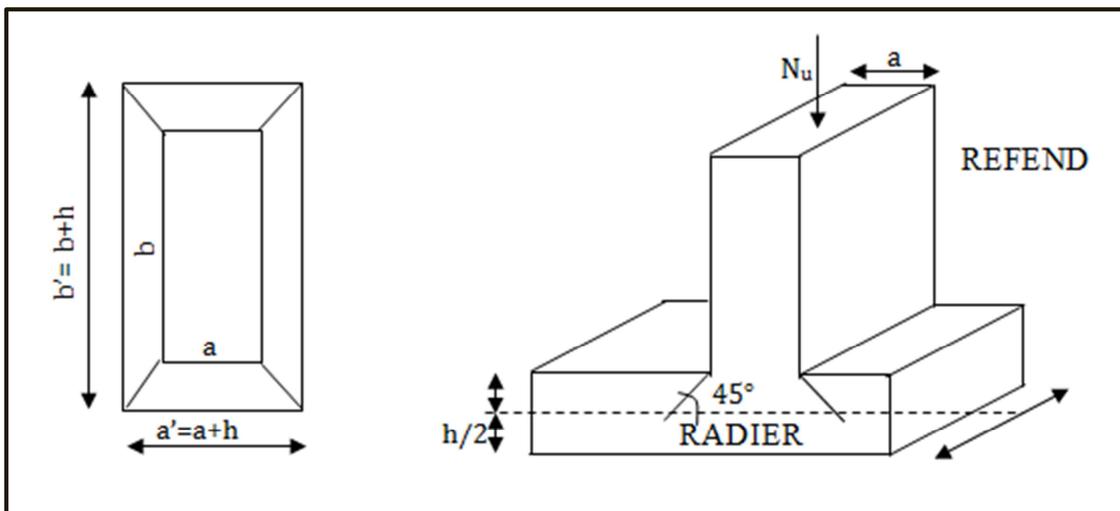


Figure VII.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux

$\mu_c = 2 (a+b+2h) = 2 (0.2+1.25+2 \times 0.70) = 5.7 \text{ m}$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)} \rightarrow h = 0.33 \text{ m} \rightarrow h_r = 0.70 \text{ m} \geq 0.33 \text{ m}$$

L'épaisseur du radier  $h_r = 0.70 \text{ m}$ . Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

#### ❖ Pour les poteaux

$$N_u = 929.18 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 0.70) = 4.6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)} \rightarrow h = 0.27 \text{ m} \rightarrow h_r = 0.70 \text{ m} \geq 0.27 \text{ m}$$

#### ❖ Conclusion

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

#### VII.4.5.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- ✓  $W$  : poids total du bâtiment à la base du radier.
- ✓  $W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}}$
- ✓  $W = 1997.363 + 12852.42 = 14849.783 \text{ KN}$
- ✓  $F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $F_s = 1,5$
- ✓  $\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$ ).
- ✓  $Z$  : profondeur de l'infrastructure ( $Z = 3 \text{ m}$ ).
- ✓  $S$  : surface du radier ( $S = 114.135 \text{ m}^2$ ).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3 \times 114.135 = 5136.075 \text{ KN}$$

Donc:

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### VII.4.5.3. Vérification de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

- ✓  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.
- ✓  $b$  : désigne la largeur.
- ✓  $\gamma_b = 1.5$  ;  $d = 0.9 h_r = 0.63$  m ;  $b = 1$  m
- ✓  $L_{\max}$  : la plus grande portée de la dalle = 4.50 m.
- ✓  $N_u = 23108.09$  KN

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q_u L_{\max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{23108.09}{114.135} \times \frac{4.5}{2} = 455.541 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow h \geq \frac{23108.09 \times 4.5 \times 1.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 2 \times 114.135 \times 0.07 \times 25} = 0.434 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{455.541 \times 10^{-3}}{1 \times 0.63} = 0.723 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.723 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

**VII.4.5.4. Vérification de la contrainte normale****a) Le centre de gravité du radier**

Le centre de gravité  $(x_G ; y_G) = \left( \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} ; \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \right) = (6.80 \text{ m} ; 0 \text{ m})$

**b) Moments d'inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

- ✓  $I_i$  : moment d'inertie du panneau (i).
- ✓  $S_i$  : aire du panneau considéré (i).
- ✓  $D_i$  : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 9122.40 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 13600.79 \text{ m}^4 \end{cases}$$

**c) centre de masse de la structure**

Le centre de masse  $(x_G ; y_G) = (6.19 \text{ m} ; 0 \text{ m})$

**d) Moments d'inertie de la structure**

$$\begin{cases} I_{xx} = 7184.96 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 9709.28 \text{ m}^4 \end{cases}$$

**e) calcul des contraintes**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ N : Effort normal dû aux charges verticales.
- ✓ M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales :  $M = N \times e$

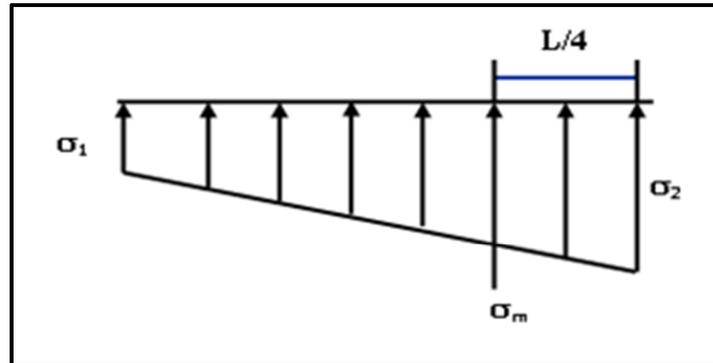


Figure VII.3. Diagramme des contraintes

Tableau VII.1. Vérification des contraintes

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	23108.09	23108.09	16890.373	16890.373
e(m)	0.61	0	0.61	0
S (m <sup>2</sup> )	114.135	114.135	114.135	114.135
M (KN.m)	14095.9349	0	10303.128	0
V (m)	5.96	6.93	5.96	6.93
I (m <sup>4</sup> )	9122.40	13600.79	9122.40	13600.79
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	211.672	202.463	154.717	147.986
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	193.253	202.463	141.255	147.986
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	207.06	202.463	151.351	147.986
$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	0.25	0.25	0.25	0.25
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

Le non renversement est vérifié tel que :  $\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25$  MPa

**f) La Vérification de stabilité**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique a la base de RDC.

$T_0$  : L'effort tranchant a la base de RDC.

$h$  : profondeur de l'infrastructure  $\rightarrow h = 3 \text{ m}$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0,8G \pm E$  ;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison  $G + Q + E$

❖ **Vérification de la stabilité au renversement ( $0,8G + E$ )**

**Tableau VII.2. Vérification de renversement**

	<b>0.8G+E</b>	
	<b>Longitudinale</b>	<b>Longitudinale</b>
<b>N (KN)</b>	10281.94	10281.94
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	114.135	114.135
<b>M (KN.m)</b>	18758.679	55182.693
<b>V (m)</b>	5.96	6.93
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	9122.40	13600.79
<b><math>\sigma_1</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	102.342	99.644
<b><math>\sigma_2</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	77.83	61.969
<b><math>\sigma_{\text{moy}}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	96.214	90.225
<b><math>\bar{\sigma}_{\text{sol}}</math> (MPa)</b>	0.25	0.25
<b>Vérification</b>	C.V	C.V

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

$$M : \text{moment dû au séisme.} \begin{cases} M_x = 219970.88 \text{ KM. m} \\ M_y = 236659.853 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$N$  : charge verticale permanente.  $N = 23300.694 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal**

$$e_x = 0.81 \text{ m} < \frac{L_{xmax}}{4} = 18.75/4 = 4.68 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sens transversal**

$$e_y = 2.37 \text{ m} < \frac{L_{ymax}}{4} = 18.75/4 = 4.68 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

- ❖ **Vérification de soulèvement (G+Q+ E)**

**Tableau VII.3. Vérification de soulèvement**

	<b>0.8G+E</b>	
	<b>Longitudinale</b>	<b>Longitudinale</b>
<b>N (KN)</b>	14893.01	14893.01
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	114.135	114.135
<b>M (KN.m)</b>	23426.198	58011.521
<b>V (m)</b>	5.96	6.93
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	9122.40	13600.79
<b><math>\sigma_1</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	145.791	160.044
<b><math>\sigma_2</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	115.181	100.927
<b><math>\sigma_{moy}</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	138.138	145.265
<b><math>\bar{\sigma}_{sol}</math> (MPa)</b>	0.25	0.25
<b>Vérification</b>	C.V	C.V

#### VII.4.6. Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela,

on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

**VII.4.6.1. Détermination des efforts**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- Si  $0 \leq \rho \leq 0.4 \rightarrow$  la dalle porte sur un seul sens.

Avec

$$\rho = L_x / L_y \rightarrow L_x \leq L_y$$

$$M_x = qL_x / 8 ; M_y = 0.$$

- Si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2 . M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

**Tableau VII .4. Les moments sur appuis et en travée de panneaux**

panneaux	Sens	Moment en travée	Moment sur appuis
de rives	Sens (xx')	0,85.M <sub>x</sub>	0,3.M <sub>x</sub>
	Sens (yy')	0,85.M <sub>y</sub>	0,3.M <sub>y</sub>
intermédiaires	Sens (xx')	0,75.M <sub>x</sub>	0,5.M <sub>x</sub>
	Sens (yy')	0,75.M <sub>x</sub>	0,5.M <sub>y</sub>

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

**VII.4.6.2. Les sollicitations**

- ELU :  $\nu = 0$

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{23108.09}{114.135} = 202.463 \text{ KN/m}^2$$

- *ELS* :  $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = \frac{N_u}{S} = \frac{16890.373}{114.135} = 147.986 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité (panneau intermédiaires).

$$L_x = 3.5 \text{ m} ; \quad L_y = 4.5 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{450} = 0.78$$

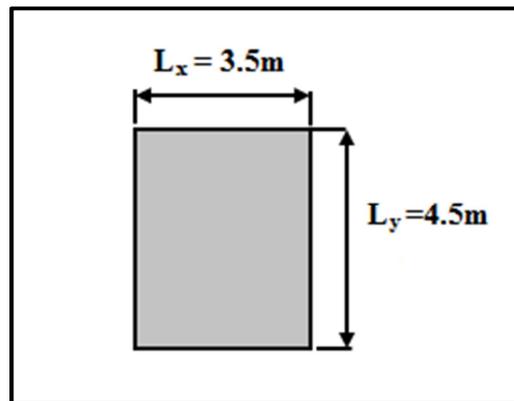


Figure VII.4. Le panneau le plus sollicité

- **Calcul des moments**

$$q_u = 202.463 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII.5. Les moments à L'ELU

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$\nu$	$\mu_x$	$\mu_y$	$Mu_x(KN.m)$	$Mu_y(KN.m)$
P	3.5	4.5	0.78	0	0.0584	0.5608	146.049	81.904

$$q_s = 147.986 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII.6. Les moments à L'ELS

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$\nu$	$\mu_x$	$\mu_y$	$Ms_x(KN.m)$	$Ms_y(KN.m)$
P	3.5	4.5	0.78	0.2	0.0650	0.6841	117.834	80.610

Tableau VII.7. Moments aux appuis et en travées

	ELU		ELS	
	M <sub>ua</sub> ( KN.m)	M <sub>ut</sub> ( KN.m)	M <sub>ua</sub> ( KN.m)	M <sub>ut</sub> ( KN.m)
Sens (xx)	73.025	109.537	58.917	88.376
Sens (yy)	40.952	61.428	40.305	60.458

VII.4.6.3. Section minimale

$$\text{Sens yy'} A_{y \min} = \begin{cases} 6h_0 ; f_e 500 \\ 8h_0 ; f_e 400 \\ 12h_0 \text{ ( autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre})$$

$$\text{Sens xx'} A_{x \min} \text{ (cm}^2\text{)} = A_{y \min} \frac{3-\alpha}{2}$$

VII.4.6.4. Espacement maximal

- S<sub>tx</sub> ≤ min (33 cm, 3hr) → S<sub>tx</sub> = 20 cm
- S<sub>ty</sub> ≤ min (45 cm, 4hr) → S<sub>ty</sub> = 20 cm..... BAEI 91 Pages (360)

VII.4.6.7. Calcul des armatures

Tableau VII.8. Calcul des armatures à L'ELU

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M <sub>U</sub> (KN.m)	109.537	73.025	61.428	40.952
As' (cm <sup>2</sup> /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm <sup>2</sup> /ml)	5.055	3.357	2.820	3.752
As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6.66	6.66	6	6
Choix des barres/ml	<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>
As <sub>corr</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	7.7	7.7	7.7	7.7
Espacement (cm)	20	20	20	20

VII.4.7. Ferrailage de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L= 0,5 m. Le calcul du Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h = 0,70 \text{ m}$ ,  $b=1\text{m}$ ,  $d = 0,9h = 63 \text{ cm}$

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

❖ **Présentation schématique**

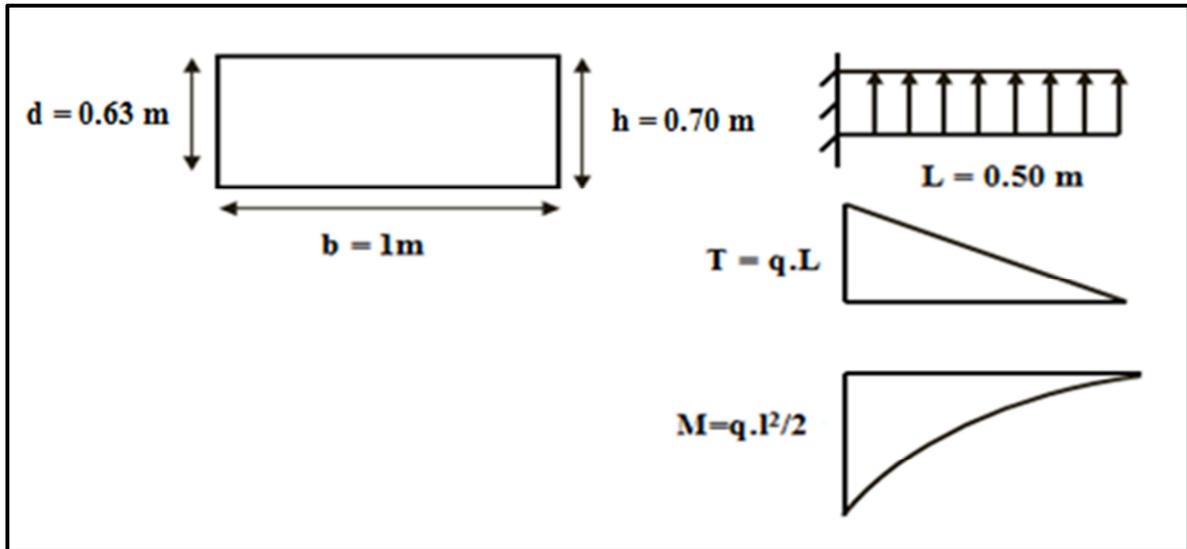


Figure VII.5. Schéma statique du débord

❖ **L'ELU**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{202.463 \times 0.5^2}{2} = 25.308 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	d (m)	$\mu_{bu}$	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	St (cm)
25.664	0.63	0.00394	0.628	1.16	7.60	7.70	<b>5HA14</b>	20

❖ **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23.b.d.f_{c28}/f_e = 7.60 \text{ cm}^2$

**VII.4.8. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$$

$b = 1 \text{ m}$ .

$d = 0,9 h_r = 0.63 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 50.62 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = 0.080 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow 0.076 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note :**

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

**VII.4.9. Vérification des contraintes à l'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser} \times L^2/2$$

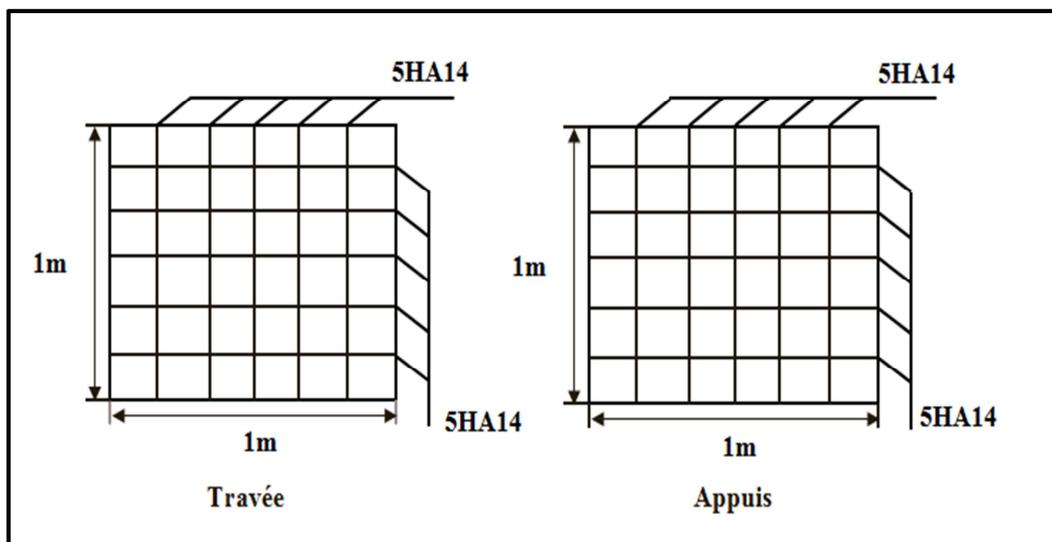
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k.y$ )

**Tableau VII. Vérification des contraintes à l'ELS**

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (MPa/m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Ob
Travée sens xx'	88.379	7.7	17.40	415766.88	21.257	3.699	15	C.V
Appuis sens xx'	58.917	7.7	17.40	415766.88	14.171	2.466	15	C.V
Travée sens yy'	60.458	7.7	17.40	415766.88	14.541	2.530	15	C.V
Appuis sens yy'	40.305	7.7	17.40	415766.88	9.694	1.687	15	C.V
Débord	18.50	7.7	11.83	330011.51	5.606	0.66	15	C.V

❖ **Schéma de ferrailage du radier**



**Figure VII.6. Schéma de ferrailage**

**CONCLUSION**



# Conclusion

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

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

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

Cette étude m'a permis d'approfondir mes connaissances sur le plan théorique et d'apprendre la modélisation avec le logiciel ETABS.

L'utilisation de ce dernier m'a facilité le choix de la disposition des voiles pour avoir un bon comportement dynamique de la structure, et donne des bons résultats sur la réponse à l'excitation dynamique (sollicitations, déplacements)

Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que la majorité des poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA et cela est dû au surdimensionnement des poteaux, à l'existence des voiles et au fait que le RPA valorise la sécurité par rapport à l'économie.

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

# ANNEXE I

## Etapes de modélisation

### Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

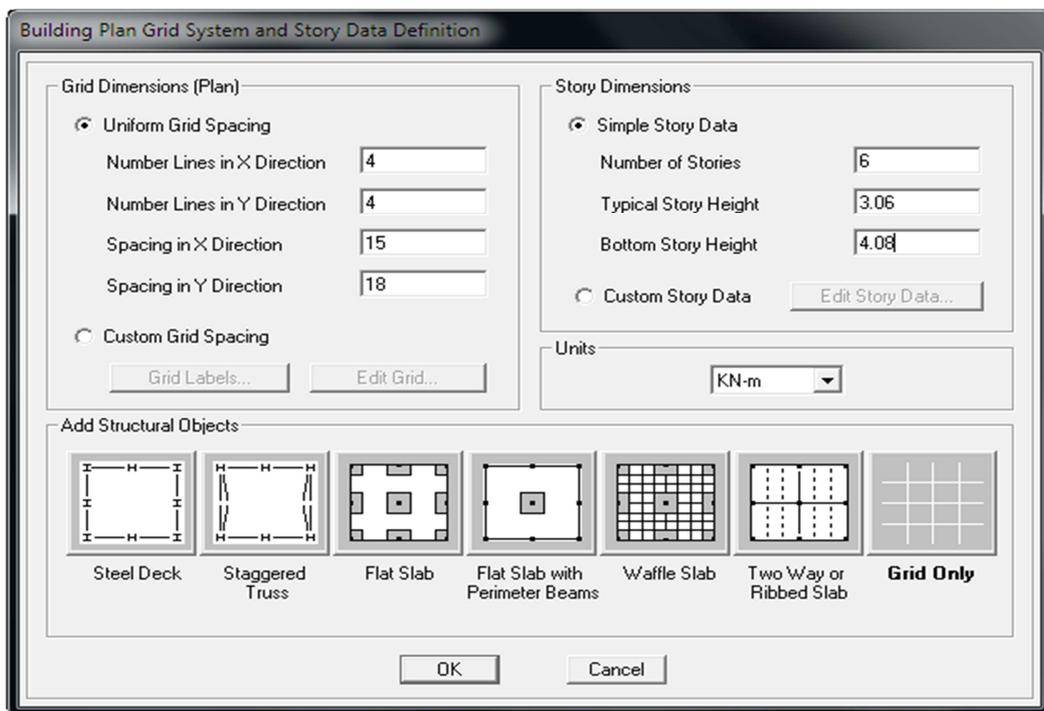
#### ❖ Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



#### ❖ Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (Ctrl +N). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



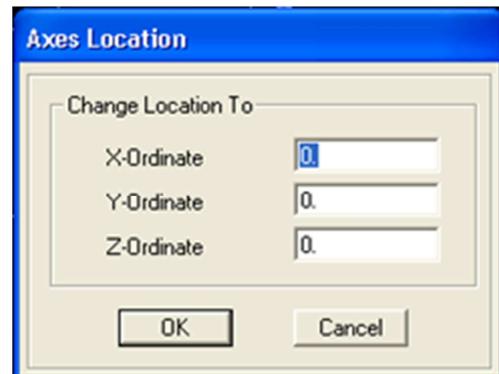
Pour une construction en Auto-Store .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X → (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y → (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y → (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage → (**story height**)
- Longueur de travée dans le sens de X → (**Spacing in X direction**) (Entre axes)

- Longueur de travée dans le sens de Y → (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage → (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant → (**typical story hight**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) → (**bottom story hight**)

### ❖ Modification de la géométrie de base

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



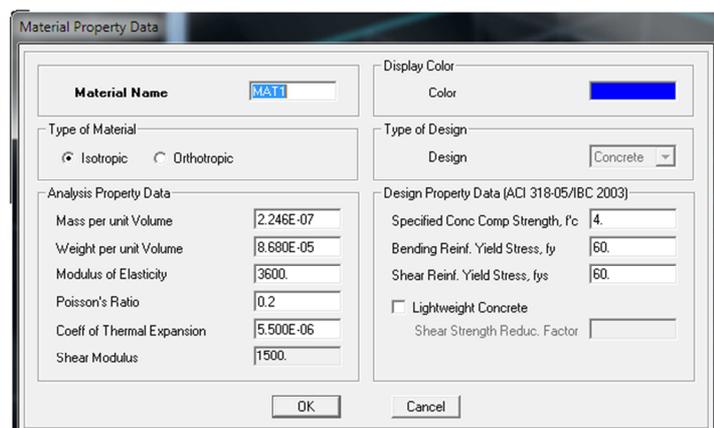
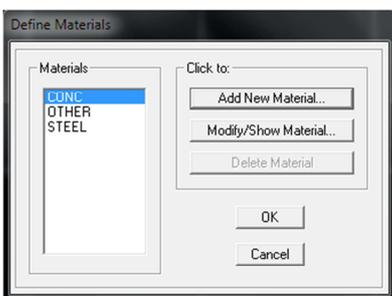
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue cochée la case spacing et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions

Enfin on valide avec OK

### Deuxième étape

**Define – Materials properties ....** → Pour l'ajout d'un nouveau matériau cliquer sur **Add new material**

Pour modifier les caractéristiques du béton : Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**



La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

### ❖ Choix des sections

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

### ❖ Définition des sections

Dans le menu déroulant choisir :

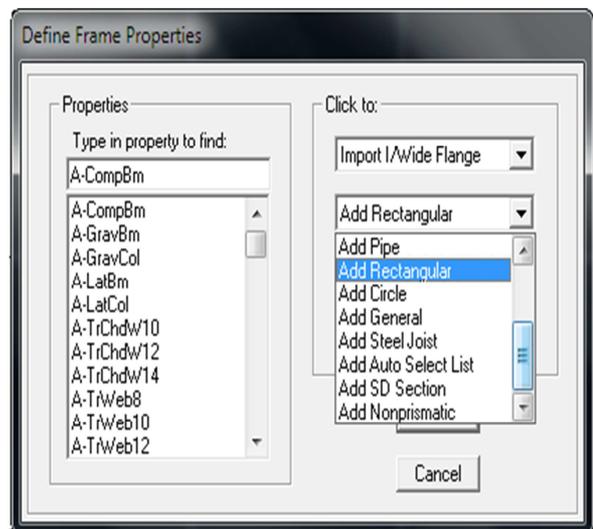
#### Define puis Frame sections

Comme nos sections sont rectangulaires

on choisit dans la liste d'ajout de section :

**Add rectangular** (dans la deuxième liste

à droite de la boîte)



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

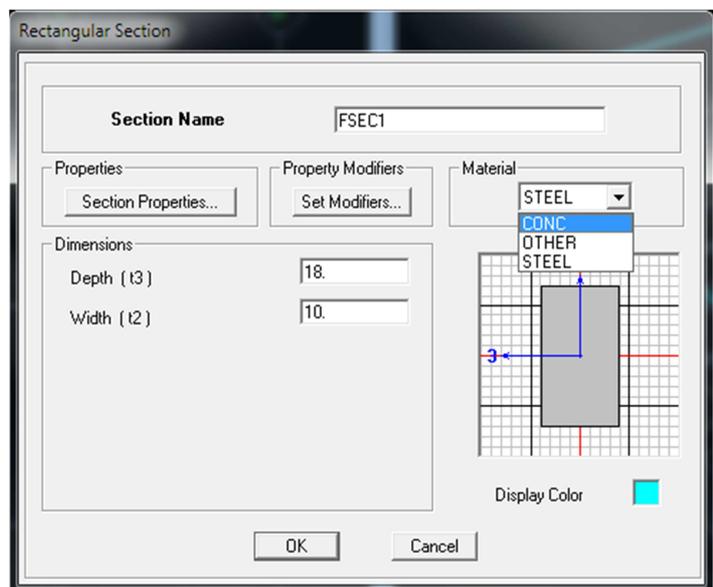
-Nom de la section **Section Name**

-Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**

-Hauteur : **Depth**

-Largeur : **width**

Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections



### ❖ Affectation des sections aux éléments des portiques

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris

Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une seule clique suffira pour le tracer).
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et en cliquant sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

**NB** : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.  

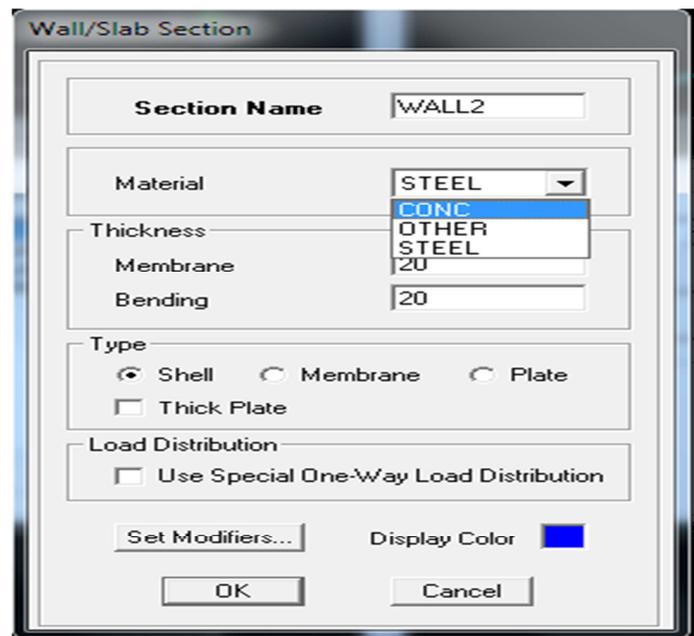
### ❖ Voiles

#### Define –Wall/slab/deck section

Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

- cliquer sur  et en cliquant sur le point de départ ensuite sur le point final.
- Pour tracer le voile librement on choisit. 



- Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

### ❖ Remarque

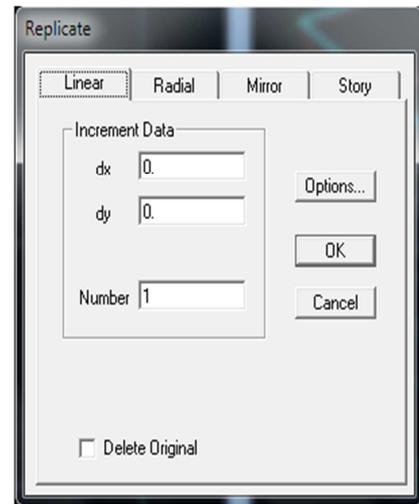
Quand la structure n'est régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaires ensuite le copier ; pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performants tels que : linear, radial, mirror et story, copier ...

Après sélection : **Edit-Replicate (Ctrl+R)**.

Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas où on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx, dy, number) et le nombre de copies à faire.

✓ Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate (Ctrl+R)**

✓ Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number** → **OK**



### Troisième étape

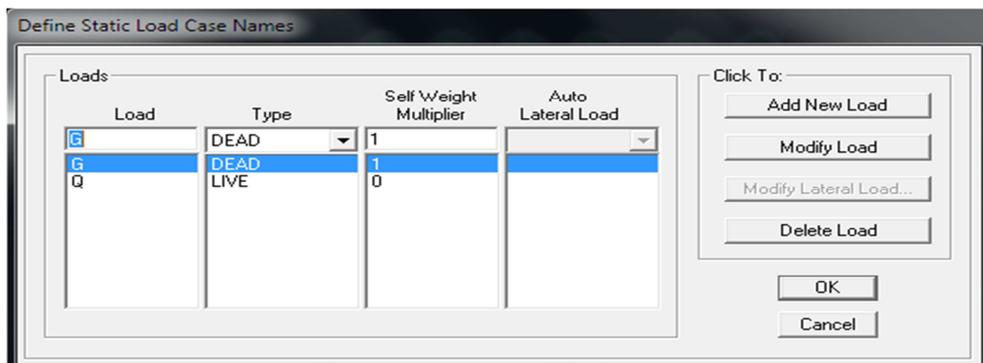
La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

### ❖ définition de charge statique

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases** 

Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

Pour les surcharges : entrer **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) puis cliquer sur **OK**



❖ **chargement**

Après la sélection de l'élément à charge, on clique sur **Assign** puis **frame/line loads** puis  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît. On aura à spécifier :

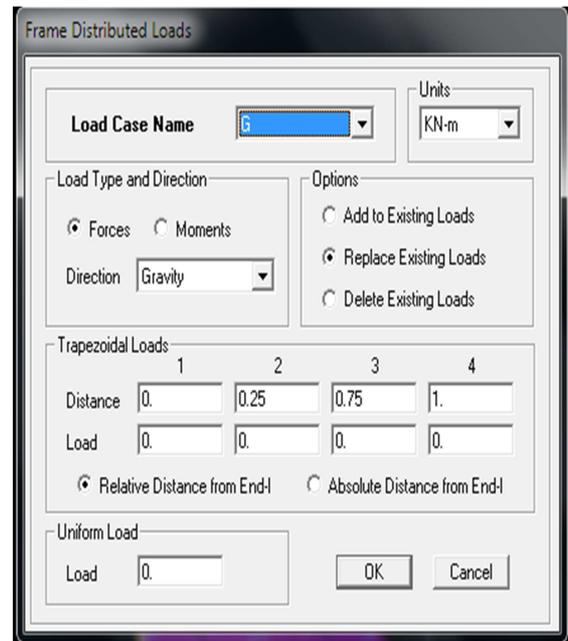
Le nom de la charge son type (force ou moment) sa direction ; La valeur et le point d'application

Pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie.

L'opération à faire (ajouter, remplacer ou supprimer) .en fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel).

Pour charger un voile on clique sur

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

❖ **Charge sismique**

Pour le **Spectre de réponse** on suivre les étapes suivant :

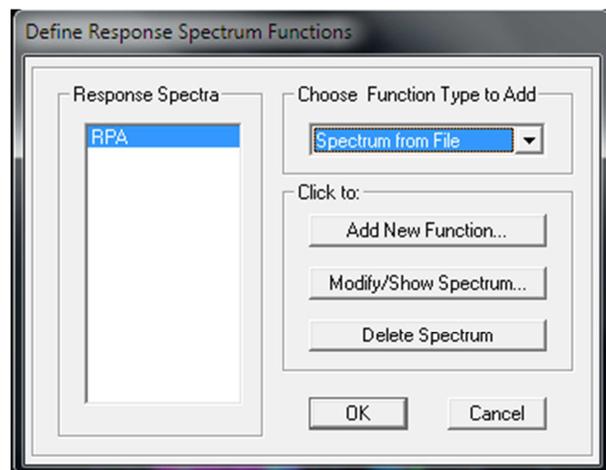
**Define** → **Réponse spectrum functions**  Cliquer sur **Add spectrum from file**

On introduit le nom de la fonction

❖ **Remarque**

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .tex :

Cliquer sur **Add spectrum from file** puis cliquer sur **browser** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'ont préparé



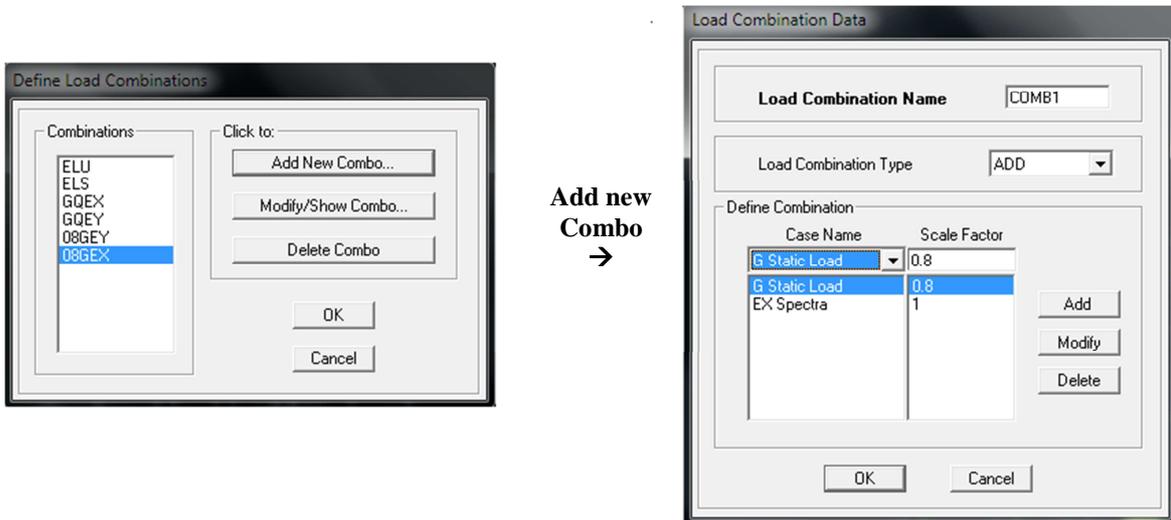
Donnant le spectre de réponse du RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes.

Cocher **period and values** **OK**

Quatrième étape

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination 



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir

Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'**ULU (1.35G + 1.5Q)**.

- ✓ choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- ✓ choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define → Load combination**.

- ✓ Pour définir le coefficient une autre combinaison on refait le même travail
- ✓ Pour modifier le coefficient d'une charge ont procédé avec le **modify**
- ✓ Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**

Cinquième étape

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, ect..) pour la structure à modéliser.

❖ **Appuis : (restraints)**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign**, puis **joint /point** puis ou en cliquant sur **Restraints (support)**, 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à La base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

Pour les autres nœuds :

- ✓ Translation dans le sens de X (libérer translation 1)
- ✓ Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)
- ✓ Rotation autour de Z (libérer rotation about 3)
- ✓ Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X
- ✓ (Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

#### ❖ Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leur centre de masse qui est désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **define** masse source une fenêtre sera apparaître

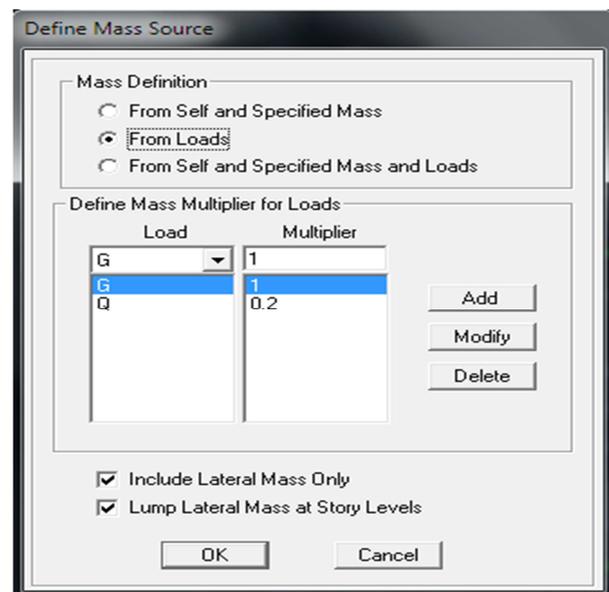
On donne la valeur 1 pour la charge permanente (G) et 0.2 pour les charges d'exploitation (Q)

#### ❖ Remarque

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties, on couchant la case **from load**.

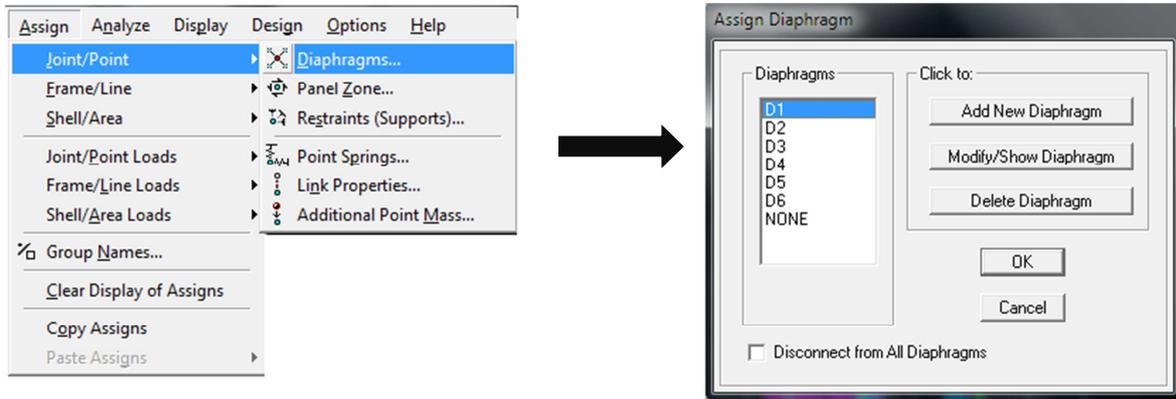
#### ❖ Diaphragmes (constraints)

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :



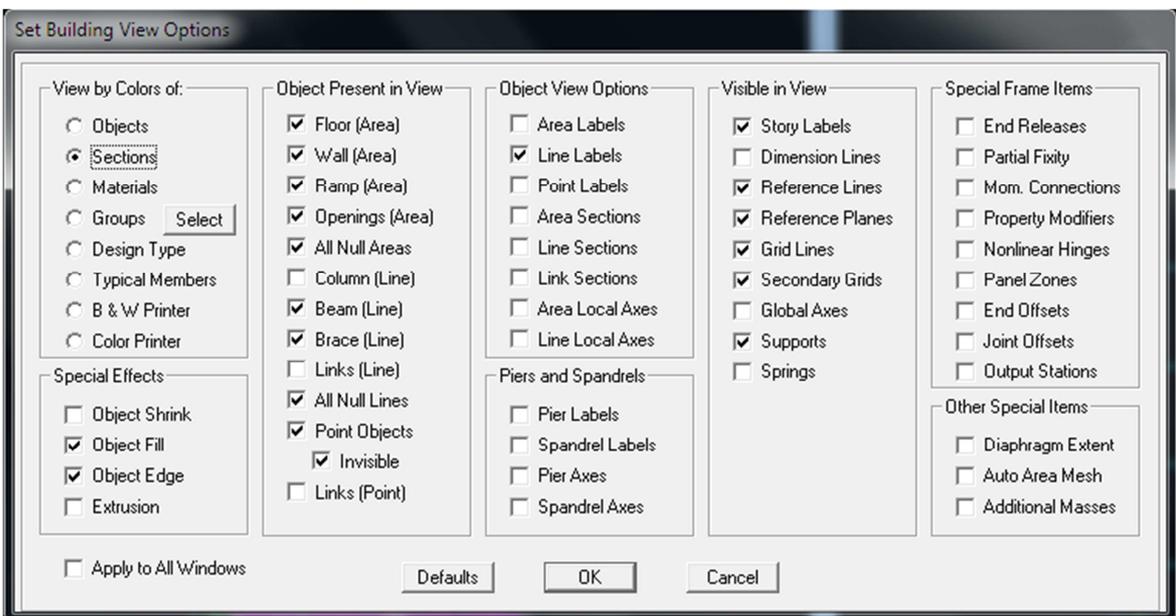
Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant :

Assigne → joint/pointnt → rigide diaphragm → on choisit Add New diaphragm on va appeler D1



On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône 



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

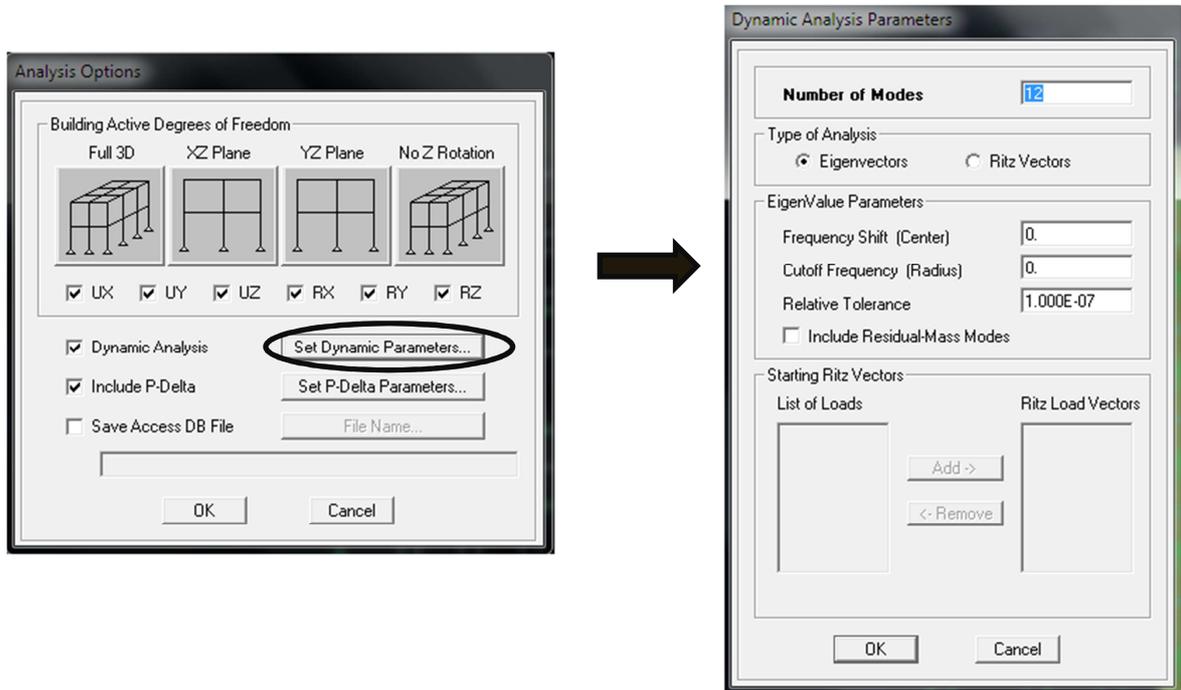
nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels) ; contraintes : diaphragme...etc ; Masses ; Axes locaux ; Section des éléments ...etc.

Sixième étape

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

❖ **Modes de vibration**

**Analyze → Set analysis Options → Cochez **dynamic Analysis** et **Include P-Delta****



On spécifier le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Number of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre d'**Analysis option**.

❖ **Exécution**

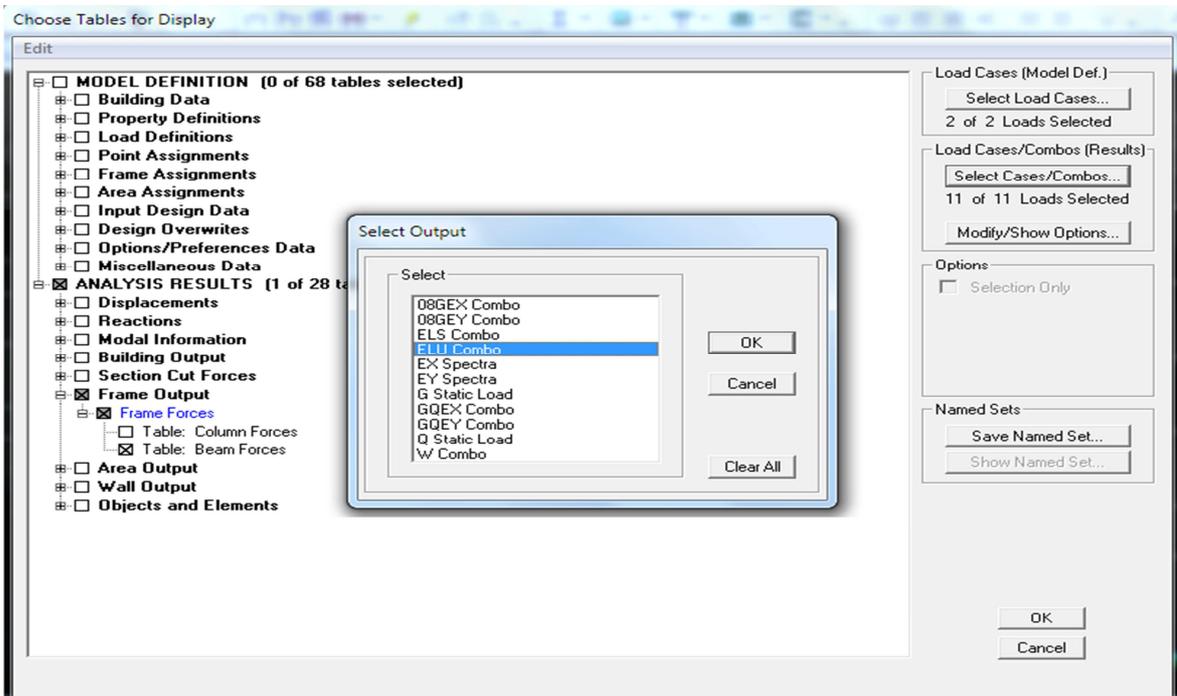
**Analyze → Run (F5)**, ou cliquer sur  Le ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec : **File → Save as**

Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse

❖ **Résultat sur fichier**

Pour exploitation des résultats il vaut mieux récupérer les informations à partir des tables créées par ETABS, à partir du menu **Display, Show Tables** puis choisissez les tableaux que vous voulez afficher ainsi que les cas de charges et combinaisons de charges.



### ❖ Visualisation des résultats sur écran

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes

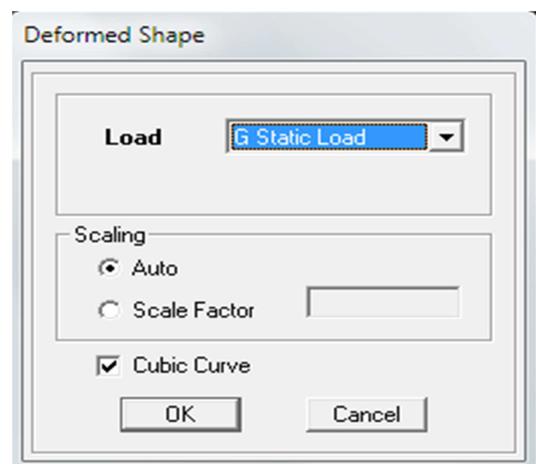
### ❖ Déplacements

Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformed shape**



Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement, **G**

Dans cet exemple. L'option **Load** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisissant un **(Auto)** L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et



donc représentation de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**

 au bas de l'écran pour voir tel même entendre si on a une carte de sont la structure danser. («et» c'est pour aller d'un mode a un autre).

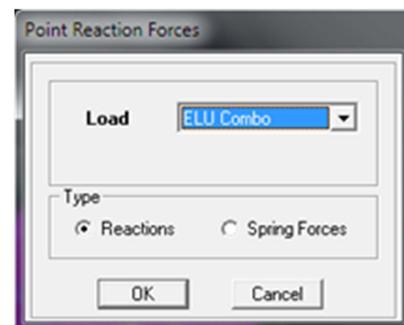
### ❖ Réaction

Le menu **Display** permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/Stresses Diagram Support/Spring reaction** 

On aura la boîte de dialogue suivante :

- ✓ sélectionner le cas de chargement
- ✓ Cocher **Reactions**

Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



### ❖ Les efforts internes

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram/support/springreaction**.

Et On aura la fenêtre suivante :

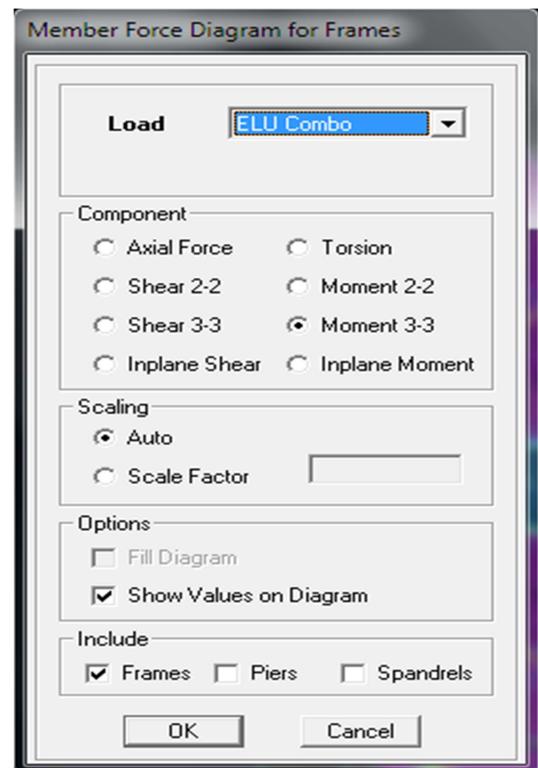
Sélectionner le cas de chargement

- ✓ L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- ✓ L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- ✓ L'option **Shear 3-3** affiché l'effort

Tranchants hors plan

- ✓ L'option **Moment 3-3** affiché le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- ✓ L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent Les moments autour d'axes
- ✓ L'option **Scale factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décocher **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**



# ANNEXE II

# BIBLIOGRAPHIQUES

## ➤ Règlements

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

## ➤ Cours

- Béton armé (3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> année).....FSI
- Dynamique des structures (4<sup>eme</sup> année) .....FSI
- Cours de bâtiment (4<sup>eme</sup> année) .....FSI.
- Résistance des matériaux (2eme et 3<sup>eme</sup> année) .....FSI

## ➤ Logiciels

- ETABS 9.7.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2009.....Dessin
- EXCEL 2010.....Calcul.
- WORD 2010.....Traitement du texte.
- SOCOTEC.