

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION

Présenté par : **REDJATI Khadidja**

Encadrant : **DJEGHABA.KPr. Université Badji Mokhtar - ANNABA**

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
KEBAILI Bachir	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
DJEGHABA Kamel	Pr.	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
ATHMANI Allaeddine	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements :

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos chers parent respectives pour toute l'aide et soutien moral qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leur espérance et nous montrer dignes de leurs confiances et leurs encouragements.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre encadreur Pr. DJEGHABA pour nous avoir pris en charge et pour sa disponibilité et ses précieux conseils

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude BET CENDO notamment DJEGHABAlmene et CHOFRI Mouna qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail et pour finir nous remercions aussi les honorables membres du jury qui nous font l'immense honneur d'examiner ce modeste travail.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un rdc+9 étages, implanté dans la wilaya d'ANNABA.

Ce manuscrit est composé de sept chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation ...etc).
- Le deuxième, au prédimensionnement des éléments secondaires et principaux.
- Le chapitre trois est dédié à la modélisation 3D en éléments finis du bâtiment et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003).

Le calcul des éléments structuraux et secondaires sont présentés respectivement aux chapitres quatre et cinq.

- Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure

LISTE DES SIGNES ET ABREVIATIONS :

- B.A.E.L** : Béton Armé aux Etats Limites
- R.P.A** : Règles parasismiques algériennes
- C.B.A** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- D.T.R** : Document Technique Réglementaire
- E.L.U** : Etat Limite Ultime
- E.L.S** : Etat Limite de Service
- E.L.A** : Etat Limite Accidentel
- G** : Charge permanente
- Q** : charge d'exploitation
- H.A** : Haute Adhérence
- R.L** : Ronds Lisses
- KN**: Kilo Newton
- ml** : mètre linéaire
- MPa** : Méga Pascal
- RDC** : Rez De Chaussée
- S_{acr}** : Section de l'acrotère
- f_{c28}** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)
- f_{t28}** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)
- E_s** : Module d'élasticité de l'acier
- E_{ij}** : Module d'élasticité instantanée
- E_{vj}** : Module d'élasticité différée
- ν** : coefficient de poisson
- σ_b** : Contrainte de compression du béton
- $\overline{f_{bu}}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELU
- $\overline{\sigma_b}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELS
- σ_s** : Contrainte de compression dans l'acier
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS
- τ** : Contrainte de cisaillement

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

f_e : Limite d'élasticité

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

M_{tor} : Moment de torsion

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_r : Section d'armatures de répartitions

A_t : Section d'armatures transversales

\emptyset : Diamètre

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales

Δ_{ft} : La flèche

Δ_{adm} : La flèche admissible

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

c : L'enrobage

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

DrU : déplacement inter étage

SOMMAIRE

I.	Introduction générale :	13
I.1	Présentation du projet :	14
II.1.1.1.1	Plan d'architecture :	15
II.2	Description architecturale :	19
II.2.1	Les dimensions du bâtiment sont :	19
II.3	Description structurale :	19
II.4	Caractéristique mécanique des matériaux :	20
II.4.1	Le béton :	20
II.4.2	L'acier :	22
II.5	HYPOTHESES DE CALCUL :	24
II.6	Les règlements :	25
II.6.1	Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :	25
III.	Prédimensionnement des éléments :	26
III.1	Plancher à corps creux :	27
III.1.1	Disposition des poutrelles :	28
III.1.1.1	Dimensionnement des planchers :	28
III.1.2	Prédimensionnement des poutrelles :	28
III.2	Les poutres :	29
III.3	Les poteaux :	30
III.3.1	Le prédimensionnement des poteaux :	30
III.3.2	Vérification de la section adoptée :	30
III.4	Prédimensionnement des voiles :	31
III.5	-Prédimensionnement des escaliers :	32
III.5.1	Exemple de calcul :	32
III.5.1.1	Escalier 1 parking au niveau 3,74 m :	32
III.5.1.2	Dimensionnement :	32
III.6	Prédimensionnement des dalles pleine (palier , balcon) :	34
III.6.1	Balcon :	34
III.6.2	Palier :	34
III.7	- L'acrotère :	34
IV.	Évaluation des charges :	35
IV.1	Les planchers :	36
IV.1.1	Plancher terrasse inaccessible :	36

IV.1.2	Plancher étages courants :	36
IV.2	Dalle pleine :	37
IV. 2. 1. 1	-Dalle pleine (au niveau de la cage d'ascenseur) ;	37
IV.2.1.2	Balcon :	37
IV.2.1.3	Murs double parois en brique creuses :	37
IV.2.2	Les Escaliers :	38
IV.2.2.1	Volée :	38
IV.2.2.2	Palier :	38
IV.2.3	L'Acrotère :	38
V.	ETUDE SISMIQUE	39
V.1	Introduction :	40
V.2	Choix de la méthode de calcul :	40
V.2.1	La méthode statique équivalente :	40
V.2.1.1	Définition :	40
V.2.1.2	Modélisation :	40
V.2.2	La méthode d'analyse modale spectrale :	41
V.2.2.1	Définition :	41
V.2.2.2	Modélisation :	41
V.2.3	La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.	41
V.2.3.1	Définition :	41
V.2.3.2	Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	41
V.2.3.3	Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :	41
V.2.3.4	Modélisation :	41
V.3	Disposition des voiles :	42
V.4	La Méthode Statique Equivalente :	43
V.4.1	Résultats de l'analyse modale.....	43
V.4.1.1	Interprétation des résultats :	44
V.4.2	Calcul de la force sismique totale :	47
V.4.2.1	La force sismique statique :	47
V.4.2.3	Coefficient de comportement global de la structure R :	49
V.4.2.4	Vérifications réglementaires	50
V.4.2.4.1	Justification de l'interaction voiles portiques :	50
V.4.2.7	Résultats d'effort sismique :	53
V.4.3	Vérification de L'excentricité :	53
V.4.4	Les déplacements latéraux inter- étage :	54
V.4.5	Le déplacement max au sommet :	55

V.4.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	55
V.4.7	Vérification au renversement :	56
V.5	Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :	57
VI.	Ferraillage des éléments structuraux.....	58
VII.	Introduction :	59
VII.1	Ferraillage des POUTRES :	59
VII.1.1	Rôle et définition :	59
VII.1.2	Calcul du ferraillage :	59
VII.2	Les poutres principales (30* 45) 01:.....	59
VII.3	Poutre secondaires (30*35) :	63
VII.3.4.3	-Vérification de la contrainte du béton :	65
VII.3.5	Schéma de ferraillage de poutre secondaire.....	65
VII.4	Les poteaux :	67
VII.4.1	Rôle et définitions :	67
VII.4.2	Calcul de ferraillage :.....	67
VII.4.3	Ferraillage longitudinal :.....	67
VII.4.4	Ferraillage transversales :.....	68
VII.4.5	Les vérifications :	69
VII.4.5.3	Schéma de ferraillage de poteau :	70
VII.5	Les voiles :	72
VII.5.1	Rôle et définitions :	72
VII.5.2	Le Ferraillage :.....	72
VII.5.3	Armature verticaux :.....	72
VII.5.4	Armature horizontaux :.....	72
VII.5.5	Exemple de calcul :	72
VIII.	FERRAILLAGE DES ELLEMENT SECONDAIRE.....	80
VIII.1	Introduction :.....	81
VIII.2	Plancher à corps creux.....	81
VIII.2.1	Ferraillage des poutrelles :.....	81
VIII.2.2	Charge revenant aux poutrelles :.....	81
VIII.2.3	Ferraillage :.....	82
VIII.2.4	Ferraillage de la dalle de compression :.....	82
VIII.2.5	Schéma de ferraillage :.....	82
VIII.3	Poutre de chaînage :	82
VIII.3.1.1	Ferraillage :.....	82
VIII.3.2	Chaînage 02 (20*45)cm ²	84

VIII.3.2.1	Ferrailage	84
VIII.4	Dalle pleine.....	89
VIII.4.1	Dalle pleine (Balcon) :	89
VIII.4.1.1	Ferrailage :	89
VIII.4.1.4	Les armatures de répartitions :.....	91
VIII.4.1.5	Vérification :.....	91
VIII.4.2	Dalle pleine (ASSENCUER) DP1 :.....	93
VIII.4.2.1	Ferrailage de DP1 à l'ELU et ELS :.....	94
VIII.4.2.4	Vérification.....	95
VIII.4.2.7	Schéma de Ferrailage	96
VIII.4.3	Ferrailage de DP2 à l'ELU et ELS :.....	97
VIII.4.3.3	Vérification :.....	98
VIII.4.3.6	Schéma de Ferrailage	99
VIII.5	L'escalier :.....	99
VIII.5.1	Introduction :.....	99
VIII.5.2	Escalier 01 :.....	100
VIII.5.2.1	Calcul des sollicitations :.....	100
VIII.5.2.2	Le ferrailage à L'ELU ET ELS :.....	101
VIII.5.3	Étude de poutre palière :	104
VIII.5.3.1	Pré dimensionnement :	104
VIII.5.3.2	Ferrailage de la poutre palière :.....	105
VIII.5.3.7	Vérification à L'ELS :.....	106
VIII.5.3.9	Calcul à la torsion :.....	107
VIII.5.3.11	Schéma de ferrailage :.....	108
VIII.5.4	Escalier 02 :.....	108
VIII.5.4.1	Calcul des sollicitations :.....	108
VIII.5.4.2	Le ferrailage à L'ELU ET ELS :.....	109
VIII.5.5	Étude de poutre palière :	111
VIII.5.5.1	Prédimensionnement :.....	111
VIII.5.5.2	Ferrailage de la poutre palière :.....	112
VIII.5.5.8	Vérification	113
VIII.5.5.9	Calcul à la torsion :.....	113
VIII.5.6	Etude de la rampe :.....	113
VIII.5.6.1	Ferrailage de la rampe :.....	113
VIII.5.6.6	Vérification.....	115
VIII.6	L'acrotère:.....	115

VIII.6.1	Sollicitation :.....	115
VIII.6.2	Ferraillage :.....	116
VIII.6.5	Schéma de ferraillage :.....	117
VIII.7	Conclusion.....	117
IX.	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	118
IX.1	Introduction	119
IX.2	Classification des fondations :.....	119
IX.2.1	Fondations superficielles.....	119
IX.2.1.1	Les semelles isolées :.....	119
IX.2.1.2	Les semelles filantes :.....	119
IX.2.1.3	Les radiers ou dallages :.....	119
IX.2.2	Fondations profondes :	120
IX.3	Choix du type de fondations :	120
IX.6	Calcul des fondations :.....	120
IX.6.1	Semelle isolée :.....	120
IX.6.2	Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) :.....	121
IX.6.3	Vérification des semelles filantes :	121
IX.6.3.1	Vérification du chevauchement.....	121
IX.6.4	Modalisation du sol:.....	122
IX.6.5	Vérification de la contrainte du sol :.....	122
IX.6.5.1	Vérification de contrainte de sol ELS :.....	123
IX.6.5.2	Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :.....	123
IX.6.5.3	Vérification de la stabilité au renversement :.....	124
IX.6.6	-Ferraillage du radier nervurer :	124
IX.6.7	- Ferraillage de la dalle :.....	124
IX.6.7.1	Direction xx:.....	124
IX.6.7.2	Les moments M_{yy} à ELU et ELS :.....	125
IX.6.7.2.1	Calcul des armatures :.....	125
IX.6.7.2.3	Le schéma de ferraillage/	126
IX.6.8	Ferraillage des nervures :.....	126
IX.6.8.1	Selon la direction XX'	127
IX.6.8.2	Selon la direction YY'	128
IX.6.8.3	Le Schéma de ferraillage :.....	129
X.	Conclusion générale.....	130
XI.	Bibliographie :.....	130
XI.1	Règlements et documents utilisées :.....	130

XI.2	Livre :	130
XI.3	Thèses :	130

1. Introduction générale :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne. L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique. De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage

Ainsi, L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il se doit de proposer des solutions raisonnables et efficaces sur terrain. D'une manière générale une conception justifierait prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter autant que possible les pertes humaines et les dégâts matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

II. Présentation du projet

III. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé de onze étages (C+9+sous-sol).

Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 64 logements promotionnels situé à ANNABA.

Cette structure est destinée à usage multiple : le RDC à usage commercial et les autres niveaux sont destinés à l'habitation.

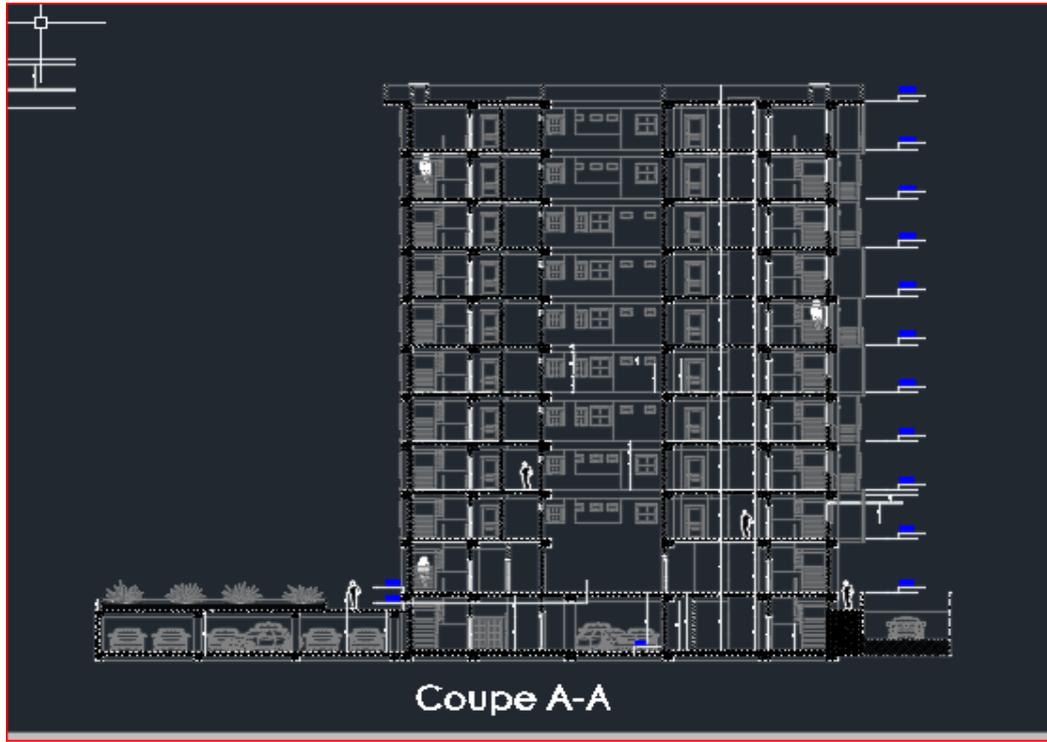
III.1.1.1.1 Plan d'architecture :

❖ Façade principale :



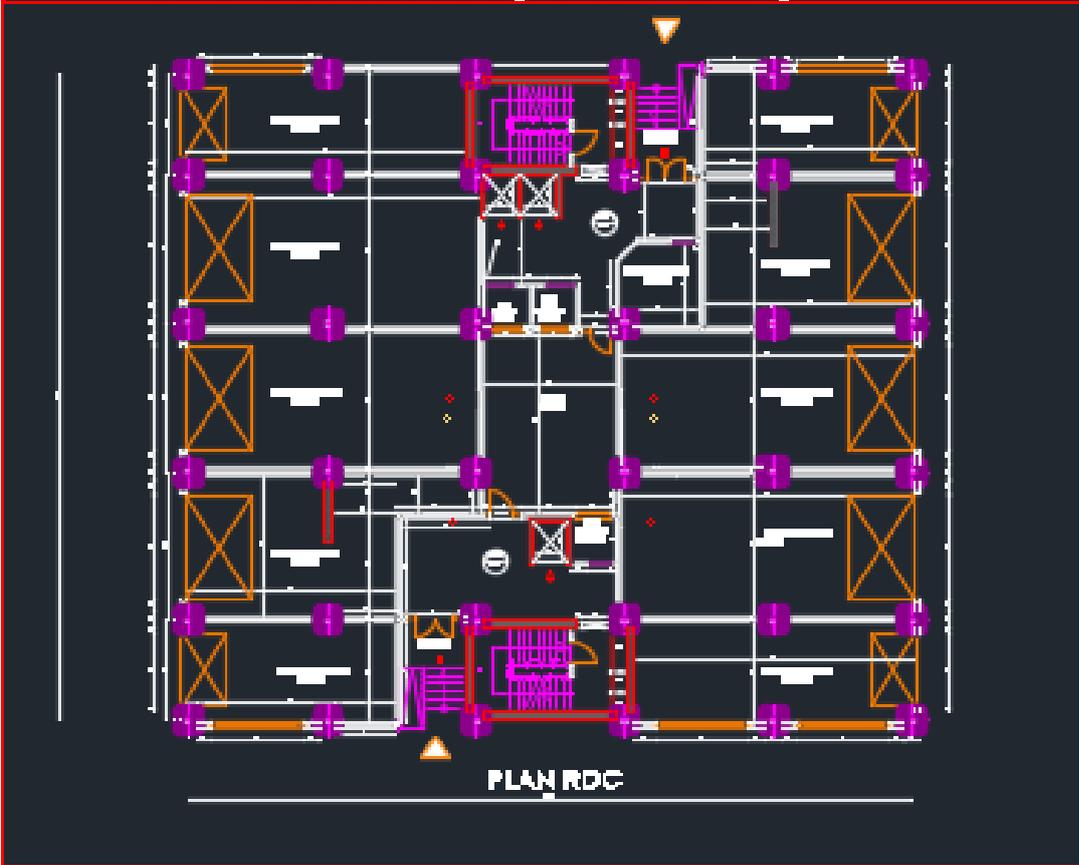
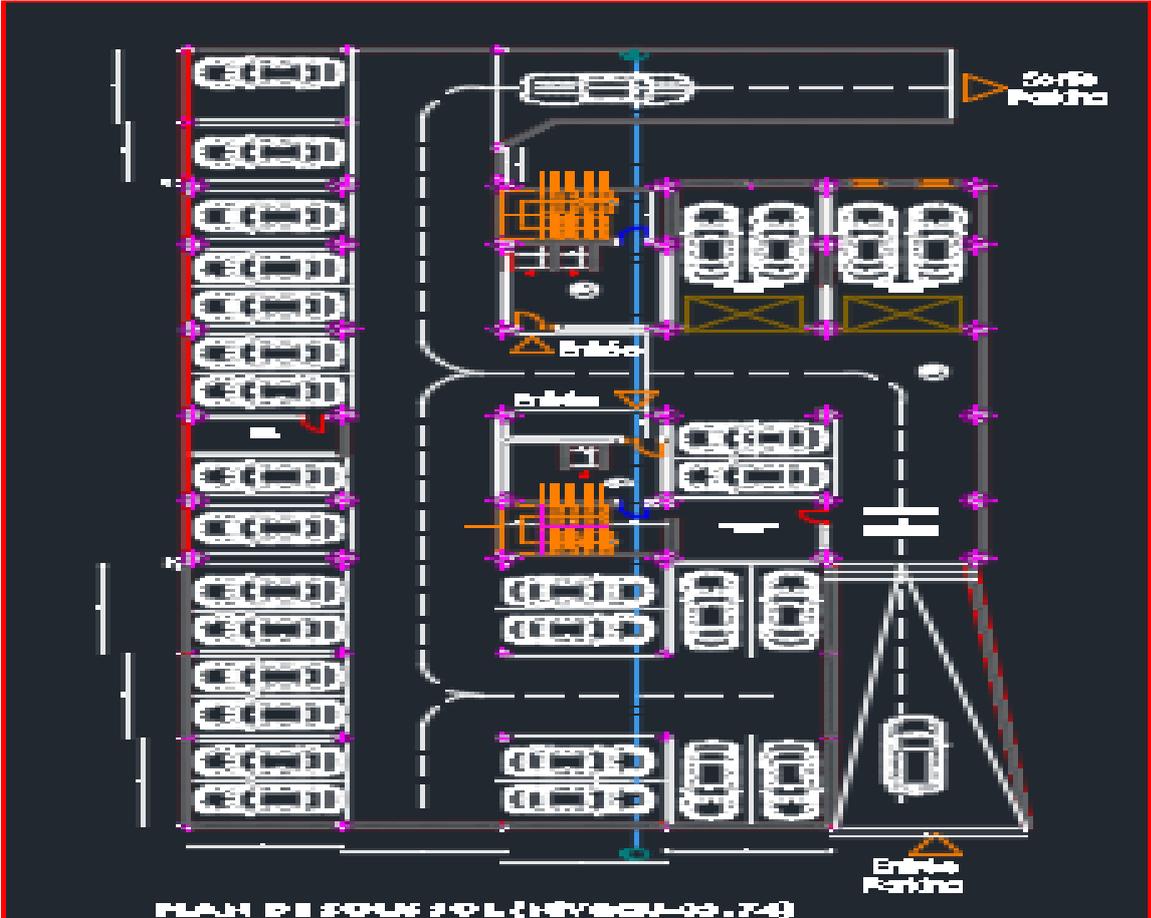
Figure (I.1): façade principale

❖ Coupe A-A

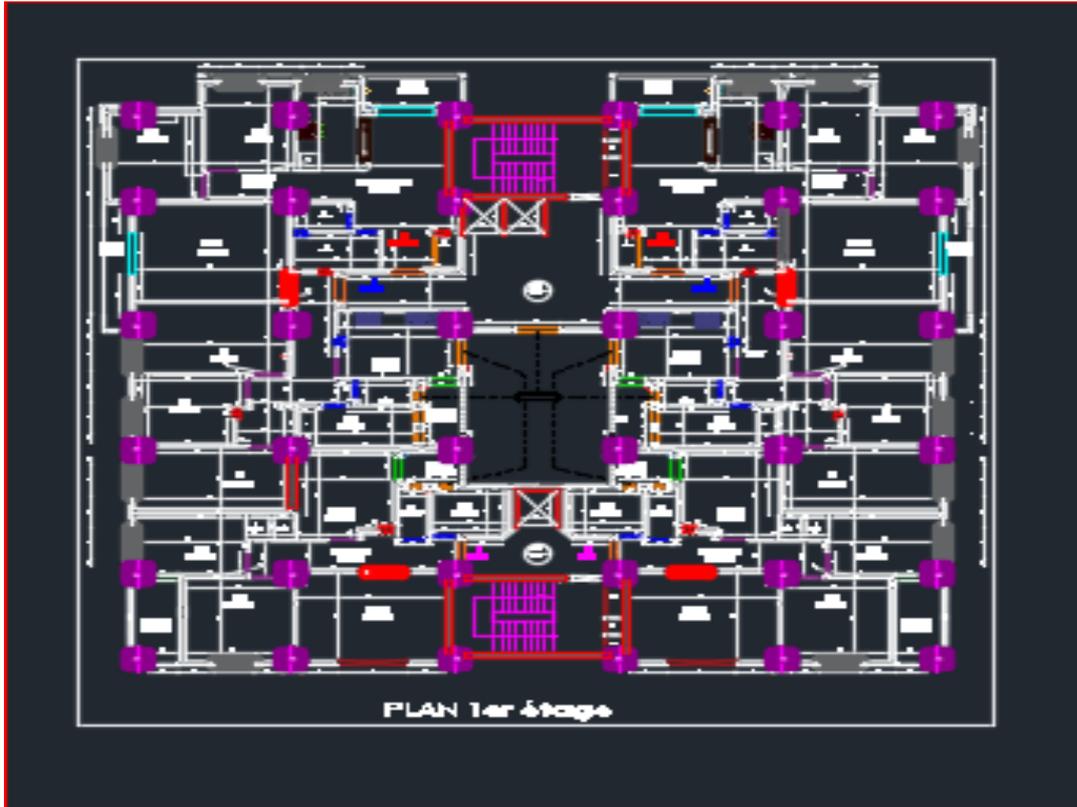


Figure(I.2) : coupe AA

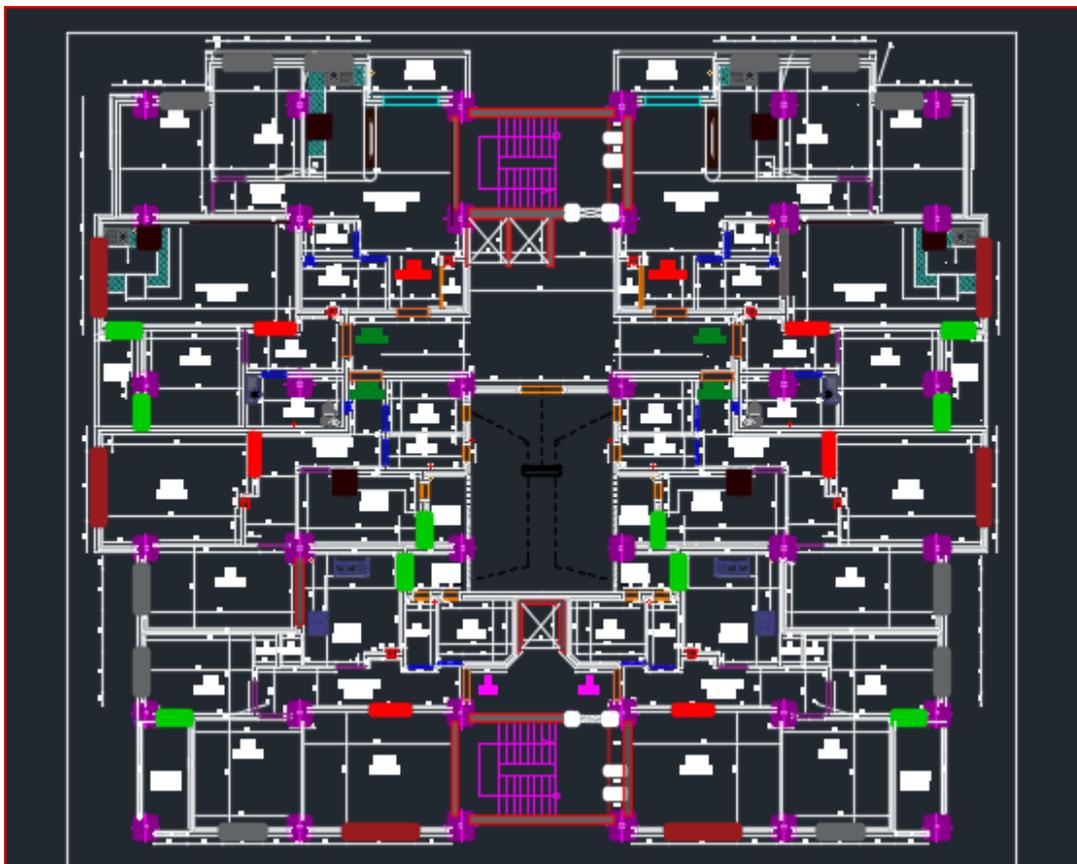
❖ Parking :



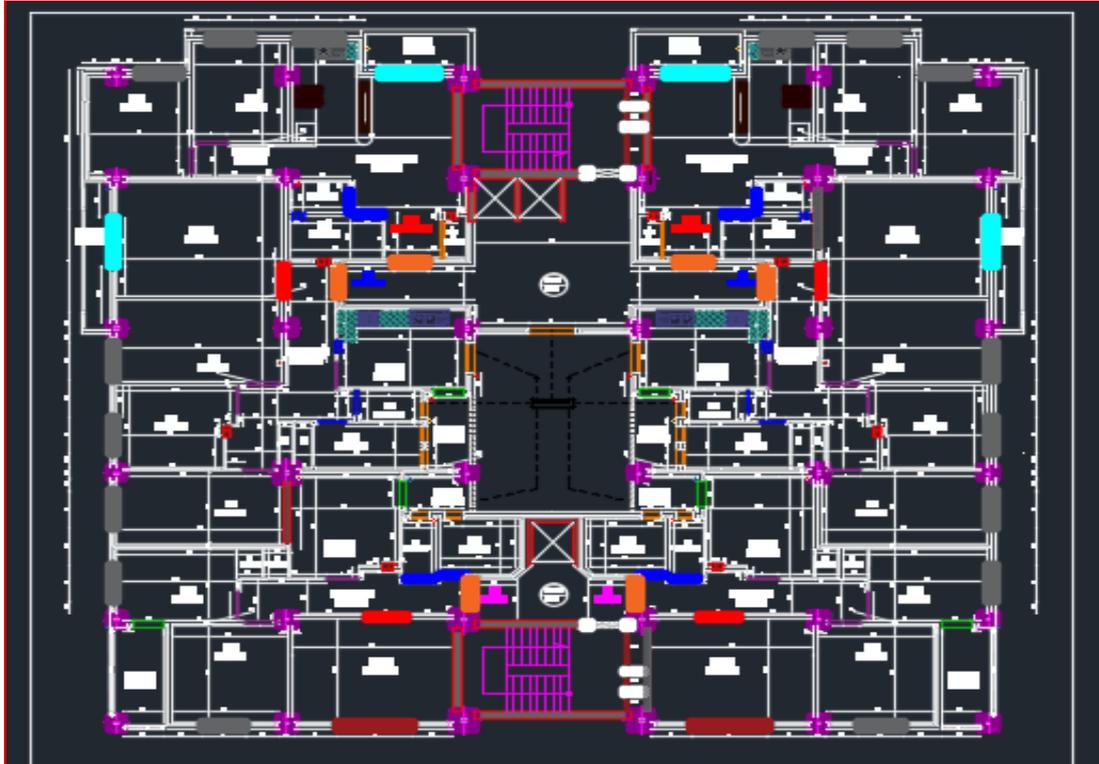
Figure(I.3) :RDC



Figure(I.4) : Etage 1



Figure(I.5) ;Etage 3 4 5 6 7



Figure(I.6) :Etage 8 9

III.2 Description architecturale :

III.2.1 Les dimensions du bâtiment sont :

➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur du sous sol 3,74 m
- Hauteur du commerce 3,4 m
- Hauteur des autres étages 3,06 m
- Hauteur totale de bâtiment 30,94m

➤ Dimensions en plans :

- Longueur totale du tour à la base selon X 27,6 m
- Largeur totale du tour à la base selon Y 24,5 m

III.3 Description structurale :

❖ Structure de contreventement :

Vue la hauteur du bâtiment, et d'après l'article 3.4.A.3 du RPA99/v2003, le contreventement dans ce cas-là est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Les planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

❖ Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire.

❖ Maçonnerie :

❖ Murs extérieurs :

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 cm d'épaisseur

Séparées par une âme d'air de 5 cm.

❖ Murs intérieurs (Cloison) :

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 c

❖ Données géotechniques du site :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un **sol ferme** et par conséquent on a adopté : $\sigma_{Sol} = 2.1$ bars.

III.4 Caractéristique mécanique des matériaux

III.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>> Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPa.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

❖ Résistance mécanique :

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa), et la caractéristique en traction à 28 jours est estimée à 2.1 MPa ($f_{t28} = 2.1$ MPa).

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28$ jours \rightarrow $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28$ jours $\rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28$ jours \rightarrow $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25$ MPa	$f_{ij} = 0,6 + 0,006 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1$ MPa	$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20$ MPa	$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ $E_{vj} = 10818,86$ MPa	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$

Tableau (I.1) : Propriétés mécaniques du béton.

❖ Masse volumique :

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³.

❖ Résistances caractéristiques :

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de **25MPa** pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$.

Un contrôle régulier sur chantier est exigé

❖ Contraintes limites :

1. à l'ELU :

Est notée f_{bu} tel que :

$$\overline{f_{bu}} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à
 - 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h
 - 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
 - 0.85 :lorsqu' elle est inférieur à 1h

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

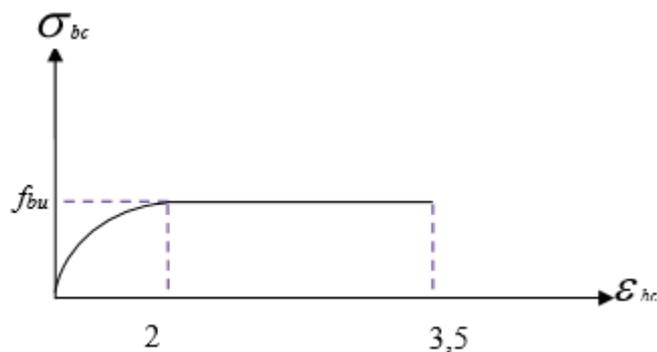


Figure (I.7) : diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

2. à ELS:

Est donné par :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$$

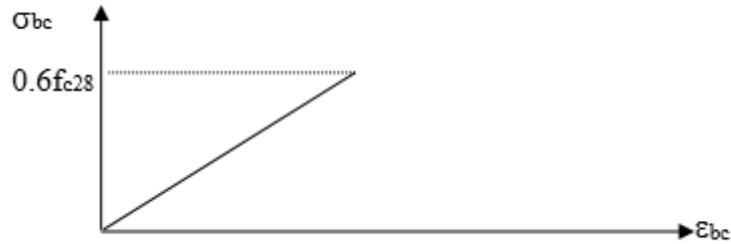


Figure (I.8) : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

❖ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec :

V_u : Effort tranchant.

b,d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0.13.f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0.15.f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \rightarrow$ fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [le **BAEL 91**].

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où} \quad E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où} \quad E_{v28} = 10818.86\text{MPa}$$

❖ **Coefficient de Poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement [BAEL 91]:

à l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

III.4.2 L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

*Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.

*Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000$ MPa.

❖ **Caractéristique mécanique :**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e
Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\varnothing < 10$	FeE =22 ($f_e=215$ MPa) FeE =24 ($f_e=235$ MPa)	$E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\varnothing > 10$	$f_e = 400$ MPa	
Treilles soudés	Eléments plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520$ MPa	

Tableau(I.2) : caractéristiques mécaniques des aciers

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

❖ **Contraint limite de l'acier :**

Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{\sigma} = \left[\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right]$$

σ_s : contrainte de l'acier $\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

- $\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.
- $\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

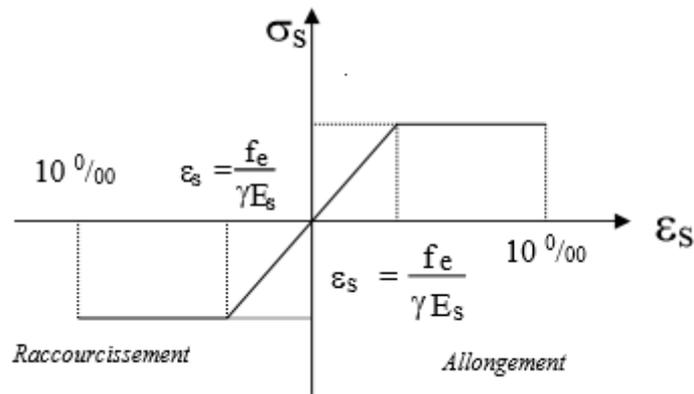


Figure (I.9) : diagramme contrainte-déformation.

Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (MPa)

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

❖ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport suivant : $\mathbf{n} = \frac{E_s}{E_b} = \mathbf{15}$

Avec : E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

III.5 HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

III.6 Les règlements :

III.6.1 Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limitent.

❖ **Etats limites ultimes (ELU)** : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (Non flambement des poteaux et des voiles).
- La Combinaison d'action à l'état limite ultime est : **q=1.35G+1.5Q**

❖ **Etats limites de service (ELS)** : constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : **q=G+Q**

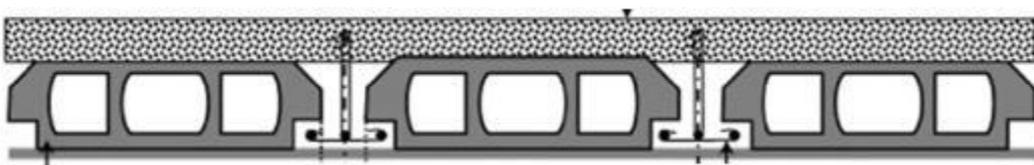
❖ [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes):

-Ce règlement permet de fixer la règle de conception parasismique. Il permet l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portiques. Il est utilisé aussi pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments.

IV. Prédimensionnement des éléments

IV.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le Dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur **h** ($h_c + h_D$)



Figure(II.1) : Coupe du plancher à corps creux

Avec

- h_c hauteur du corps creux.
- h_D hauteur de la dalle de compression

IV.1.1 Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

IV.1.1.1 Dimensionnement des planchers :

Selon les règles du CBA93 (**art : 6.8.4.2.4**), le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

- h hauteur total du plancher.
- L_{MAX} longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$$L_{max} = 550cm \rightarrow h \geq 24,4cm$$

⇒ On opte pour une hauteur de plancher de (**24 cm**) soit (20+4) qui sera valable pour tous les étages.

IV.1.2 Prédimensionnement des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en **Té** de caractéristiques géométriques suivantes :

- Hauteur de la table de compression: $h_D = 4 cm$
 - Hauteur de corps creux: $h_C = 20 cm$
 - Largeur de la table de compression: $b = 60cm$
 - Largeur de l'âme: $b_0 = 10 cm$
- Entre axe des poutrelles: $L_0 = 60 cm$

-

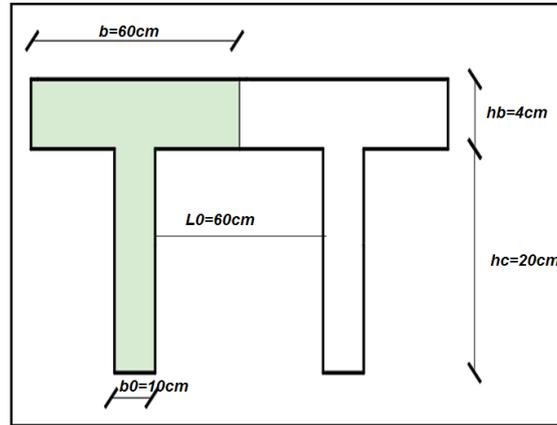


Figure (II.2) : dimension des poutrelles

IV.2 Les poutres

❖ Selon le **CBA et RPA 2003**,

Les dimensions de la poutre ($b \cdot h$) sont déterminées comme suite :

❖ **CBA B651 :**

La hauteur est donnée selon la condition entre $\frac{L_{max}}{10}$ et $\frac{L_{max}}{15}$

❖ **Remarque :** selon la condition des flèches on prend

$$h \geq \frac{L_{max}}{13}$$

Avec:

L_{max} Portée maximale entre nus d'appuis.

• La largeur est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

❖ **RPA 2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'art 7.5.1 (coffrage) :

$$h \geq 30$$

$$b \geq 20$$

$$h/b \leq 4$$

Les dimensions des poutres qui ont adoptée sont résumées dans le tableau suivant

	L_{max}	Section adopté	
Poutre principale	560 cm	H=45 cm	B=30 cm
Poutre secondaire	550cm	H=35cm	B=30cm

Tableau (II.1) : Dimensionnements des poutres

IV.3 Les poteaux :

IV.3.1 Le prédimensionnement des poteaux :

se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie selon les règles RPA 2003.

-Selon l'RPA 2003 article 7.4.1 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

-pour la zone IIa : $\min (b ; h) \geq 25$

$$\min \geq \frac{he}{15}$$

$$\frac{1}{4} < h/b < 4$$

On adopte préalablement la section des poteaux (**b1xh1**) comme suite :

Etage	Section (cm2)
S sol ; RDC ; 1 ; 2	75*75
3 ; 4 ; 5 ; 6	60*60
7 ; 8 ; 9	40*40

Tableau (II.2) : section des poteaux

IV.3.2 Vérification de la section adoptée :

D'après l'article 7.4.3.1 de RPA 2003 l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N(KN)}{f_{c28} * B} \quad ; \quad B = \frac{N}{0,3 * f_{c28}}$$

B: section des poteaux

N : effort normal dans les poteaux

f_{c28} : contrainte de compression a 28 jour

Poteaux	N(KN)	B (cm ²) suivant la condition	h(cm)	b(cm)	b*h (cm ²)	Etats
40*40	932,97	1243,96	40	40	1600	vérifiée
60*60	2193,21	2924,28	60	60	3600	vérifiée
75*75	3552,67	4736,893333	75	75	5625	vérifiée

Tableau(II.3) : section des poteaux adoptée

IV.4 Prédimensionnement des voiles :

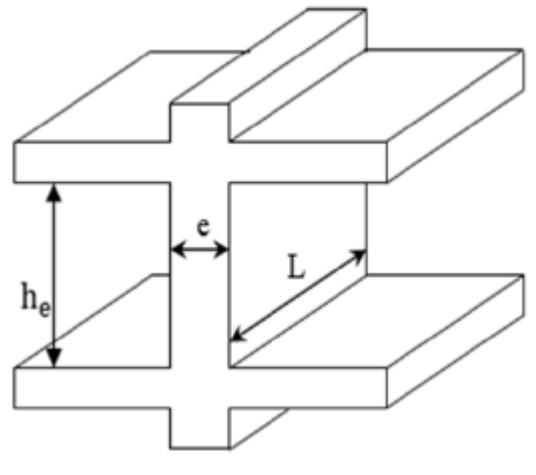


Figure (II.3) : Coupe transversale d'un voile

❖ -D'après Le RPA 99 / version 2003 : Article 7.7.1

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

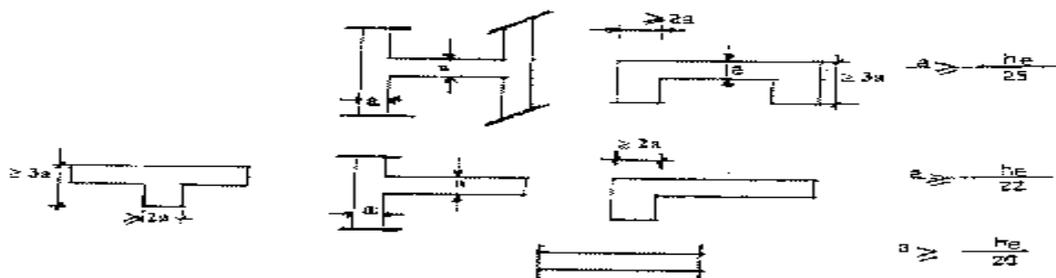


Fig. 7.8 : Coupes de voiles en plan

Figure (II.4) : coupes de voiles en plan

❖ Pour notre projet, on utilise le 3ème type (cas plus défavorable) :

- $h_e(\text{parking}) = 374/20 \rightarrow e \geq 18,7 \text{ cm}$

- $h_e(\text{RDC}) = 340/20 \rightarrow e \geq 17 \text{ cm}$

- $h_e(\text{étage courant}) = 306/20 \rightarrow e \geq 15,3 \text{ cm}$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $e = 20 \text{ cm}$

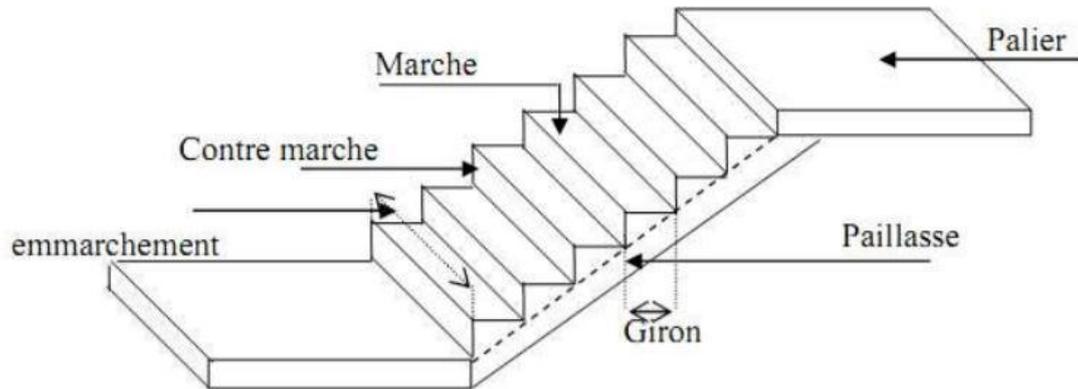
❖ La longueur :

D'après l'article 7.7.1 du RPA 2003 on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e$

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : $L \geq 80 \text{ cm}$

IV.5 -Prédimensionnement des escaliers :

L'escalier est un ouvrage de franchissement qui permet l'accès d'un niveau à un autre. On en distingue plusieurs types. Le choix est motivé par les contraintes architecturales rencontrées (dimension de la cage d'escalier, confort recherché...).



Figure(II.5) : schéma de l'escalier.

G : giron

h : hauteur de la contre marche

ép : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

IV.5.1 Exemple de calcul :

IV.5.1.1 Escalier 1 parking au niveau 3,74 m :

IV.5.1.2 Dimensionnement :

Notre ouvrage comporte un seul type d'escalier : escalier a deux volées parallèles et un palier
- Intermédiaire

❖ **Largueur des marches (giron):** entre 25 et 32 cm → **g = 30 cm**

❖ **Hauteur des contres marches :** entre 14 et 18 cm → **h = 17 cm**

-pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de **BLONDEL**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$14,5\text{cm} < h < 18\text{cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

❖ Nombre des contres marche :

$$N = \frac{\text{hetage}}{h}$$

$$N = 187/17 \Rightarrow N = 11 \text{ contre marches (par volée)}$$

❖ Nombre des marches :

$$n = 11 - 1 = 10 \text{ marches (par volée)}$$

❖ Inclinaison de la paillasse :

$$-\operatorname{tg}\alpha = H' / L'$$

$$-H' = N \times h \Rightarrow H' = 11 \times 17 \Rightarrow H' = 187 \text{ cm}$$

$$-L' = n \times g \Rightarrow L' = 10 \times 30 \Rightarrow L' = 300 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = 187 / 300 \Rightarrow \alpha = \mathbf{31,93^\circ}$$

❖ La longueur de volée est :

$$\sin\alpha = H' / L \Rightarrow L = 187 / \sin(31,93) \Rightarrow \mathbf{L = 353,57 \text{ cm}}$$

❖ L'épaisseur de la paillasse est :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow \mathbf{353,57 \text{ cm} / 30 < e < 353,57 \text{ cm} / 20} \Rightarrow 11,78 \text{ cm} < e < 17,67 \text{ cm}$$

On adopte: $e = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

	G cm	H cm	N	n	α°	L cm	e cm
He(commerce)=3,4	30	17	10	9	34,7	298,62	20
He(courante)=3,06	30	17	9	8	32,51	284,67	20

Tableau(II.3) :recap

IV.6 Prédimensionnement des dalles pleine (palier , balcon) :

IV.6.1 Balcon :

-Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L_x=5,5$$

$$L_y=1,2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{1,2} = 4,5 \Rightarrow \text{travaille dans deux direction.}$$

-Dans notre cas les dalles reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Rightarrow 3,34 \leq e \leq 4$$

On adopte : e=15 cm

IV.6.2 Palier :

$$L_x=5,6 \text{ m}$$

$$L_y=5,5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,6}{5,5} = 1,01 \Rightarrow \text{travaille dans deux direction.}$$

-Dans notre cas les dalles reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{560}{35} \leq e \leq \frac{560}{30} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq e \leq 18,66 \text{ cm}$$

On adopte : e=20 cm

IV.7 - L'acrotère:

Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture :

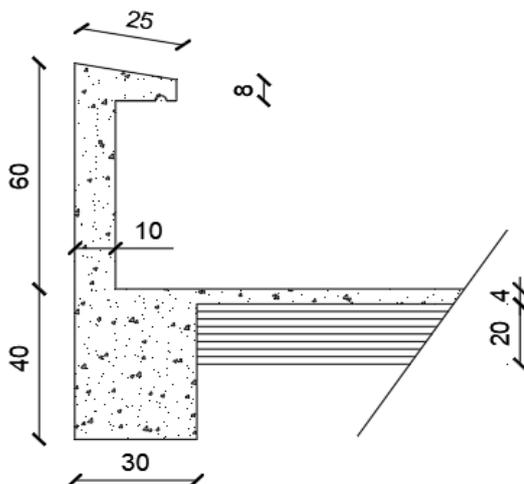


Figure (II.6) : dimensions de l'acrotère

V. Évaluation des charges

Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **DTR BC 2.2.**

V.1 Les planchers :

V.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
Gravions de protection	5	20	1
Étanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2,2
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle à corps creux (20+4)	24	/	3,2
Enduit de plâtre	2	10	0,2
		G	6,88
		Q	1
		Gadd	3,68

Tableau (II.4) : Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible)

V.1.2 Plancher étages courants :

N	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Cloisons	10	/	1
2	Carrelage	2	20	0,4
3	Mortier de pose	3	20	0,6
4	Lit de sable	3	18	0,54
5	Dalle à corps creux (20+4)	24	/	3,2
6	Enduit de plâtre	1,5	10	0,15
		G	5,89	
		Q	1,5	
		Gadd	2,69	
		Q commerce	2,5	

Tableau(II.5) : Evaluation des charges du plancher étage courant

V.2 Dalle pleine :

V. 2. 1. 1 -Dalle pleine (au niveau de la cage d'ascenseur) :

N	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Cloisons	10	/	1
2	Carrelage	2	20	0,4
3	Mortier de pose	3	20	0,6
4	Lit de sable	3	18	0,54
5	Dalle plein	16	25	4
6	Enduit de plâtre	1,5	10	0,15
			G	6,69
			Q	1,5
			Gadd	2,69

Tableau (II.6) : Evaluation des charges dalle plein

V.2.1.2 Balcon :

N	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m3)	G (KN/m2)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	3	20	0,6
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle plein	15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
			G	5,49
			Q	3,5
			Gadd	1,74

Tableau (II.7) : Evaluation des charges du balcon

V.2.1.3 Murs double parois en brique creuses :

<u>N</u>	<u>Couche</u>	<u>Epaisseur (cm)</u>	<u>Masse volumique(KN/m3)</u>	<u>G (KN/m2)</u>
1	Enduit extérieur (ciment)	2	18	0,36
2	Briques creuses 15 cm	15	/	1,3
3	Briques creuses 10 cm	10	/	0,9
4	Enduit intérieur (plâtre)	1,5	10	0,15
			G	2,4

Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

⇒ Le poids du mur par mètre linéaire : $G = 2.4 \cdot (3.06 - 0.45) = 6,26 \text{ KN/ml}$

V.2.2 Les Escaliers :

V.2.2.1 Volée :

N	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Marche	/	22	1,87
5	Pailleasse	L/cos α	25	4,45
6	Enduit de plâtre	2	10	0,2
7	Garde-corps	/	/	0,6
			G	8,28
			Q	2,5
			Gadd	3,83

Tableau(II.9) : Evaluation des charges de la volée.

V.2.2.2 Palier :

N	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Palier	15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	2	10	0,2
			G	5,11
			Q	2,5
			Gadd	1,35

Tableau(II.10) : Evaluation on des charges du palier

V.2.3 L'Acrotère :

La surface de la section transversale : $S = 0.069 \text{ m}^2$

Poids propre	1.73
Revêtement en enduit de ciment (2cm)	0.59
G (KN/ml)	2,32

Tableau(II.11) : Evaluation des charges permanentes de l'acrotère.

VI. ETUDE SISMIQUE

VI.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. À ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- * Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- * Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré

VI.2 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- A- la méthode statique équivalente.
- B- la méthode d'analyse modale spectrale.
- C- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

VI.2.1 La méthode statique équivalente :

VI.2.1.1 Définition :

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.

VI.2.1.2 Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

VI.2.2 La méthode d'analyse modale spectrale :

VI.2.2.1 Définition :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.2.2.2 Modélisation :

Modèle tridimensionnel, encastré à la base

VI.2.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2.3.1 Définition :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par 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.

Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA.

Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

VI.2.3.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :
 - Zone II : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

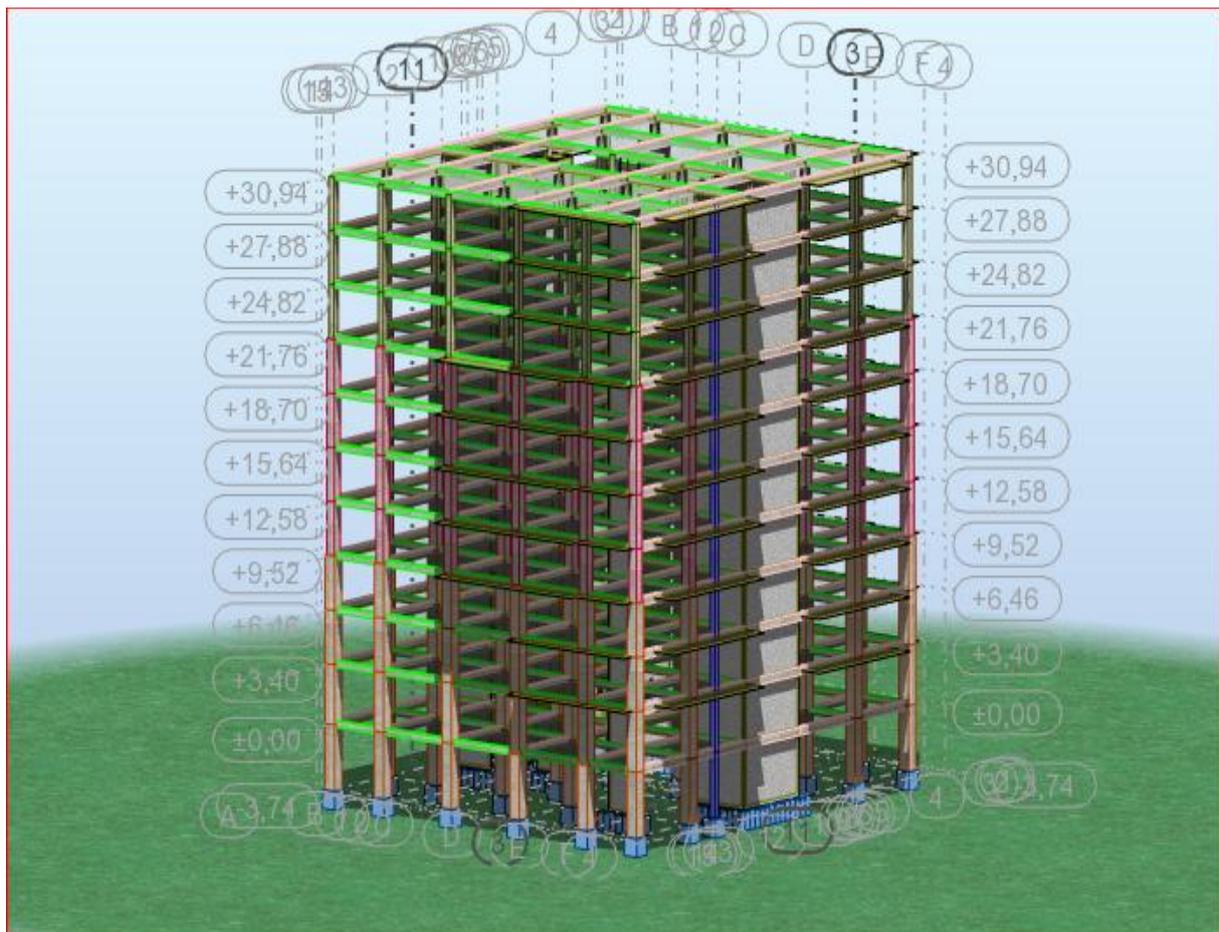
VI.2.3.3 Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Donc nous avons utilisé d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (Robot RSA 2017)

VI.2.3.4 Modélisation :

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel Robot Structural analyses qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.



Figure(III.1) : Modélisation 3D de la structure sur Robot.

VI.3 Disposition des voiles :

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

Pour cela ; nous avons procédé à plusieurs dispositions pour essayer de trouver une disposition optimale de la position des voiles. Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle nous obtenons des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

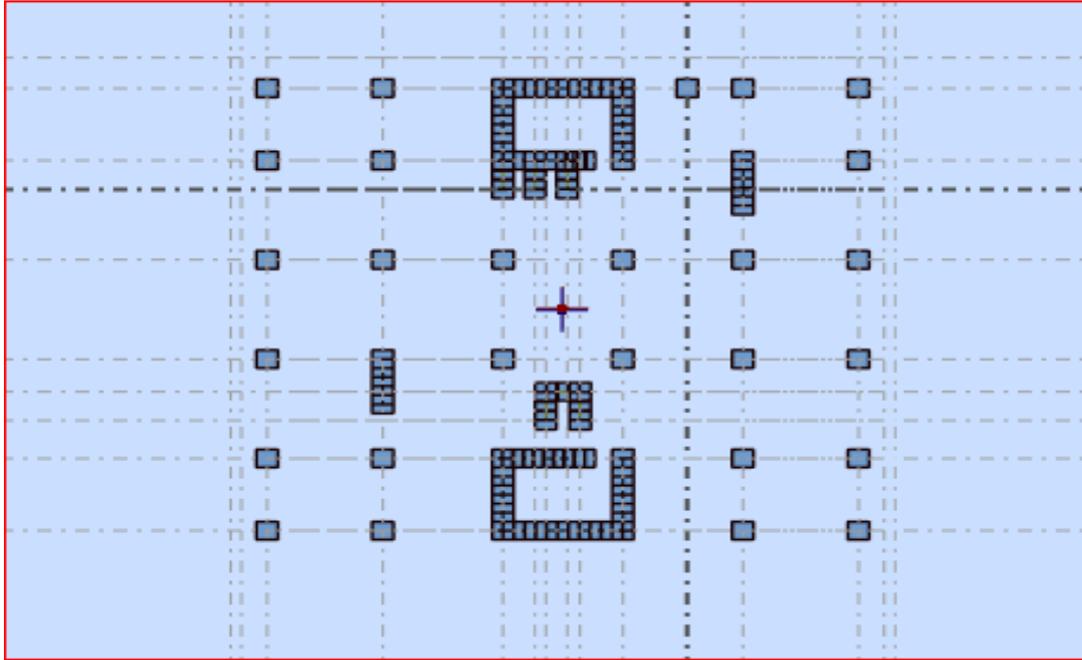
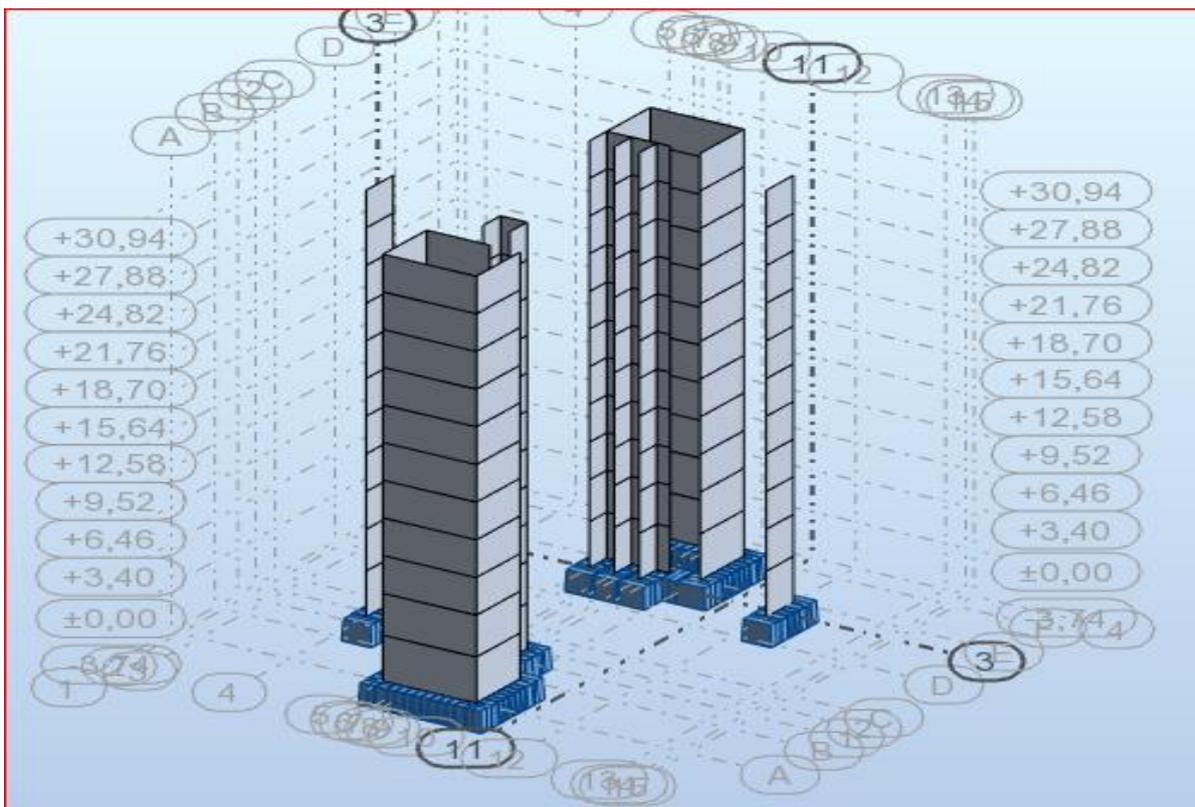


Figure (III.2) :Disposition des voiles VUE EN PLAN



Figure(III.3) : Disposition des voiles VUE EN 3D

VI.4 La Méthode Statique Equivalente :

VI.4.1 Résultats de l'analyse modale

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Robot

sont données dans le tableau suivant :

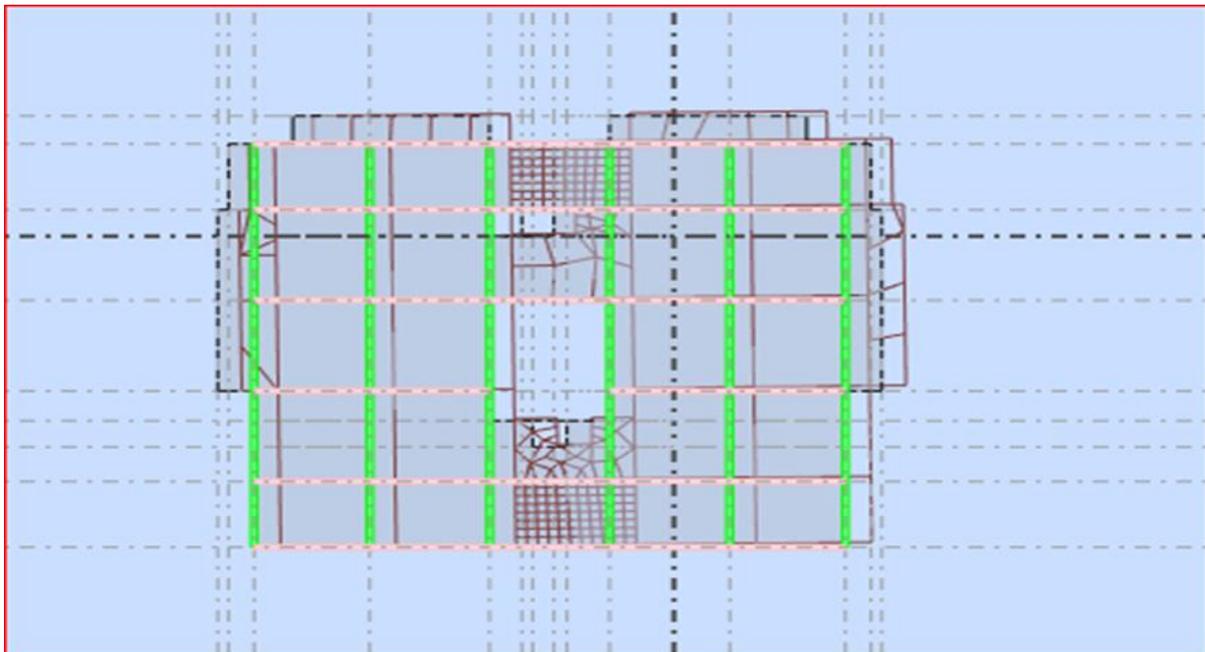
	Période [sec]	Masse cumulés ux[%]	Masse cumulés uy[%]	Masse modale UX[%]	Masse modale UY[%]	Masse totale
mode 1	1,08	1,95	63,37	1,95	63,37	9743724,17
mode 2	0,95	69,02	64,8	67,07	1,43	9743724,17
mode 3	0,79	69,51	69,27	0,5	4,47	9743724,17
mode 4	0,26	69,7	87	0,19	17,72	9743724,17
mode 5	0,23	88,44	87,12	18,74	0,12	9743724,17
mode 6	0,21	88,49	87,93	0,05	0,81	9743724,17
mode 7	0,12	89,98	91,65	1,49	3,72	9743724,17
mode 8	0,11	92,4	93,61	2,41	1,96	9743724,17
mode 9	0,11	92,4	93,65	0	0,04	9743724,17

Tableau(III.1) :Périodes et participation massique.

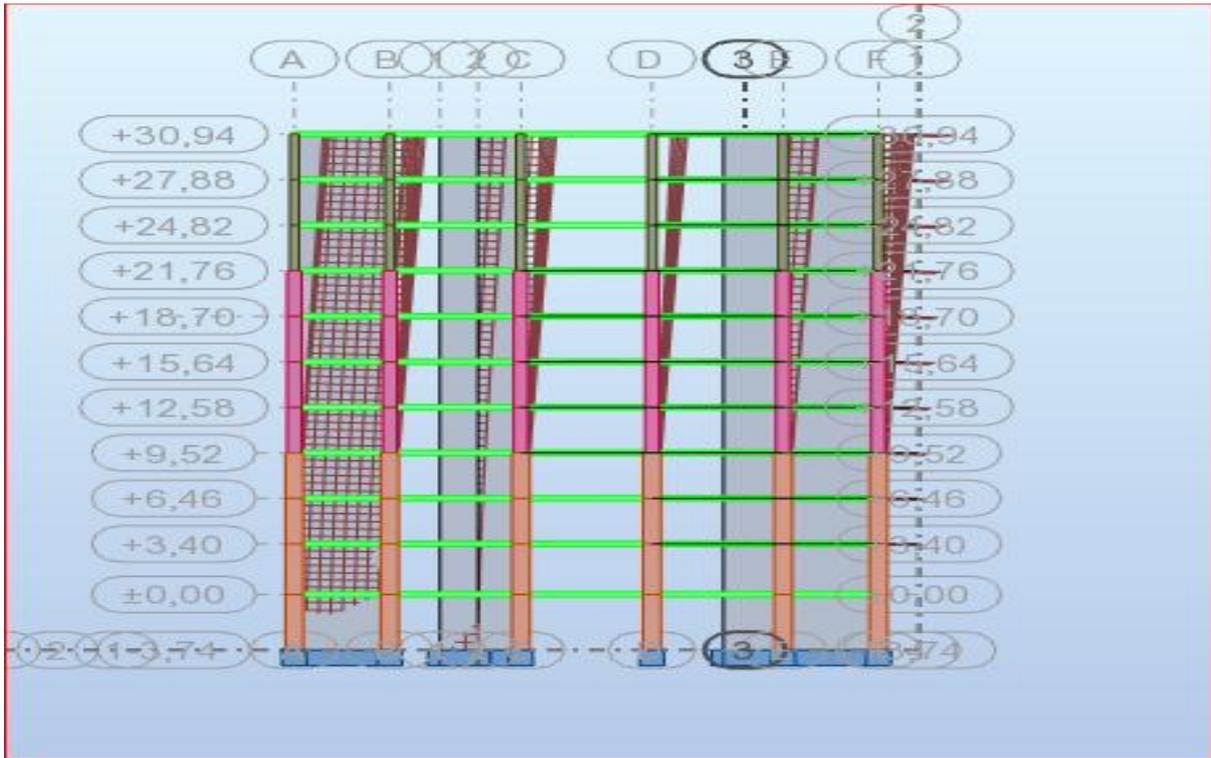
VI.4.1.1 *Interprétation des résultats :*

- Le premier mode est un mode translation selon la direction Y
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z
- La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 8 ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

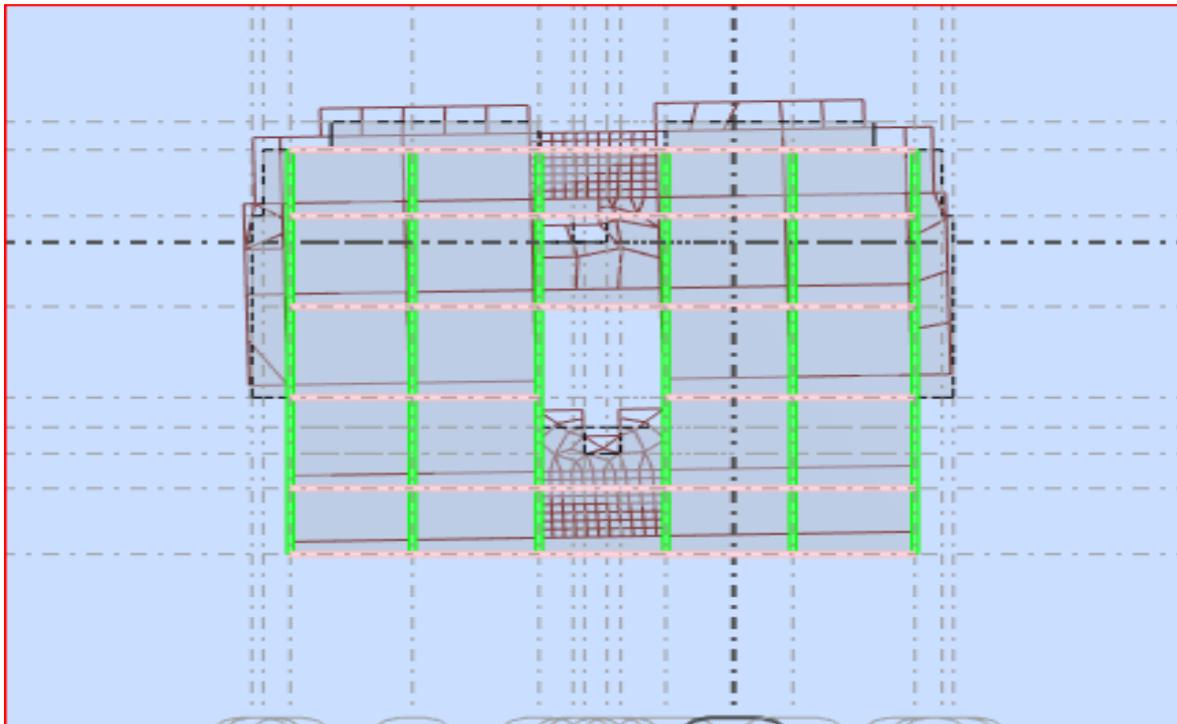
Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :



Figure(III.4) :TRANSLATION SELON X



Figure(III.5) : TRANSLATION SELON X



Figure(III.6) : TRANSLATION SELON Y

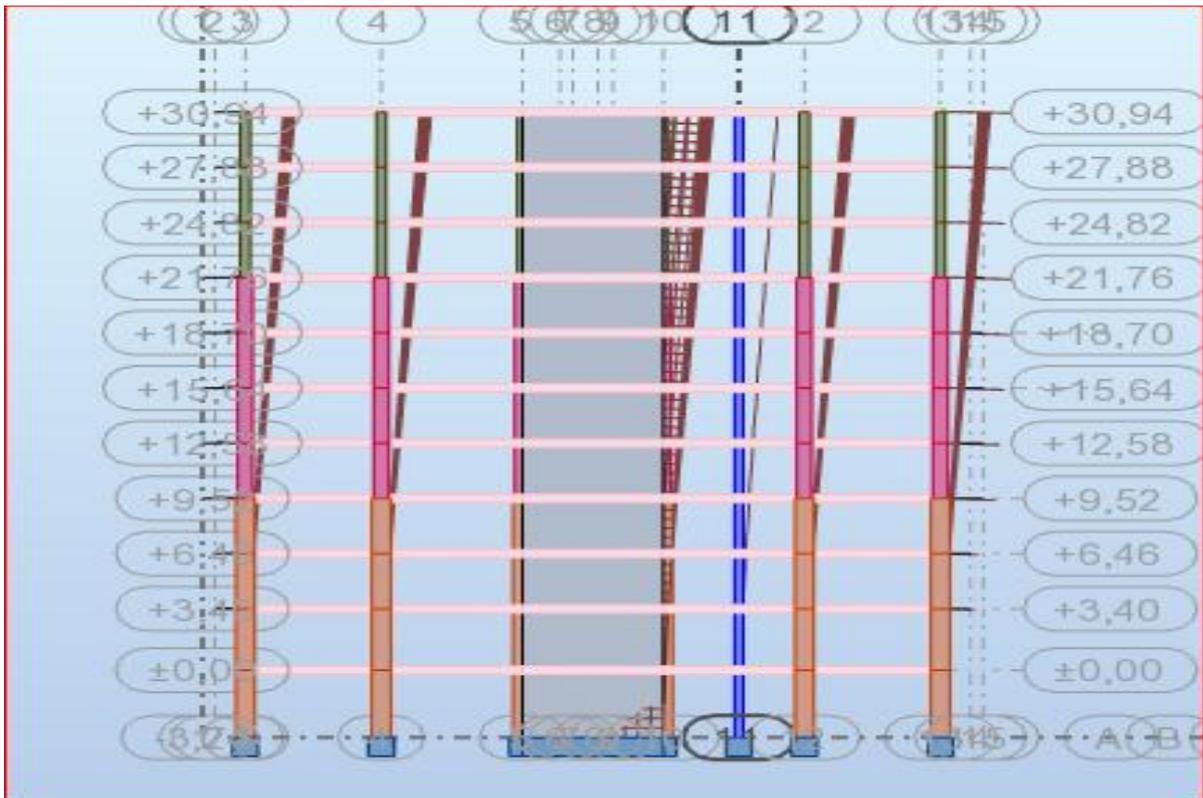
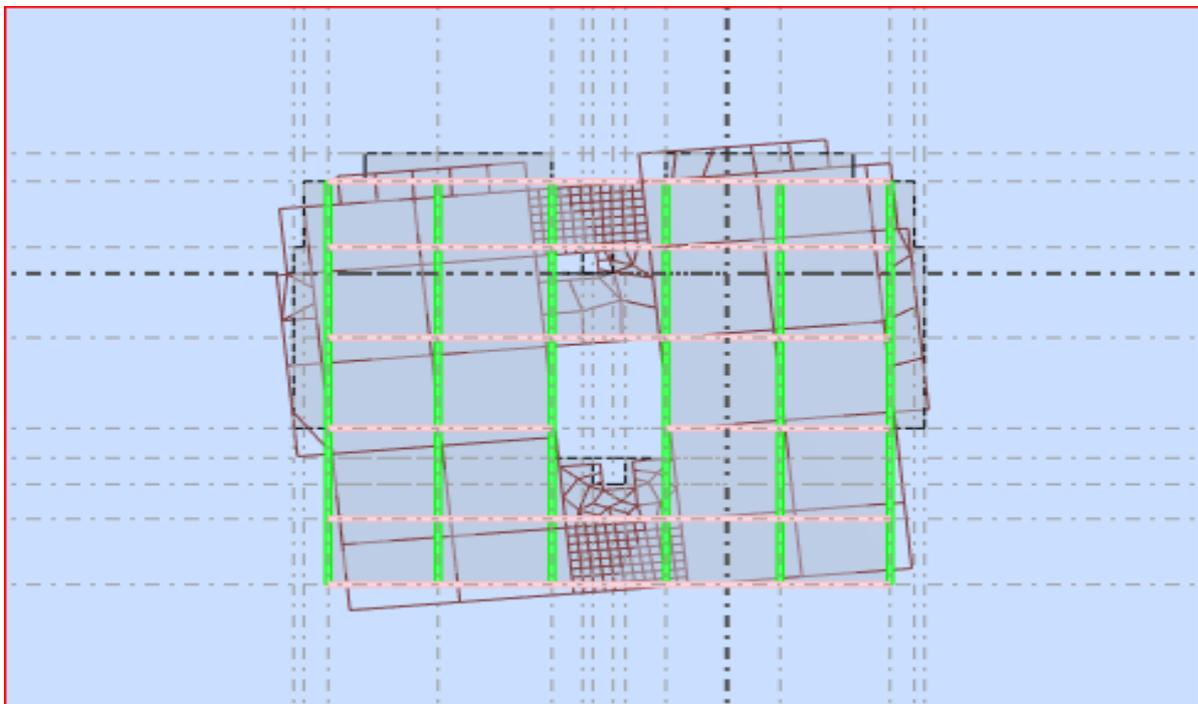
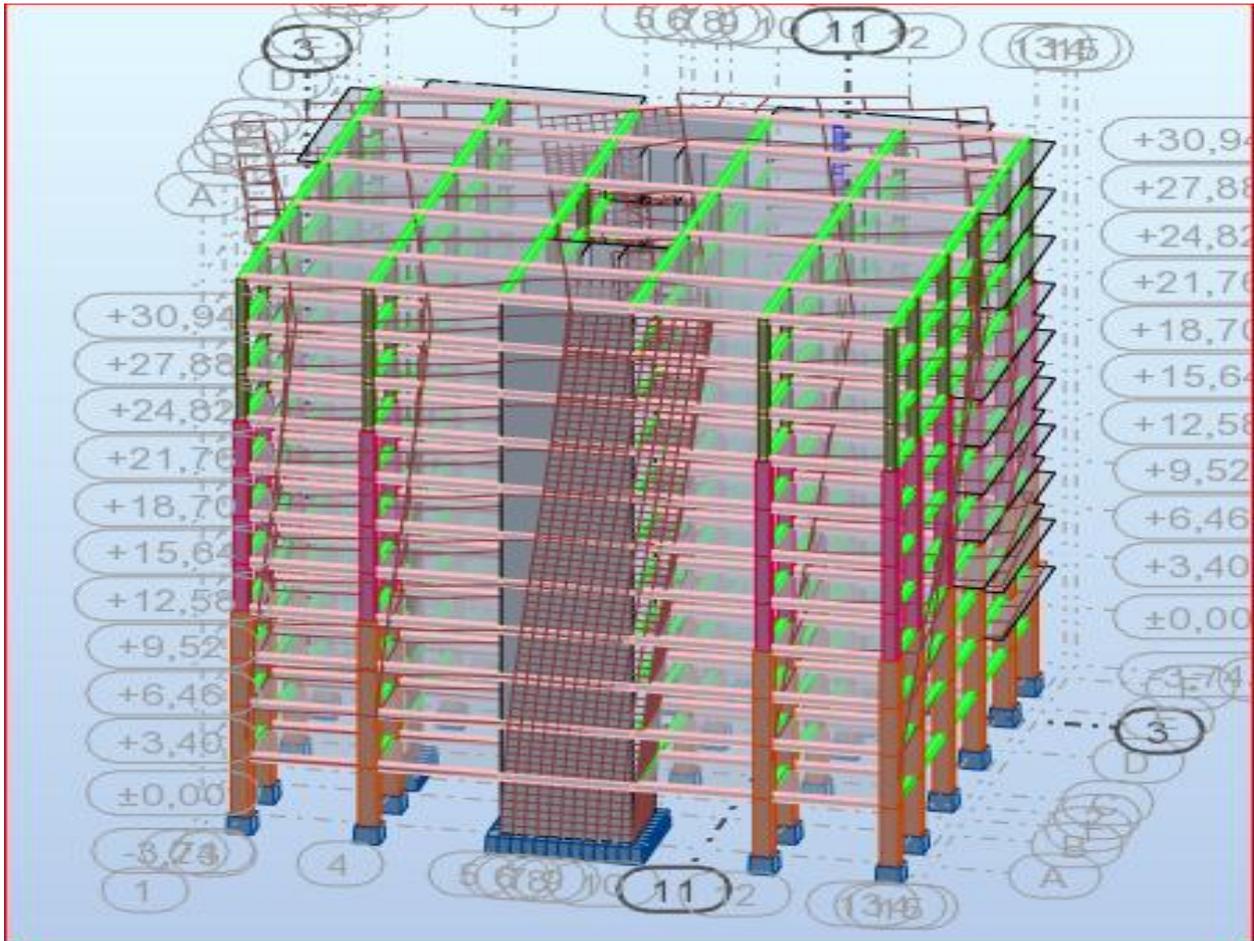


Figure (III.7) : TRANSLATION SELON Y



Figure(III.8) : ROTATION



Figure(III.9) : ROTATION

VI.4.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

VI.4.2.1 La force sismique statique :

$$V_{st} = \left[\frac{A * D * Q}{R} \right] * W$$

❖ **A** : coefficient d'accélération de zone :

Donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone **IIa** (moyenne sismique)

Groupe 1B : ouvrages courant ou d'importance moyenne alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,2**

Groupe	Zone		
	I	II	III
IA	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau (III.2) : coefficient d'accélération de zone

- ❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T1 et T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau (III.3) : Période caractéristique

«S2» → T₂= 0.40s ; T₁=0.15s

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituit, du type de structure de l'importance des remplissage

Values de ξ (%) :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau (III.4) : Values de ξ (%)

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.763 > 0.7 \text{ (Dans les deux sens).}$$

VI.4.2.2 Période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (1)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau Tab

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau (III.5) : Valeurs du coefficient C_T

$$C_T = 0,05 \text{ le cas 4.}$$

$$h_N = 30,94 \text{ m}$$

$$T = 0.05 * (30,94)^{3/4}$$

$$T = 0,65593414 \text{ s}$$

VI.4.2.3 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée uniquement par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau(III.6) : Valeurs du coefficient de comportement R

VI.4.2.4 Vérifications réglementaires

VI.4.2.4.1 Justification de l'interaction voiles portiques :

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

VI.4.2.4.2 Sous charges horizontales et verticales : :

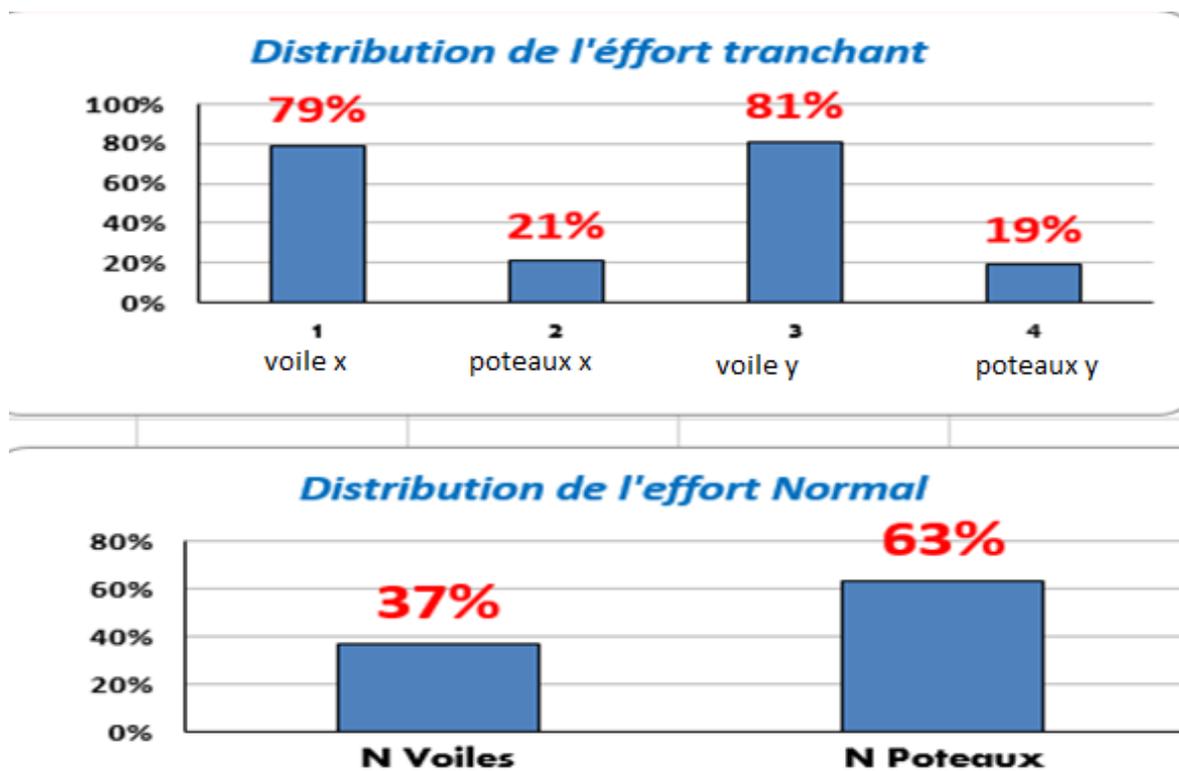
Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	5410,93	4989,23	-39153,47
2	5815,75	5295,43	-34693,27
3	5180,19	4751,11	-31147,95
4	4490,36	4085,57	-27627,66
5	4214,63	3839,45	-24097,25
6	3654,98	3374,7	-20374,09
7	3270,96	3056,46	-17160,71
8	2535,01	2410,16	-13599,2
9	2582,81	2422,87	-10224,76
10	1712,98	1690,57	-6628,21
11	566,71	633,15	-3014,76

Tableau(III.7) : sollicitation des voiles

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	1103,32	944,73	-67119,07
2	558,36	490,17	-60482,12
3	879,38	708,25	-54031,54
4	1159,31	978	-47703,71
5	987,87	822,58	-41413,88
6	1100,96	891,29	-35489,63
7	1028,11	794,58	-29057,86
8	1268,51	1004,21	-22998,98
9	641,06	512,25	-16948,2
10	774,31	630,04	-11482,13
11	917,73	785,8	-6032,98

Tableau(III.8) : sollicitation des poteaux



Figure(III.10) : Distribution des efforts tranchant et normaux

VI.4.2.4.3 *Sous charge horizontale :*

D'après le tableau, on remarque que le taux des charges reprises par les poteaux ne dépasse pas les 25% exigée par le RPA 99/version 2003, donc l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales n'est pas vérifiée.

VI.4.2.4.4 Sous charge verticale :

D'après le tableau, on remarque que le taux des charges reprises par les voiles dépasse la limite des 20% exigée par le RPA 99/version 2003, donc l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Alors on a système de voile porteur avec R=3,5

VI.4.2.5 Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non (Tableau 4.4 RPA)

Il dépend de conditions suivantes :

Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau (III.9) : Valeurs des pénalités Pq

$$Q = 1 + \sum Pq$$

$$Q = QX = QY = 1,15$$

	Ct	T	A	Q	R
Direction X,Y	0,05	0,65593414	0,2	1,15	3,5

Tableau(III.10) : recape des calculs

VI.4.2.6 Poids Total de la Structure :

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT 17

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i = WGi + \beta WQi$.

WG(i) : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

WQ(i) : Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau(III.11) : coefficient β

Le poids totale de la structure : $W = G + (0,2 * Q)$

VI.4.2.7 Résultats d'effort sismique :

$$V_{dyn} > 0,8 V_{st}$$

	Vst=CxW	Vdyn	0,8Vst	Observation	Coef
Sens X	7424,6628	6677,69	5939,73024	Vérifié	0,88948877
Sens Y	7424,6628	6011,29	5939,73024	Vérifié	0,98809577

Tableau(III.12) : vérification de l'effort tranchant à la base

VI.4.3 Vérification de L'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	Dimensions du bâtiment		Center of mass		Center of rigidity		Excentricité		Rapport de régularité en plan			
	Lx	Ly	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY	Ex/Lx (%)	Observation	Ey/Ly (%)	Observation
ETG10	27,6	24,5	13,78	12,75	13,75	12,21	1,3800	1,3800	5,00%	Vérifié	5,63%	Vérifié
ETG9	27,6	24,5	13,79	12,75	13,75	12,21	1,3800	1,5000	5,00%	Vérifié	6,12%	Vérifié
ETG8	27,6	24,5	13,79	12,75	13,75	12,21	1,3800	1,5000	5,00%	Vérifié	6,12%	Vérifié
ETG7	27,6	24,5	13,79	12,75	13,75	12,21	1,3800	1,5500	5,00%	Vérifié	6,33%	Vérifié
ETG6	27,6	24,5	13,79	12,75	13,75	12,21	1,3800	1,5500	5,00%	Vérifié	6,33%	Vérifié
ETG5	27,6	24,5	13,8	12,77	13,75	12,22	1,3800	1,5500	5,00%	Vérifié	6,33%	Vérifié
ETG4	27,6	24,5	13,8	12,77	13,75	12,22	1,3800	1,5500	5,00%	Vérifié	6,33%	Vérifié
ETG3	27,6	24,5	13,79	12,73	13,75	12,21	1,3800	1,5500	5,00%	Vérifié	6,33%	Vérifié
ETG2	27,6	24,5	13,79	12,71	13,75	12,21	1,3800	1,5000	5,00%	Vérifié	6,12%	Vérifié
ETG1	27,6	24,5	13,79	12,7	13,75	12,21	1,3800	1,5000	5,00%	Vérifié	6,12%	Vérifié
NIVEAU 00	27,6	24,5	13,79	12,31	13,75	12,21	1,3800	1,5000	5,00%	Vérifié	6,12%	Vérifié

Tableau(III.13) : Vérification de de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

VI.4.4 Les déplacements latéraux inter- étage :

Selon le RPA99/2003(Art5.10), Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- Δk : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

δk :Le déplacement horizontal du niveau k"

Le logiciel de calcul « **Robot** » donne directement ces valeurs,les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	h (Cm)	XX		
		Drux	1%*h	OBSR
NIVEAU 0	374	0,4	3,74	Vérifié
1er	340	0,7	3,4	Vérifié
2eme	306	0,8	3,06	Vérifié
3eme	306	0,9	3,06	Vérifié
4eme	306	1	3,06	Vérifié
5eme	306	1	3,06	Vérifié
6ème	306	1,1	3,06	Vérifié
7ème	306	1,1	3,06	Vérifié
8ème	306	1,1	3,06	Vérifié
9ème	306	1,1	3,06	Vérifié
10ème	306	1	3,06	Vérifié

Tableau(III.13) : Vérification des déplacements selon X

Niveaux	h (Cm)	YY		
		Druy	1%*h	OBSR
NIVEAU 0	374	0,4	3,74	Vérifié
1er	340	0,8	3,4	Vérifié
2eme	306	0,9	3,06	Vérifié
3eme	306	1	3,06	Vérifié
4eme	306	1,1	3,06	Vérifié
5eme	306	1,2	3,06	Vérifié
6ème	306	1,2	3,06	Vérifié
7ème	306	1,2	3,06	Vérifié
8ème	306	1,3	3,06	Vérifié
9ème	306	1,2	3,06	Vérifié
10ème	306	1,2	3,06	Vérifié

Tableau (III.14) : Vérification des déplacements selon Y

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

VI.4.5 Le déplacement max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X				Sens Y			
Uxmax	HT (cm)	1%*HT	Obsr	Uymax	HT (cm)	1%*HT	Obsr
10,5	3094	3094,00%	Vérifié	15,9	3094	3094,000%	Vérifié

Tableau(III.15) :Vérification du déplacement max au sommet.

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

VI.4.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Effet P-Delta : $\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.1$ l'effet est a negligier

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **κP** : Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau $\sum_{i=k}^n W_i = \kappa (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

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

- **K Δ** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

- **K h** : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

Niv	P	VX	VY	UX	δx	Δx	UY	δy	Δy	h	θx	Obsr	θy	Obsr
NIVEAU 0	-98012,38	6677,69	6011,29	0,4	1,4	1,4	0,4	1,4	1,4	3740	- 0,0055	Négliger	- 0,0061	Négliger
1er	-88289,55	6520,32	5873,06	1,1	3,85	2,45	1,2	4,2	2,8	3400	- 0,0098	Négliger	- 0,0124	Négliger
2eme	-79110,3	6179,29	5550,28	1,9	6,65	2,8	2,1	7,35	3,15	3060	- 0,0117	Négliger	- 0,0147	Négliger
3eme	-70078,81	5765,08	5150,89	2,8	9,8	3,15	3,1	10,85	3,5	3060	- 0,0125	Négliger	- 0,0156	Négliger
4eme	-60939,64	5324,41	4732,86	3,8	13,3	3,5	4,2	14,7	3,85	3060	- 0,0131	Négliger	- 0,0162	Négliger
5eme	-51984,56	4873,49	4323,38	4,8	16,8	3,5	5,5	19,25	4,55	3060	- 0,0122	Négliger	- 0,0179	Négliger
6ème	-43031,73	4385,72	3899,22	5,9	20,65	3,85	6,7	23,45	4,2	3060	- 0,0123	Négliger	- 0,0151	Négliger
7ème	-34103,66	3855,84	3452,3	7	24,5	3,85	7,9	27,65	4,2	3060	- 0,0111	Négliger	- 0,0136	Négliger
8ème	-25370,76	3264,39	2953,48	8,1	28,35	3,85	9,2	32,2	4,55	3060	- 0,0098	Négliger	- 0,0128	Négliger
9ème	-17124,8	2534,56	2319,21	9,2	32,2	3,85	10,4	36,4	4,2	3060	- 0,0085	Négliger	- 0,0101	Négliger
10ème	-8878,83	1509,15	1395,34	10,3	36,05	3,85	11,6	40,6	4,2	3060	- 0,0074	Négliger	- 0,0087	Négliger

Tableau(III.16) : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

VI.4.7 Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

Avec :

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1,5$$

- **MS** : Moment stabilisant.

- **MR** : Moment renversant.

Nous présentons dans le tableau suivant, les moments stabilisants et renversants évalués à partir des résultats du poids de la structure, des efforts tranchants dues aux effet sismique et par la suite des forces sismiques :

ETAGE	Vx (KN)	Fx(KN)	h (m)	W ELS(KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	6514,25	140,14	3,74	106272,54	13,8	524	1466561,052
2	6374,11	314,54	7,14	106272,54	13,8	2246	1466561,052
3	6059,57	409,91	10,2	106272,54	13,8	4181	1466561,052
4	5649,66	447,15	13,26	106272,54	13,8	5929	1466561,052
5	5202,51	446,57	16,32	106272,54	13,8	7288	1466561,052
6	4755,94	456,87	19,38	106273,54	13,8	8854	1466574,852
7	4299,07	495,54	22,44	106273,54	13,8	11120	1466574,852
8	3803,53	579,67	25,5	106273,54	13,8	14782	1466574,852
9	3223,86	736,57	28,56	106273,54	13,8	21036	1466574,852
10	2487,29	1002,85	31,62	106273,54	13,8	31710	1466574,852
11	1484,44	1047,05	34,68	106273,54	13,8	36312	1466574,852
la somme	49854,23	6076,86				143982	

Tableau (III.17) :Vérification au renversement direction XX'

$$\frac{Ms}{Mr} \geq \frac{1466574,852}{143982} = 10,18$$

ETAGE	VY (KN)	FY	h (m)	W ELS(KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
-------	------------	----	-------	-----------	--------	---------	---------

1	5933,96	148,36	3,74	106273,5 4	12,78	554,8664	1358175,841
2	5785,6	326,25	7,14	106273,5 4	12,78	2329,425	1358175,841
3	5459,35	395,78	10,2	106273,5 4	12,78	4036,956	1358175,841
4	5063,57	401,54	13,26	106273,5 4	12,78	5324,4204	1358175,841
5	4662,03	396,03	16,32	106273,5 4	12,78	6463,2096	1358175,841
6	4266	414,96	19,38	106273,5 4	12,78	8041,9248	1358175,841
7	3851,04	436,67	22,44	106273,5 4	12,78	9798,8748	1358175,841
8	3414,37	479,24	25,5	106273,5 4	12,78	12220,62	1358175,841
9	2935,13	614,52	28,56	106273,5 4	12,78	17550,6912	1358175,841
10	2320,61	901,66	31,62	106273,5 4	12,78	28510,4892	1358175,841
11	1418,95	973,38	34,68	106273,5 4	12,78	33756,8184	1358175,841
la somme		5488,39				128588,2958	

Tableau(III.18) : Vérification au renversement direction YY'

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \frac{1358175,841}{128588,2958} = 10,56$$

D'après les résultats présentés sur ce tableau $M_s/M_r \geq 1,5$, ainsi l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

VI.5 Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{f_c 28 * B} \leq 0,3 \rightarrow B = \frac{N}{0,3 * f_c 28}$$

Poteaux	N(KN)	B (cm ²) suivant la condition	h(cm)	b(cm)	b*h (cm ²)	Etats
40*40	932,97	1243,96	40	40	1600	vérifiée
60*60	2193,21	2924,28	60	60	3600	vérifiée
75*75	3552,67	4736,893333	75	75	5625	vérifiée

Tableau (III.19) : Vérification l'effort normal

Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposée par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au Ferrailage des éléments.

VII. *Ferrailage des éléments structuraux*

VII.1 Introduction :

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

VII.2 Ferrailage des POUTRES :

VII.2.1 Rôle et définition :

-Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargé de reprendre les charges et surcharge se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

VII.2.2 Calcul du ferrailage :

- Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.
- Le moment fléchissant permet la détermination la section des armatures longitudinales.
- L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.
- On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres secondaires.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

E L U 1,35 G + 1,5 Q

E L S G + Q

VII.3 Les poutres principales (30*45) 01:

VII.3.1 -Armatures Longitudinales :

- Ces aciers reprennent les efforts de traction amenés par la flexion.
- En prenant les résultats des moments à partir du logiciel (Robot STRUCTURAL) et en utilisant le programme Robot EXPERT pour le ferrailage.

VII.3.1.1 -Les résultats sont comme suite :

	M(ELU) (KN*m)	M(ELS)(KN*m)	As calculée	As(cm ²) adoptée	A adp(cm ²)
Travées	80,06	70,79	9,2	9,23	6HA14
Appuis	-105,4	-87,12	9,2	9,23	6HA14

Tableau(VI.1) : résultat des sections d'armatures

Remarque : Le calcul de la section d'armature se fait par le **ROBOT expert BA**

VII.3.1.2 Section minimale (RPA et BAEL) :

Fe	Ft28	B (cm)	H(cm)	AS min RPA(cm ²)	AS min BAEL(cm ²)	D(cm)
400	2,1	30	45	6,75	1,52145	42

Tableau (VI.2) : récapitulation des résultats

VII.3.1.3 Condition non fragilité :

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

	FC28(MPa)	FT28(MPa)	FE(MPa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm ²)	AS(cm ²)	VERIFICATION
TRAVEE	25	2,1	400	30	45	3	42	0,152145	9,23	OK
APPUIS	25	2,1	400	30	45	3	42	0,152145	9,23	OK

Tableau (VI.3) : recape des résultats

VII.3.2- Armature transversale :

d'après le RPA article 7.5.2.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$

VII.3.2.1 Longueur de recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de :

$LR = 40 \cdot \phi_t$

ST(cm)	B(cm)	AT(cm ²)	LR(cm)
10	30	0,9	56

VII.3.2.2 L'espacement des cadres :

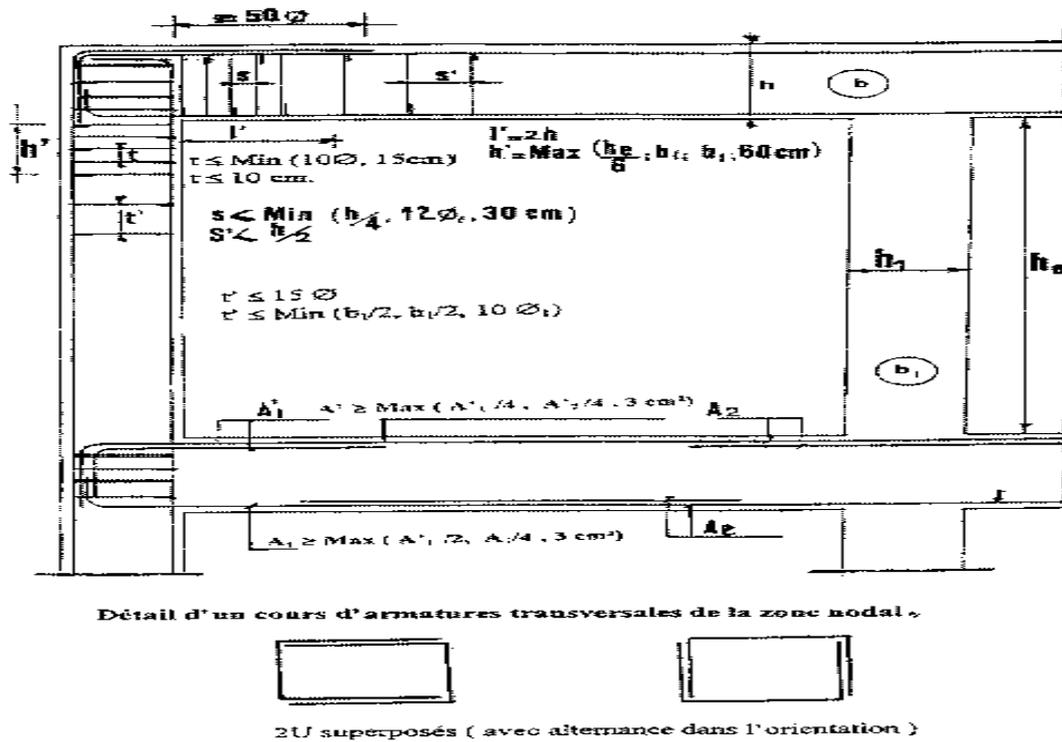


Fig 7.5 : Dispositions constructives des portiques

Figure (VI.1) : disposition constructives des portiques

	ZONE NODALE	ZONE COURANTE
L' (cm)	90	380
NOMBRE DES CADRE	9	19
ESPACEMENT (cm)	10	20
Φt (mm)	8	8

Tableau (VI.4) : l'espacement des cadres

VII.3.2.3 - Vérification des poutres aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification des contraintes tangentielles (ELU).
- Vérification de la flèche (ELS).

VII.3.2.4 -Vérification des contraintes tangentielles : CBA93(ArtA.5.1.1)

-Il faut vérifier l'effort tranchant tel que :

$$\tau_u = V_u / b_0 d \leq \tau$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont Vérifiées, les autres le seront sûrement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

D(cm)	b(cm)	h(cm)	$\Phi_{min}(cm)$	$f_e (Mpa)$	$f_{c28} (Mpa)$	$V_u(KN)$	$\tau (Mpa)$	$\tau_{barr} (Mpa)$	OBS
42	30	45	1,6	235	25	219,76	1,7	2,7	Vérifié

Tableau(VI.5) : Vérification des contraintes tangentielle.

V_u : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

f_{c28} : Résistance à la compression à 28jours

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

Φ_{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales

VII.3.2.5 -Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

$$\Delta f \leq f$$

Δf : flèche totale, calculée par le Robot expert BA

f : flèche admissible ($L > 5m \Rightarrow f \text{ admissible} = 0,5 + L/1000$)

($L < 5m \Rightarrow f \text{ admissible} = L/500$)

Mg(KN)	Mp(KN)	$\Delta F(mm)$	F(mm)	OBSERVATION
58,89	70,79	8,9	10,6	OK

Tableaux(VI.6) : vérification de la flèche

-Les résultats donnés par Robot expert BA

VII.3.2.6 Vérification de la contrainte du béton :

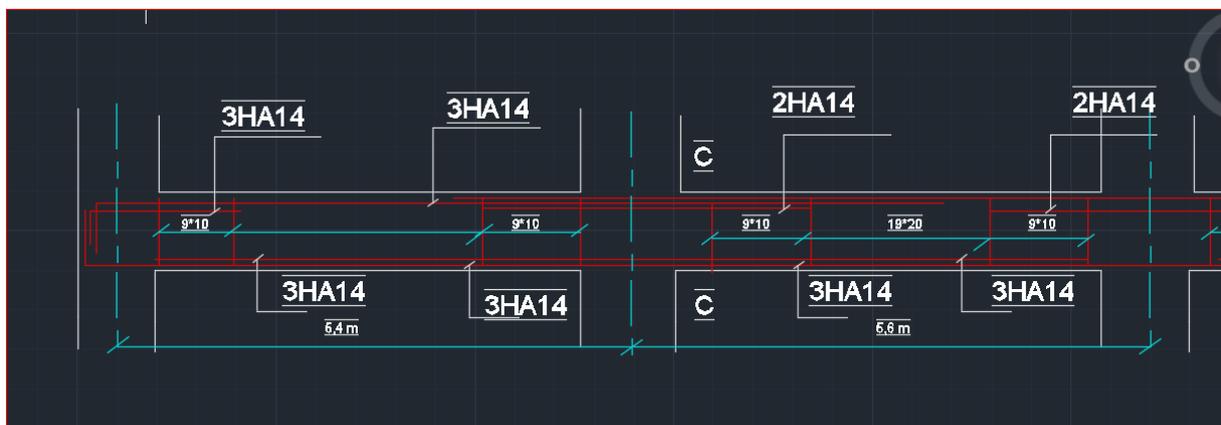
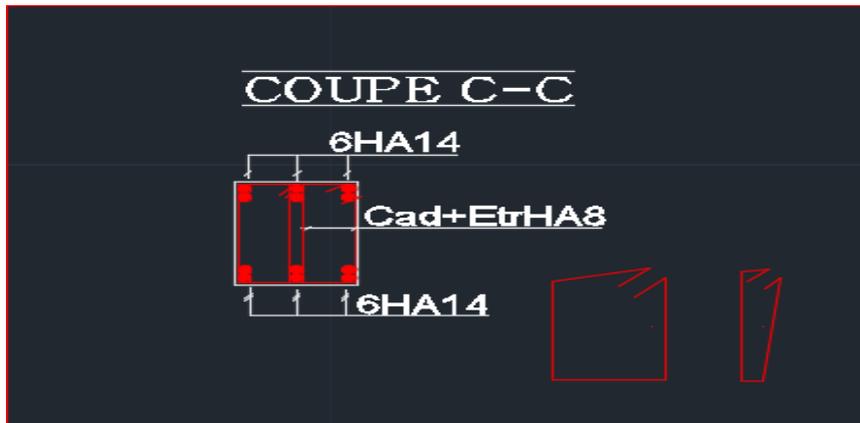
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{M_{s,y}}{I}$$

	MS (KN*m)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\bar{\sigma}_b(MPA)$	$\bar{\sigma}_b_{barr}(MPA)$	VERIFICATION
TRAVEE	70,79	9,23	30	45	3	8,3	15,7407	OK
APPUIS	-87,12	9,23	30	45	3	10,2	15,74	OK

Tableau (VI.7) des résultats

VII.3.2.7 Schéma de ferrailage de poutre principale :



Figure(VI.2) : COUPE DE FERRAILAGE DES POUTRE PRINCIPALE

VII.4 Poutre secondaires (30*35) :

VII.4.1 -Armatures Longitudinales :

	M(ELU) (KN*m)	M(ELS) (KN*m)	As calculée	As(cm ²)	A adp(cm ²)
Travées	29,69	21,44	3,7	4,62	3HA14
Appuis	-37,87	-27,96	5,7	6,03	3HA16

Tableau (VI.8) : résultat des sections d'armatures

VII.4.1.1 Section minimale (RPA et BAEL) :

Fe(Mpa)	Ft28(Mpa)	B(cm)	H(cm)	D(cm)	AS min RPA(cm ²)	AS min BAEL(cm ²)
400	2,1	30	35	5,25	1,1592	32

VII.4.2 Condition non fragilité :

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

	FC28(MPa)	FT28(MPa)	FE(MPa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm ²)	AS(cm ²)	VERIFICATION
TRAVEE	25	2,1	400	30	35	3	32	0,11592	4,62	OK
APPUIS	25	2,1	400	30	35	3	32	0,11592	6,03	OK

Tableau (VI.9) : vérification de non fragilité

VII.4.3- Armature transversale :

VII.4.3.1 Longueur de recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : LR= **40*φt**

ST(cm)	B(cm)	AT(cm ²)	LR(cm)
10	30	0,9	80

VII.4.4- Vérification des poutres aux états limites (ELU et ELS)

VII.4.4.1 -Vérification des contraintes tangentielles : CBA93(ArtA.5.1.1)

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = \min (3,33 ; 5 \text{MPa})$$

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

D(cm)	b(cm)	h(cm)	$\phi_{lmin}(cm)$	f_e (Mpa)	f_{c28} (Mpa)	$V_u(KN)$	τ (Mpa)	τ barr (Mpa)	OBS
32	30	35	1,4	235	25	80,73	1,15	0,841	Vérifié

Tableau (VI.10) : Vérification des contraintes tangentielle

VII.4.4.2 -Vérification de la flèche :

La flèche calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable)

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{1000} + 0,5; L = 5,5 \text{ m}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Mg(KN)	Mp(KN)	ΔF(mm)	F(mm)	OBSERVATION
13,32	21,44	5,6	10,5	OK

Tableau(VI.11) : vérification de la contrainte de béton

VII.4.4.3 -Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

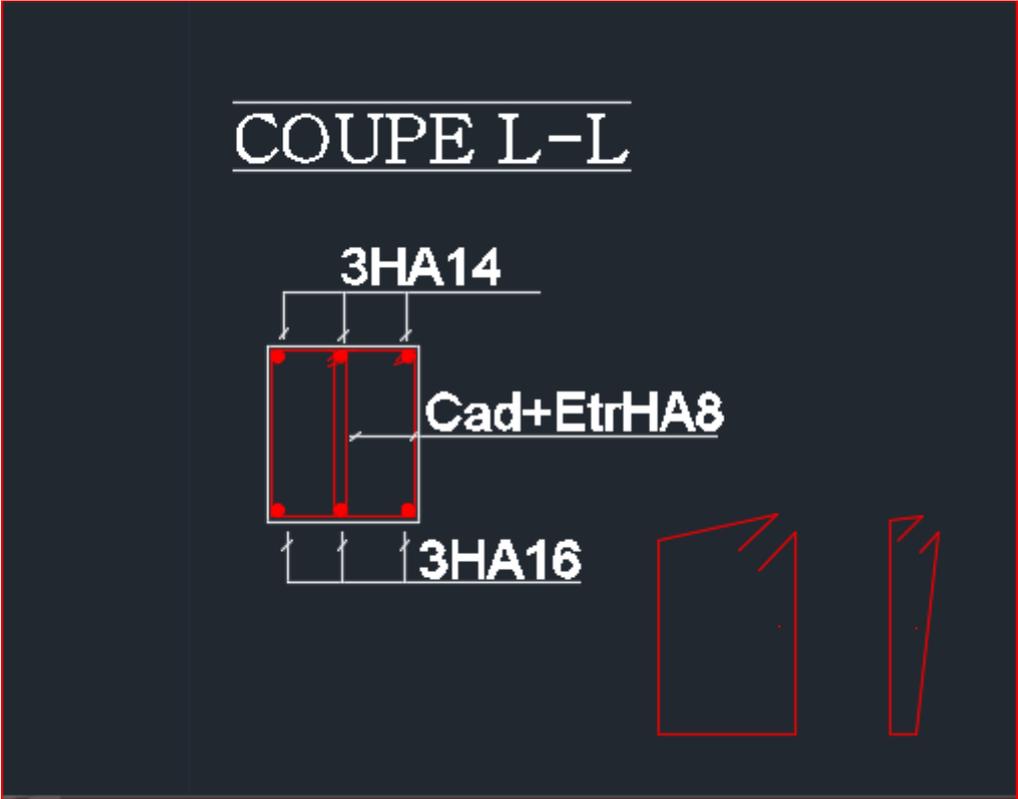
$$\bar{\sigma}_b = \frac{M_{s,y}}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

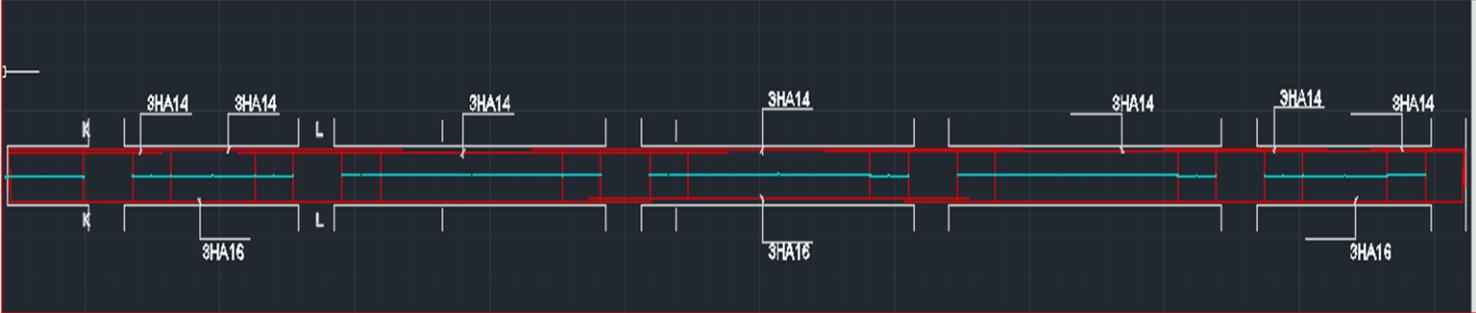
	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b barr(MPa)	VERIFICATION
TRAVEE	21,44	4,62	30	35	3	3,2	15,7407	OK
APPUIS	-27,96	6,03	30	35	3	5,9	15,74	OK

Tableau(VI.12) : vérification de la contrainte de béton

VII.4.5 Schéma de ferrailage de poutre secondaire



Figure(VI.3) : COUPE DE FERRAILLAGE DES POUTRE SECONDAIRE



VII.5 Les poteaux :

VII.5.1 Rôle et définitions :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

VII.5.2 Calcul de ferrailage :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant dans les sens transversaux et longitudinaux. Ils sont donc calculés en flexion composée.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

-**Selon C.B.A:** (situation durable)

E L U1,35 G + 1,5 Q

E L SG + Q

-**Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)

G + Q ±E

VII.5.3 Ferrailage longitudinal :

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

NMax → **M**Correspondant (ELU & ELS)

MMax → **N**Correspondant (ACC)

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **Robot**, est-elle été résumée dans le tableau suivant :

Poteaux	ELU			ELS			ELA			As (cm ²)
	N (KN)	MY (KN*M)	MZ (KN*M)	N (KN)	MY (KN*M)	MZ (KN*M)	N (KN)	MY (KN*M)	MZ (KN*M)	
75*75	4935,91	3,52	-4,68	3602,92	2,54	-3,4	3753,16	45,95	199,76	12,2
60*60	3014,4	-2,86	-6,94	2203,26	-2,08	-5,06	2296,52	-38,69	89,24	9,6
40*40	1263,62	-1,9	-4,49	926,31	-1,38	-3,27	928,52	4,74	-25,06	6,4

Tableau Figure(VI.7) : Sollicitations maximales dans les poteaux.

- ❖ **Remarque :** Puisque les poteaux ne sont pas exposés aux intempéries, la fissuration est préjudiciable
- ❖ **-D'après le RPA article 7.4.2.1 Les armatures longitudinales**

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

* leur pourcentage **minimal** sera de :

- **0,7%** en zone I

- **0,8%** en zone I

Ferrailage minimal :

Zone II

$$A_s = 0,8\% b \cdot h$$

❖ **Poteau (75*75) :**

Section		Armature (cm ²)
b (cm)	h (cm)	
75	75	45

ON ADOPTE16HA20

❖ **Poteau (60*60) :**

Section		Armature (cm ²)
b (cm)	h (cm)	
60	60	32,17

ON ADOPTE4HA20+8HA16

❖ **Poteau (40*40) :**

Section		Armature (cm ²)
b (cm)	h (cm)	
40	40	12,8

ON ADOPTE8HA16

Remarque : Après les résultats du tableau donné par logiciel Robot, les efforts normaux sont très importants par rapport aux moments fléchissants. Donc on conclue que les poteaux sont sollicités à la compression simple et ferrailleur par la section minimale de RPA.

VII.5.4 Ferrailage transversales :

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

$$A_t = \frac{\rho * V_u * St}{h * F_e}$$

Avec :

ZONE 2a : St==> zone courante st<=15*ΦL zone nodale st<= min(10*ΦL ;15 cm)
--

λ>=5 ==>ro=2,5 λ<5 ==> ro=3,75 λg(Lf/a;Lf/b) Lf=0,7*L0	
---	--

AT: section d'armature transversale
Vu: effort tranchant
h: hauteur totale
ro: confession correcteur
st: espacement des cadres
λ: l'élançement
Lf: longueur de flambement
ΦL: diamètre minimale d'armature longitudinale

VII.5.4.1 -L'espacement des cadres :

La zone nodale est définie par $h' : h' = \max (he/6. ; b1 ; h1 ; 60cm).$

SECTION	ZONE NODALE				ZONE COURANTE			
	H' (cm)	NOMBRE DES CADRES	T(cm)	Φ(mm)	H(cm)	NOMBRE DES CADRES	T' (cm)	Φ(mm)
75*75 (L=374cm)	75	5	15	8	224	12	20	8
75*75 (L=340cm)	75	5	15	8	190	10	20	8
75*75 (L=306cm)	75	5	15	8	156	8	20	8
60*60	60	4	15	8	186	9	20	8
40*40	60	6	10	8	186	9	20	8

Tableau Figure(VI.8): L'espacement des cadres des poteaux.

SECTION	ZONE NODALE		ZONE COURANTE	
	T calculé (cm)	T choisie (cm)	T' calculé (cm)	T' choisie (cm)
75*75	15	15	30	20
60*60	15	15	30	20
40*40	14	10	21	20

Tableau (VI.9):: récapitulation de L'espacement des cadres des poteaux.

VII.5.4.2 Armature transversales :

SECTION	a (cm)	b (cm)	h (cm)	lf (cm)	ro	λ	fe KN/cm2	vu (KN)	t (cm)	AT (cm2)	ON ADPT
75*75	75	75	374	261,8	3,75	3,49067	40	80,37	15	0,30219335	3HA8
60*60	60	60	306	214,2	3,75	3,57	40	88,3	15	0,40579044	3HA8
40*40	40	40	306	214,2	2,5	5,355	40	82,05	10	0,16758578	3HA8

Tableau (VI.10):: section d'armature transversale des poteaux

VII.5.5 Les vérifications :

VII.5.5.1 -Vérification de l'effort tranchant : CBA93(ArtA.5.1.1)

$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow$ fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = \min (3,33 ; 5MPa)$$

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

	VU(KN)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	τ (KN/cm ²)	τ bar (KN/cm ²)	OBS
75*75	262,96	75	75	3	72	0,048696296	0,25	OK
60*60	83,66	60	60	3	57	0,024461988	0,25	OK
40*40	78,73	40	40	3	37	0,053195946	0,25	OK

Tableau (VI.11):: vérification de la contrainte tangentielle

VII.5.5.2 -Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

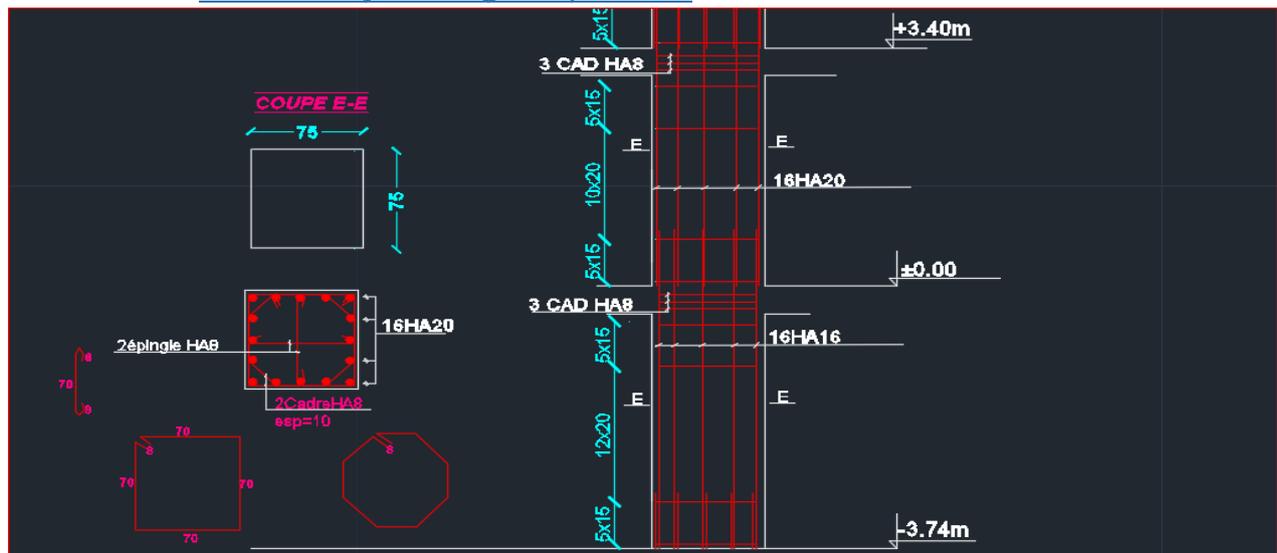
$$\sigma_b = \frac{M_{s.y}}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	NS(KN)	MY (KN*m)	MZ (KN*m)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\bar{\sigma}_b$ (MPA)	σ_b barr(MPA)	VERIFICATION
75*75	3602,92	2,54	-3,4	45	75	75	3	5,3	15,7407407	ok
60*60	2203,26	-2,08	-5,06	32,17	60	60	3	5,1	15,7407407	ok
40*40	926,31	-1,38	-3,27	12,8	40	40	3	5,1	15,7407407	ok

Tableau(VI.12): : vérification de la contrainte du béton.

VII.5.5.3 Schéma de ferrailage de poteau :



Figure(VI.4): :DESSIN POTAUX 75*75

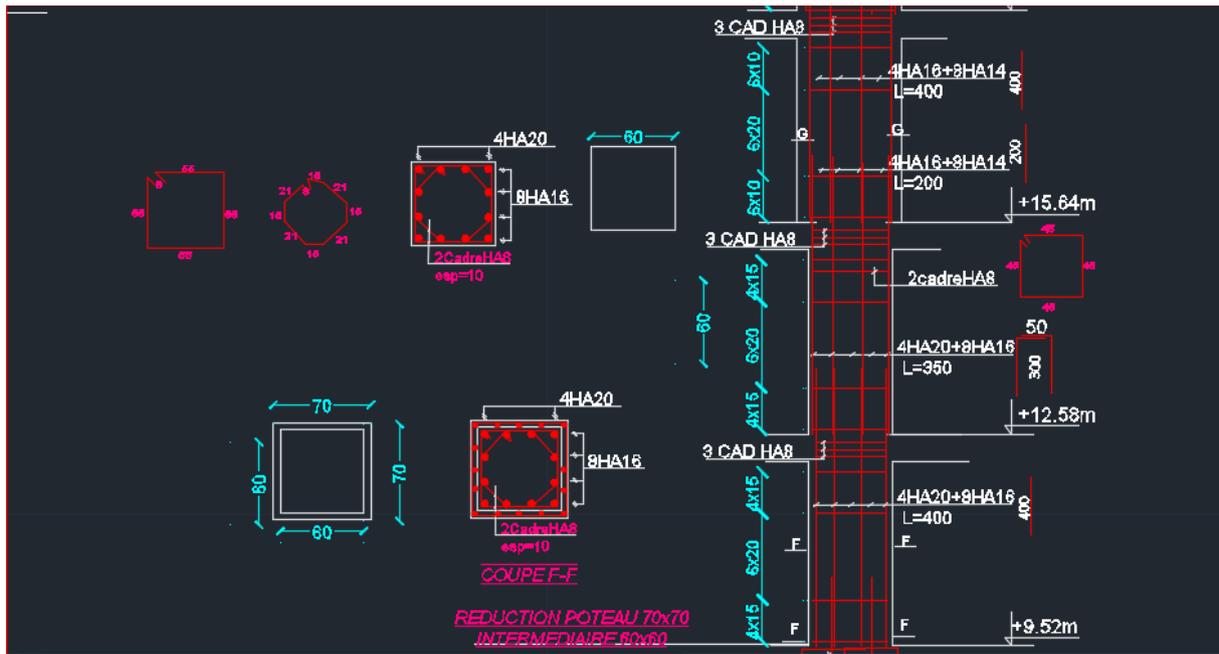
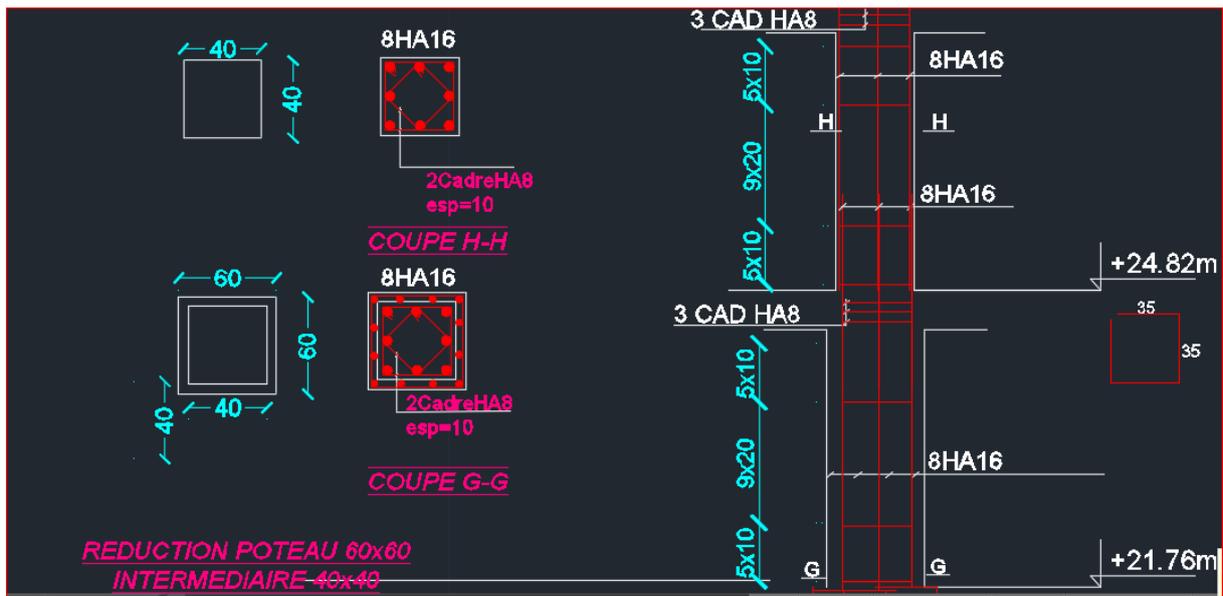


Figure (VI.5):: DEGRESSION DES POTEAUX 75*75 → 60*60



Figure(VI.6): : DEGRESSION DES POTEAUX 60*60 → 40*40

VII.6 Les voiles :

VII.6.1 Rôle et définitions :

Les voiles sont des éléments en béton armé ou la longueur est au moins quatre fois supérieure à la largeur. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

VII.6.2 Le Ferrailage :

Deux modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

VII.6.3 Armature verticaux :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

On distingue 2 cas :

- Si la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) **$A_{min} = 0,15\% (a.l)$**

- Si la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ", la section des Armatures verticales : **$A_v = F_t / f_e$**

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

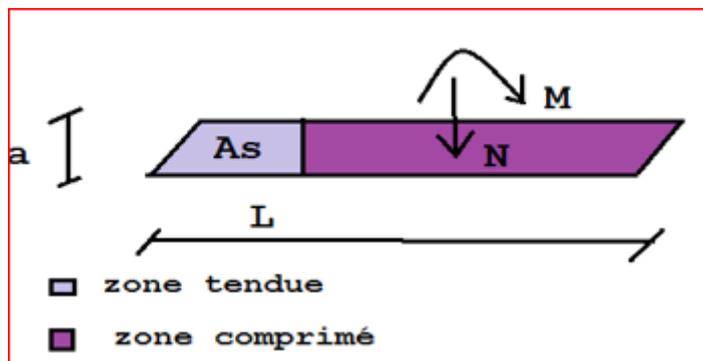
VII.6.4 Armature horizontaux :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être Disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher leurs Flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur 10ϕ . En plus des épingles sont prévus 4 par 1m²

VII.6.5 Exemple de calcul :

VII.6.5.1 On prend comme exemple le voile V1 (L=5,6 ; h_e= 3 ,74):

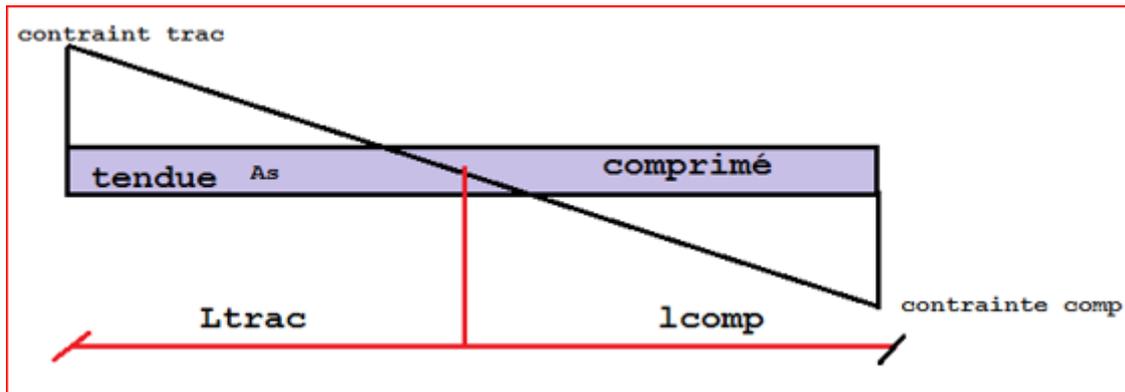
Le calcul des voiles se fait par la méthode des bielles comme suit



FIGURE(VI.7): sollicitation sous les voiles

- méthode des bandes c'est une méthode approchée mais acceptable vis-à-vis RPA et calcul sismique

On à état de contrainte



FIGURE(VI.8): : diagramme des contrainte comprimé et tendue

$$\sigma_c = \left(\frac{N}{B}\right) + (M * V/I) \quad \sigma_t = \left(\frac{N}{B}\right) - (M * V/I)$$

avec $I = (a * L^3)/12V = L/2$

I : inertie de voile

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

B : section de voile

σ_t : contrainte de traction

σ_c : contrainte de traction

N : effort normale

M : moment sur le voile

Pour le calcul de section d'armature A_s on utilise la combinaison **0,8G+E** :

$$L_t + L_c = L$$

RPA nous donne référence par L_c

$$\frac{L_c}{L} = \frac{\sigma_c}{\sigma_t + \sigma_c}$$

$$L_c = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t}\right) * L$$

$$L_t = L - L_c$$

- Le béton travaille bien à la compression j'ai pas besoin d'armature alors ce qui m'intéresse c'est la zone tendue définir par la longueur L_t
- La méthode approchée ne calcul pas l'effort en tout la zone globale il calcul les sections par bande je vais partager le ferrailage par bande



$$\sigma_{tmb1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad \sigma_{tmb2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \quad D_{max} \leq \left(\frac{2}{3}\right) * L \leq \left(\frac{H_{etg}}{2}\right)$$

On commence par divisée en 2 partie si elle n'est pas vérifier on augmente les bondes et calculez le ferrailage par bonde par partie

Il faut que $D_1 < D_{max}$ et n'est pas important que $D_1 = D_2$

- Nous sommes dans une traction

$$F_{b1} = \sigma_{m1} (a * D_1) \quad F_{b2} = \sigma_{m2} (a * D_1)$$

$$A_{sb1} = \frac{F_{b1}}{F_e * \gamma_s} \quad A_{sb2} = \frac{F_{b2}}{F_e * \gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ sismique

- Dans la compression j'utilise même équation sauf que travaille avec la combinaison $G+Q+E$ et $\sigma_c \leq \bar{\sigma}$

ON résume tous les calculs dans le tableau suivant

dimensionnement voile de contreventement				Fc	25	Mpa
DONNEES MATERIAUX				Fe	400	MPa
DONNEES GEOMETRIQUES VOILE				γb	1,5	/
				γs	1,15	/
				L(m)	a(m)	he(m)
voile 1 L=5,6m				5,6	0,2	3,74
LES 5 PREM ETG						0,8
FERRAILLAGE VOILE				CONTRAIT LIMITE DE CISAILEMENT		
CALCULE PAR BANDE DE						
solicitation ELA		M(KN,m)	N(KN)	V(KN)	ELA EFFORT TRANCHANT	
ELA FLEXION COMPOSEE		2888,7	4730,24	459,81	V-ELA	459,81
$\sigma_c=N/B+Mv/l$		6986,9	KN/m ²	commentaire	τ_u (Mpa)	2,55
$\sigma_t=N/B-Mv/l$		1460,0	KN/m ²	SECTION SUFFISANTE	τ_u (Mpa)=0,2fc28/γs	4,35
$L_c=L*\sigma_c/(\sigma_t+\sigma_c)$		7,08	m	Nbre de barres	epaisseur voile cm	20
$l_t=L-l_c$		-1,48	m	4	commentaire	
$FT=(\sigma_t/2)*l_t*a$		-216,0	KN	A REPARTIE SUR (cm)	CONDITION SATISFAITE	
$A_s=FT/f_e$		5,4	cm ²	-148	$A_t=S_t*a*\tau_u/0,9*f_e$	2,84
		Φ	14		Φ HORIZ(mm)	12
AS TOT		21,59824072 L(m)=5,6			espacement	3
					espacement	20
contrainte de compression						
solicitation ELS		M(KN,m)	N(KN)			
ELS		255,25	3501,43			
σ_{cmax}		3,4	σ_c (Mpa)	15	VERIFIEE	FLAMBEMENT VERIFIEE

Tableau(VI.13): : calculs de ferrailage des voiles

VII.6.5.2 Section minimal RPA :

$$A_{smin} = 0,15\%b * h$$

	en m2	en cm2
AS MIN RPA	0,00168	16,8
ON ADOPTE		
AS=12HA14=18,47		

-Voile1 L=5,6 ; he=3,06 :

As min(cm ²)	On adopte(cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
16,8	18,67	12HA14	2,02	20

Tableaux (VI.14):: section d'armature dans le voile1

VII.6.5.3 Contrainte de compression : σ_c (Mpa)=0,6*fc

	M(KN*m)	N(KN)	σ(Mpa)	σbarr (Mpa)
ELS	255,35	3501,43	3,4	15,74

Tableaux(VI.14): de vérification des contraintes V1

VII.6.6-Voile2 L=4 ; he=3,74 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
6,2	80	12	12,32	8HA14	0,69	20

Tableaux(VI.15): : section d'armature dans le voile2

VII.6.6.1 Contrainte de compression :

$$\underline{\sigma}_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
ELS	248,42	2741,96	3,9	15,74

Tableaux (VI.16): de vérification des contraintes V2

-Voile2 L=4 ; he=3,06 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
1,5	85	12	12,32	8HA14	3,37	20

Tableaux (VI.17):: section d'armature dans le voile2

VII.6.6.2 Contrainte de compression :

$$\underline{\sigma}_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
ELS	82,21	1374,42	1,9	15,74

Tableaux(VI.18): de vérification des contraintes V2

VII.6.7-Voile L3=3,8; he=3,74 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
2,3	116	11,4	13,57	12HA12	1,72	20

Tableaux (VI.19):: section d'armature dans le voile3

VII.6.7.1 Contrainte de compression :

$$\underline{\sigma}_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
--	---------	-------	----------------	-----------------------

ELS	46,25	1674,22	2,3	15,74
-----	-------	---------	-----	-------

Tableaux(VI.20): de vérification des contraintes V3

VII.6.8-Voile4 L=2,5; he=3,74 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
0,7	25	75	9,05	8HA12	1,79	20

Tableaux (VI.21):: section d'armature dans le voile4

VII.6.8.1 Contrainte de compression :

$$\underline{\sigma}_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
ELS	15,92	3678,01	7,3	15,74

Tableaux (VI.22): de vérification des contraintes V4

VII.6.9-Voile4 L=2,5; he=3,06 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
5	125	75	9,05	8HA12	1,22	20

Tableaux(VI.23): : section d'armature dans le voile4

VII.6.9.1 Contrainte de compression :

$$\underline{\sigma}_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
ELS	98,34	2009,63	4,5	15,74

Tableaux (VI.24): de vérification des contraintes V4

VII.6.10 -Voile 5 L=1,6 ; he=3,74 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
0,6	23	4,8	6,79	6HA12	0,87	20

Tableaux : section d'armature dans le voile5

VII.6.10.1 Contrainte de compression :

$$\underline{\sigma}_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
--	---------	-------	----------------	-----------------------

ELS	5,5	1017,9	3,2	15,74
-----	-----	--------	-----	-------

Tableaux(VI.25): de vérification des contraintes V5

VII.6.11 -Voile5 L=1,6 ; he=3,06 :

As(cm ²)	Repartie sur (cm)	As min (cm ²)	On adopte (cm ²)	On choisi	At(cm ²)	Espacement (cm)
1,1	39	4,8	6,79	6HA12	1,18	20

Tableaux : section d'armature dans le voiles5

VII.6.11.1 Contrainte de compression :

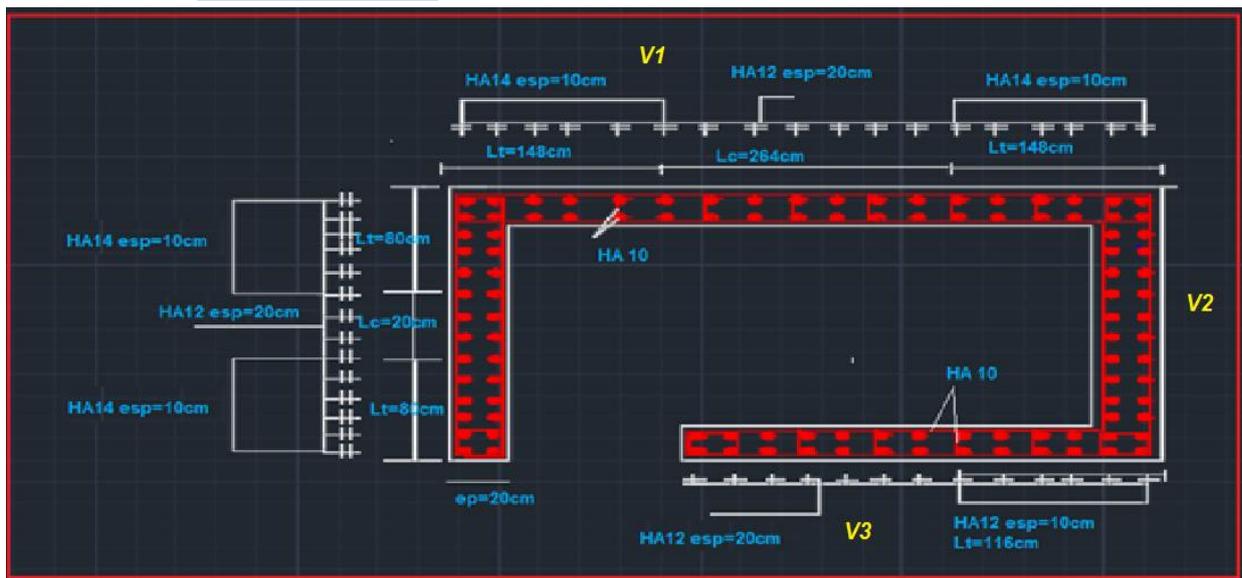
$$\sigma_c \text{ (Mpa)} = 0,6 * f_c$$

	M(KN*m)	N(KN)	σ (Mpa)	σ_{barr} (Mpa)
ELS	66,01	509,25	2,4	15,74

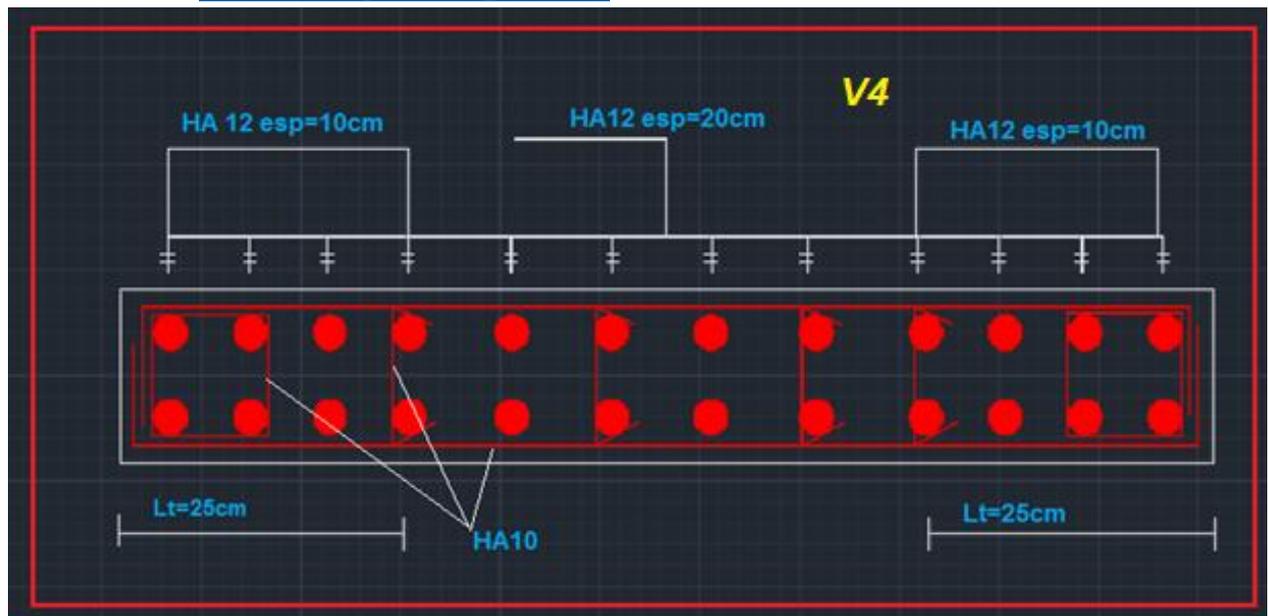
Tableaux de vérification des contraintes V5

VII.6.12 Schéma de ferrailage

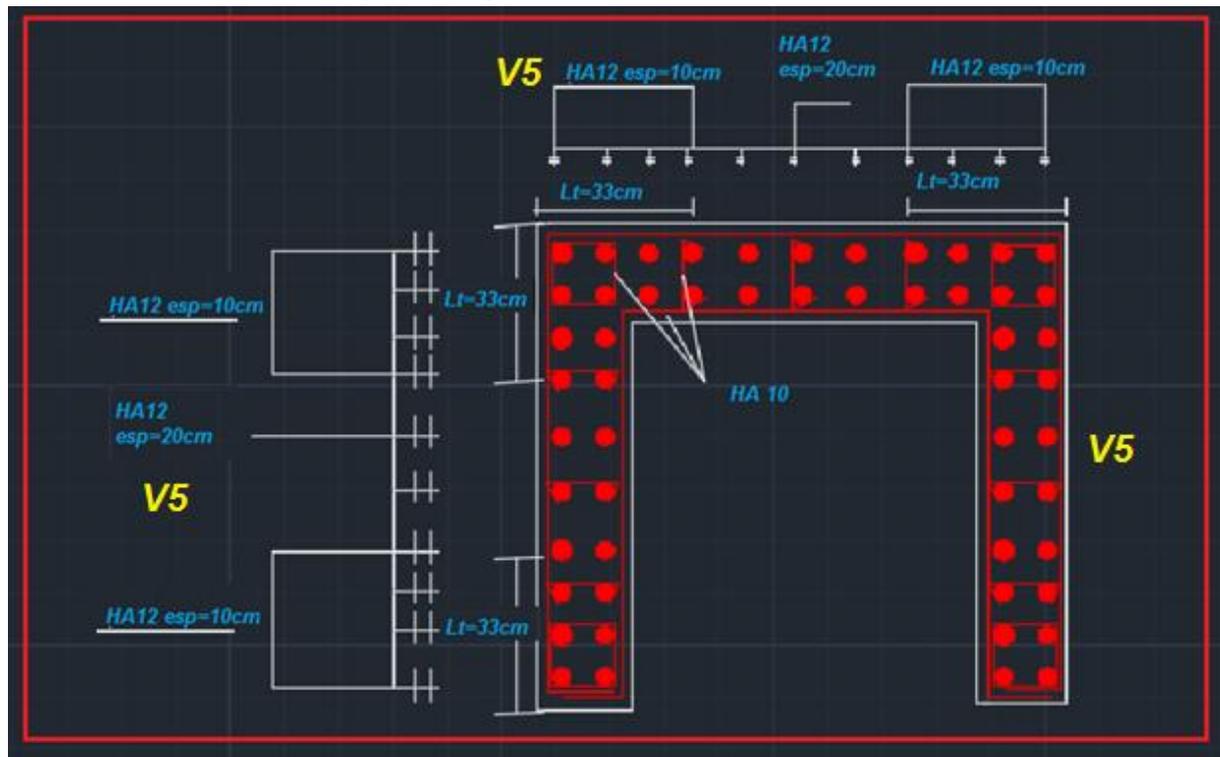
VII.6.12.1 VOILE :V1,V2,V3



VII.6.12.2 Schéma de ferrailage de V4



VII.6.12.3 Schéma de ferrailage de V5



VIII. FERRAILLAGE DES ELLEMENT SECONDAIRE

Les plancher
Balcon
Ascenseur
Escalier
Acrotère
Poutre de chainage

VIII.1 Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.

Éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers cours corps, plancher dalle pleine, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur

VIII.2 Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression

BO (cm)	H (cm)	Hf (cm)	Bf (cm)	C (cm)	C' (cm)	Fc28 Mpa	Fe Mpa
10	24	4	60	3	3	25	400

Tableau (VII.1) : Dimensionnement et caractéristique des matériaux

VIII.2.1 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armée, servent à transmettre les charges aux Poutres principales.

VIII.2.2 Charge revenant aux poutrelles :

Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la Charge du corps creux en entier

⇒ Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de $0.6*q$ (q est le moment totale Sur le plancher à corps creux).

Les moments suivant la direction des poutrelles elle été résumés dans le tableau suivant :

Poutrelle :

	M(ELU) (KN*m)	M(ELS) (KN*m)	As(CAL) (cm ²)	A adp(cm ²)	TYPE DE SECTION
Travée	23,41	16,96	2,6	2HA14=3,08	T
Appuis	12,5	9,09	1,5	2HA12=2,26	RECTANGLE

Tableau (VII.2) Sollicitations maximales dans les poutrelles.

valeur*0,60	ELU(KN*m)	ELS(KN*m)
Travée	14,046	10,176
Appuis	7,5	5,454

VIII.2.3 Ferraillage :

- **En travée :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion.
- **En appuis :** la table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la Résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

⇒ Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

As(CAL) (cm ²)	A adp(cm ²)	TYPE DE SECTION
2,6	2HA14=3,08	T
1,5	2HA12=2,26	RECTANGLE

Tableau(VII.3) : Ferraillage des poutrelles.

Rq : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

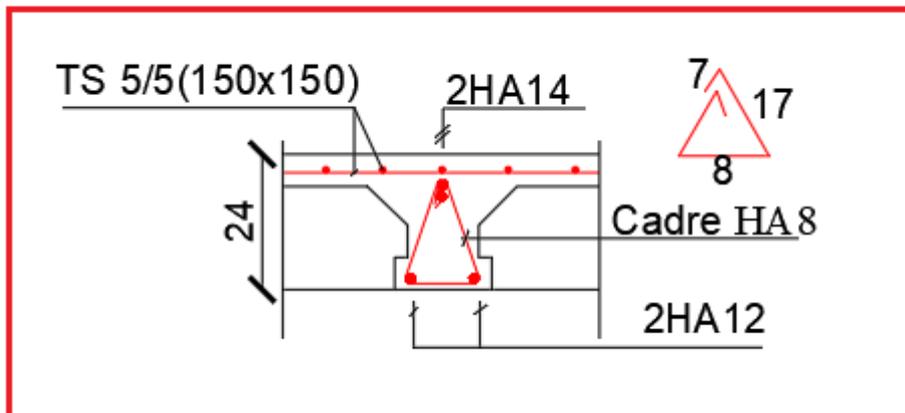
VIII.2.4 Ferraillage de la dalle de compression :

La table de compression est armée d'un quadrillage d'armatures constituées par une nappe de treillis soudés, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

⇒ Donc on choisit un treillis soudé d'un quadrillage à maille de dimension (150x150).

VIII.2.5 Schéma de ferraillage :



Figure(VII.1) :Schéma de ferraillage des poutrelle

VIII.3 Poutre de chaînage :

VIII.3.1 Chaînage 01 (20*35)cm² :

VIII.3.1.1 Ferraillage :

	M(ELU) KN	M(ELS) KN	As (cm ²)	A adp(cm ²)	ON ADPT
Través	18,4	13,34	3,39	4,5	4HA12
Appuis	-9,24	-6,34	3,39	4,5	4HA12

Tableau(VII.4) : sections des armatures

VIII.3.1.2 Espacement des cadres :

$$L' = 2 * h$$

$$S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 * \Phi; 30\text{cm}\right)$$

$$S' \leq h/2$$

Avec :

L' : longueur de zone nodale ou courante en cm

s : espacement dans la zone nodale en cm

s' : espacement dans la zone courante en cm

Φt : diamètre d'acier

	ZONE NODALE	ZONE COURANTE
L' (cm)	70	200
NOMBRE DES CADRE	9	13
ST (cm)	10	15
Φt (mm)	8	8

Tableau(VII.5) : espacement dans la zone nodale et courante

VIII.3.1.3 Armature transversale :

ST(cm)	B(cm)	AT(cm ²)	LR(cm)
15	20	0,9	48

Tableau(VII.6) : armature transversal + longueur de recouvrement

VIII.3.1.4 Vérification de condition non fragilité :

$$A_{smin} = 0,023 * b * d \left(\frac{F_t}{F_e}\right) \leq A_s$$

Fe(Mpa)	Ft28(Mpa)	B(cm)	H(cm)	D	AS min RPA(cm ²)	AS min BAEL(cm ²)
400	2,1	20	35	32	3,5	1,0143

Tableau (VII.7) : vérification de condition non fragilité

VIII.3.1.5 Vérification a ELS :

$$\sigma_b \text{ (MPa)} \leq \sigma_{b \text{ barr}} \text{ (MPa)}$$

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	σ _b (MPa)	σ _{b barr} (MPa)	VERIFICATION
TRAVEE	13,34	4,5	20	35	3	4,1	15,7407407	OK
APPUIS	-6,34	4,5	20	35	3	1,4	15,74	OK

Tableau (VII.8) : vérification de contrainte de béton

VIII.3.1.6 Vérification a ELU :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

D(cm)	b(cm)	h(cm)	$\Phi_{min}(cm)$	fe (Mpa)	fc28 (Mpa)	Vu(KN)	TO U (MPa)	τ barre (MPa)
32	20	35	1,2	235	25	20,5	0,3206	2,5

Tableau (VII.9) : vérification de contrainte tangentielle

VIII.3.1.7 Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre est définie par le **CBA93** comme suit :

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{si } l < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{L}{1000} \rightarrow \text{si } l > 5 \text{ m}$$

Mg(KN)	Mp(KN)	ΔF(mm)	F(mm)	OBSERVATION
10,73	13,34	1,9	6,8	OK

Tableau (VII.10) : vérification de la flèche

VIII.3.2 Chainage 02 (20*45)cm²

VIII.3.2.1 Ferraillage

	M(ELU) KN	M(ELS) KN	As (cm ²)	A adp(cm ²)	ON ADPT
Través	22,32	16,1	3,39	4,5	4HA12
Appuis	-25,37	-18,46	3,39	4,5	4HA12

Tableau (VII.11) : moment dans les poutre et sections des armatures

VIII.3.2.2 Espacement :

$$L' = 2 * h$$

$$S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 * \Phi; 30cm\right)$$

$$S' \leq h/2$$

Avec :

L' : longueur de zone nodale ou courante en cm

s : espacement dans la zone nodale en cm

s' : espacement dans la zone courante en cm

Φt : diamètre d'acier

	ZONE NODALE	ZONE COURANTE
L' (cm)	90	370
NOMBRE DES CADRE	11	18
ST (cm)	8	20
Φt (mm)	8	8

Tableau(VII.12) : espacement dans la zone nodale et courante

VIII.3.2.3 Armature transversale

ST(cm)	B(cm)	AT(cm ²)	LR(cm)
8	20	0,4	32

Tableau (VII.13) : armature transversal + longueur de recouvrement

VIII.3.2.4 Vérification de condition non fragilité

$$A_{smin} = 0,023 * b * d \left(\frac{F_t}{F_e} \right) \leq A_s$$

Fe(Mpa)	Ft28(Mpa)	B(cm)	H(cm)	D	AS min (cm ²)	AS (cm ²)
400	2,1	20	45	42	0,10143	4,5

Tableau(VII.14) : vérification de condition non fragilité

VIII.3.2.5 Vérification a ELS

$$\sigma_b \text{ (MPa)} \leq \sigma_{b \text{ barr}} \text{ (MPa)}$$

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	σ _b (MPa)	σ _{b barr} (MPa)	VERIFICATION
TRAVEE	16,1	4,5	20	45	3	3,1	15,7407407	OK
APPUIS	-18,46	4,5	20	45	3	3,6	15,74	OK

Tableau(VII.15) : vérification de contrainte de béton

VIII.3.2.6 Vérification a ELU

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

D(cm)	b(cm)	h(cm)	Φ _{lmin} (cm)	f _e (Mpa)	f _{c28} (Mpa)	V _u (KN)	TO U (MPa)	τ barre (MPa)
42	20	35	1,2	235	25	22,6	0,26	2,5

Tableau(VII.16) : vérification de contrainte tangentiel

VIII.3.2.7 Vérification de la flèche

La flèche admissible pour une poutre est définie par le **CBA93** comme suit :

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{si } l < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{L}{1000} \rightarrow \text{si } l > 5 \text{ m}$$

Mg(KN)	Mp(KN)	ΔF (mm)	F(mm)	OBSERVATION
12,17	16,1	1,7	10,5	OK

Tableau(VII.17) : vérification de la flèche

VIII.3.2.8 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (30*30)cm²

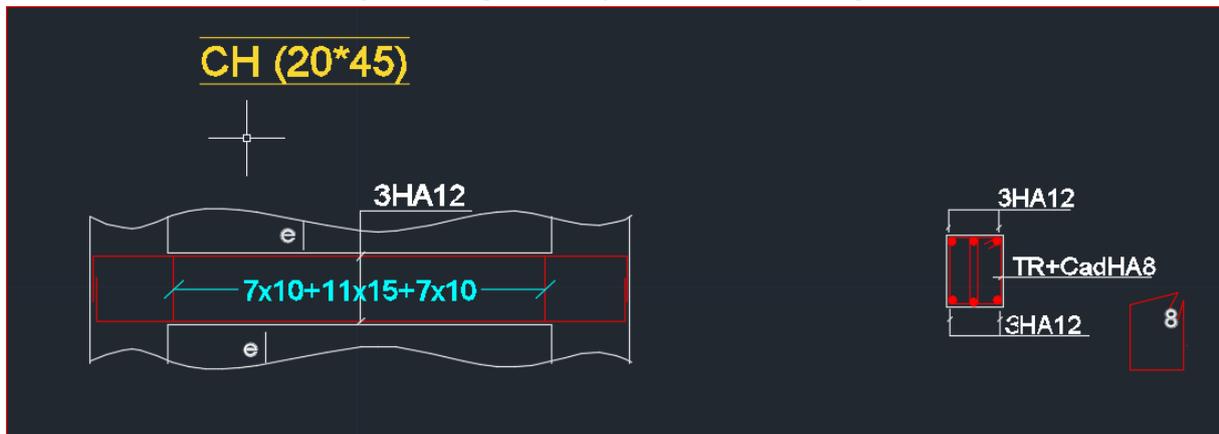


Figure (VII.2) : Schéma de ferrailage de poutre de chaînage 20*45

VIII.3.3 Chainage 03 (30*30)cm²

VIII.3.3.1 Ferrailage

	M(ELU) KN	M(ELS) KN	As (cm ²)	A adp(cm ²)	ON ADPT
Través	29,62	21,71	4,62	3HA14	29,62
Appuis	-53,61	-39,35	9,24	6HA14	-53,61

Tableau(VII.18) : moment dans les poutre et sections des armatures

VIII.3.3.2 Espacement :

$$L' = 2 * h$$

$$S \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 * \Phi; 30\text{cm}\right)$$

$$S' \leq h/2$$

Avec :

L' : longueur de zone nodale ou courante en cm

s : espacement dans la zone nodale en cm

s' : espacement dans la zone courante en cm

Φt : diamètre d'acier

	ZONE NODALE	ZONE COURANTE
L' (cm)	60	300
NOMBRE DES CADRE	7	20
ST (cm)	8	15
Φt (mm)	8	8

Tableau(VII.19) : espacement dans la zone nodale et courante

VIII.3.3.3 Armature transversale :

ST(cm)	B(cm)	AT(cm ²)	LR(cm)
8	30	0,7	32

Tableau(VII.20) : armature transversal + longueur de recouvrement

VIII.3.3.4 Vérification de condition non fragilité

$$A_{smin} = 0,023 * b * d \left(\frac{F_t}{F_e} \right) \leq A_s$$

	FC28 (Mpa)	FT28 (Mpa)	FE (Mpa)	B (cm)	H (cm)	C (cm)	D (cm)	Asmin (cm ²)	AS (cm ²)	VERIFICATION
TRAVEE	25	2,1	400	30	30	3	27	0,097807 5	4,62	OK
APPUIS	25	2,1	400	30	30	3	27	0,097807 5	9,24	OK

Tableau (VII.21) : vérification de condition non fragilité

VIII.3.3.5 Vérification a ELS

$$\sigma_b \text{ (MPa)} \leq \sigma_{b \text{ barr}} \text{ (MPa)}$$

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	σ _b (MPa)	σ _{b barr} (MPa)	VERIFICATION
TRAVEE	21,71	4,62	30	30	3	6,6	15,7407407	OK
APPUIS	-39,35	9,24	30	30	3	9,6	15,74	OK

Tableau (VII.22) : vérification de contrainte de béton

VIII.3.3.6 Vérification a ELU

$$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

D(cm)	b(cm)	h(cm)	$\Phi_{min}(cm)$	f_e (Mpa)	f_{c28} (Mpa)	$V_u(KN)$	TO U (MPa)	τ barre (MPa)
27	30	30	1,4	235	25	51,6	0,63	2,5

Tableau (VII.23) : vérification de contrainte cisaillement

VIII.3.3.7 Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre est définie par le **CBA93** comme suit :

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{si } l < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{L}{1000} \rightarrow \text{si } l > 5 \text{ m}$$

Mg(KN)	Mp(KN)	$\Delta F(mm)$	F(mm)	OBSERVATION
19,68	21,71	8,9	10,6	OK

Tableau (VII.24) : vérification de la flèche

VIII.3.3.8 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (30*30)cm²

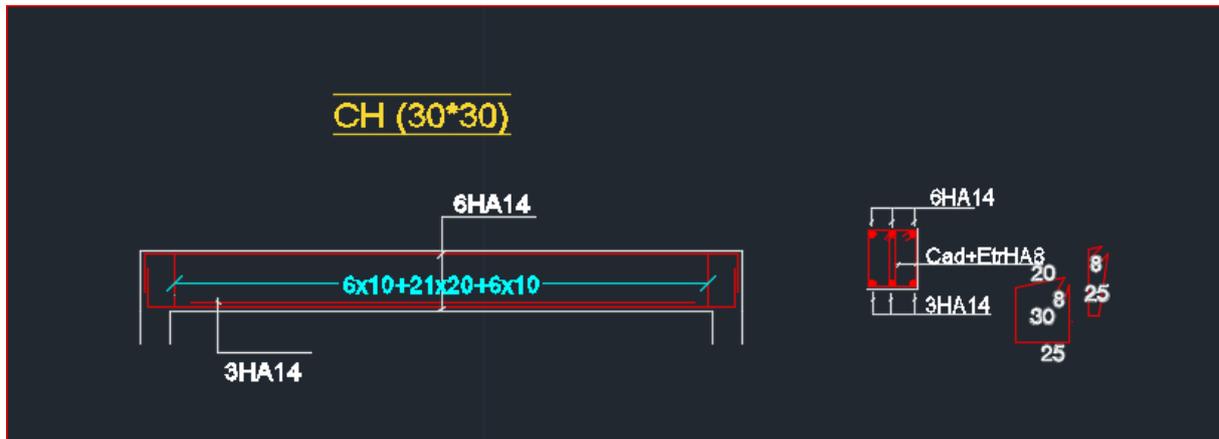
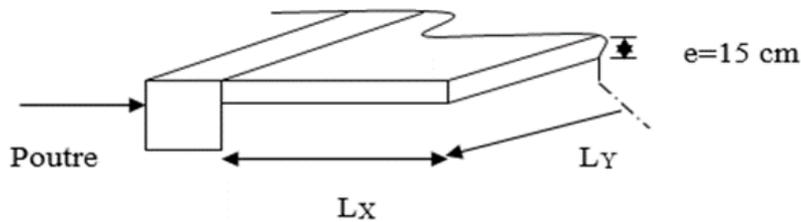


Figure (VII.3) : Schéma de ferrailage de poutre de chaînage 30*30

VIII.4 Dalle pleine

VIII.4.1 Dalle pleine (Balcon) :

VIII.4.1.1 Ferrailage :



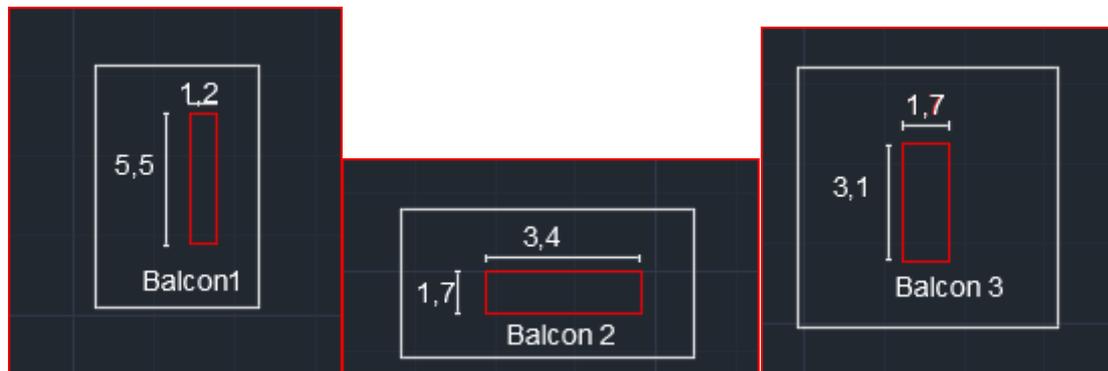
Figure(VII.4) :schéma dalle pleine (balcon).

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, soumis à son poids propre et à une surcharge d'exploitation.

Le ferrailage de la dalle plein se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section Rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 15 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle), qui travaille en flexion simple.

La fissuration est préjudiciable.

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferrailage.



❖ Balcon 01 :

$$\square = \frac{lx}{ly} = \frac{1,2}{5,5} = 0,21 < 0,4 \text{ donc : repose sur 2 appuis (1 sens)}$$

❖ Balcon 02 :

$$\square = \frac{lx}{ly} = \frac{3,4}{1,7} = 1,823 > 0,4 \text{ donc : repose sur 4 appuis (deux sens)}$$

❖ Balcon 03 :

$$\square = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,7}{3,1} = 0,54 > 0,4 \text{ donc : repose sur 4 appuis (deux sens)}$$

❖ **Remarque** : théoriquement, on trouve que les balcons reposent sur 4 appuis mais après la modalisation avec Robot, on remarque qu'il est porté sur un seul sens et calculer comme une porte à faux.

D'après le programme Robot expert BA, on obtient les résultats suivants

XX

	M ELU	M ELS	AS	ON ADPT
B1(B=1,2 H=5,5)	11,7	8,53	5,65	5HA12
B1(B=1,7 H=3,4)	19,9	12,7	6,79	6HA12
B3(B=1,7 H=3,1)	17,43	10,69	6,79	6HA12

YY

	M ELU	M ELS	AS	ON ADPT
B1(B=1,2 H=5,5)	8,9	6,11	5,65	5HA12
B1(B=1,7 H=3,4)	9,6	5,4	5,65	5HA12
B3(B=1,7 H=3,1)	10,8	7,43	5,65	5HA12

Tableau : moment dans les poutre et sections des armatures

Dans les deux directions XX et Y

VIII.4.1.2 Condition non fragilité :

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

FC28(Mpa)	FT28(Mpa)	FE(Mpa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm ²)	AS(cm ²)	VERIFICATIO
25	2,1	400	100	15	3	12	1,449	6,16	OK

Tableau : vérification de condition non fragilité

VIII.4.1.3 L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5}$$

	X		Y	
	ESP	ESP CHOISIE	ESP	ESP CHOISIE
B1(B=1,2 H=5,5)	25	20	20	20
B1(B=1,7 H=3,4)	25	20	20	20
B3(B=1,7 H=3,1)	25	20	20	20

Tableau : espacement dans la zone nodale et courante

VIII.4.1.4 Les armatures de répartitions :

Balcon 02 et 03 :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte 5HA8/ml $\Rightarrow A_s=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Balcon 02 et 03

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte 5HA8/ml $\Rightarrow A_s=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VIII.4.1.5 Vérification à L'ELS la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{M_{s,y}}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\overline{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_b \text{ barr}(\text{MPa})$	VERIFICATIO
XX	12,7	6,16	100	15	3	6	9,4	OK
YY	5,4	6,16	100	15	3	1,4	9,4	OK
XX	8,53	4,52	100	15	3	4,6	9,4	OK
YY	6,11	4,52	100	15	3	1,6	9,4	OK

Tableau : Vérification de la contrainte du béton :

VIII.4.1.6 Vérification à L'ELU :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

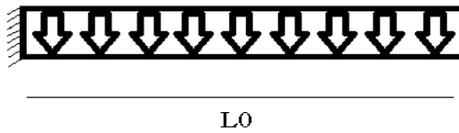
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

B (cm)	H (cm)	FC28 (KN/cm)	VU (KN)	$\tau_{UY}(\text{KN/cm})$	$\tau_U \text{ BARR} (\text{KN/cm})$	VERIFICATION
100	15	2,5	27,19	0,02014074	0,15	OK
100	15	2,5	14,29	0,01058519	0,15	OK
100	15	2,5	26,19	0,0194	0,15	OK

Tableau : vérification de la contrainte du cisaillement à L'ELU.

VIII.4.1.7 Vérification de la flèche :

La flèche des balcons calculés comme une poutre porte à faux :



Figure(VII.5) : poutre porte à faux (console).

La flèche admissible pour une poutre est définie par le **CBA93** comme suit :

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{si } l < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{L}{1000} \rightarrow \text{si } l > 5 \text{ m} \dots \dots \text{ Et c'est notre cas}$$

Balcon 1 :

$$L = 5,5 \text{ m}; \Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05 \text{ cm}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	MP	MG	L	F adm	Δf	Vérification
B1(B=1,2 H=5,5)	8,53	6,24	5,5	10	10,5	OK
B1(B=1,7 H=3,4)	12,7	8,89	3,4	4,9	6,2	OK
B3(B=1,7 H=3,1)	10,69	6,73	3,1	4,3	6,8	OK

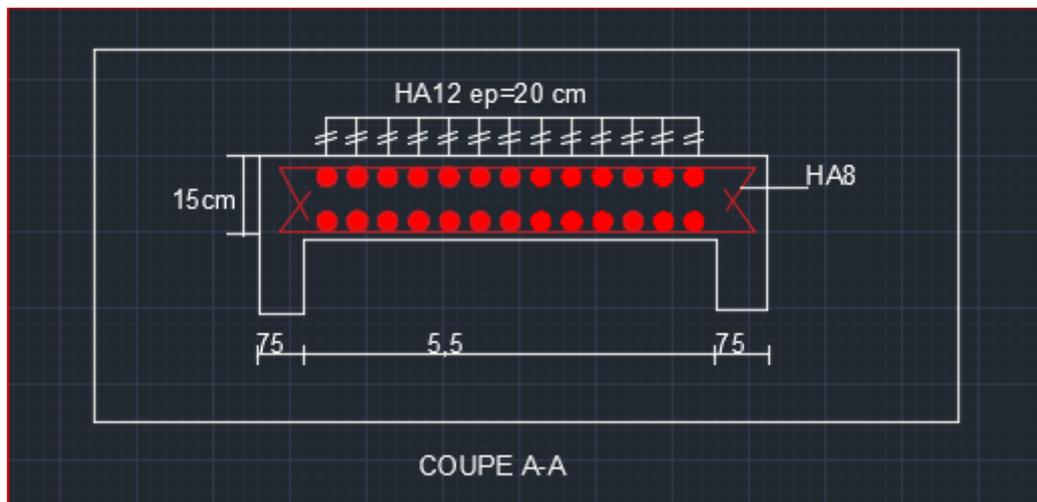
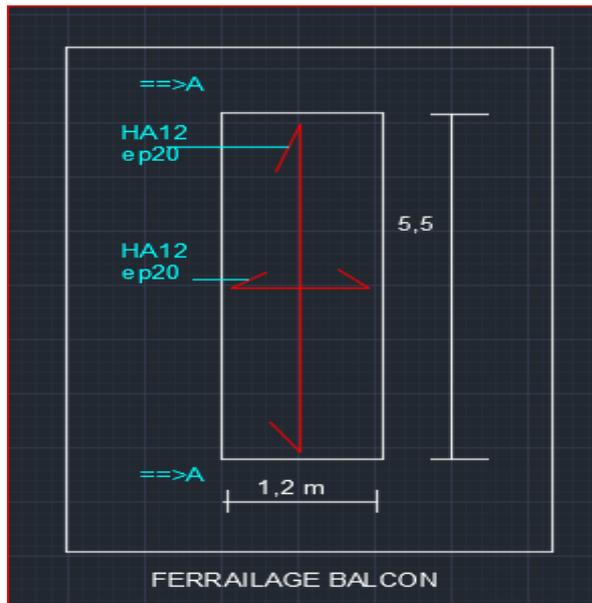
Tableau : vérification de la flèche des balcons

Rq :

M_g : Moment de la charge permanente (G)

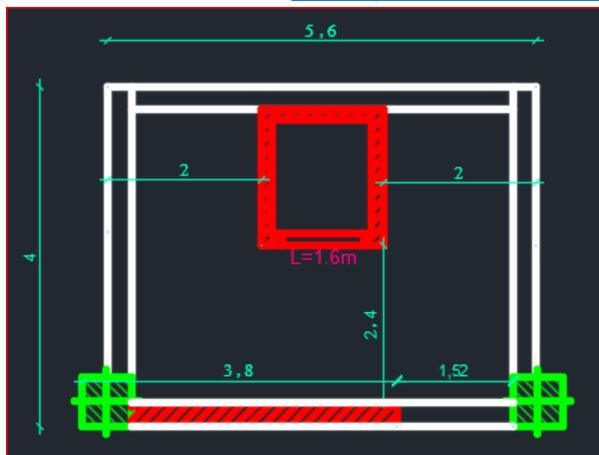
M_p : Moment de la charge totale à l'ELS (G+Q)

VIII.4.1.8 Schéma de Ferrailage



Figure(VII.6) :schéma de ferrailage de balcon

VIII.4.2 Dalle pleine (ASSENCUER) DP1 :



Figure(VII.7) :schéma de ferrailage de palier d'ascenseur DP1

Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

La fissuration est préjudiciable.

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferrailage.

DP1 :

$$L_x=5,6, L_y=3,7 \rightarrow L_x/L_y=5,6/3,7=1,7$$

DP2 :

$$L_x=5,6, L_y=5,5 \rightarrow L_x/L_y=5,6/5,5=1,01$$

Rq : théoriquement, on trouve que les dalle pleine reposent sur 4 appuis mais après la modalisation avec Robot, on remarque qu'il est porté sur un seul sens et calculer comme une porte à faux.

VIII.4.2.1 Ferrailage de DP1 à l'ELU et ELS :

XX	DP2 EP 20	M ELU	M ELS	AS	ON ADPT
	TRAVEE	-14,88	-10,78	3,4	5HA12
	APPUIS	17,61	12,69	5	5HA12
YY	DP2 EP 20	M ELU	M ELS	AS	ON ADPT
	TRAVEE	-6,57	-4,81	2,3	5HA12
	APPUIS	25,86	18,65	5,6	5HA12

Tableaux : ferrailage des balcons à l'ELU ,et ELS

VIII.4.2.2 Condition non fragilité :

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

ON	FC28(N)	FT28(Mpa)	FE(Mpa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm²)	AS(cm²)	VERIFICATION
TRAVEE	25	2,1	400	100	20		3	17	2,05275	5,65 OK
APPUIS	26	2,16	400	100	20		3	17	2,1114	5,65 OK

Tableau : vérification de condition non fragilité

VIII.4.2.3 L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5}$$

--	--	--	--

	X		Y	
	st(cal)	st(choi)	st(cal)	st(choi)
TRAVEE	20	15	20	20
APPUIE	20	15	15	15

Tableau : espacement dans la zone nodale et courante

VIII.4.2.4 Vérification à L'ELS

la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{M_{s,y}}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant

		MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	σ_b (MPa)	σ_b barr(MPa)	VERIFICATION
XX	TRAVE	-10,78	5,65	100	20	3	1,6	15,7407407	OK
	APPUIS	12,69	5,65	100	20	3	1,8	15,74	OK
YY	TRAVE	-4,81	5,65	100	20	3	1,1	15,74	OK
	APPUIS	18,65	5,65	100	20	3	5,2	15,74	OK

Tableau : Vérification de la contrainte du béton :

VIII.4.2.5 Vérification à L'ELU :

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$ fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

B(cm)	H(cm)	FC28(Mpa)	VU(KN)	τ_u KN/cm	τ_u BARR KN/cm	VERIFICATION
100	20	2,5	75,17	0,0417611	0,044217647	OK

Tableau : Vérification de la contrainte de cisaillement

VIII.4.2.6 Vérification de la flèche :

La flèche des balcons calculés comme une dalle appuies sur 2 coté :

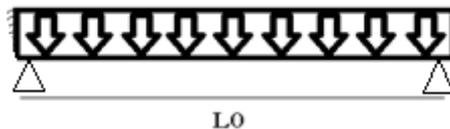


Figure (VII.8) dalle appuies sur 2 coté

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **CBA93** comme

suit : $\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \rightarrow$ si $l < 5$ m

$$\Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{L}{1000} \rightarrow \text{si } l > 5 \text{ m}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant

XX	LA FLECHE	L (m)	F adm(mm)	Δf (mm)	Vérification
	TRAVEE	5,6	10,6	8,8	OK
XX	LA FLECHE	L(m)	F adm (mm)	Δf (mm)	Vérification
	TRAVEE	3,7	7,4	1,7	OK

Tableau : vérification de la flèche

VIII.4.2.7 Schéma de Ferrailage

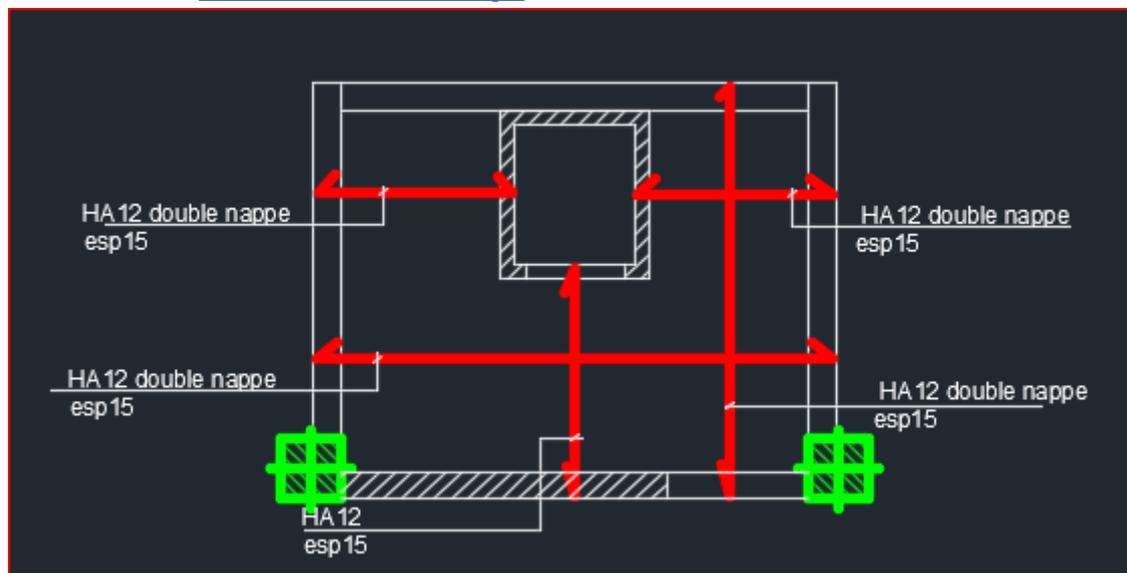
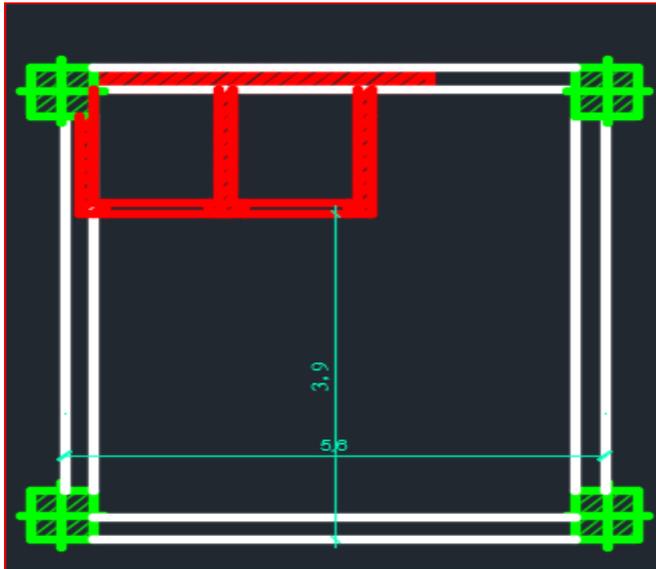


Figure (VII.9) :schéma de ferrailage de palier d'ascenseur DP1

VIII.4.3 Ferrailage de DP2 à l'ELU et ELS :



Figure(VII.10) : palier d'ascenseur DP2

XX	DP2 EP 20	M ELU	M ELS	AS	ON ADPT
	TRAVEE	-30,15	-21,79	9,05	8HA12
	APPUIS	58	41,77	16,08	8HA16
YY	DP2 EP 20	M ELU	M ELS	AS	ON ADPT
	TRAVEE	-16,5	-11,9	4,52	4HA12
	APPUIS	45	32,61	12,31	8HA14

Tableaux : ferrailage des dp 2 à L'ELU ,et ELS

VIII.4.3.1 Condition non fragilité :

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

FC28 (KN/cm ²)	FT28(KN/cm)	FE(Mpa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm ²)	AS(cm ²)	VERIFICATIO
25	2,1	400	100	20	3	17	2,05275	16,06	OK

Tableau : vérification de condition non fragilité

VIII.4.3.2 L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5}$$

	XX		YY	
	ESP(cm)	ON CHOISIE	ESP(cm)	ON CHOISIE
TRAVEE	12,5	10	25	20
APPUIE	12,5	10	12,5	10

Tableau : espacement dans la zone nodale et courante

VIII.4.3.3 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\overline{\sigma}_b \leq \overline{\sigma}_{b0}$$

$$\overline{\sigma}_b = \frac{M_{s,y}}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant

		MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{b\text{ barr}}$ (MPa)	VERIFICATION
XX	TRAVE	-21,79	9,05	100	20	3	5,2	15,74	OK
	APPUIS	41,77	16,08	100	20	3	8,2	15,74	OK
YY	TRAVE	-11,9	4,52	100	20	3	1,7	15,74	OK
	APPUIS	32,61	12,31	100	20	3	7	15,74	OK

Tableau : Vérification de la contrainte du béton :

VIII.4.3.4 Vérification à L'ELU :

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$ fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

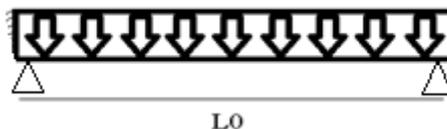
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

B cm	H cm	FC28 KN/cm ²	VU KN	τ_u KN/cm ²	τ_u BARR KN/cm ²	VERIFICATION
100	15	2,5	75,17	0,05568148	0,15	OK

Tableau : Vérification de la contrainte de cisaillement

VIII.4.3.5 Vérification de la flèche :

La flèche des balcons calculés comme une dalle appuies sur 2 coté :



Figure(VII.10) dalle appuies sur 2 coté

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **CBA93** comme suit : $\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \rightarrow$ si $l < 5$ m

$\Delta_{fadm} = 0,5 + \frac{L}{1000} \rightarrow$ si $l > 5$ m..... et c'est notre cas

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant

XX	LA FLECHE	L (m)	F adm(mm)	Δf (mm)	Vérification
	TRAVEE	5,6	1,06	8,8	OK
XX	LA FLECHE	L(m)	F adm (mm)	Δf (mm)	Vérification
	TRAVEE	5,5	10,5	3,9	OK

Tableau : vérification de la flèche (ascenseur)

Rq :

M_g : Moment de la charge permanente (G)

M_p : Moment de la charge totale à l'ELS (G+Q)

VIII.4.3.6 Schéma de Ferrailage

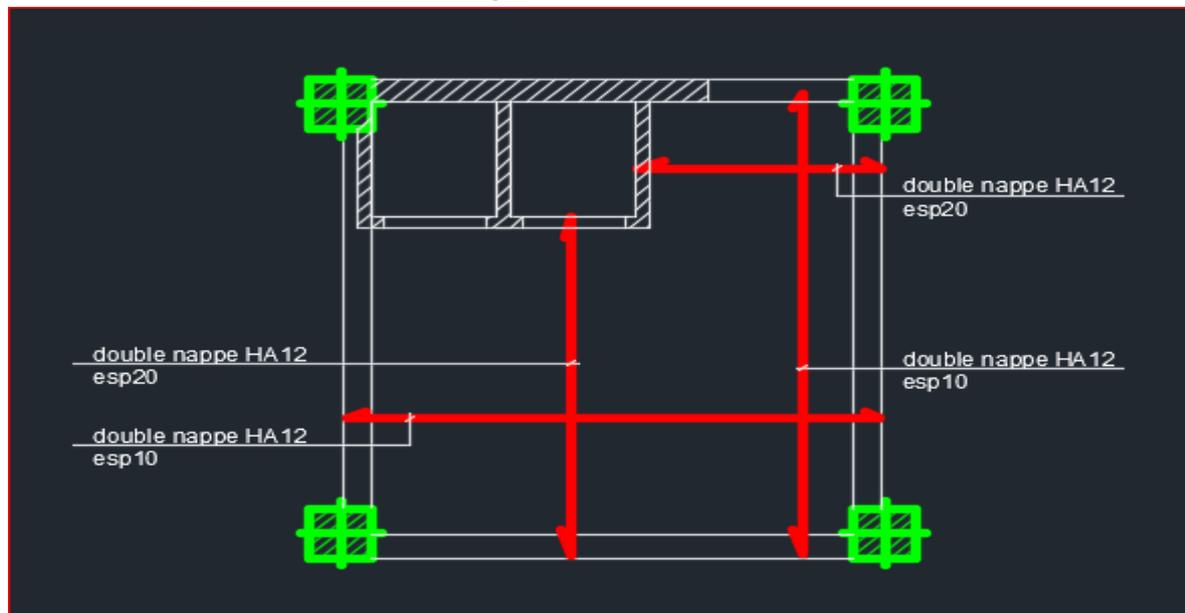


Figure (VII.11) :schéma de ferrailage de palier d'ascenseurDP2

VIII.5 L'escalier :

VIII.5.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

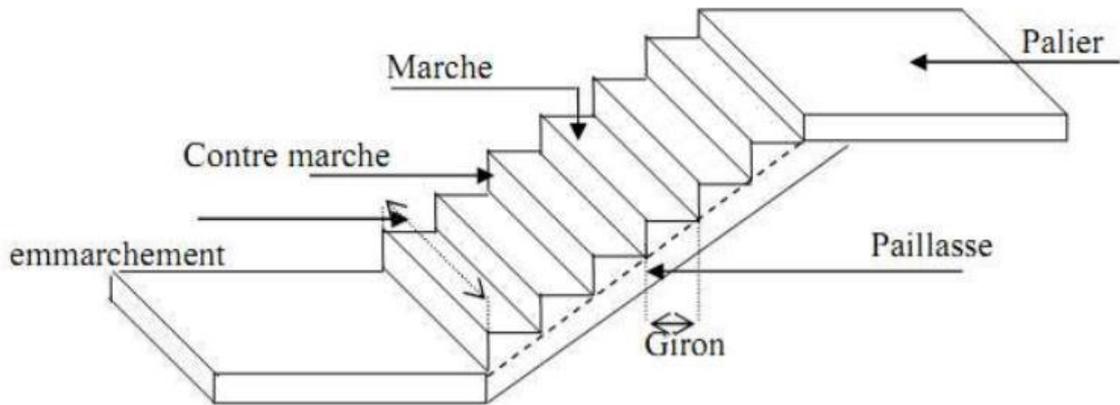
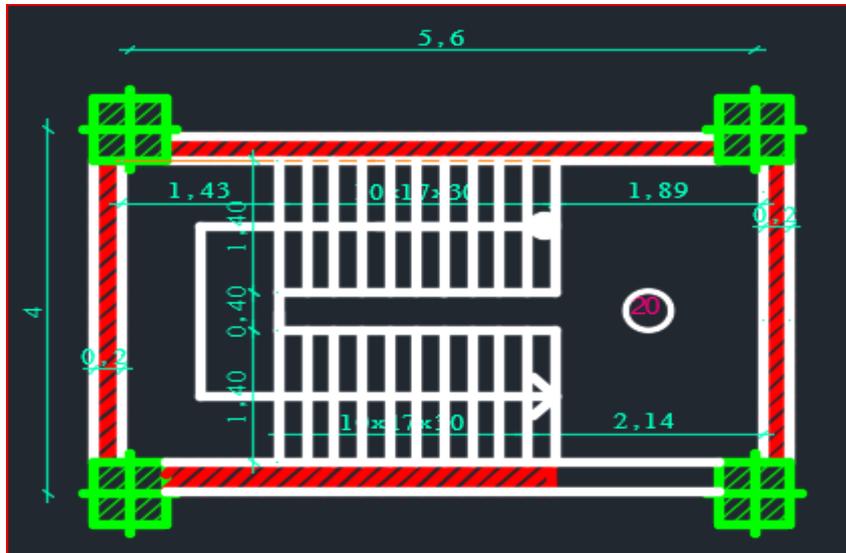


Figure (VII.12) : les éléments d'escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement la volée 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée, il sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm

VIII.5.2 Escalier 01 :



Figure(VII.13) : vue en plan d'escalier

VIII.5.2.1 Calcul des sollicitations :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

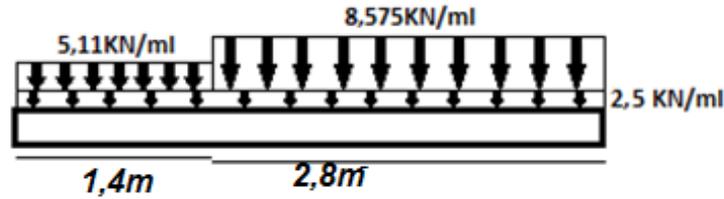
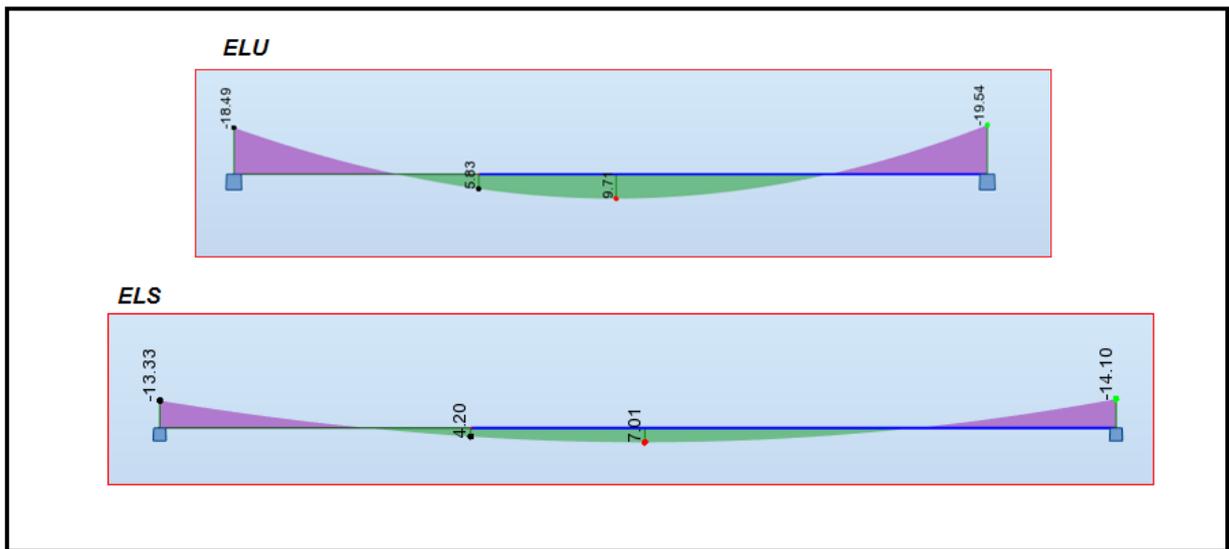


Figure (VII.14):Chargement de l’escalier

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après



Figure(VII.15) : Sollicitations **escalier**

VIII.5.2.2 Le ferrailage à L’ELU ET ELS :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur $h=15\text{cm}$ (épaisseur du palier) et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul de la section d’armature se fait par le **Robot EXPERT BA**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU	ELS	C (cm)	AS cal (cm)	AS CH (cm)	ON ADPT
MT	9,71	7,01	3	1,7	5,65	5HA12
MA	-19,54	-14,11	3	3,6	5,65	5HA12

Tableaux : ferrailage d’escalier à L’ELU ,et ELS

VIII.5.2.3 Condition non fragilité :

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

FC28 (Mpa)	FT28(Mpa)	FE(Mpa)	B (cm)	H (cm)	C (cm)	D (cm)	Asmin (cm ²)	AS (cm ²)	VERIFICATIO
25	2,1	400	100	20	3	17	2,05275	5,65	OK

Tableaux : vérification des conditions non fragilité

VIII.5.2.4 L'espacement :

❖ **En travée :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm})$$

❖ **En appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm})$$

	ST cal (cm)	ST ch(cm)
TRAVEE	20	20
APPUIS	20	20

Tableaux : choix d'espacement des cadres

VIII.5.2.5 Les armatures de répartitions :

❖ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte **5HA8/ml** $\Rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **En appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte **5HA8/ml** $\Rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VIII.5.2.6 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$$

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

VU(KN)	B(cm)	D(cm)	$\tau_u(\text{KN}/\text{cm}^2)$	$\tau_u \text{ barr}(\text{KN}/\text{cm}^2)$	VERIVICATION
29,56	100	17	0,0173882	0,32608696	OK

Tableaux :Vérification de l'effort tranchant

VIII.5.2.7 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	σ_b (KN/cm ²)	σ_b barr(KN/cm ²)	VERIFICATIO
TRAVEE	7,01	5,65	100	20	3	0,1	1,5	OK
APPUIS	14,11	5,65	100	20	3	0,4	1,5	OK

Tableaux : Vérification de la contrainte de béton

VIII.5.2.8 Vérification de la flèche :

La flèche des escaliers calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).

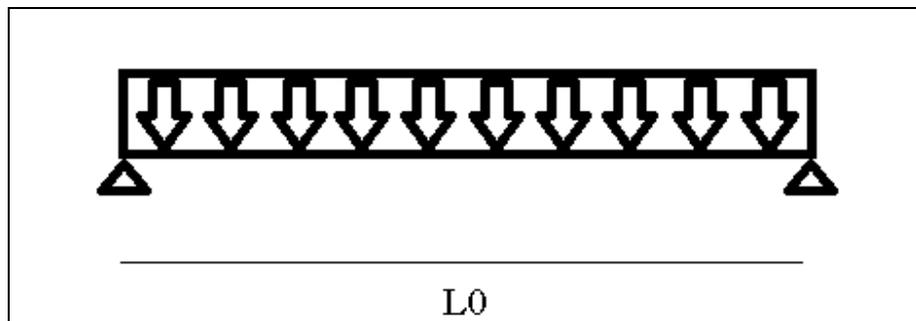


Figure (VII.16) : poutre simplement appuyée.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm avec : } L = 4 \text{ m}$$

VIII.5.2.9 La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Schéma de ferrailage :

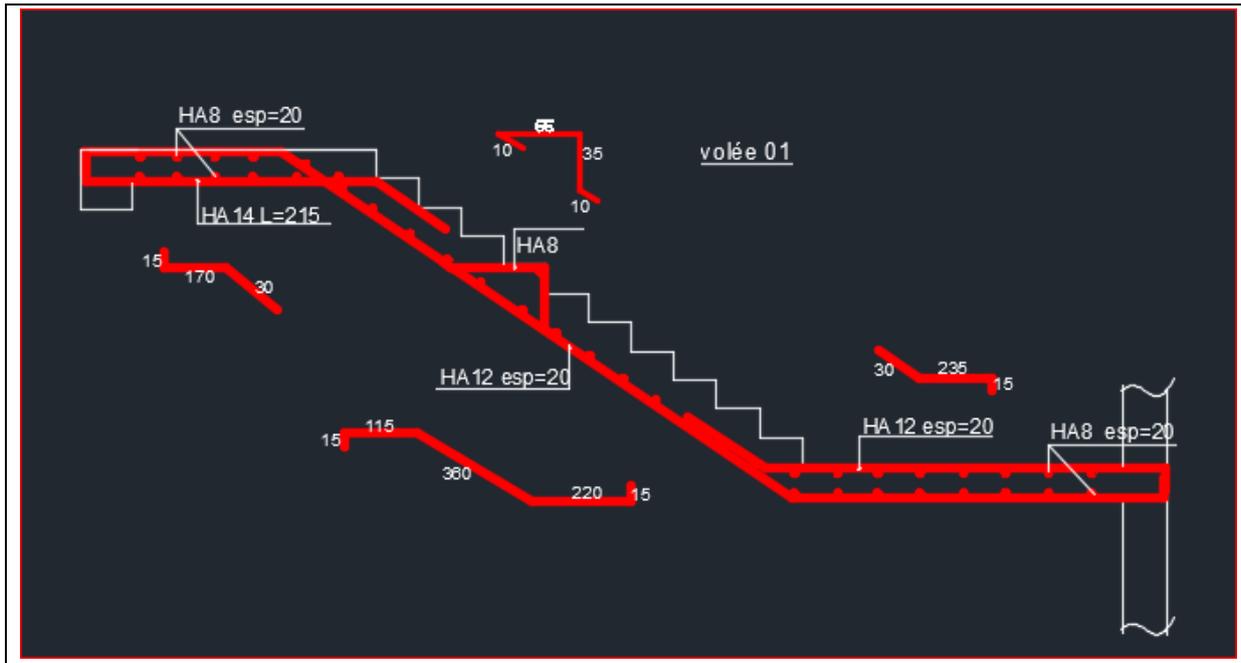


Figure (VII.17) : ferrailage volée "A".

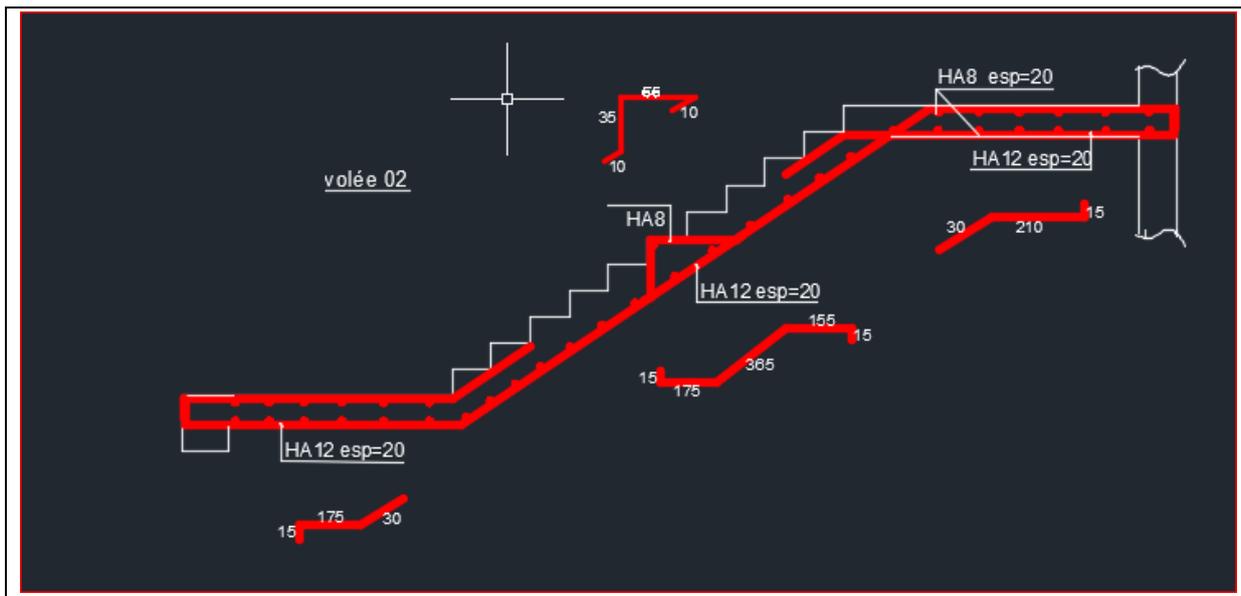


Figure (VII.18) : ferrailage volée "B".

VIII.5.3 Étude de poutre palière :

VIII.5.3.1 Pré dimensionnement :

D'après le **B.A.E.L** :

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

L : portée entre nus de la poutre palière → L= 4m

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

D'où: $26,6 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$

On prend: **$h = 30 \text{ cm}$**

$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

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

❖ **Exigences du RPA99 v.2003 :**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{O.K}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière (**$30 \times 30 \text{ cm}^2$**)

VIII.5.3.2 Ferraillage de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

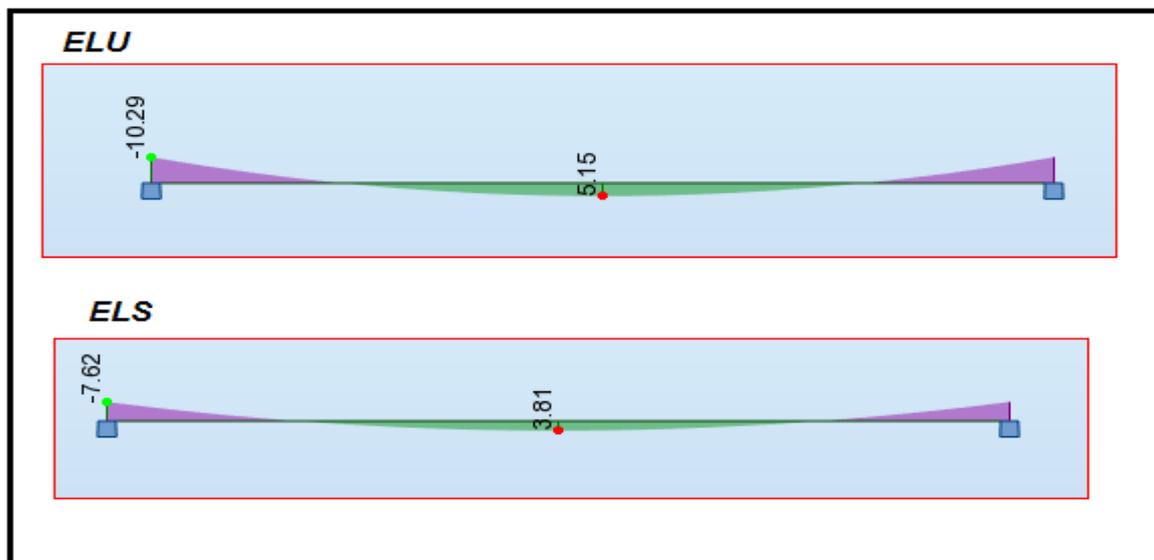
❖ **Calcul a la flexion :**

Les charges revenant à la poutre :

- **Poids propre de la poutre :** $25(0,3 \times 0,25) = 1,87 \text{ KN/ml}$.

- **Poids du mur (simple paroi) situé sur la poutre :** $1,88 \times 0,51 = 0,95 \text{ KN/ml}$.

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après



Figuer (VII.18) :Sollicitations poutre palière.

D'après le programme Robot EXPERT BA, on obtient les résultats suivants :

	ELU	ELS	C (cm)	AS cal (cm)	AS	ON ADPT
MT	5,15	3,81	3	1	3,39	3HA12
MA	-10,29	-7,62	3	1,2	3,39	3HA12

Tableaux : Ferrailage de la poutre palière.

VIII.5.3.3 Condition non fragilité :

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

FC28 (Mpa)	FT28 (Mpa)	FE (Mpa)	B (cm)	H (cm)	C (cm)	D (cm)	Asmin (cm ²)	AS (cm ²)	VERIFICATION
25	2,1	400	30	30	3	27	0,978075	3,39	OK

Tableaux : Condition non fragilité

VIII.5.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

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

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant

VU (KN)	B (cm)	D (cm)	τ_u (KN/cm ²)	τ_u barr (KN/cm ²)	VERIFICATION
15,44	30	27	0,01906173	2,5	OK

Tableaux : Vérification de l'effort tranchant

VIII.5.3.5 Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right) = \min(11,43; 30; 12)$$

$$\emptyset_t \leq 11,43 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

VIII.5.3.6 L'espacement :

D'après le B.A.E.L

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(27; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 27 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot x \cdot f_e}{0,4 \cdot x \cdot b} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{1 \times 400}{0,4 \times 30} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) \Rightarrow S_t \leq \min(27; 33,33) \Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

Alors : $S_t = 15 \text{ cm}$

VIII.5.3.7 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\bar{\sigma}_b$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{b \text{ barr}}$ (MPA)	VERIFICATION
TRAVEE	3,81	3,39	30	30	3	1,6	15,7407407	OK
APPUIS	-7,62	3,39	30	30	3	1,6	15,74	OK

Tableaux : Vérification de la contrainte du béton.

VIII.5.3.8 Vérification de la flèche :

La flèche calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suit : } \Delta_{f \text{ adm}} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm avec : } L = 4 \text{ m}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

MG(kn*cm)	MP(kn*cm)	L(mm)	F adm (mm)	Δf (mm)	Vérification
3,81	3,81	4	8	0,7	OK

Tableaux : vérification de la flèche.

VIII.5.3.9 Calcul à la torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément réparti sur sa longueur, c'est le moment sur appuis de l'escalier.

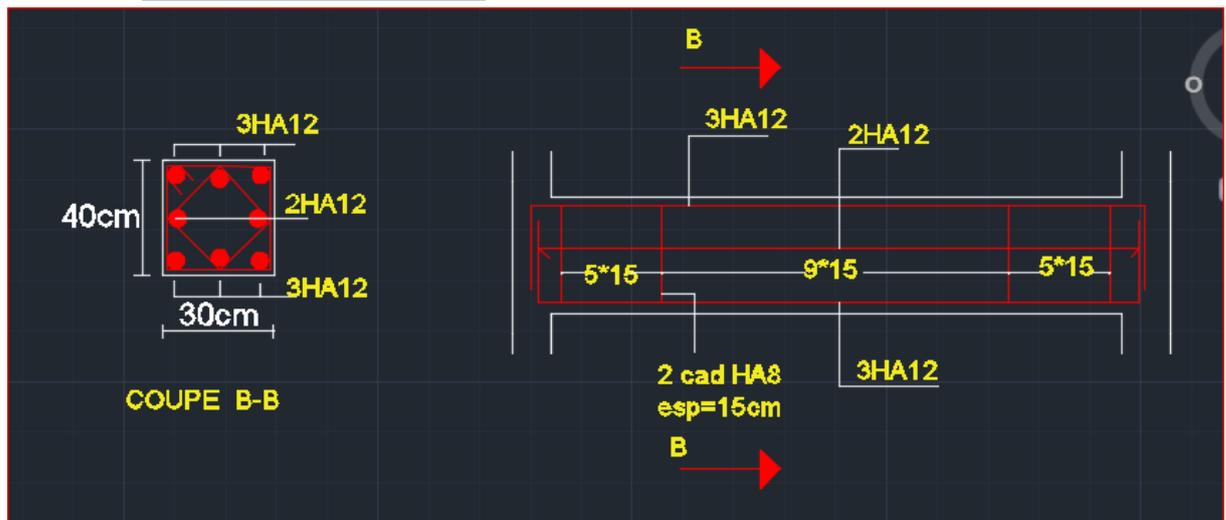
	M_{tor} (KN.m)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	$A_{s \text{ calculé}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm ²)
Appuis	-14,98	30	40	3	1,3	2HA12=2,26

Tableaux : ferrailage à la torsion de la poutre palière.

VIII.5.3.10 Longueur de recouvrement :

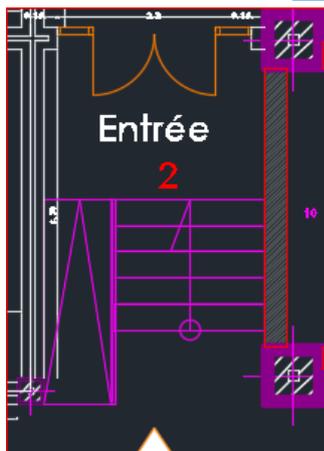
$$\text{pour } \emptyset = 12 \Rightarrow L_r = 40\emptyset_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

VIII.5.3.11 Schéma de ferrailage :



Figure(VII.19) :Ferrailage de la poutre palière.

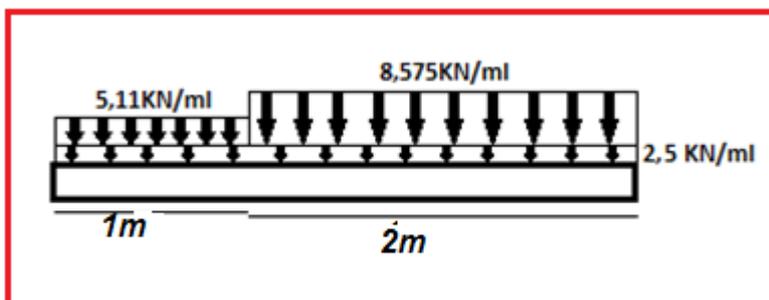
VIII.5.4 Escalier 02 :



Figure(VII.20) : escalier 2

VIII.5.4.1 Calcul des sollicitations :

Le chargement qui revient sur l'escalier :



Figure(VII.21) :schéma statique d'escalier

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après :

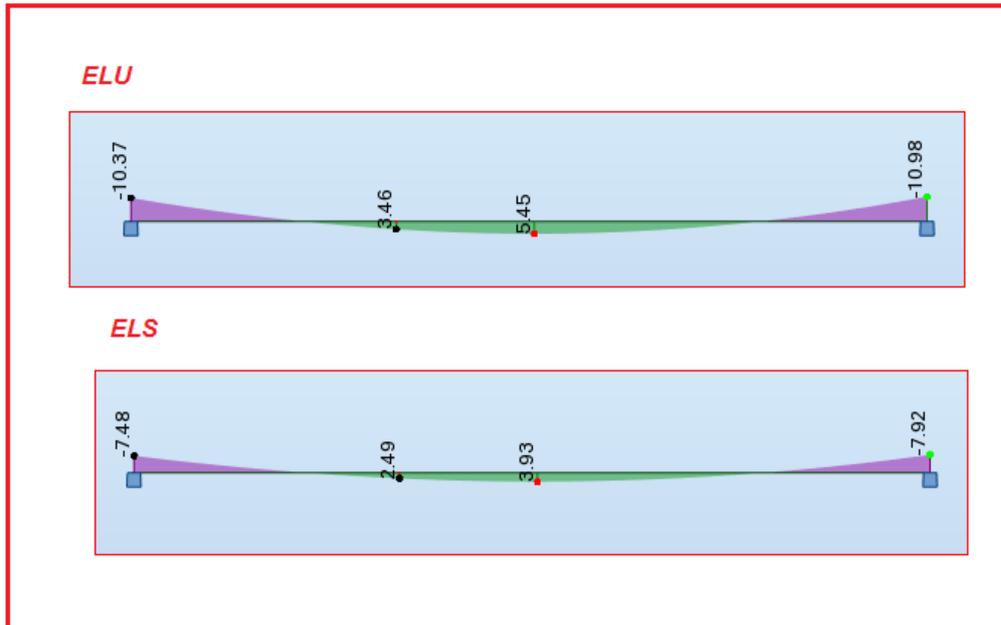


Figure (VII.22) : Sollicitations escalier 02

VIII.5.4.2 Le ferrailage à L'ELU ET ELS :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur $h=15\text{cm}$ (épaisseur du palier) et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul de la section d'armature se fait par le **Robot EXPERT BA**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU	ELS	AS	ON ADPT
MT	5,45	3,93	3,39	3HA120
MA	-10,98	-7,92	3,39	3HA13

Tableaux : moment sous l'escalier et ferrailage escalier

VIII.5.4.3 Condition non fragilité :

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

FC28(MPa)	FT28(MPa)	FE(MPa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm ²)	AS(cm ²)	VERIFICATION
25	2,1	400	100	20	3	17	2,05275	3,39	OK

Tableaux : Condition non fragilité en travée et appuis

VIII.5.4.4 L'espacement :

❖ **En travée :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm})$$

❖ **En appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm})$$

	ST cal (cm)	ST ch(cm)
TRAVEE	20	20
APPUIS	20	20

Tableaux : L'espacement

VIII.5.4.5 Les armatures de répartitions :

❖ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte **3HA8/ml** $\Rightarrow A_s = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **En appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte **3HA8/ml** $\Rightarrow A_s = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VIII.5.4.6 Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

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

VU(KN)	B(cm)	D(cm)	$\tau_u(\text{KN}/\text{cm}^2)$	$\tau_u \text{ barr}(\text{KN}/\text{cm}^2)$	VERIVICATION
22,15	100	17	0,0130294	0,25	OK

Tableaux : Vérification de l'effort tranchant

VIII.5.4.7 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{M_s \cdot y}{I}$$

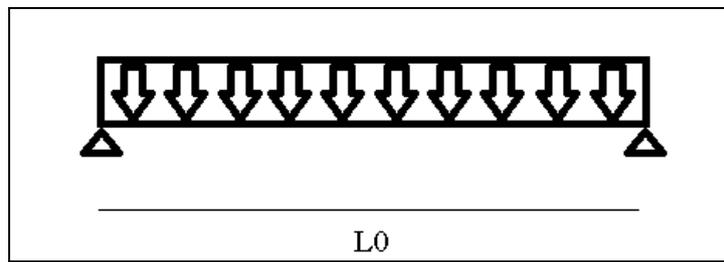
Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\overline{\sigma}_b(\text{KN}/\text{cm}^2)$	$\overline{\sigma}_b \text{ barr}(\text{KN}/\text{cm}^2)$	VERIFICATION
TRAVEE	3,93	3,39	100	20	3	0,6	1,5	OK
APPUIS	-7,92	3,39	100	20	3	0,6	1,5	OK

Tableaux : vérification de la contrainte du béton.

VIII.5.4.8 Vérification de la flèche :

La flèche des escaliers calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).



Figure(VII.23) :poutre simplement appuyée.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm avec : } L = 3 \text{ m}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Mg(KN)	Mp(KN)	ΔF (mm)	F(mm)	OBSERVATION	Vérification
3	3,93	0,3	6	OK	OK

Tableaux : Vérification de la flèche.

VIII.5.5 Étude de poutre palière :

VIII.5.5.1 Prédimensionnement :

D'après le **B.A.E.L** :

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

L : portée entre nus de la poutre palière $\rightarrow L = 3 \text{ m}$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

D'où: $20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

On prend: **h= 30 cm**

$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 7,2 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$

On prend : **b= 25 cm**

Exigences du RPA99 v.2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{O.K}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière **(30x25) cm²**

VIII.5.5.2 Ferraillage de la poutre palière :

La poutre palière c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion simple et à la torsion. La fissuration est peu nuisible.

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après D'après le programme Robot EXPERT BA, on obtient les résultats suivants :

	ELU	ELS	C (cm)	AS cal (cm)	AS CH(cm ²)	ON ADPT
MT	3,75	2,81	3	1	3,39	3HA12
MA	-8,29	-7,62	3	1,2	3,39	3HA12

Tableaux : Ferraillage de la poutre palière.

VIII.5.5.3 Condition non fragilité :

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

FC28 (Mpa)	FT28 (Mpa)	FE (Mpa)	B (cm)	H (cm)	C (cm)	D (cm)	Asmin (cm ²)	AS (cm ²)	VERIFICATION
25	2,1	400	30	30	3	27	0,978075	3,39	OK

Tableaux : Condition non fragilité

VIII.5.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

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

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant

VU (KN)	B (cm)	D (cm)	τ_u (KN/cm ²)	τ_u barr (KN/cm ²)	VERIFICATION
12,84	30	27	0,01709873	0,25	OK

Tableau: Vérification de l'effort tranchant

VIII.5.5.5 Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right) = \min(11,43; 30; 12)$$

$$\emptyset_t \leq 11,43 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

VIII.5.5.6 L'espacement :

D'après le B.A.E.L

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(27; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 27 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot x_b} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{1 \times 400}{0,4 \times 25} = 40 \text{ cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) \Rightarrow S_t \leq \min(27; 40) \Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

Alors : $S_t = 15 \text{ cm}$

VIII.5.5.7 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	σ_b (MPa)	σ_b barr(MPa)	VERIFICATION
TRAVEE	2,81	3,39	25	30	3	1,2	15,7407407	OK
APPUIS	-7,62	3,39	25	30	3	1,2	15,74	OK

Tableaux : Vérification de la contrainte du béton.

VIII.5.5.8 Vérification de la flèche :

La flèche calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm avec : } L = 3 \text{ m}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

MG(kn*cm)	MP(kn*cm)	L(m)	F adm (mm)	Δf (mm)	Vérification
3,81	3,81	4	6	0,8	OK

Tableaux : vérification de la flèche.

VIII.5.5.9 Calcul à la torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément réparti sur sa longueur, c'est le moment sur appuis de l'escalier.

	M_{tor} (KN.m)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	$A_{s\text{calculé}}$ (cm ²)	$A_{s\text{adopté}}$ (cm ²)
Appuis	-12,34	25	30	3	1,9	2HA12=2,26

Tableaux : ferrailage à la torsion de la poutre palière.

VIII.5.5.10 Longueur de recouvrement :

$$\text{pour } \emptyset = 12 \Rightarrow L_r = 40\emptyset_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

VIII.5.6 Etude de la rampe :

VIII.5.6.1 Ferrailage de la rampe :

		XX	YY		
	M ELU(KN)	M ELS (KN)	AS(cm ²)	ON ADPT	AS ch(cm ²)
TRAVE	-24,04	-17,39	5,6	5HA12	5,65
APPUIS	41,38	29,92	9,8	5HA12+3HA14	10,27

Tableau : section d'armatures

VIII.5.6.2 Condition non fragilité :

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

	FC28(Mpa)	FT28(Mpa)	FE(Mpa)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	D(cm)	Asmin(cm ²)	AS(cm ²)	VERIFICATION
TRAVE	25	2,1	400	100	20	3	17	2,05275	5,65	OK
APPUIS	26	2,16	400	100	20	3	17	2,1114	10,27	OK

Tableau :Condition non fragilité

VIII.5.6.3 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow$ fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

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

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant

B(cm)	H (cm)	FC28 (KN/cm ²)	VU (KN)	TUY (KN/cm ²)	TU BAR(KN/cm ²)	VERIFICATION
100	15	2,5	106,94	0,062905882	0,15	OK

Tableau:Vérification de l'effort tranchant

VIII.5.6.4 Espacement

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (3h; 33\text{cm})$$

S calculé(cm)	S CHOISIE(cm)
20	15

VIII.5.6.5 Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	MS (KN)	AS(cm ²)	B(cm)	H(cm)	C(cm)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ barr(MPa)	VERIFICATION
TRAVE	17,39	5,65	100	20	3	4,9	15,7407407	OK
APPUIS	29,92	10,27	100	20	3	6,8	15,7407407	OK

Tableau : Vérification de la contrainte du béton.

VIII.5.6.6 Vérification de la flèche :

La flèche calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

MP(KN)	MG(KN)	L(m)	F adm(mm)	Δf (mm)	Vérification
17,39	13,8	5,5	7,2	10,5	OK

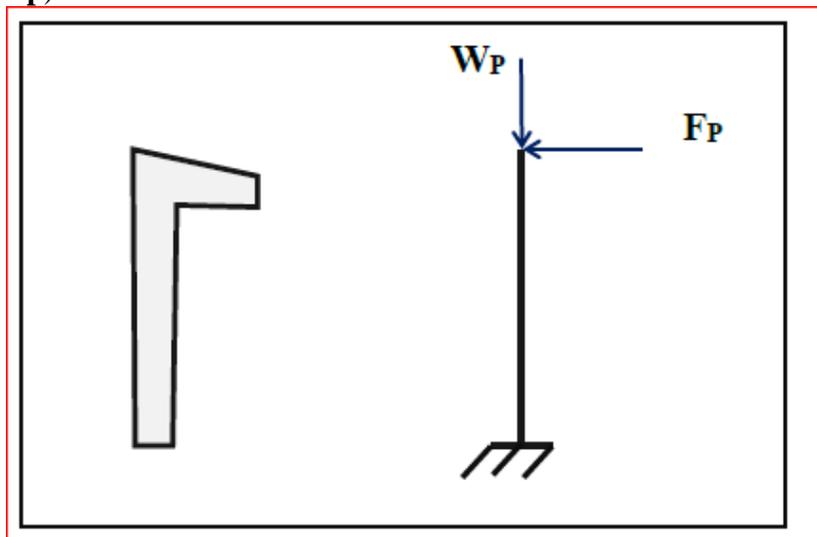
Tableau: résultat de la flèche

VIII.6 L'acrotère:

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il est conçu pour la protection.

VIII.6.1 Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (**G**), à une surcharge horizontale due à la main courante (**Q = 1KN ml**) et à une force sismique (**F_p**).



Figure(VII.24) Schéma statique de l'acrotère.

La force sismique ${}_p F$ est donnée par la formule suivante :

$${}_p F = 4 \cdot A \cdot C \cdot W \dots \text{ (Formule 6.3 du RPA99/V2003)}$$

- **A** Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99/V2003) $\rightarrow A = 0.2$

- **C_p** Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du RPA99/V2003) $\rightarrow C_p = 0.8$

- **W_p** Poids de l'acrotère $\rightarrow {}_p W = 2.32 \text{ KN ml}$

D'ou : $F_p = 1,48 \text{ KN/ml}$

Donc l'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.32 \text{ KN ml}$$

$${}_Q M_Q = 1 \times 0.6 = 0,6 \text{ KN.m ml}$$

$$M_{FP} = 1.48 \times 0.6 = 0,89 \text{ KN.m ml}$$

Les sollicitations de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

	ACC(G+Q+E)	ELU	ELS
N(KN)	2,32	3,13	2,32
M(KN*m)	1,49	0,9	0,6

Tableau : Sollicitation ns du calcul de l'acrotère

VIII.6.2 Ferraillage :

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

Rq : L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Le ferraillage calculé par ROBOT expert est :

AS=4,4 cm² PAR FACE

ON ASOPT 5HA 12 = 5,65 cm²

On adopte pour le ferraillage principal : **HA8 esp15**

On adopte pour le ferraillage répartition : **HA8 esp20**

VIII.6.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 1,48 = 2,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{La fissure est préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2220}{1000 \times 75} = 0,029 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

VIII.6.4 Vérification au séisme :

Selon le RPA :

$$F_p < 1,5Q \Rightarrow 1,48 \text{ KN} < 1,5 \times 1 \text{ KN} \Rightarrow 1,48 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{O.K}$$

VIII.6.5 Schéma de ferrailage :

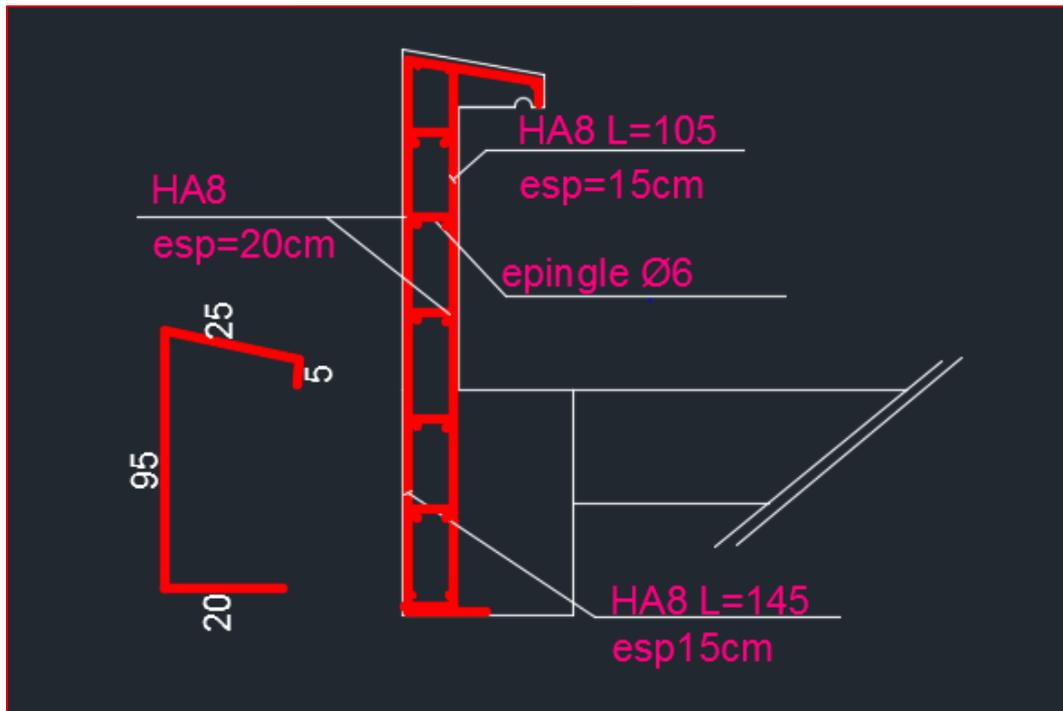


Figure (VII.25) : ferrailage de l'acrotère

VIII.7 Conclusion

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue. Concernant les éléments secondaires, en plus des conditions qu'on a vérifiées, il faut assurer le confort et le bien-être.

IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION

CHOIX DE TYPE DE FONDATION

ETUDE DU RADIER NERVURE

IX.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 ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

IX.2 Classification des fondations :

IX.2.1 Fondations superficielles

IX.2.1.1 Les semelles isolées :

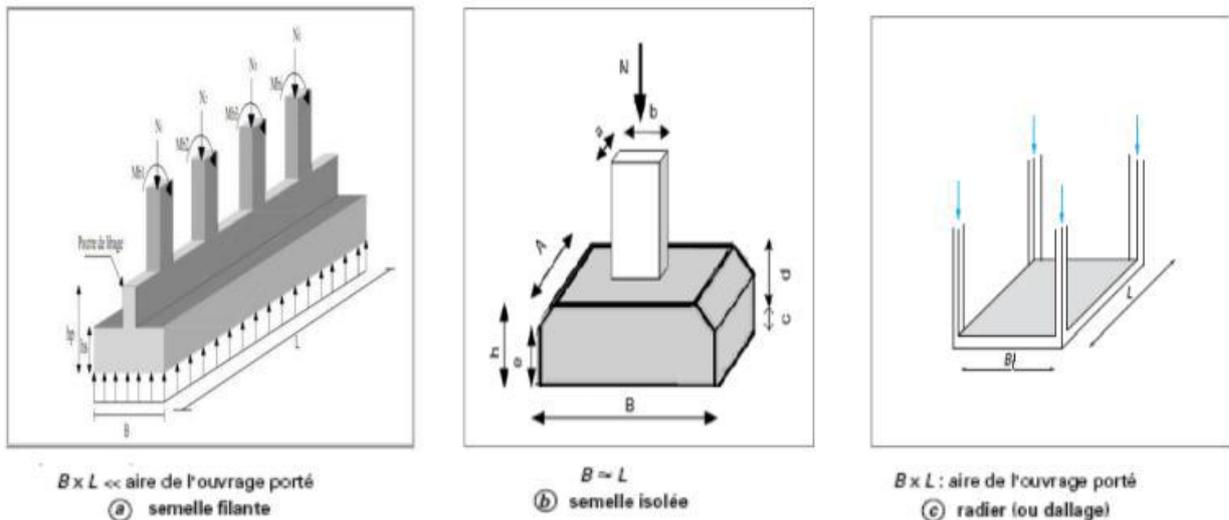
Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles Circulaires (de diamètre B).

IX.2.1.2 Les semelles filantes :

Généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$).

IX.2.1.3 Les radiers ou dallages :

De dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



Figure(VIII.1) :les différent type de fondation
Types de fondations superficielles

IX.2.2 Fondations profondes :

- Fondations sur puis (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes).

IX.3 Choix du type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend du :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier nervurée en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable

IX.4 L'étude géologique du site à donner :

Les contraintes admissibles du sol ... $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ bars}$

Profondeurs de la fondation doit être supérieur à ... $D = \frac{H}{10}$

Avec H hauteur totale de la structure

IX.5 Combinaison de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne [7], Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

G+Q±1.2E

0.8G±E

ELU

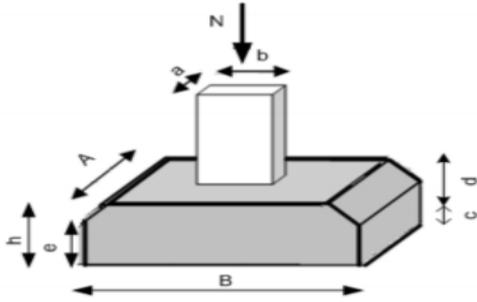
ELS

IX.6 Calcul des fondations :

IX.6.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$
$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$



Figure(VIII.2) Semelle isolé sous poteau

Avec :

(a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

σ_{sol} : Contrainte du sol

IX.6.2 Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) :

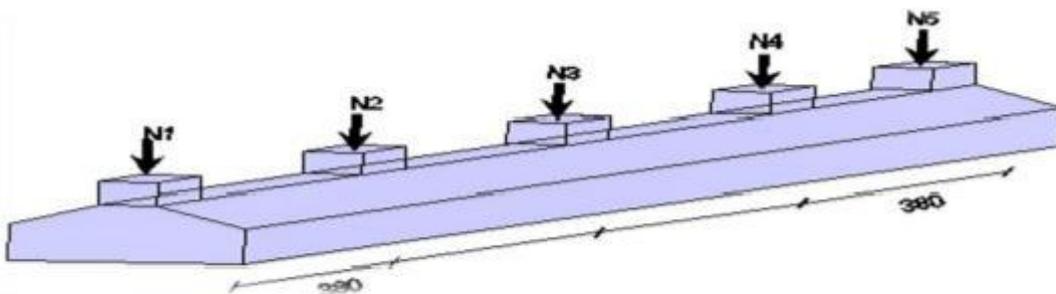
$N_{max} = 5113,39KN$: (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ROBOT) On a : a, b section du poteau $\Rightarrow a = b \Rightarrow A = B \Rightarrow a / b = A / B = K = 1$

$$B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}}$$

IX.6.3 Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6



Figure(VIII.3) Détail de la semelle filante

IX.6.3.1 Vérification du chevauchement

Surface totale de la tour à sa base : 678,96m²

$$S_s/S_b > 0,5$$

La surface totale des semelles dépasse **50%** de la surface totale de la tour ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

S_s : La surface totales des semelles.

S_b : La surface totale du bâtiment.

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment. Donc on adopte un radier nervuré comme fondation.

⇒ Nous proposons un radier nervuré dont la dalle est d'épaisseur 40 cm et les nervures (55x130) cm.

IX.6.4 *Modalisation du sol:*

Pour le coefficient d'élasticité du sol, on prendre: $K_s = 42000 \text{KN/m}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols dont la contrainte admissible est 2,1 bars.

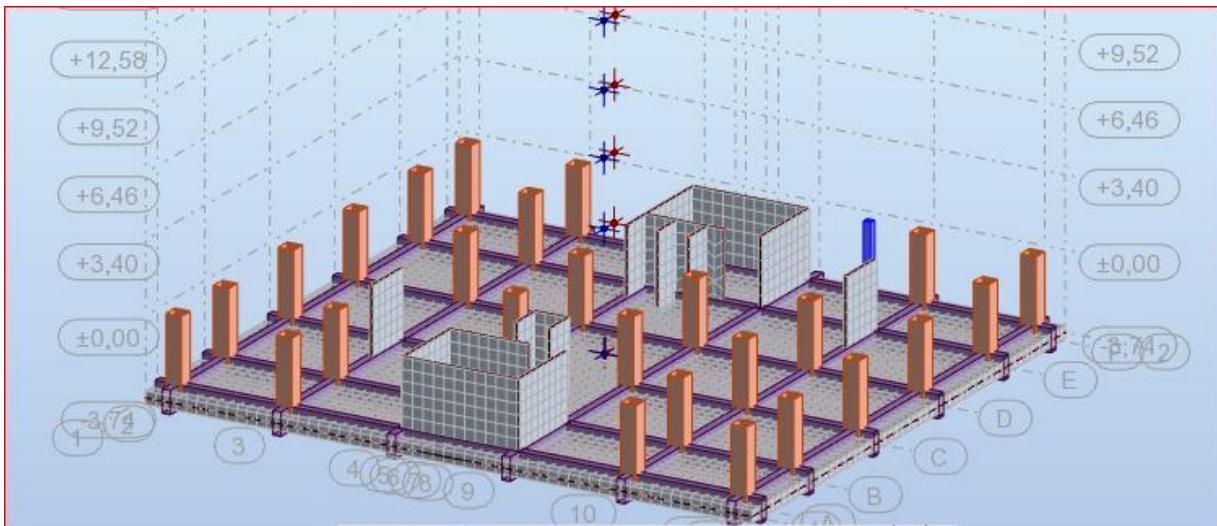


Figure VIII.4) :vue en 3D du radier.

IX.6.5 *Vérification de la contrainte du sol :*

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol:

$$\overline{\sigma}_{ELS} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

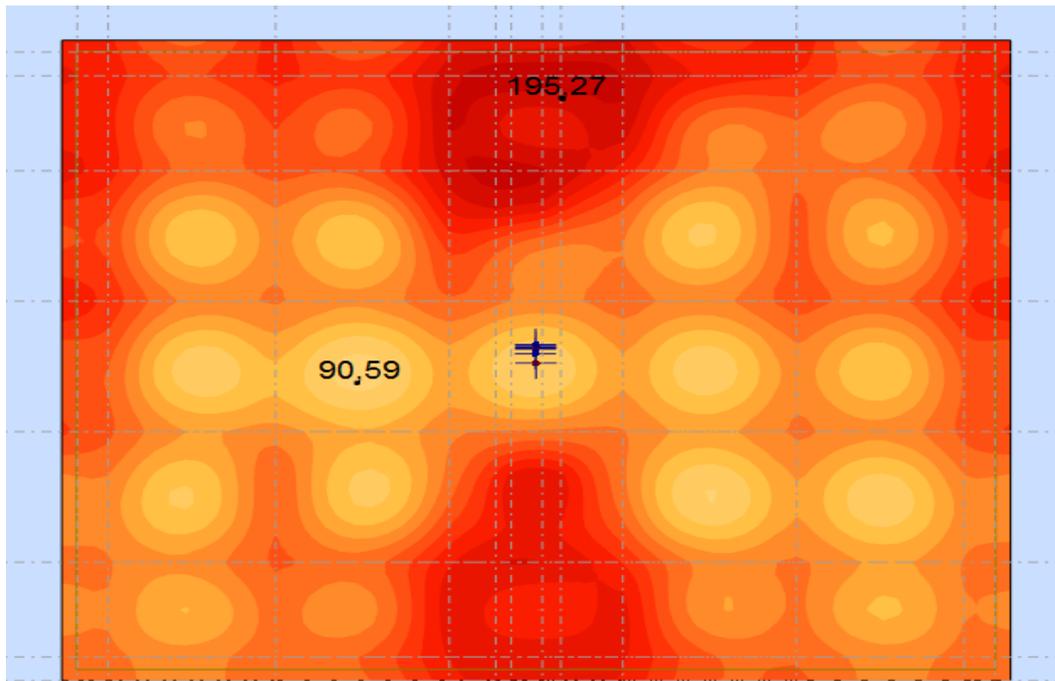
$$\overline{\sigma}_{ELS} = (3 * \sigma_{max}) + \sigma_{min} / 4$$

Avec:

$\overline{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

$\overline{\sigma}_{ELS}$: La contrainte sous radier à L'ELS.

D'après le logiciel Robot on a obtenu les résultats suivants:



Figure(VIII.5) : réaction de sol aELS.

IX.6.5.1 Vérification de contrainte de sol ELS :

$\sigma_{els}(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_{sol}(\text{KN/m}^2)$	OBS
0,195	0,21	OK

Tableau (VIII.1) : vérification de contrainte de sol

On remarque que la contrainte sous radier est inférieure à la contrainte admissible. Donc on peut passer au ferrailage du radier.

IX.6.5.2 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$w \geq F_s * \partial * L * S$$

Avec : $W = W_{bat} + W_{rad} + W_n$

$$W_{rad} = \gamma_b * S_{rad} * H_n = 25 * 826,2 * 1,3 = 26851,5 \text{ KN}$$

$$W_n = \gamma_b * b * h * L = 25 * 0,55 * 1,3 * 28,6 = 402,18 \text{ KN}$$

$$W_{bat} = 138299,41 \text{ KN}$$

Avec : W_{rad} : poids de radier

W_n : poids de la nervure

W_{bat} : poids de la structure

$F_s = 1,5$ coefficient de sécurité

$\partial = 1 \text{ t/m}^2$: poids volumique d'eau

$Z = 5\text{m}$: hauteur d'encrage de radier

S_{rad} : surface de radier

L : longueur totale de la nervure

$$F_s * \partial * L * S = 61965 \text{ KN}$$

$W \geq 61965$ condition vérifier

Pas de risque de soulèvement

IX.6.5.3 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :

$$e = \frac{N}{M} \leq \frac{B}{4}$$

Sens x-x : $e = \frac{4,39}{88,95} \leq \frac{28,6}{4} \rightarrow 0,049 < 0,71 \dots\dots\dots \text{OK}$

Sens y-y : $e = \frac{2,64}{83,36} \leq \frac{28,6}{4} \rightarrow 0,031 < 0,715 \dots\dots\dots \text{OK}$

IX.6.6 -Ferrailage du radier nervurer :

Le radier se calculer comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol.

IX.6.7 - Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage du radier est fait en flexion simple par le moment des deux directions M_{x-x} et M_{y-y} . Le calcul se fera une dalle travaille dans deux direction et le ferrailage sera pour une bande de largeur $b=100\text{cm}$ $h=40\text{cm}$. La fissuration est préjudiciable.

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

IX.6.7.1 Direction xx:

IX.6.7.1.1 Les moments M_{xx} à ELU et ELS :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

DIRECTION		MT(KN.m)	MA(KN.m)
XX	ELU	121,62	156,86
	ELS	88,95	115

Tableau(VIII.2) : Sollicitations du radier selon xx

Calcul des armatures :

IX.6.7.1.2 Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (40x 100) cm^2 dans la direction XX'

D'après le programme Robot expert BA, on obtient les résultats suivants :

	AS (cal)(cm^2)	ON ADOPT	AS (CH)(cm^2)
Travée	12,8	7HA16	14,07
Appuis	8,26	6HA14	9,24

Tableau(VIII.3) : Ferrailage du radier (cm^2).

IX.6.7.1.3 L'espacement :

Sens x-x :

En travée :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14 \text{ cm} < \min (3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

IX.6.7.2 Les moments Myy à ELU et ELS :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

DIRECTION		MT(KN.m)	MA(KN.m)
YY	ELU	112,42	126,23
	ELS	83,36	92,433

Tableau(VIII.4) : Sollicitations du radier selon y

IX.6.7.2.1 Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (40x 100) cm² dans la direction YY'. D'après le programme Robot expert BA, on obtient les résultats suivants :

	AS (cal)(cm ²)	ON ADOPTE	AS (CH)(cm ²)
Travée	13	9HA14	13,85
Appuis	14,5	8HA16	16,08

Tableau(VIII.5) : Ferrailage du radier (cm²).

IX.6.7.2.2 L'espacement :

❖ Sens YY' :

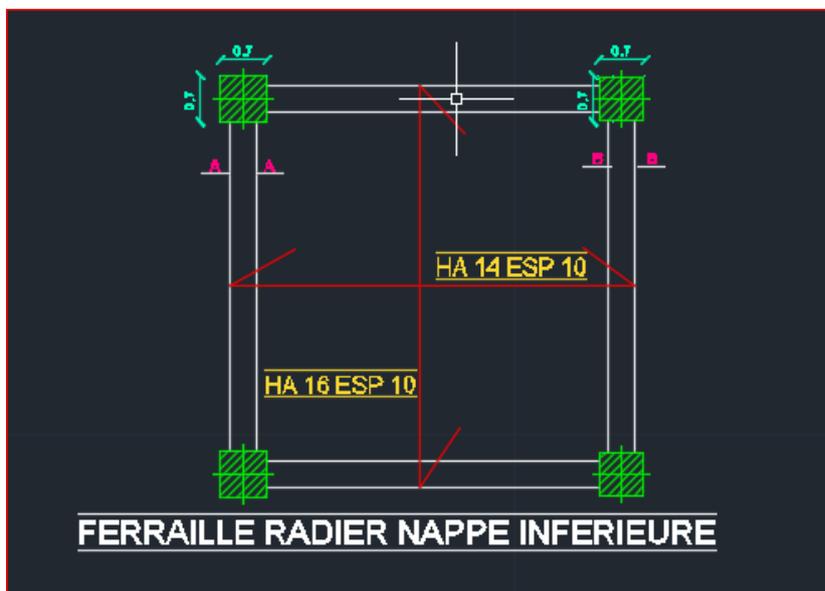
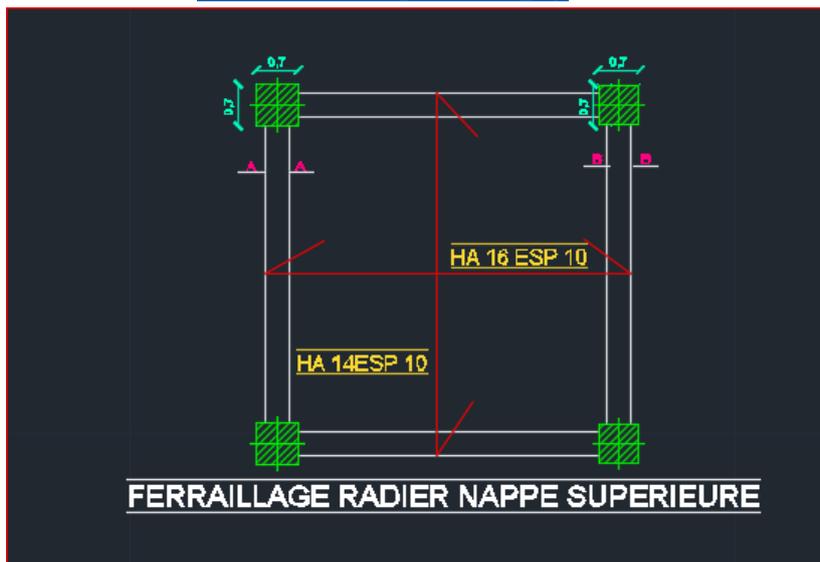
En travée :

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

IX.6.7.2.3 Le schéma de ferrailage/

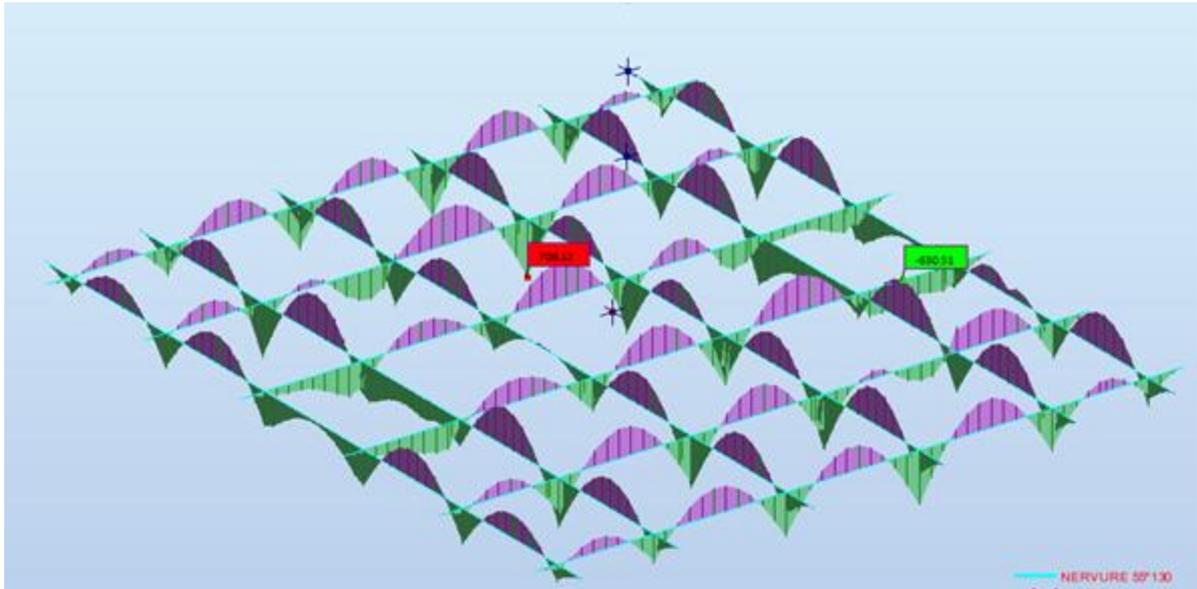


Figure(VIII.6) : Schéma de ferrailage de radier

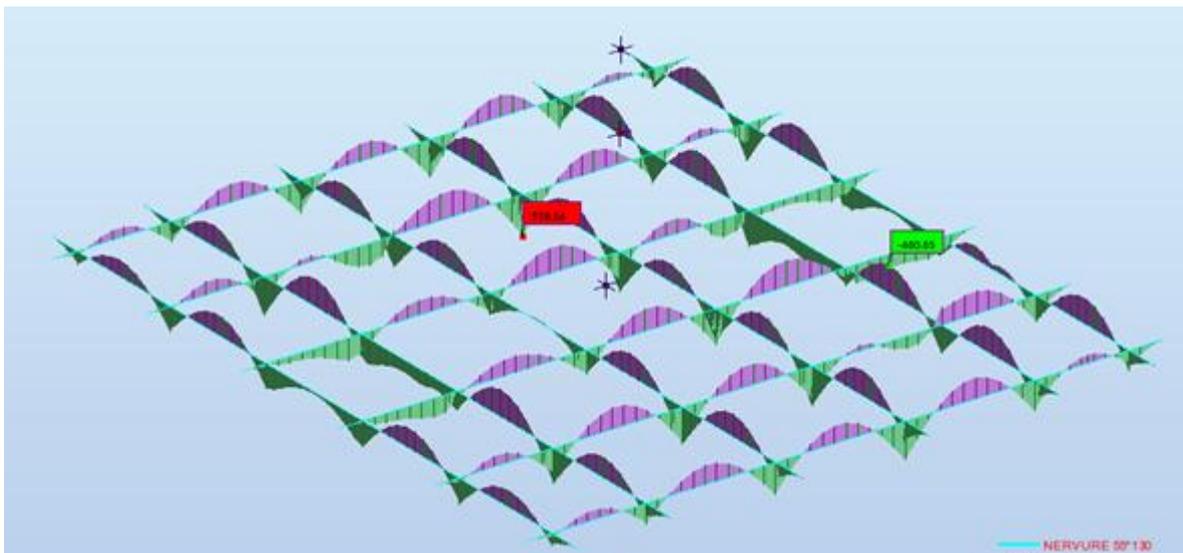
IX.6.8 Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel Robot. La fissuration est préjudiciable.

IX.6.8.1 Selon la direction XX'



Figure(VIII.7) : diagramme moment fléchissant des nervures a ELU .



Figure(VIII.8) : diagramme moment fléchissant des nervures a ELS.

Les résultats à l'ELS et ELU sont présentés sur le tableau suivant :

		M travée (KN*m)	M appuis(KN*m)
XX	ELU	630,51	706,12
	ELS	460,65	516,54

Tableau (VIII.6) : Sollicitations du radier (KN.m) selon XX'

D'après le programme Expert : Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	AS (cal)cm ²	AS (CH)cm ²	ON ADPT
TRAVEE	24	24,13	12HA16

APPUIS	27,1	28,15	14HA16
--------	------	-------	--------

Tableau (VIII.7) : Ferrailage des nervures selon XX'

IX.6.8.2 Selon la direction YY'

Les résultats des sollicitations à l'ELS et ELU sont présentés sur le tableau suivant :

		M travée (KN*m)	M appuis(KN*m)
YY	ELU	444,11	323,48
	ELS	481	352,52

Tableau(VIII.7) : Sollicitations du radier (KN.m) selon YY'

D'après le programme Expert : Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	AS (cal)cm ²	AS (CH)cm ²	ON ADPT
TRAVEE	16,6	18,1	9HA16
APPUIS	18,1	18,1	9HA16

Tableau(VIII.8) : ferrailage des nervures selon YY'

❖ Remarque :

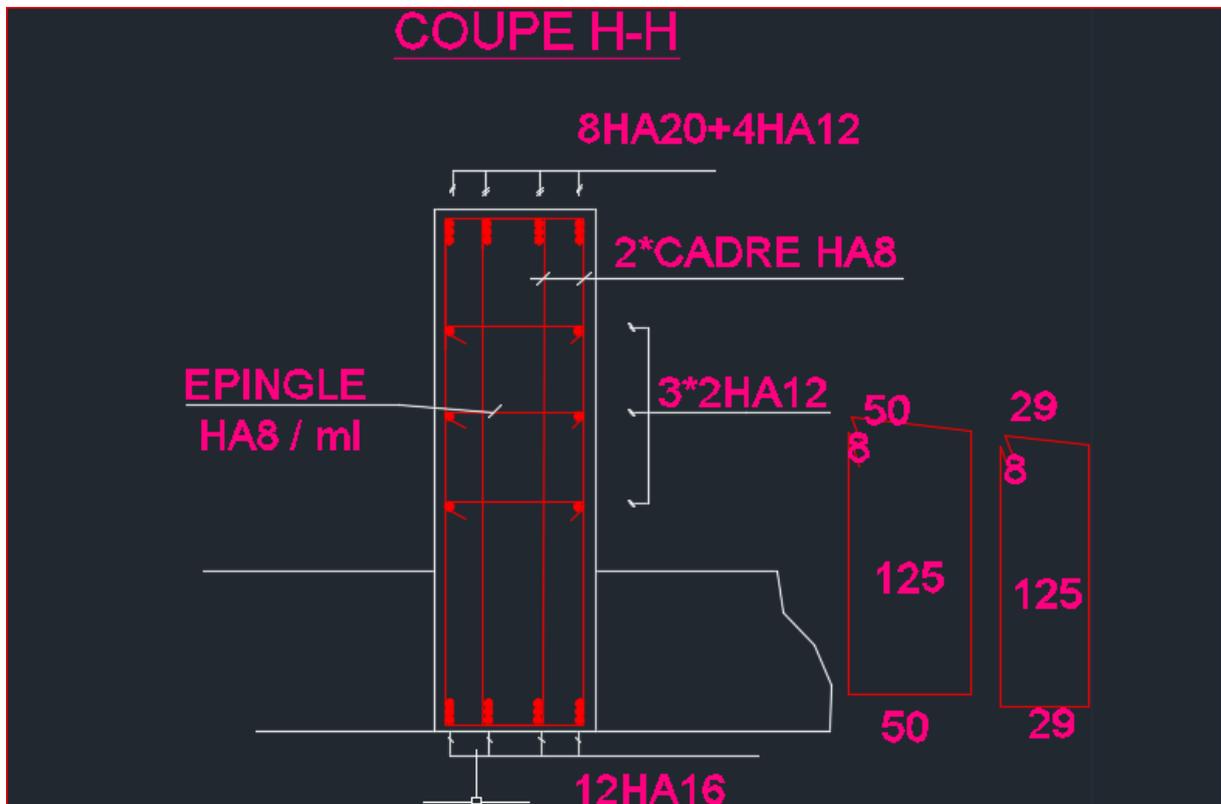
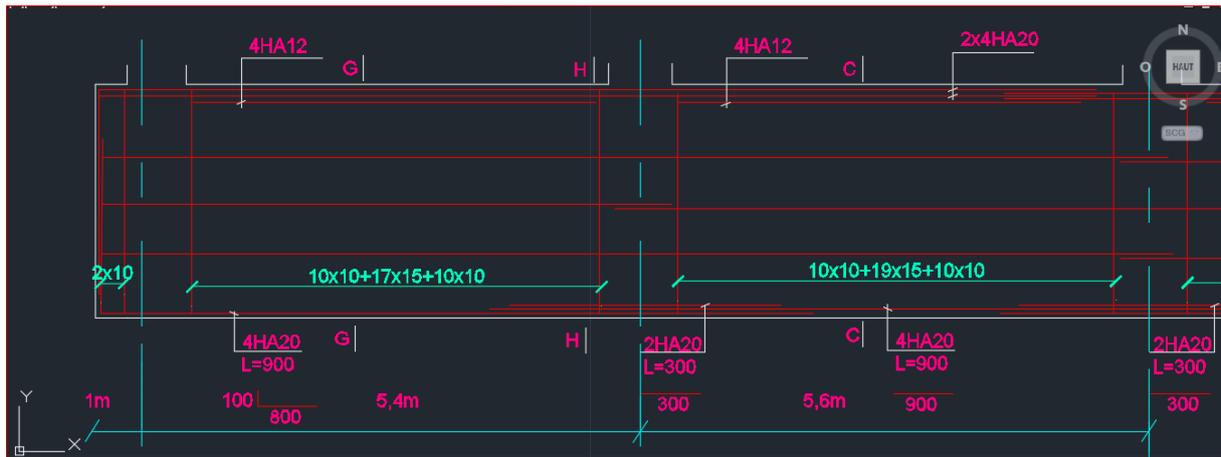
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi

mesurée perpendiculairement à leur direction

⇒ Soit : 3HA14 = 4.62 cm² par face.

IX.6.8.3 Le Schéma de ferrailage :



Figure(VIII.9) : LES VERVURE 55*130

X. Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout les logiciels de calcul « Etabs & Robot ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour

aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

XI. Bibliographie :

XI.1 Règlements et documents utilisés :

Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux règlements et documents suivants :

- **DTR-BC 2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- **DTR-BC 2.41** (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA93).
- **DTR-BC 2.48** (Règlement parasismique algérien RPA99/version2003).
- **DTR-BC 2.331** (Règle de calculs des fondations superficielles).

XI.2 Livre :

Bachir kebaili, LE BETON ARME AUX ETATS LIMITES

XI.3 Thèses :

-BENABED MOHAMED , BENABED ABDENOUR et BOUSBAI BILLEL, ETUDE D' UN BATIMENT EN C+16 A USAGE MULTIPLE A ANNABA

- *Harrat Oulfa ,Zeghaida Ferial ,Bekakria Abdelrahim*, ETUDE TECHNIQUE ET ADMINISTRATIVE D'UN BATIMENT R+5 EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION