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

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)
En Génie Civil
Option : Structure

THEME

ETUDE ET RENFORCEMENT D'UN BATIMENT (SS+R+4) A USAGE D'HABITATION

Etudié par :

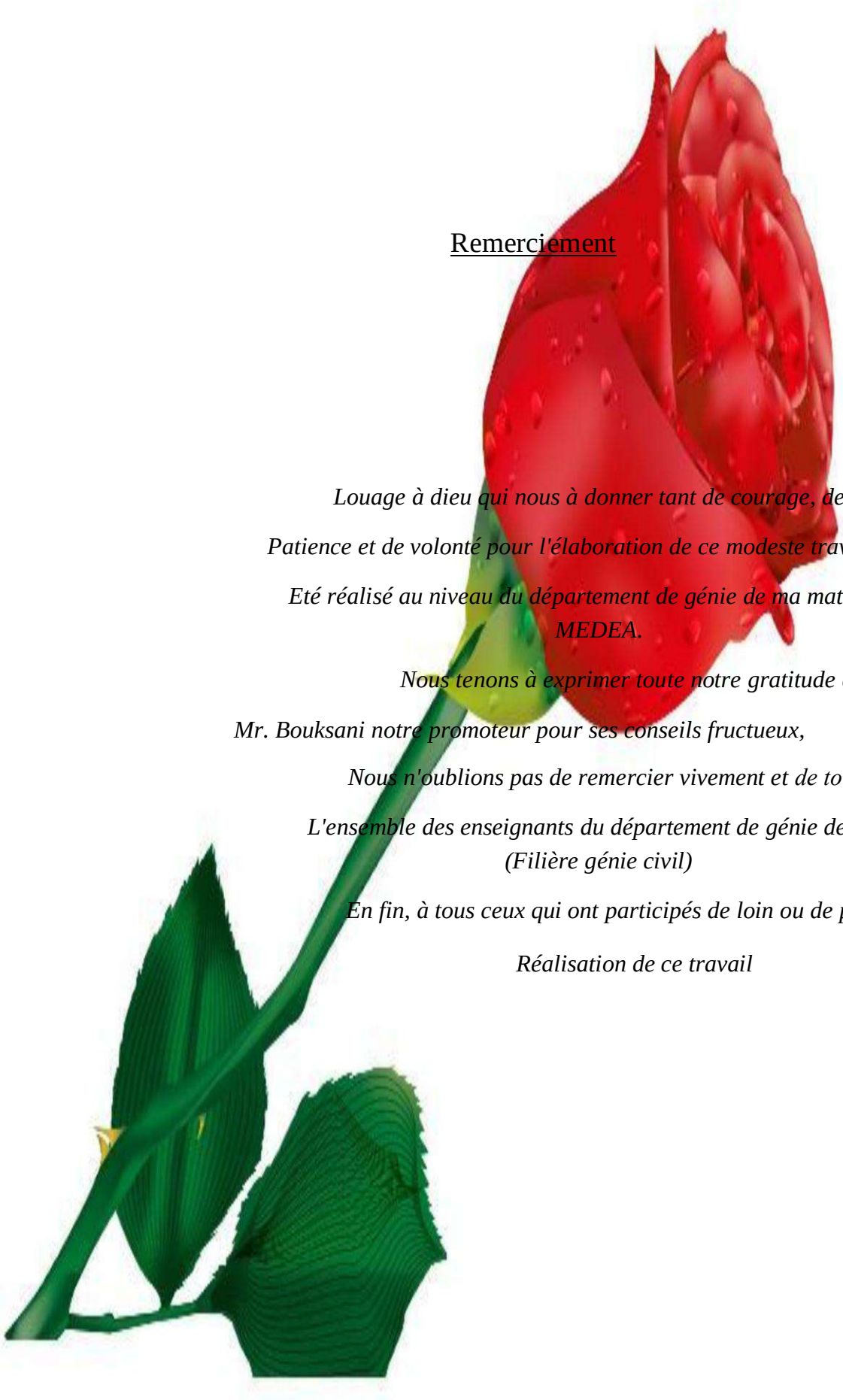
DOUA Souad

CHAOUCH Imene

Dirigé par :

Mr : BOUKSANI.M

Promotion Septembre
2018



Remerciement

Louage à dieu qui nous à donner tant de courage, de force, de

Patience et de volonté pour l'élaboration de ce modeste travail qui a

Eté réalisé au niveau du département de génie de ma matière de MEDEA.

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude a :

Mr. Bouksani notre promoteur pour ses conseils fructueux,

Nous n'oublions pas de remercier vivement et de tout cœur,

L'ensemble des enseignants du département de génie de ma matière (Filière génie civil)

En fin, à tous ceux qui ont participés de loin ou de près à la

Réalisation de ce travail

Les vues en plans des différentes étages :

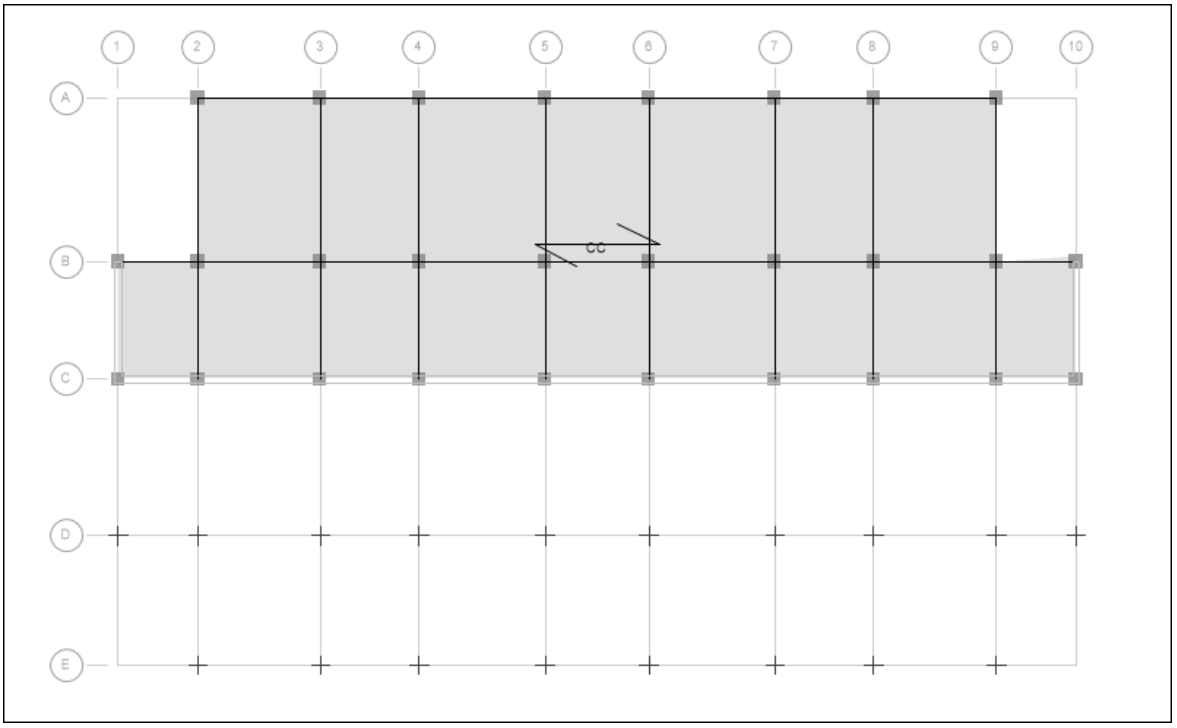


Figure 1: Vue en plan du 1er plancher (sous-sol)

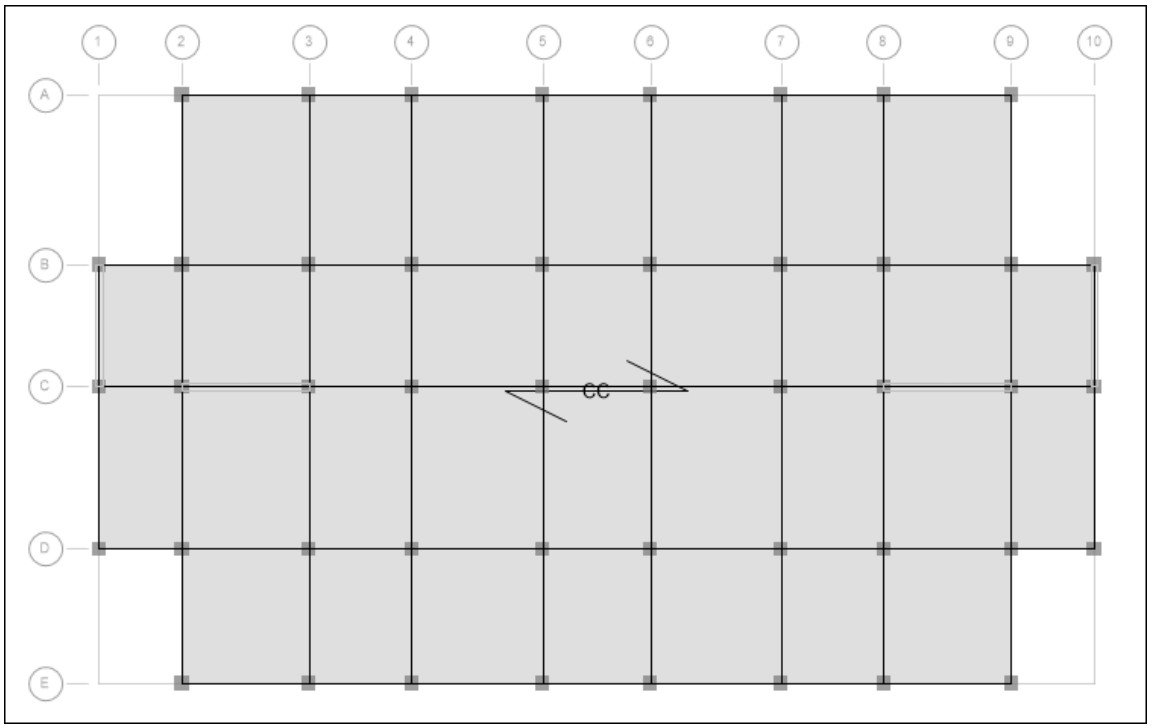


Figure 2: Vue en plan des planchers courants

Vues en élévation

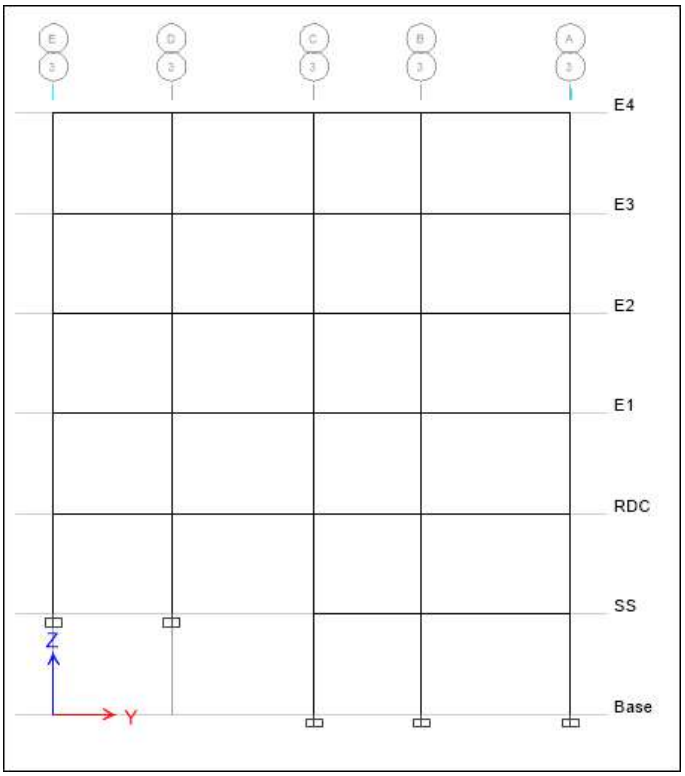


Figure 3 : Portique Axe 3

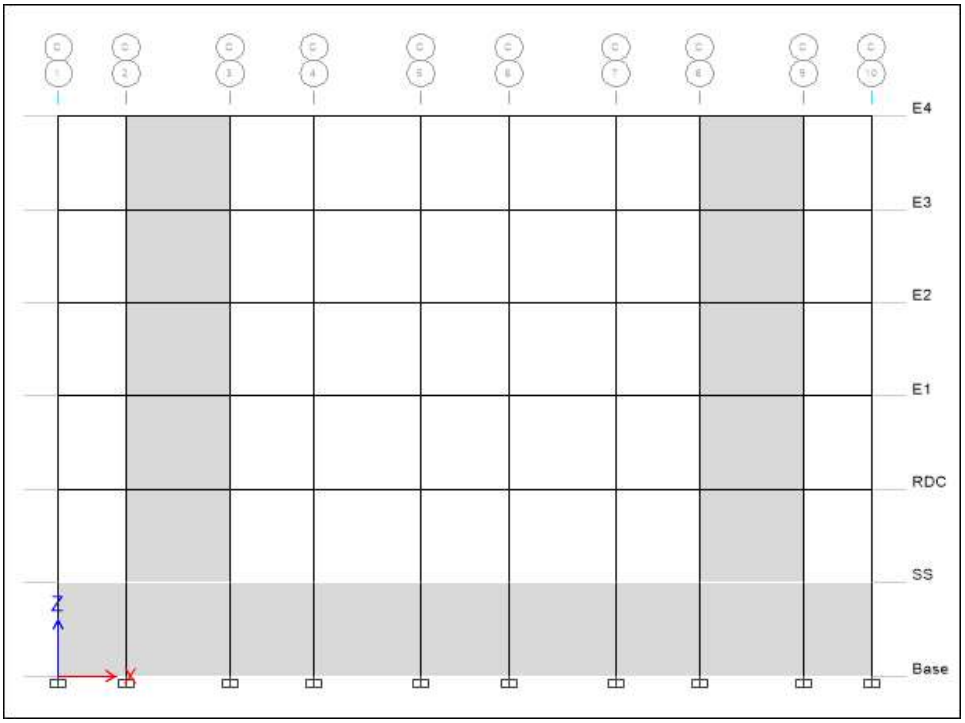


Figure 4 : Portique Axe C

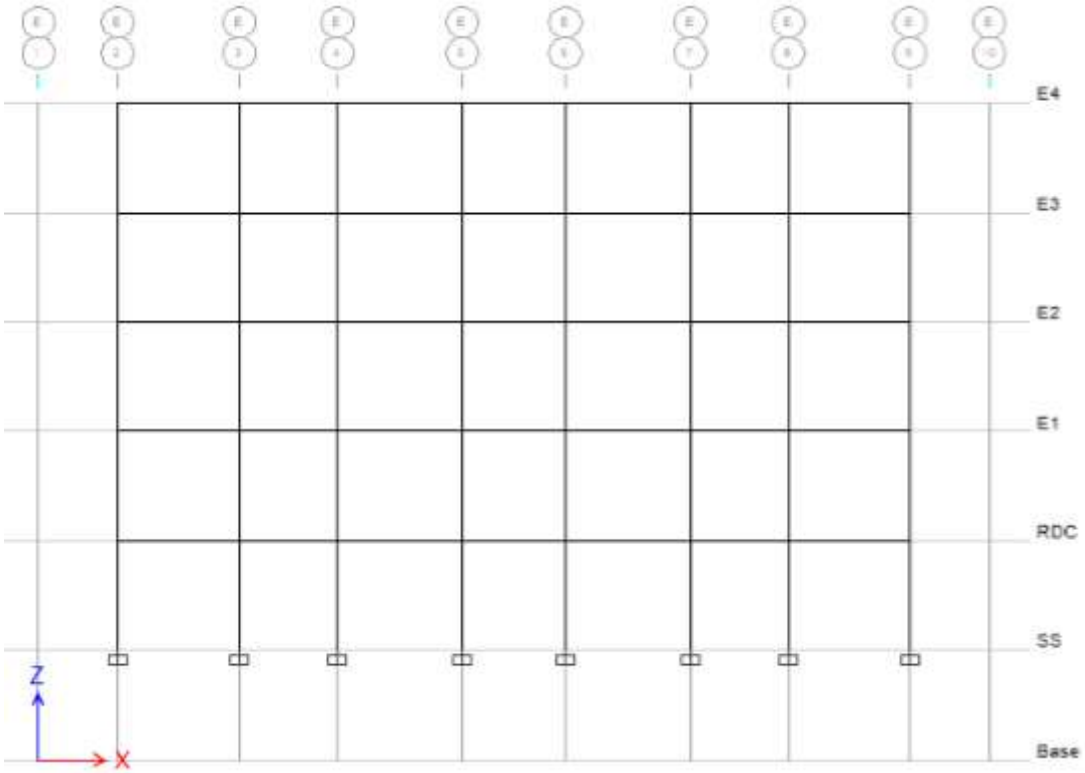
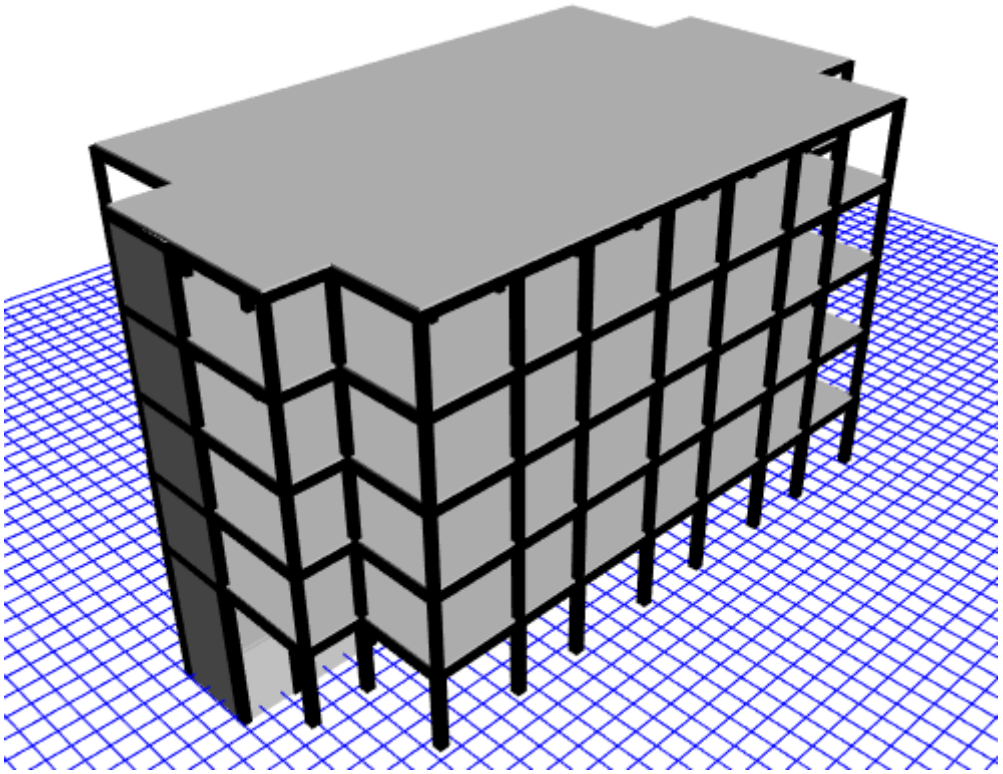


Figure 5 : Portique axe 3

Vues en 3D :



Introduction generale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+4 implanté en zone de sismicité moyenne (zone II_a), le bâtiment a une ossature auto stable en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape consiste à l'application de la méthode statique équivalente pour déterminer les charges sismiques (horizontale) et l'étude dynamique
- La quatrième et étape consiste à déterminer le ferraillage convenant et étudier l'infrastructure
- La dernière étape consiste à chemiser les poteaux ayant la résistance inférieure aux normes.

CHAPITRE I: présentation de l'ouvrage

I-1.Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un ouvrage implanté dans la commune de Draa Smar, wilaya de Médéa qui est classé en zone sismique IIa selon le règlement parasismique (RPA version 2003), les blocs sont constitués de 6 niveaux (sous-sol+R+4) destinés aux logements collectifs.

Les éléments porteurs de la structure sont composés de poteaux et poutres en béton armé et le contreventement est assuré par des voiles en béton armé.

Le plancher qui assure la transmission des charges horizontales aux éléments verticaux (diaphragme) sera réalisé en corps creux de 16+5

I-2.Description de l'ouvrage

- Longueur : 28.5m
- Largeur : 17m
- Hauteur : 19.44m
- Nombre d'étage : Sous-sol+R+4
- Hauteur d'étage : H = 3.24 m

I-3.Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux Règles technique de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93), les Règlement en vigueur en Algérie.

I-3-1.Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de Ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau, c'est le matériau de construction le plus Utilisé au monde, que ce soit en bâtiments ou en travaux publics ou dans les ouvrages D'art.

- Poids volumique D = 25
- Résistance du béton à la compression, Fc_{28} = 20Mpa
- Résistance du béton à la traction Ft_{28} = 1.80Mpa
- Module d'élasticité Ei= $2.98x10^4$ Mpa
- Coefficients de sécurité
  - Situation durable σ_b = 1.5
  - Situation accidentelle σ_b = 1.15

- Contraintes de calcul
  - Situation durable $\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 11.33$ Mpa
  - Situation accidentelle $\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{1.15} = 14.80$ Mpa

I-3-2.Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa Nuance, l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente trois types d'acier, acier a une surface lisse et acier a une surface rugueuse et les treillis soudes chacun ayant sa propre utilité, l'acier résiste à la traction.

- Nuance : feE400 fe = 400 Mpa
- Nuance : feE235 fe = 235Mpa
- Module d'élasticité Ei = 2.10×10^5 Mpa
- Coefficients de sécurité
  - Situation durable $\sigma_b = 1.15$
  - Situation accidentelle $\sigma_b = 1.00$
- Contraintes de calcul
  - Situation durable $\sigma_s = \frac{fe}{1.15} = 348$ Mpa
  - Situation accidentelle $\sigma_s = \frac{fe}{1.00} = 400$ Mpa

CHAPITRE II:Pré dimensionnement des éléments structuraux

II-1 .Pré dimensionnement :

Ce chapitre est une partie de pré-calcul des sections (dimensions) des différents éléments de la structure (planchers, poutres et poteaux). En basant sur les exigences posées par :

- CBA93
- RPA99/V2003
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".

II-1-1.Evaluation des charges et surcharges :

D'après le D.T.R (charges permanentes et charges d'exploitation).

II-1-1-1.Plancher terrasse (corps creux) :

a) Charges permanentes :

Tableau II-1 : charges permanentes de plancher terrasse

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé	0.04	0.68
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.3
4	Forme de pente	0.12	2.4
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	2.80
9	Revêtement en ciment plafond	0.15	0.27
	Poid Total G_T		6,45

b) Charge d'exploitation *:*

Q =1 KN/m^2

II-1-1-2. Plancher courant

a) Charges permanentes :

Tableau II-2 : charges permanentes de plancher courant

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage y compris mortier	0.04	0.60
3	Double cloison	0.10	0.90
4	Revêtement	0.15	0.54
5	Plancher en corps creux	0.20	2.80
6	Faux plafond	0.10	0.26
	Poid Total G_T		5.1

a) Charge d'exploitation :

Q =1.5 KN/m^2

II-1-2.Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une plateforme mince qui sépare entre 2 étages d'un bâtiment, il joue un rôle important en supportant les charges verticales et il les transmet aux éléments porteurs et on distingue 2 types :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

Dans notre étude on utilise les planchers à corps

II-1-2-1. Plancher à corps creux :

Pour son pré-dimensionnement on applique la formule suivante :

$(L/25) <= h_t <= (L/20)$,

Avec :

L : La portée maximale de la poutre (mesurée à nu des appuis).

h_t : Epaisseur du plancher.

On observant notre plan, on constate que L_{max}=3.30m

$(330/25) \leq h_t \leq (330/22.5)$

$13.2 \leq h_t \leq 14.6$

On prend h_t=20 cm.

Puisque ce plancher est à corps creux donc on le choisi du type (16+4) cm.

H= 16cm : hauteur du corps creux.

h_0= 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

II-1-3 .Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux sous forme rectangulaire ou en Té, elles sont capables de résister aux différentes sollicitations (verticales ou horizontales).

Pour la prédétermination de la section des poutres on utilise les lois suivantes :

a) Pour sa hauteur :

b) $(L/15) \leq h \leq (L/10)$

b) Pour sa largeur :

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

On doit aussi respecter la condition imposé par le RPA99-VERSION 2003 (Art 7.5.1). donc on vérifie :

$b \geq 20cm$.

$h \geq 30cm$.

$h/b<4$.

II-1-3-1 .Poutres Principales :

On a L=4.40cm.

$(440/15) \leq h \leq (440/10)$

$29.33 \leq h \leq 44$

h =35 cm

$0.3h < b < 0.7h$

$10.5 <= b <= 24.5$

b=30 cm.

Verification:

b =30 cm > 20cm. (c.v)

h=35cm > 30cm. (c.v)

h/b =1.16 < 4 (c.v)

La flèche : h/L> 1/16 35/440=0.074 > 0.0625

II-1-3-1.poutres secondaires :

On a Lmax=330cm.

(330/15) ≤h≤ (330/10)

22-≤h ≤10

h =30 cm

0.3h <b<0.7h

9<=b <=21

b=30 cm.

Vérification :

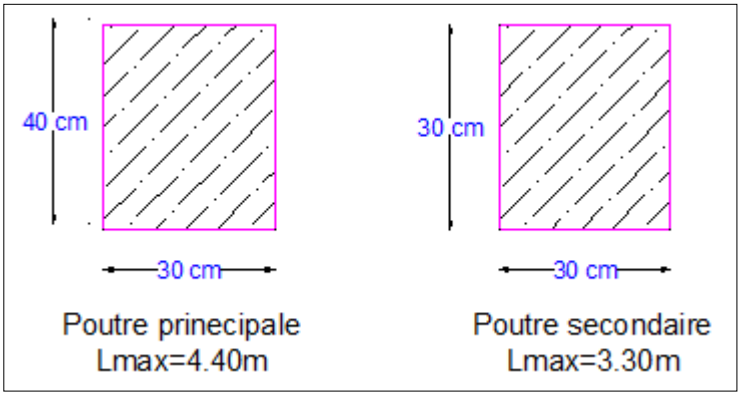
b =30 cm>20cm. (c.v)

h=30 cm > 30cm. (c.v)

h/b=1.00 < 4 (c.v)

La flèche : h/L> 1/16 30/330=0.090 > 0.0625.

Conclusion :



II-1-4.Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont sous-forme carrée, rectangulaire ou circulaire. On utilise généralement le poteau de forme carrée car il est la plus abordable question économique et il peut résister aux différentes sollicitations.

Leurs pré-dimensions sont basées sur le calcul de descente de charge en suivant des étapes bien précises :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau. (L'effort normal)
- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Dimensions des poteaux :

Niveau	4	3	2	1	RDC	SS
b	35	35	35	35	40	40
h	35	35	35	35	40	40

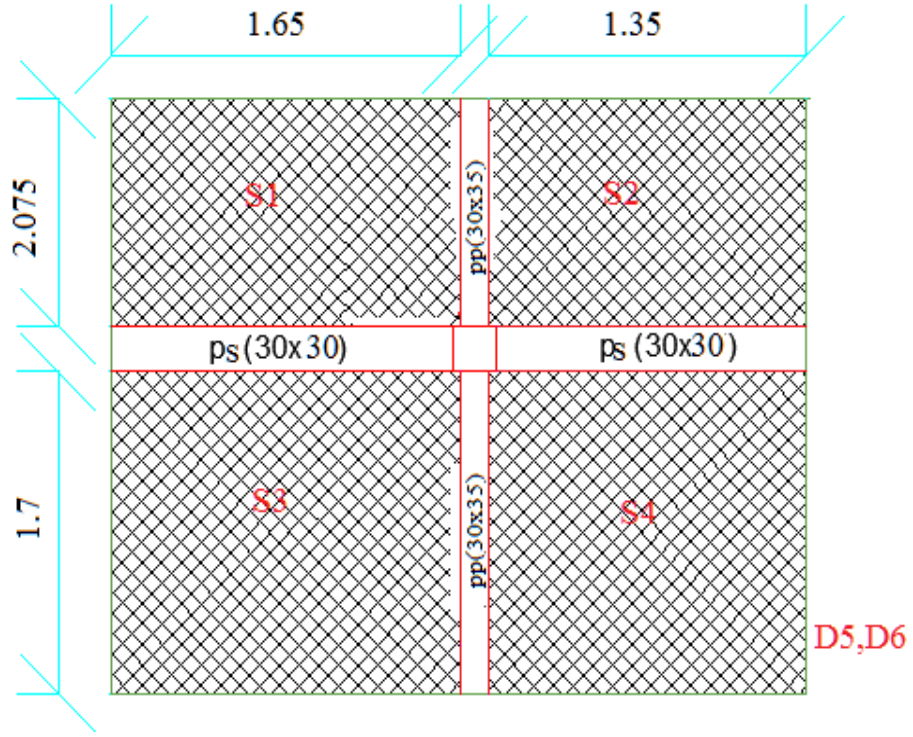


Figure II-4. Poteau le plus sollicité

La surface complète du plancher :

ST =4.175x3.4 = 14.195 m^2.

La surface du plancher :

Sp= (4.175_0.30)*(3.4_0.3) = 12.521 m^2.

II-1-4-1.Calcul des charges permanentes :

Etages	Gpoutres		Gplancher KN	Gpot KN	Gniveaux KN	Gcumulé KN
	pp	ps				
4	9.13	5.1	82.88	9.8	106.91	106.91
3	9.13	5.1	75.126	9.8	99.156	206.066
2	9.13	5.1	75.126	9.8	99.156	305.222
1	9.13	5.1	75.126	9.8	99.156	404.378
RDC	9.13	5.1	75.126	12.96	99.156	503.534
SS	9.13	5.1	75.126	12.96	99.156	602.69

II-1-4-2. Calcul des charges d'exploitations :

Selon le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation", on utilise la

Loi de dégression sur la charge d'exploitation et nous impose les lois suivantes :

$\sum Qn=Q0+ ((3+n)/2n) \sum_{i=1}^{n} Qi$, le coefficient (3+n)/2n

- Plancher terrasse : Q_0
- Plancher RDC : Q_0+Q_1

Dans notre cas :

	Q(KN)	(3+n)/(2n)	Qcumulé
4	Q0=14.195	_	14.195
3	Q1=21.29	1	35.485
2	Q2=21.29	0.95	54.645
1	Q3=21.29	0.90	71.678
RDC	Q4=21.29	0.85	86.581
SS	Q5=21.29	0.80	99.355

II-1-4-3.efforts normal ultime d'un poteau :

Nu = 1.35G+1.5Q avec $N_{ultime} = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II-4 : efforts normal ultime d'un poteau

Niveau	Gcumulé KN	Qcumulé KN	Nu KN	N_{ultime} KN
4	106.91	14.195	165.62	1618.59
3	206.91	35.485	332.556	1618.59
2	305.222	54.646	494.01	1618.59
1	404.378	71.678	653.42	1618.59
RDC	503.534	86.581	809.64	2183.78
SS	602.69	99.355	962.66	2183.78

II-1-4-4.vérification de la section du poteau :

a) Justification du poteau : Selon le CBA 93 ► Art [B.8.4.1.] ◄ :

Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression centrée

Avec : $Nu \leq \alpha [(Br. fc28 /0.9 \gamma b) + (A. fe / \gamma s)]$

Br : section réduite du poteau : [Br= (b-2) × (h-2)].

A : section d'acier comprime : [A=B/1000].

B : section de poteau.

α: coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\alpha = 0.85/1+0.2(\lambda/35)^2 \quad \text{pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.60\ (50/\lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : l'élancement mécanique : [$\lambda = L_f / i$].

L_f : Longueur de flambement : $0.7xL_0$ (le poteau le plus sollicite est intérieur de la structure)

i : rayon de giration ; i= b/√1

Longueur de flambement :

Les hauteurs d'étages sont : L_0=3.24m

Etages	section	$L_f=0.7xL_0$	i	λ
4	35x35	2.268	0.101	22.45
3	35x35	2.268	0.101	22.45
2	35x35	2.268	0.101	22.45
1	35x35	2.268	0.101	22.45
RDC	40x40	2.268	0.115	19.72
SS	40x40	2.268	0.115	19.72

Tableau II-5 : résume de justification du poteau

Etages	section	Br ($cm^{2)}$	λ	α	As (mm^2)	Nu bar
Terrasse	(35*35)	108900	22.45	0.785	122.5	1618.590
RDC	(40*40)	144400	19.72	0.799	160	2183.780

b) Vérification vis-à-vis RPA (Version 2003) :► Art [7.4.1] ◄

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h)>30	35> 30	C.V
Min (b, h)> he/20	35>16.2	C.V
0.25<b/h<4	0.25<1<4	C.V

Conclusion :

Les conditions de RPA 99 (Version 2003) sont remplies donc on adopte des poteaux de section (40 x 40) cm^2 pour le RDC et le 1er étage. Et de section (35x35) pour les autres étages.

Chapitre 03 : L'étude dynamique

III-1.Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Vue de la Structure en 3D :

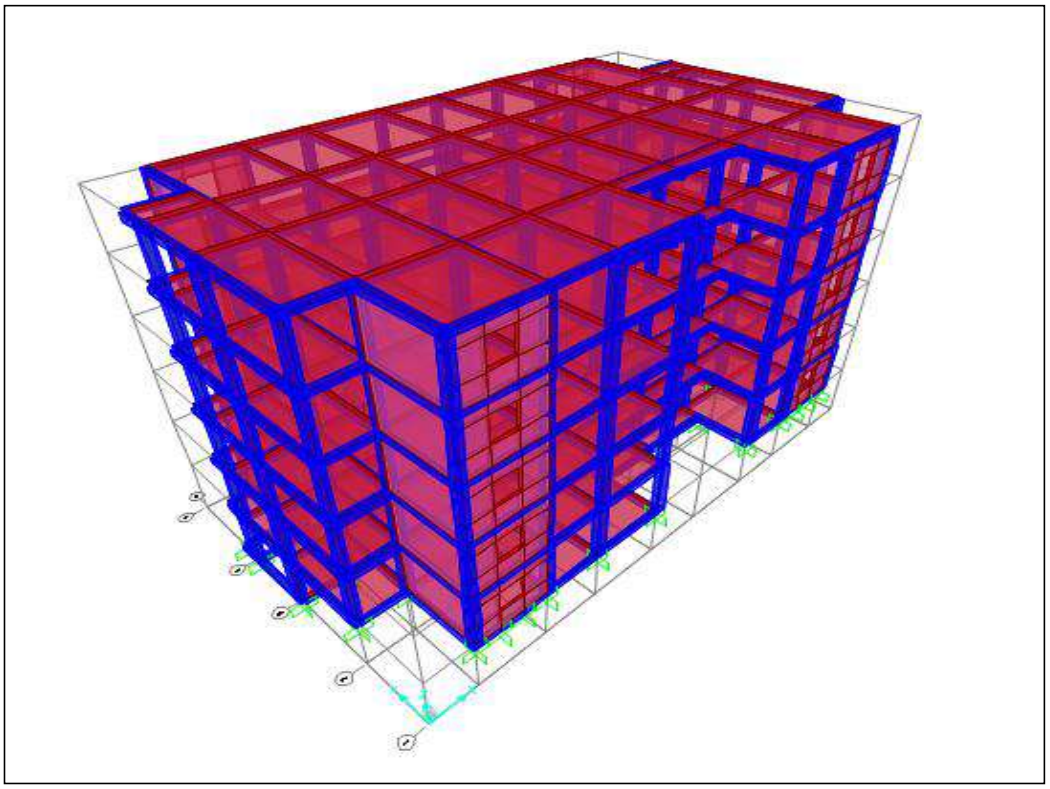


Figure III-1.Bâtiment R+4 en 3D

III-2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une Structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques Qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

-Le centre de Masse (G).

-Le centre de Torsion (R).

III-2-1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

III-2-2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

  Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

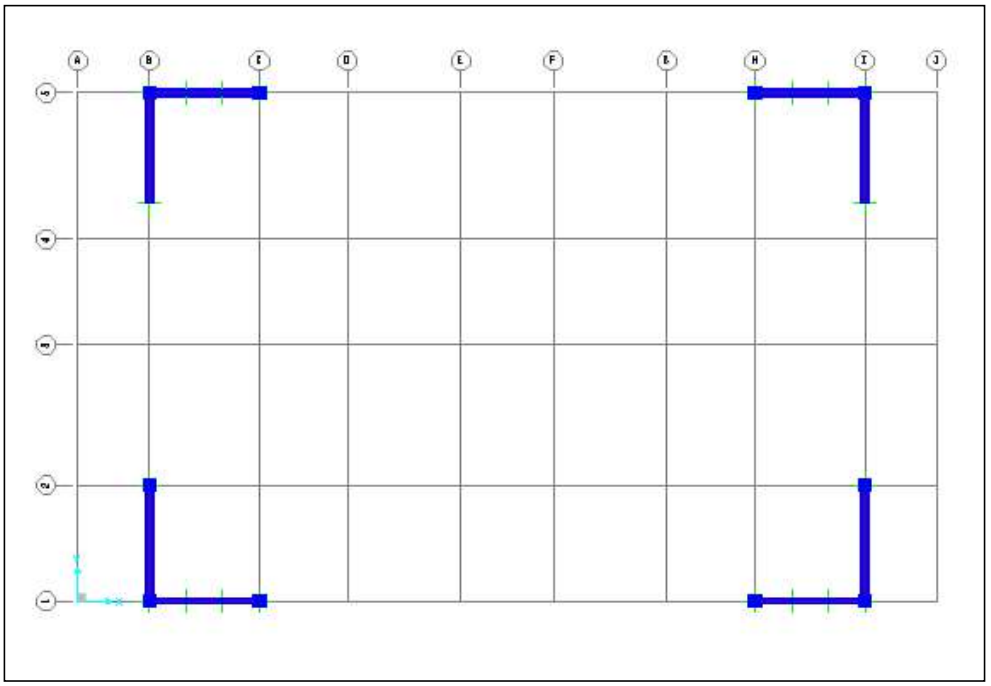


Figure III- 2.disposition des voiles

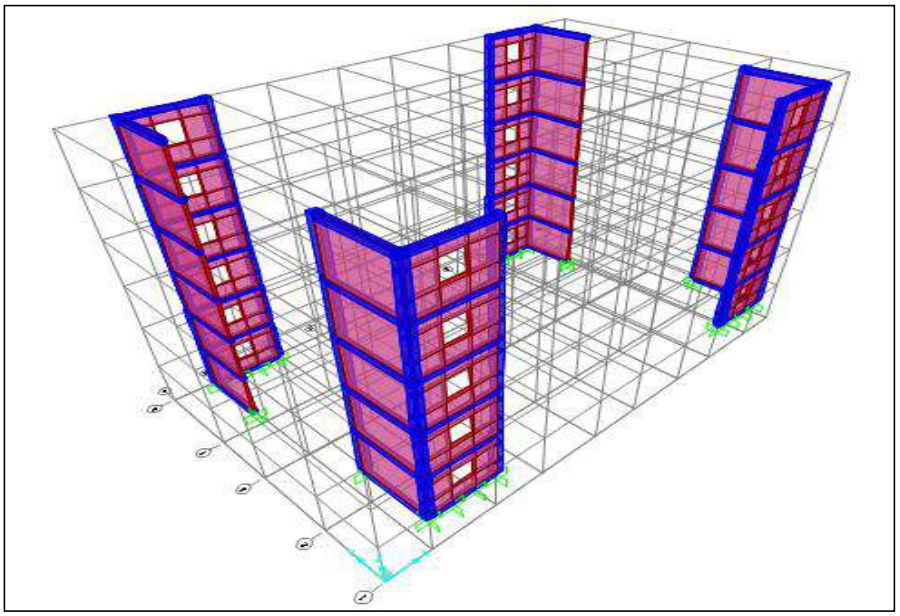


Figure III-3. Disposition des voiles 3D

III-2-3.Calcul d'excentricité :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 28.5 m

Largeur du bâtiment = 17 m

III-2-3-1.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.22 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.50 m

III-2-3-1-1.Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
19.38	0.3196	2.5985	14.07	8.27	3802.51	14.00	8.61
16.15	0.3196	2.5985	14.07	8.27	4237.52	14.03	8.40
12.92	0.3196	2.5985	14.07	8.27	4250.27	14.03	8.41
9.69	0.3594	2.6383	14.07	8.27	4306.79	14.03	8.41
6.46	0.3594	2.6383	14.07	8.27	4363.94	14.03	8.40
3.23	4.4091	1.2397	14.08	11.31	3044.17	14.11	11.28

Excentricité :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Excentricité			
Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
19.38	0.07	0.34	Ok
16.15	0.04	0.13	Ok
12.92	0.04	0.14	Ok
9.69	0.04	0.14	Ok
6.46	0.04	0.13	Ok
3.23	0.03	0.03	Ok

Tab- III-1.Calcul de l'excentricité théorique.

III-3-Choix de la méthode de calcul :

III-3-1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **« SAP2000 version19.1 ».**

III-3-2.Méthode dynamique modale spectrale :

III-3-2-1.Principe :

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 structure.

III-3-2-2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP2000 version19.1** est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

III-3-2-3.Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ \text{s}\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ \text{s}\end{cases}$$

A. Coefficient d'accélération :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIa, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15

B. Facteur de correction d'amortissement η :

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

Avec remplissage dense → η = 0.882.

C. Coefficient de comportement R :

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP2000) qui sont données ci-après.

Justification du coefficient de comportement R :

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveaux (m)	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
19.38	3872.841	3672.752	200.089	522.843	193.547	329.296
16.15	8190.292	7546.967	643.325	823.235	175.382	647.853
12.92	12615.158	11569.376	1045.782	1069.218	170.138	899.080
9.69	17275.150	15930.584	1344.566	1269.768	186.081	1083.687
6.46	21848.414	20176.889	1671.525	1420.847	191.628	1229.219
3.23	18258.890	11029.771	7229.119	787.453	54.971	732.482

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveaux (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.38	100 %	94.834 %	5.166 %	100 %	37.018 %	62.982 %
16.15	100 %	92.145 %	7.855 %	100 %	21.304 %	78.696 %
12.92	100 %	91.710 %	8.290 %	100 %	15.912 %	84.088 %
9.69	100 %	92.217 %	7.783 %	100 %	14.655 %	85.345 %
6.46	100 %	92.349 %	7.651 %	100 %	13.487 %	86.513 %
3.23	100 %	60.408 %	39.592 %	100 %	6.981 %	93.019 %

Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveaux (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
19.38	4232.445	3672.752	559.693	575.607	182.853	392.754
16.15	8666.577	7546.967	1119.610	883.507	166.682	716.825
12.92	13249.581	11569.376	1680.205	1143.763	158.564	985.199
9.69	18049.125	15930.584	2118.541	1354.603	183.729	1170.874
6.46	22839.244	20176.889	2662.355	1528.806	143.888	1384.918
3.23	12524.403	11029.771	1494.632	458.336	36.271	422.065

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveaux (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.38	100 %	86.776 %	13.224 %	100 %	31.767 %	68.233 %
16.15	100 %	87.081 %	12.919 %	100 %	18.866 %	81.134 %
12.92	100 %	87.319 %	12.681 %	100 %	13.863 %	86.137 %
9.69	100 %	88.262 %	11.738 %	100 %	13.563 %	86.437 %
6.46	100 %	88.343 %	11.657 %	100 %	9.412 %	90.588 %
3.23	100 %	88.066 %	11.934 %	100 %	7.914 %	92.086 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé [Tab 4.3.A.4b RPA99v2003]

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

- **D. Facteur de qualité Q :**

  Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Tableau : Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	observé	Valeur	observé	**Valeur**
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1 + 0 = 1$$

E. Périodes caractéristiques

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\mathrm{s} \\ T_2 = 0{,}5\mathrm{s} \end{array}\right\} \text{ site S3.}$$

III-4.Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- Vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification l'effort normal réduit.

III-4-1.Vérification de comportement :

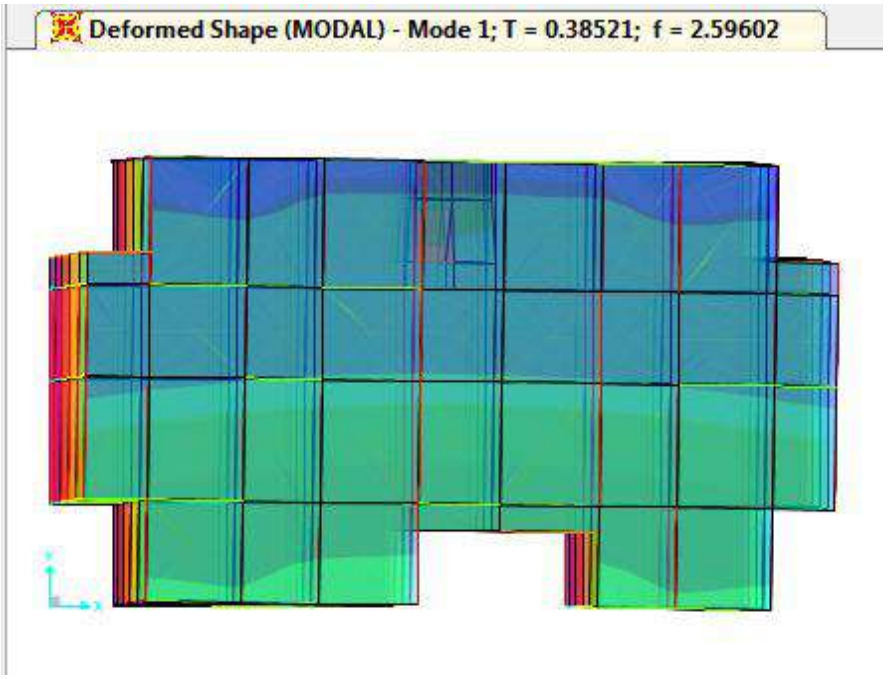


Figure III-4.mode 1 translation suivant l'axe X.

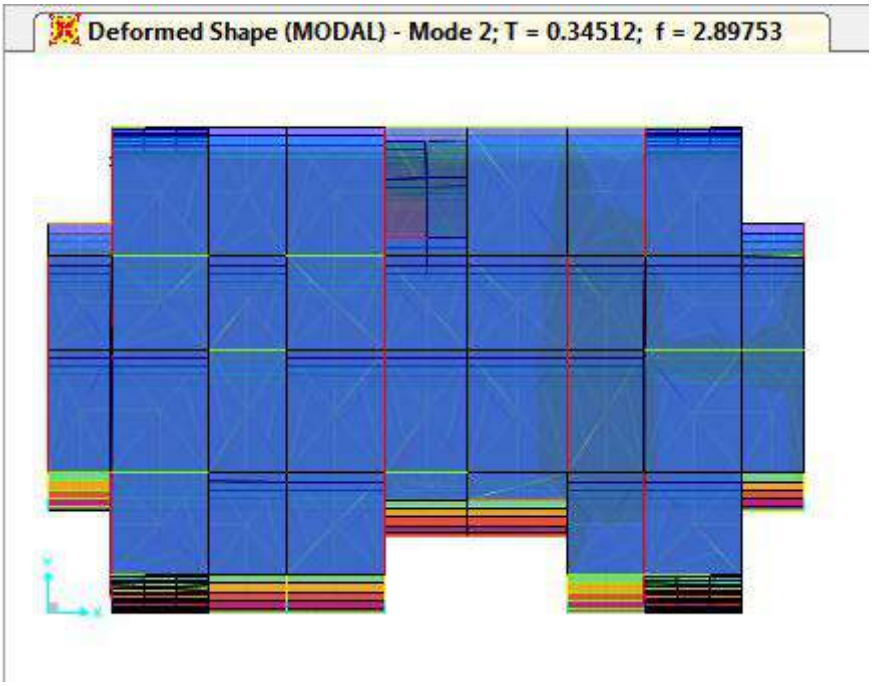


Figure III-5. mode 2 translation svivant l'axe Y.

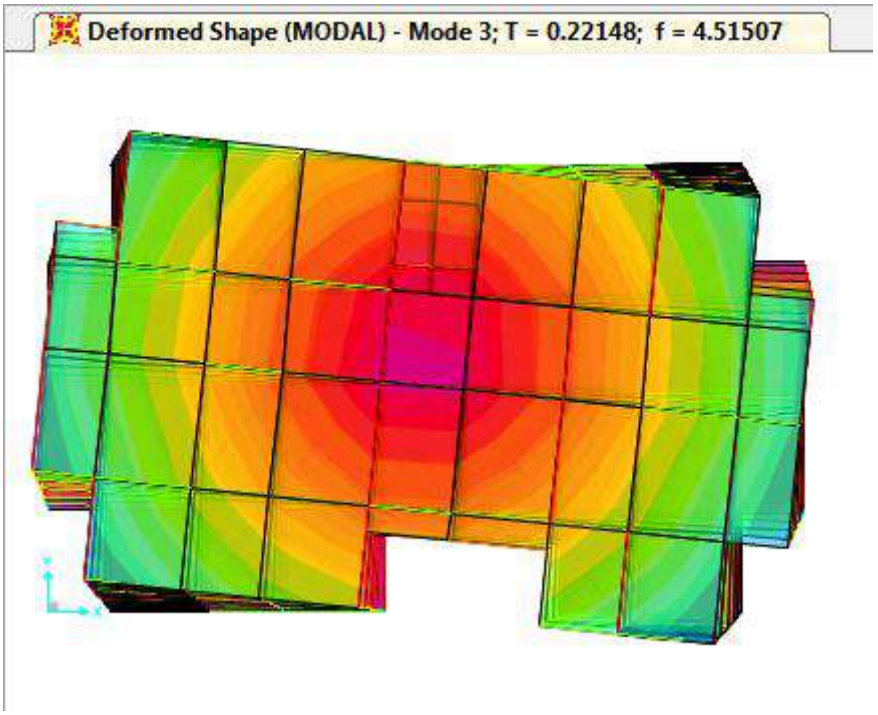


Figure III-6.mode 3 Rotation autour de l'axe Z

Tableau III-3 .Le comportement des trois premiers modes.

Modes	Période (s)	Masse modèle Ux %	Masse modèle Uy %	Masse modèle Rz %
Mode 1	0,3852	64,73	0.00	0,69
Mode 2	0,3451	0.00	63,81	0.00
Mode 3	0,2215	0,65	0.00	64,62

III-4-2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau III-4 .Coefficient de participation massique.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,3852	64,73%	0,00%	0,69%	64,73%	0,00%	0,69%
MODAL	Mode	2	0,3451	0,00%	63,81%	0,00%	64,73%	63,81%	0,69%
MODAL	Mode	3	0,2215	0,65%	0,00%	64,62%	65,38%	63,81%	65,31%
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
MODAL	Mode	70	0,0273	0,00%	0,10%	0,02%	90,45%	90,01%	89,68%

- **Constatation**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 70^{éme}mode.

III-4-3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\text{Donc il faut vérifier que : } \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

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

A = 0,15. …….. [TAB.4.1 RPA99V2003]

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\,(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\,(T_2/3)^{\frac{2}{3}}\,(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0.5s …….. [Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % (Avec remplissage dense) → η = 0,882…. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ ……. [Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]

T = 4, 1350 s

Dx= 2.205

Dy=2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 4 …. [Tab 4.3 RPA99v2003]

- **Q : facteur de qualité …** [Tab.4.4 RPA99V2003]

Q_x=1.05

Q_y=1

- **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ $\quad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2…… [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= 27552,896 KN.

Tableau III-5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.205	2.205	4	1.05	1	27552,896	2392,194	2278,280

- **Constatation**

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée

III-4-4.Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à :

$$M_R = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix} \qquad M_R = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_S = \sum X_G .Wi$ $\qquad$ $M_S = \sum Y_G .Wi.$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

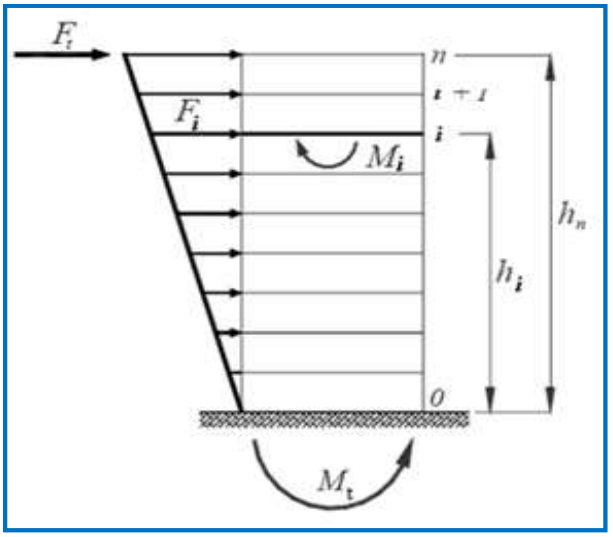


Figure III-7-1 Distribution des forces sismiques.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \left(\frac{W_i.h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J.h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07T.V \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

Donc : Ft = 0.

Tableau III-6.Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y.

Niveaux	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi	Fix (kN)	Fiy (kN)
19.38	3801.15	19.38	73666.29	849.10	808.98
16.15	4236.00	16.15	68411.40	788.53	751.27
12.92	4248.75	12.92	54893.85	632.72	602.82
9.69	4305.25	9.69	41717.87	480.85	458.13
6.46	4362.38	6.46	28180.97	324.82	309.47
3.23	3043.08	3.23	9829.15	113.29	107.94

III-4-4-2. Moment de renversement :

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
19.38	849.10	808.98	16455.48	15677.98
16.15	788.53	751.27	12734.71	12133.01
12.92	632.72	602.82	8174.74	7788.50
9.69	480.85	458.13	4659.44	4439.29
6.46	324.82	309.47	2098.34	1999.20
3.23	113.29	107.94	365.94	348.65
$\sum M_R$	**44488,65**	**42386,63**		

III-4-4-3. Moment stabilisant :

hi (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Msxi (kN.m)	Msyi (kN.m)
19.38	3801.15	14.00	8.61	53216,10	32727,90
16.15	4236.00	14.03	8.40	59431,08	35582,40
12.92	4248.75	14.03	8.41	59609,96	35731,98
9.69	4305.25	14.03	8.41	60402,65	36207,15
6.46	4362.38	14.03	8.40	61204,19	36643,99
3.23	3043.08	14.11	11.28	42937,85	34325,94
$\sum M_S$				**336801,85**	**211219,37**

Donc il faut vérifier que : $\frac{Ms}{MR} \geq 1{,}5$

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{Sx}/M_{Rx}	M_{Sy}/M_{Ry}	$\frac{MS}{MR} \geq 1{,}5$
336801,85	**211219,37**	**44488,65**	**42386,63**	**7.57**	**4.98**	oui

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

III-4-5. Vérification des déplacements inter-étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau III-7. Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
19.38	1.25	5.00	1.12	3.23	Ok
16.15	0.97	3.88	1.20	3.23	Ok
12.92	0.67	2.68	1.08	3.23	Ok
9.69	0.40	1.60	0.92	3.23	Ok
6.46	0.17	0.68	0.64	3.23	Ok
3.23	0.01	0.04	0.04	3.23	Ok

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens X.

Tableau III-8. Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
19.38	0.91	3.64	0.88	3.23	Ok
16.15	0.69	2.76	0.88	3.23	Ok
12.92	0.47	1.88	0.84	3.23	Ok
9.69	0.26	1.04	0.64	3.23	Ok
6.46	0.10	0.40	0.40	3.23	Ok
3.23	0.00	0.00	0.00	3.23	Ok

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens Y.

III-4- 5.Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\delta_{adm} = H/250$

δ_{adm}: Déplacement admissible de la structure

Tableau III-9.Vérification des déplacements en tête.

Déplacement	δe (cm)	R	δk (cm)	δadm (cm)	Vérification
δx	1.25	4	5.00	7.75	**Vérifiée**
δy	0.91	4	3.64	7.75	**Vérifiée**

- **Constatation**

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déplacements admissibles.

III-4-6.- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = P_k . \Delta_k \ / \ V_k . h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, 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 : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau III-8-1. Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau (m)	hk (cm)	Pk (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
19.38	323	3801.15	0.52	513.41	0.011	C.V
16.15	323	4236.00	0.56	476.79	0.015	C.V
12.92	323	4248.75	0.56	382.58	0.019	C.V
9.69	323	4305.25	0.48	290.75	0.022	C.V
6.46	323	4362.38	0.28	196.41	0.019	C.V
3.23	323	3043.08	0.04	68.50	0.005	C.V

Tableau III-8-2. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

Niveau (m)	hk (cm)	Pk (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	Θky ≤ 0.1
19.38	323	3801.15	0.40	489.95	0.009	C.V
16.15	323	4236.00	0.44	455.00	0.012	C.V
12.92	323	4248.75	0.40	365.10	0.014	C.V
9.69	323	4305.25	0.32	277.46	0.015	C.V
6.46	323	4362.38	0.20	187.43	0.014	C.V
3.23	323	3043.08	0.00	65.37	0.002	C.V

- **Commentaire :**

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

III-4-7. Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 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 :

$$\upsilon = \frac{\mathbf{N_d}}{\mathbf{B_c} \times \mathbf{f_{c_{28}}}} < 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc_{28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau III-9. Vérification de l'effort normal réduit à la base

section	N (kN)	Bc (mm²)	comb	fc28 (MPA)	υ	υ≤0.3
40x40	1022,43	144400	G+Q+Edx	25	0,283	oui
40x40	999,66	144400	G+Q+Edy	25	0,277	oui

III.5-Les nouvelles sections :

Niveau	Sous-Sol	RDC	1er étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage
Section	40x40	40x40	40x40	35x35	35x35	35x35

Chapitre 04 : ferraillage des éléments structuraux

V.1-Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage, pour les différentes combinaisons de calcul :

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées soit en flexion composée pour les trumeaux et soit en flexion simple ou bien traction / compression pour les linteaux.
- Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA93 et RPA99 version 2003.

V.1.1.Ferraillage des poutres :

- **Rôle des armatures longitudinales :** sont disposées pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion en travée et en appuis
- **Combinaison de calcul :** à l'ELU (1.35G+1.5Q) et à l'ACC (0.8G+E, G+Q+E)
- **Vérification des contraintes à l'ELS :** Toujours on vérifiée a l'ELS le cas le plus défavorable dans la durée de vie des structures ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma'_s \leq \overline{\sigma_s}$).

Sections minimales et maximales :

- **RPA2003 ART 7.5.2.1:**

$$\begin{cases} 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 4\% & \text{au niveau de la zone courante} \\ 0.5\% \leq \dfrac{A}{B.h} \leq 6\% & \text{au niveau de la zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **CBA93 ART B.6.4:**

Section tendu $A_{tmin} = 0.1\%.b.h\ (cm^2)$

Longueur minimale de recouvrement : $\begin{cases} 40\emptyset \text{ max} & \text{en zone I , IIa, IIb} \\ 50\emptyset \text{ max} & \text{en zone III} \end{cases}$

Les longueurs des chapeaux : les chapeaux sont toujours dans les zones tendus en travée et en appuis

Les matériaux et les données de calcul :

Tableau V.1 : les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400

V.1.2.Ferraillage Transversales :

Rôle des armatures transversales : sont disposées pour équilibrer les contraintes de cisaillement due aux efforts tranchant

La quantité de ferraillage : $A_t = \frac{T_{max}\,\gamma_s}{Fe}$

Sections minimales : La quantité d'armatures transversales minimales est données par

$$A_{tmin} = 0.003 S_{tmin}\,.b$$

S_{tmin} : Espacements entre deux cadres successifs, il est donnée par :

$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{cm}\right]$ **Zone nodale**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ **Zone courante**

La valeur du diamètre $\emptyset$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

V.2.Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC :

- ✓ **Les poutres principales (30x35)**

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)
30x40	Travée	76.10	0.8G+Edy	5.3	3 HA14+3HA14=9.24
	Appui	-110.61	G+Q+Edy	7.90	3 HA14 + 3HA14=9.24

✓ **Les poutres secondaires (30x30)**

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x30)

Section	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)
30x30	-41.87	G+Q+Edx	4.01	3 HA14 =4.62

V.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \min [\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}] = 201.63$Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

V.3.1.Les poutres principales :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40)

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
30x40	Travée	33.70	9.24	4.62	5.50	211.7	55.2	15	201.6
	Appui	-49.59	4.62	9.24	5.8	160.2	70.8	15	201.6

V.3.1.1.Vérification au cisaillement des poutres principales :

Tableau V.5 Vérification au cisaillement des poutres principales

section	Vu (kN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
30x40	161.42	1.35G+1.5Q	1.43	2.5	Vérifiée

V.3.1.Les poutres secondaires

Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x30)

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
30x30	travée	-	4.62	4.62	-	-	-	15	201.6
	Appui	12.78	4.62	4.62	3.1	111.2	31.6	15	201.6

V.3.2.1.Vérification au cisaillement des poutres secondaires :

Tableau V.7 Vérification au cisaillement des poutres secondaire

section	Vu (kN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
30x30	47.91	1.35G+1.5Q	0.58	2.5	Vérifiée

V.3.3.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

- **Les poutres principales**

Tableau V.8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm²)	A total (cm²)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
30x40	Travée	3 HA14+ 6HA14	13.86	6	1.2	Vérifier
	Appui	3 HA14 + 6 HA14	13.86			

- **Les poutres secondaires**

Tableau V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm²)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
30x30	Appui	3 HA14 + 3HA14= 9.24	4.5	0.9	Vérifier

V.3.4.Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	zn (cm)	zc (cm)	At (cm²)	zn (cm)	zc (cm)	At(cm²) choisie
PP 30x40	1.43	33.75	1.2	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS 30x30	0.58	27.25	1.05	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

1.3.5. Vérification de la flèche

- **Poutre principale :**

Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres principales

Section	Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
PP30x40	4.62	9.24	33.70	4.40	1.2	8.8	Vérifier

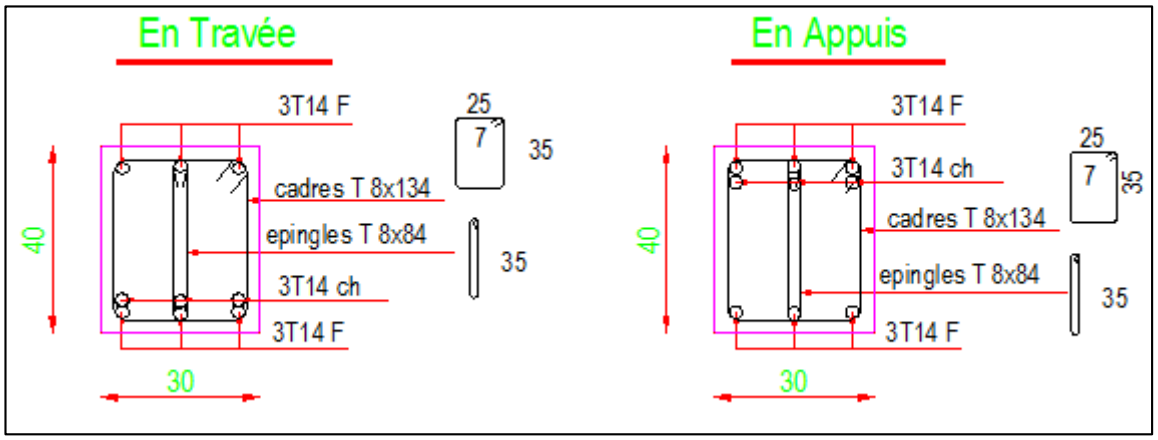


Figure V.1 : ferraillages de poutres principales

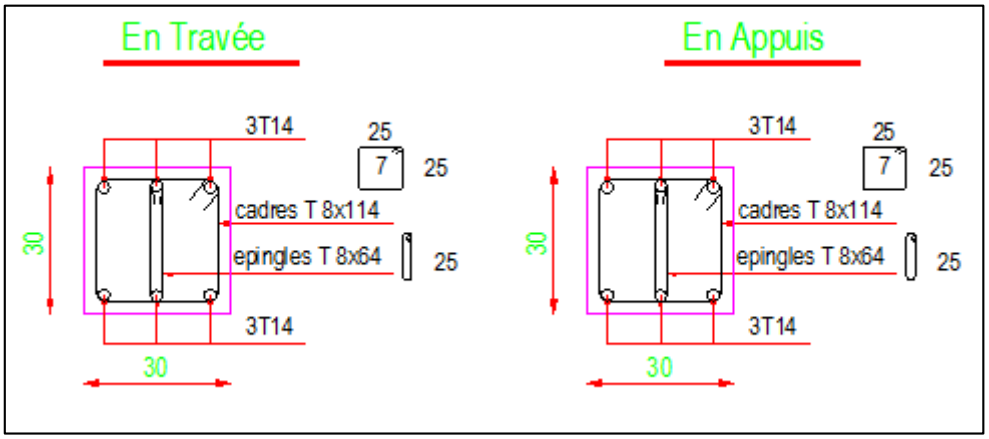


Figure V.2 : ferraillages de poutres secondaires

V.4.Ferraillages des poteaux :

- **Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :**

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

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,9% en zone III

Leur pourcentage maximal sera de :

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

Leur diamètre minimal et de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est :

- 40 Φ en zone I, IIa.
- 50 Φ en zone IIb, III.

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

- 25 cm en zone I, IIa.
- 20 cm en zone IIb, III.

- **Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003]**

Tableau V.13 : Ferraillages des poteaux

Section	cas	comb	N (KN)	M (KN)	A_{cal} (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	Le choix
35x35	Nmax --> Mcorr	ELU	420.49	6.18	5.6	9.80	**8 HA14 = 12.32 cm²**
	Mmax --> Ncorr	ELA	-41.87	41.33	7.2		
	Nmin --> Mcorr	ELA	-67.39	18.82	5.6		
40x40	Nmax --> Mcorr	ELU	1325.33	-10.91	6.4	12.80	**8 HA16 =16.08 cm²**
	Mmax --> Ncorr	ELA	405.5	9.19	6.4		
	Nmin --> Mcorr	ELA	801.79	-5.14	6.4		

V.4.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	N (KN)	M (KN	A adoptée (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérification
35x35	656.82	5.95	12.32	5.1	-	15	201.63	Vérifiée
40x40	966.26	-7.94	16.08	5.8	-	15	201.63	Vérifiée

V.4.2. Déterminations des armatures transversales :

Tableau V.15 : Déterminations des armatures transversales

Section	Tu (kN)	λg	ρa	St_{finale} (cm)	A_t (cm2)	Zone	Choix
40x40	-	5.67	2.50	15	1.80	courante	4HA8
				10	1.20	nodale	
35x35	-	6.46	2.50	15	1.575	courante	4HA8
				10	1.05	Nodale	

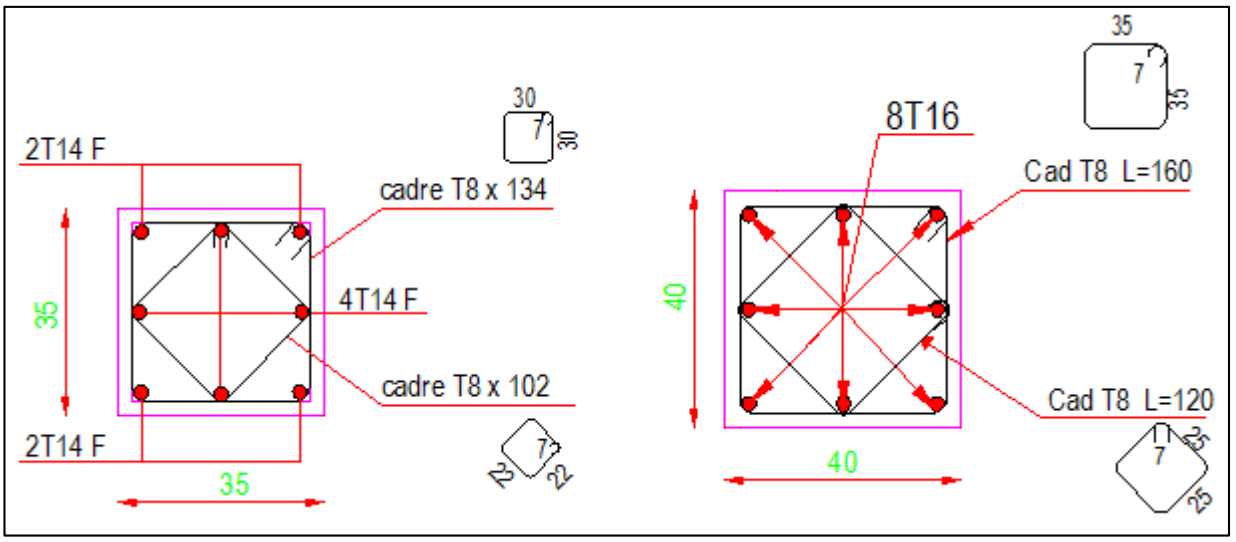


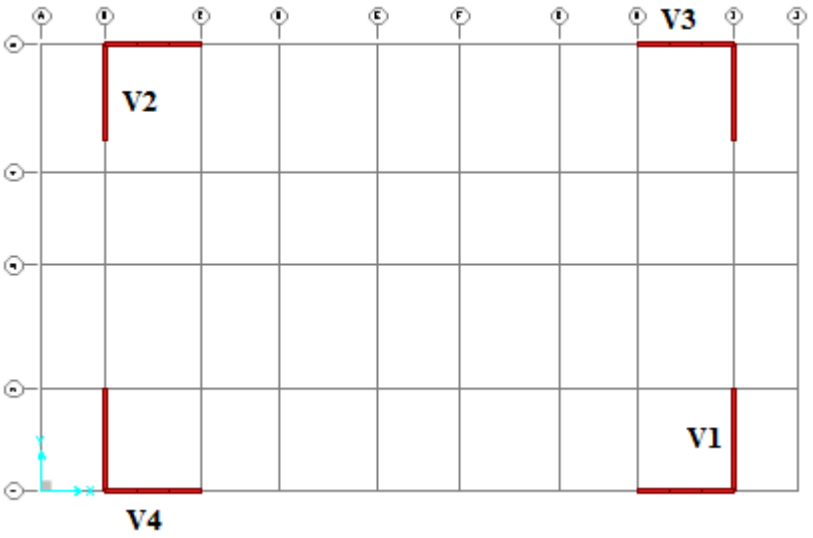
Figure V.3 : ferraillages de poteaux

V.5.Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.



V.5.1.Les voiles pleins :

Tableau V.16 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400

Recommandations des règlements :

Recommandation du RPA99v2003

- **Armatures verticales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**
- **Armatures horizontales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**

V5.1.1.Armatures verticales :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S/SOL RDC 1er Etage	V_1	340x15	1454.40	3469.23	14.2	14.2	15	2x (22HA10 = 34.56)
	V_2	320x15	1170.44	1359.50	13.4	13.4	15	2x (21HA10 =32.99)
2ème 3ème 4ème Etage	V_1	345x15	789.18	1353.71	14.4	14.4	15	2x (22HA10 = 34.56)
	V_2	325x15	601.58	1176.95	13.6	13.6	15	2x (21HA10 = 32.99)

Tableau V.18 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	Vérification
S/SOL RDC 1er Etage	V_1	340x15	2x (31HA10 = 24.35)	7.65	5.1	Vérifiée
	V_2	320x15	2x (31HA10 = 24.35)	7.20	4.8	
2ème 3ème 4ème Etage	V_1	345x15	2x (31HA10 = 24.35)	7.76	5.17	Vérifiée
	V_2	325x15	2x (31HA10 = 24.35)	7.31	4.87	

V.5.1.2.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.19 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_1	340x15	735.17	16.63	17.25	17.25	1.4	20.3	15	201.63
V_2	320x15	752.74	48.40	16.5	16.5	1.6	23.5	15	201.63

V.5.1.3.Vérification des contraintes de cisaillements :

Tableau V.20 : Vérification des contraintes des cisaillements des voiles

Niveau	voile	L (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
RDC	V_1	340	15	1114.60	4.06	5	Vérifiée
	V_2	320	15	378.83	0.98	5	Vérifiée

V.5.2.Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.21 : calcul des armatures horizontales des voiles pleins.

Niveau	voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC + Etage courant	V_1	284	15	1114.60	4.06	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_2	284	15	378.83	0.98	5	15	2x (18HA10=14.14)

V.5.2.1.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles), il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

Tableau V-22 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	**Epingles Φt**
HA 10	HA 8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm.

V.6-Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.6.1.Les trumeaux

- **Armatures verticales :**

Tableau. V.23 : calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S/SOL RDC 1^{er} Etage	V_3	15x100	353.22	127.70	4.6	4.6	10	2x (10HA10 = 7.85)
	V_4	15x100	1161.42	582.22	6.4	6.4	10	2x (10HA10 = 7.85)
$2^{ème}$ $3^{ème}$ $4^{ème}$ Etage	V_3	15x105	196.03	350.19	6.5	6.5	10	2x (6HA10 = 4.71)
	V_4	15x105	535.62	336.16	4.8	4.8	10	2x (6HA10 = 4.71)

V.6.1.1.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau. V.24 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ Mpa	$\boldsymbol{\sigma_s}$ Mpa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Mpa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ Mpa
S/SOL RDC 1^{er} Etage	V_3	15x100	310.01	17.47	7.85	7.85	2.3	33.8	15	201.63
	V_4	15x100	258.83	18.80	7.85	7.85	2.0	29.9	15	201.63
$2^{ème}$ $3^{ème}$ $4^{ème}$ Etage	V_3	15x100	171.62	6.93	7.85	7.85	1.1	16.8	15	201.63
	V_4	15x105	165.82	25.19	7.85	7.85	1.6	23.0	15	201.63

V.6.1.2.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux :

Tableau. V.25 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_3	284	15	140.99	0.51	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_4	284	15	455.5	1.66	5	15	2x (18HA10=14.14)

V.7.Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux". Ces éléments seront étudiés comme des poutres encastrées dans les trumeaux.

V7.1.Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Tableau. V.26 : sollicitation de calcul des linteaux (V3)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	M (KN.m)	τ_b (Mpa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
S/SOL-RDC	V_3	15	183	120	161.83	94.80	0.92	Flexion simple
RDC-$1^{èr}$	V_3	15	183	120	558.17	325.76	3.16	Traction/compression
$1^{ère}$-$2^{ème}$	V_3	15	183	120	559.61	328.87	3.17	Traction/compression
$2^{ème}$-$3^{ème}$	V_3	15	183	120	465.93	266.25	2.59	Traction/compression
$3^{ème}$- $4^{ème}$	V_3	15	183	120	291.24	165.17	1.65	Traction/compression
$5^{ème}$	V_3	15	83	120	90.19	53.35	1.13	Flexion simple

- **Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux**

Tableau. V.27 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3)

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
S/SOL-RDC	/	0.02	1.58	/	15	/	2x (8HA10) =12.56	2x (12HA10) =18.85	/
RDC-1ère	8.34	4.12	0.56	5.49	15	2x (4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x (12HA10) =18.85	2x (6HA10) =9.42
1ère-2ème	8.36	4.44	0.56	5.49	15	2x (4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x (12HA10) =18.85	2x (6HA10) =9.42
2ème-3ème	6.83	4.12	0.56	5.49	15	2x (4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x (12HA10) =18.85	2x (6HA10) =9.42
3ème- 4ème	4.35	4.12	1.58	5.49	15	2x (4HA10) =6.28	2x (2HA12) =4.52	2x (12HA10) =18.85	2x (6HA10) =9.42
5ème	/	0.05	1.58	/	15	/	2x (8HA10) =12.57	2x (12HA10) =18.85	/

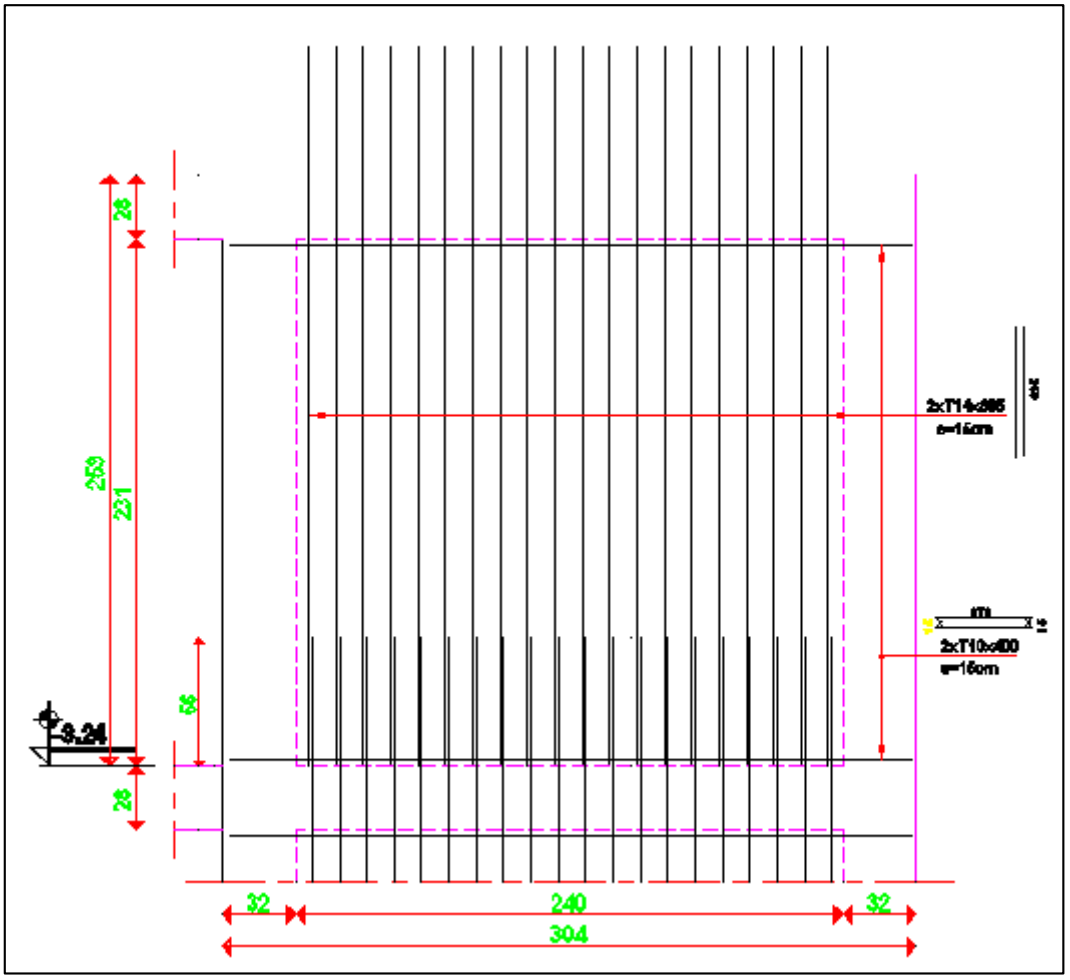


Figure V-4 : Ferraillage des voiles

Chapitre 05 : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

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 des autres ouvrages (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol

VI.2.Type des fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- **Fondations superficielles :** Ce type de semelle est utilisé généralement dans le cas ou les sols ont une bonne capacité portante avec des ouvrages de faible à moyen hauteur, elles se composent des semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles, elles peuvent être :
  - Des semelles isolées (centrée ou excentrée)
  - Des semelles filantes (sous plusieurs poteaux, sous voile, sous poteau voiles, croisées dans les deux directions)
  - Radier (partiel ou général) : généralement les radiers sont utilisés dans le cas des sols de faible capacité portante ou des bâtiments élevés ou bien la charge élevée, ou dans le cas des poteaux rapprochés.
- **Fondation semi profondes :** les puits ce type de fondation est généralement utilisée dans les mauvais sols, les ouvrages des hauteurs moyenne à élever, est les ouvrages de grandes charges
- **Fondation profondes :** Les pieux ce type de fondation est utilisé dans les ouvrages de grandes charges (tours, ponts….etc.)

VI.3. Choix de Type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et l'homogénéité du bon sol
- La capacité portante de terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La raison économique
- La facilité de réalisation

VI.4.Etude préliminaire de choix du type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1bar pour une profondeur d'ancrage de **3.23 m** par rapport au niveau d'entre sol pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on adopte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5.Les efforts normaux à la base de la structure :

Les deux figures suivantes présentent les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU et à l'ELS :

- **à L'ELU :**

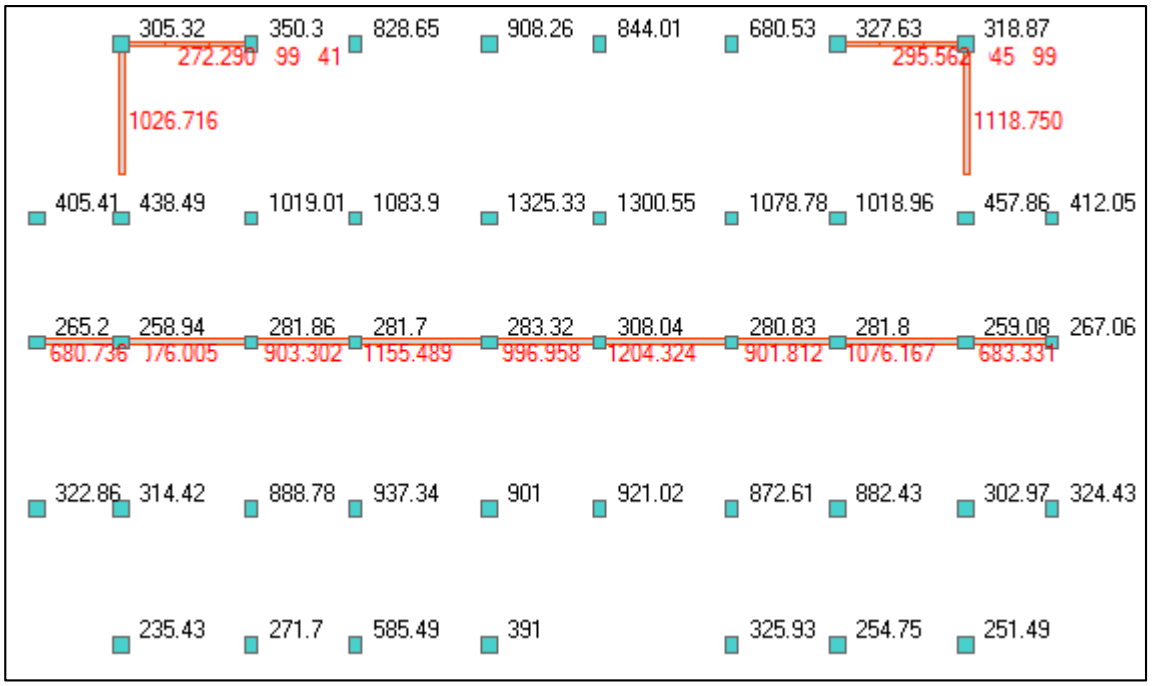


Figure VI.1 : Les efforts normaux dans les poteaux et les voiles à l'ELU

- **à l'ELS :**

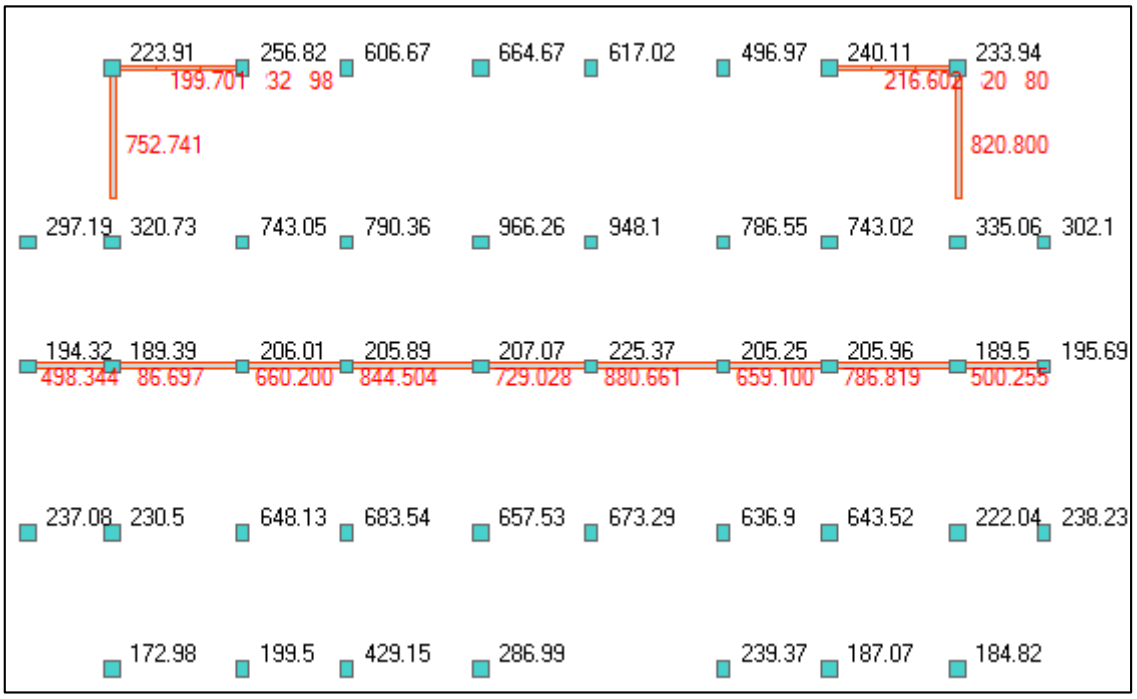


Figure VI.2 : Les efforts normaux dans les poteaux et les voiles à l'ELS

VI.6.La proposition des semelles :

Vu que l'ouvrage et en raison de rapprochement des poteaux et ces nombres que se donnent des charges élevées ainsi que le sol est un sol faible, on choisit comme fondation un **radier général.**

VI.7.Dimensionnement initial à l'ELS :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol, Ce plancher peut être nervuré ou massif.
L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

$\sum \text{Nser} = 20389.52$ KN

La surface du radier :

- **Détermination la surface nécessaire :**

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad s \geq \frac{\sum N_{ser}}{[\sigma_{sol}]} = \frac{20389.52 \times 10^3}{0.1} \times 10^{-6} = 203.90\ m^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du radier.

La section totale du radier est de : S=203.90 m²

- **Dimensionnement de l'épaisseur de la dalle du radier :**
- **Condition forfaitaire :**

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24cm$$

Avec :

Lmax : La plus grande portée de la dalle.

On adopte : h=30cm

VI.7.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais} + P_{amorces\ pot} + P_{amorce\ voile}}{S_{radier}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS

	S (m²)	$\sum \mathbf{N_{ser}}$ (KN)	P_{radier} (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	P_{amorce} poteaux (KN)	σ MPa	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \boldsymbol{\sigma_{sol}}$
Radier	230.90	20389.52	1529.25	0	0	0.089	0.10	vérifie

VI.7.3.Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC :

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0.045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\mu c = 2\,(a + b + 2h)$

- **Sous poteau :**

$\mu c = 2\,(40 + 40 + 2 \times 30) = 280 \text{cm} = 2.8 \text{ m}$

N_u=1325.33 KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

$$1325.33 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 300 \times 2800 \times 25}{1.5} = 630 \text{ KN}$$

Donc le poinçonnement de radier n'est pas vérifiée avec la hauteur h=30 cm.

- **Commentaire :**

L'épaisseur du radier est insuffisante pour éviter le risque de poinçonnement, on va utiliser des nervures dans les deux directions pour :

- Eviter le risque de poinçonnement
- Rigidifier le radier dans les deux directions.
- Assurer une répartition uniforme des contraintes sous le radier
- c'est une solution économique

VI.7.4.Dimensionnement des nervures :

Détermination d'hauteur de la nervure :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 0.5 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.2 : Dimensionnement des nervures

	B (m)	Lmax (m)	hp $_{calculé}$ (m)	hp $_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Nervures	0.50	4.80	0.64	0.7	5.37	Vérifiée

VI.7.4.2.Vérification de non poinçonnement CBA Art A.5.2.4.2 :

F(ELU) < 0.045.h.$U_c.f_{cj}/\gamma_b$

F_{limite} =1325.33 KN

F_{elu} =1325.33 KN

Pas de poinçonnement du fut sur la nervure

VI.7.4.Evaluation des charges :

$$F_u = \frac{\sum N_u + 1.35P_{infrastructure}}{S_{ch}}$$

$$F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{infrastructure}}{S_{ch}}$$

VI.7.5.Dimensionnement et ferraillage des nervures :

Le calcul se faite comme une poutre chargé par une charge uniformément répartie.

VI.7.5.1.Vérification du cisaillement des nervures CBA 91Art A.5.2.4.2 :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right)$ ……… Fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable

VI.7.5.2.Ferraillage des armatures longitudinal des nervures à l'ELU :

- **Matériaux :**

Béton : fc28= 25 MPa Résistance du béton à 28 jours

Acier : Fe=400 MPa Résistance de l'acier

Type de fissuration : Non préjudiciable

- **Réglementation :**

Calcul suivant RPA2003 et CBA93

- **Calcul de ferraillage :**

Tableau VI.3 : Calcul des moments et de la section d'armatures dans la nervure

Nervure					Sollicitation à l'ELU ou ACC		Sections d'armatures			
N	longeur	section	b	h	Mtravée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
	(m)	(cm^2)	(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
214	4.80	50×70	50	70	380.30	-553.93	17.4	0	0	26.3

- **Armatures choisis en travées et en appui :**

Tableau VI.4 : Les sections d'armatures choisit dans la nervure

Poutres					Section choisies			
					Travée		appuis	
N	Section	b	h	Amin	As1	As2	A's1	A's2
	(cm^2)	(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
2141	**50×70**	50	70	17.5	4HA16+4chHA20	4HA16	4HA16+4chHA25	4HA16
					20.61	8.04	27.68	8.04

- **Section minimale :**

A_{min} =0.5% b×h (cm^2) –RPA2003 Art 7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.1% b×h (cm^2) –CBA93Art A.4.5.3

- **Vérification des contraintes à l'état de service –CBA Art A.4.5.3 :**

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

Poutre		Sollicitation a l'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissible	
N	Section	Mt	Ma	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$
	(cm^2)	(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
214	50×70	278.55	-406.5	7.2	201.6	92.2	9.2	201.6	121.7	15	201.6

- **Vérification des contraintes de cisaillement –CBA93 Art A.5.1.2.1.1 :**

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes de cisaillement

Poutre et sollicitation à l'ELU ou l'ACC					Vérification			Espacements et armatures			
N	Section	h	b	T	τ_u	$\tau_u$adm	Vérification	ZN	ZC	Ø	At
	(cm^2)	(cm)	(cm)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
214	50×70	70	50	708.58	2.15	2.5	Oui	10	20	8	2.01

Vérification de la flèche :

- **Combinaison : G+Q+Q1**

$$[f]adm = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m$$

$$[f]adm = 0.5cm + \frac{L}{1000} \text{ si } L \geq 5m$$

Tableau VI.7 : Vérification de la flèche

Poutre					Sollicitation à l'ELS	Armatures principales		Flèche		Vérification
N	Section	L	b	h	M travée	As1	As2	[f]	[f]adm	
	(cm^2)	(m)	(cm)	(cm)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(mm)	(mm)	Oui/non
214	50×70	4.80	50	70	278.55	20.61	8.04	2.4	9	Oui

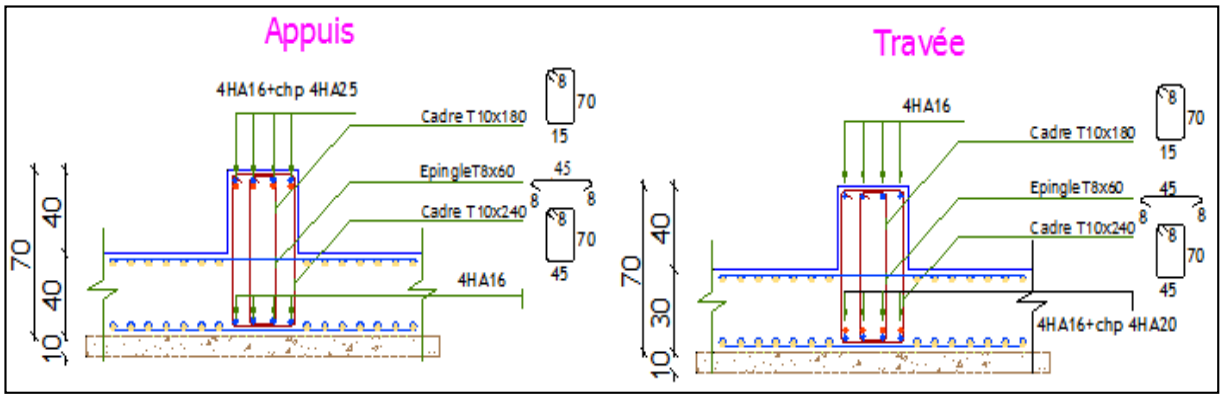


Figure VI.3.Ferraillage des armatures longitudinal des nervures

VI.7.6.Ferraillage des radiers à l'ELU :

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les 4 cotés , chaque panneau travaille en flexion simple effort tranchant .

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m (b=100cm, h= h radier)

Le panneau constituant le radier est uniformément chargée par la réaction du sol, pour cela on

Utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

Coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

On a :

$\rho = \frac{4.40}{4.80} = 0.92 > 0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

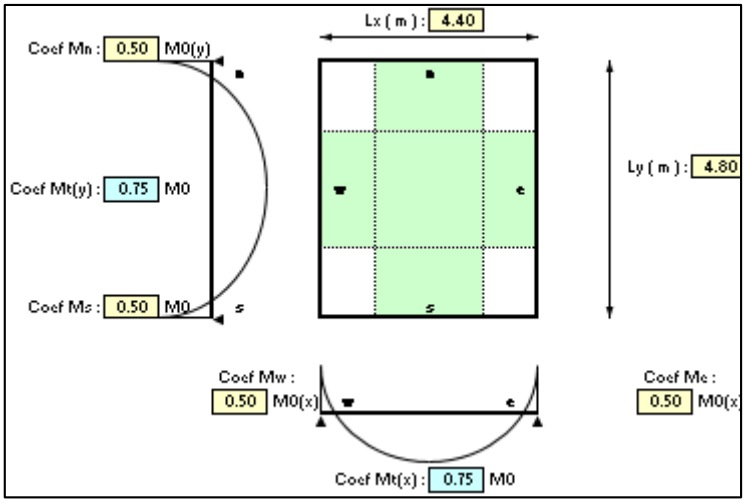


Figure VI.4 : le panneau du radier à calculer

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

ELU: $v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$

ELs: $v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$

- Les charges appliquées au radier :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35\, P_{radier}}{S_{radier}}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + P_{radier}}{S_{radier}}$$

Tableau VI. 8 : Les charges appliquées sur le radier

	S (m²)	$\sum$ **N** (KN)	$P_{readier}$ (KN)	q (KN/m²)
q_{ELU}	203.90	24855.80	1529.25	114.27
q_{ELS}		20389.52		107.50

- **Calcul des moments**

1. **Détermination des moments a l'ELU** :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 96.67 KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 79.76\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 0.85 M_x = 82.17\ KN.m$

$Mty = 0.75 M_y = 59.82\ KN.m$

Aux appuis :

$Max = 0.5 M_x = 48.33\ KN.m$

$May = 0.5 M_y = 39.88\ KN.m$

2. Détermination des moments a l'ELS :

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 91.58\ KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 80.58\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 0.85 M_x = 77.84\ KN.m$

$Mty = 0.75 M_y = 60.43\ KN.m$

Aux appuis :

$\text{Max} = 0.5\text{M}_x = 45.79\ \text{KN.m}$

$\text{May} = 0.5\text{M}_y = 40.29\ \text{KN.m}$

Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tableau VI. 9 : calcul de la section d'armatures longitudinal à l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} cba93 (cm^2)	st (cm)	Choix
Suivant X	Travée	82.17	6.55	3	15	6HA12=6.79 cm^2
	Appui	48.33	3.81			6HA12=6.79 cm^2
Suivant Y	Travée	59.82	5.05			6HA12=6.79 cm^2
	Appui	39.88	3.34			6HA12=6.79 cm^2

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ MPA	$\boldsymbol{\sigma_s}$ MPA	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Mpa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$, Mpa	$\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$	$\boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$
Suivant X	Travée	77.84	6.79	6.6	201.6	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	45.79	6.79	2.3	29.4	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
Suivant Y	Travée	60.43	6.79	5.2	201.6	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	40.29	6.79	2.1	18.8	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée

VI.7.6.1.Vérification de cisaillement à l'ELU :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right)$ ..... Fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable

Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal	$V_{u.max} = \frac{P_u * L_x * L_y}{2 * L_y + l_x}$	Vu.max=113.83 KN
Contrainte tangente de travail	$\tau_u = \frac{V_u}{(1.00 * (e_p - c))}$	$\tau_u = 0.422MPa$
Contrainte tangente de travail admissible	(0.07 x Fc28) / 1.5	$\tau_{u.adm}$=1.167MPa
Vérification	$\tau u < \tau_{uadm}$	Vérifié

VI.9. Etude du voile périphérique : ‹ Art 10.1.2 RPA99V2003›

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formée des poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation (les semelles) et le niveau de base

Notre voile périphérique joue double rôle :

- Encastrement de la base de la structure
- Mur de soutènement

D'après le RPA99 version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontale et verticale
- Un recouvrement de 50 Ø pour les renforcements des angles

On adopte une épaisseur e =25 cm

La hauteur de voile périphérique h=3.23m

VI.9.1.Evaluation des charges :

En plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation

Q=2.5 KN/m² qui vient du dépôt

VI.9.1.1.Charge permanente :

- Un terrain plat → $\beta = 0$

-Mur droit → $\lambda = 0$

- le poids volumique de terrain → $\gamma = 19\ \mathrm{KN/m^3}$

-L'angle de frottement → $\varphi = 25°$

D'après RANKINE la poussée des terres P égale à :

$P = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.H^2$

$K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

$G = \gamma.K_\gamma.H$

D'où

$K_\gamma = 0.405$ Alors G= 0.405*19*3.23=24.85 KN/m²

VI.9.1.2.Charge d'exploitation :

Q = K_q.q

K_q= $K_\gamma \cos(\beta - \lambda)$

Q = 0.405×2.5 = 1.0125 KN.m

VI.9.2.Ferraillage des voiles périphériques à l'ELU :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quartes cotés et chargées par la poussé des terres et la surcharges d'exploitation pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients μ_x, μ_y de répartitions des moments selon x ;y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m (b=100cm, h= h voile)

On a :

$\rho = \frac{3.23}{5} = 0.646 > 0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

ELU: $v = 0 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$

ELs: $v = 0.2 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$

- Les charges appliquées au voile :

Tableau VI. 12 : Les charges appliquées sur le voile

G	Q	Pu	Pser
24.85	1.10	80.15	25.95

- **Calcul des moments**

2. **Détermination des moments a l'ELU** :

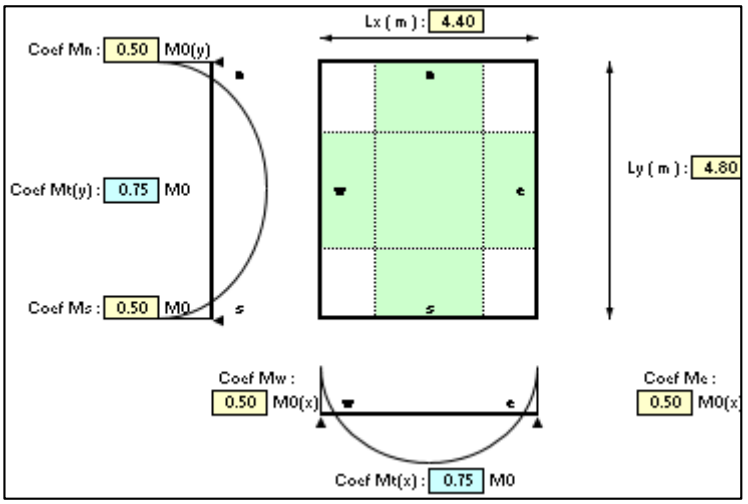


Figure VI.5 : le panneau du voile à calculer

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 62.80\ KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x = 22.69\ KN.m$

En travée :

$Mtx = 0.85M_x = 53.38 KN.m$

$Mty = 0.75M_y = 19.29\ KN.m$

Aux appuis :

$\text{Max} = 0.5\text{M}_x = 31.40\ \text{KN.m}$

$\text{May} = 0.5\text{M}_y = 11.34\ \text{KN.m}$

3. Détermination des moments a l'ELS :

$\text{M}_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 21.79\text{KN.m}$

$\text{M}_y = \mu_y \times \text{M}_x = 11.41\ \text{KN.m}$

En travée :

$\text{Mtx} = 0.85\text{M}_x = 18.52\text{KN.m}$

$\text{Mty} = 0.75\text{M}_y = 9.70\ \text{KN.m}$

Aux appuis :

$\text{Max} = 0.5\text{M}_x = 10.90\text{KN.m}$

$\text{May} = 0.5\text{M}_y = 5.70\ \text{KN.m}$

Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tableau VI. 13 : calcul de la section d'armatures longitudinal à l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} cba93 (cm^2)	st (cm)	Choix
Suivant X	Travée	53.38	7.27	2.5	15	2×(10HA10)=15.7 cm^2
	Appui	31.40	4.20			2×(10HA10)=15.7 cm^2
Suivant Y	Travée	19.29	2.56			2×(10HA10)=15.7 cm^2
	Appui	11.34	1.49			2×(10HA10)=15.7 cm^2

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI. 17 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ MPA	$\boldsymbol{\sigma_s}$ MPA	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Mpa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$, Mpa	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
Suivant X	Travée	18.52	7.85	1.6	19.5	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	10.90	7.85	1	12.1	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
Suivant Y	Travée	9.70	7.85	0.9	10.9	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	5.70	7.85	0.6	7	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée

VI.7.6.1.Vérification de cisaillement à l'ELU :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable, ou trés préjudiciable}$$

Tableau VI.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal	$V_{u.max} = \frac{P_u * L_x * L_y}{2 * L_y + l_x}$	Vu.max=97.84KN
Contrainte tangente de travail	$\tau_u = \frac{V_u}{(1.00 * (e_p - c))}$	τu =0.445MPa
Contrainte tangente de travail admissible	(0.07 x Fc28) / 1.5	$\tau_{u.adm}$=1.167MPa
Vérification	$\tau u < \tau_{uadm}$	Vérifié

Chapitre 06 : Le Chemisage

VI-1.Rappel :

D'après chapitre 5 le ferraillage des poteaux on a :

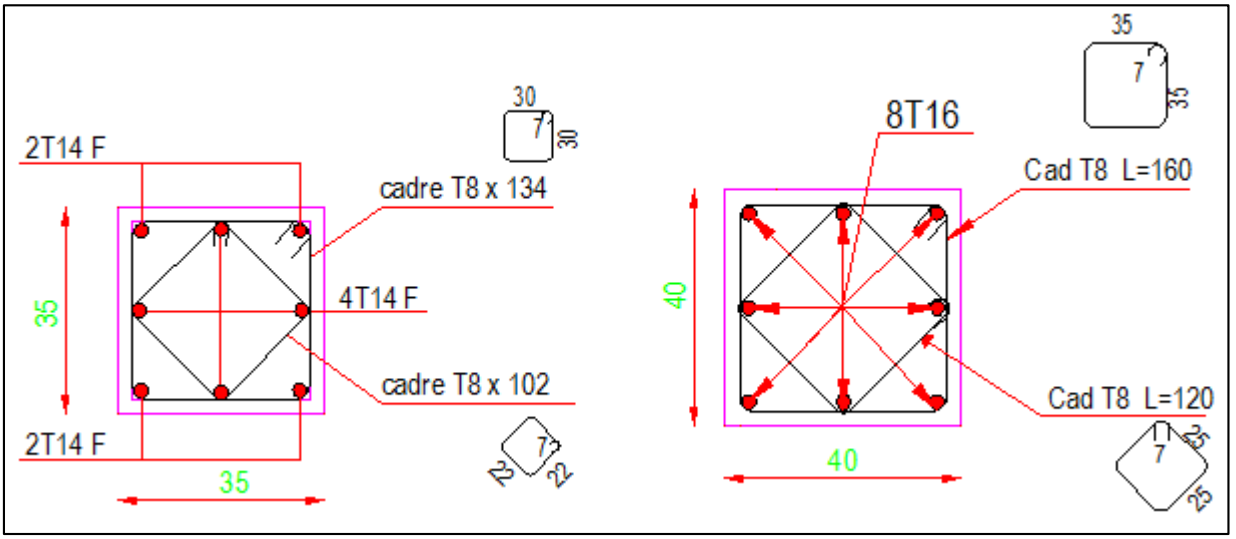


Figure VI-1. : Ferraillage des poteaux de

VI-2.Remarque :

Après les essais sur la résistance des poteaux nous avons trouvé une résistance à certains des poteaux faible jusqu'à 12 MPA .Pour cela nous allons renforcer des poteaux à partir une technique appelée chemisage des poteaux.

VI-2-1.Vérification de l'effort normal réduit à la base des poteaux faible résistance f_{C28}=12 MPA :

Selon RPA version 2003 [Art 7.1.3.3] On a l'effort normal réduit, le rapport :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau VI-1. Vérification de l'effort normal réduit à la base

	Nd (KN)	Sous la combinaison	fC28 MPA	ν	Vérification ν≤0.3
Pot40x40	721.806	G+Q+EDx	12	0.416	Non
Po40x40	724.971	G+Q+EDy	12	0.418	Non

VI-2-2.Commentaire :

Les sections des poteaux (35×35) et (40X40) de faible résistance sont justifié insuffisante Après avoir le résultat des poteaux δ_b=12MPa et inférieur à 24 MPa, et pour éviter le risque de rupture fragile des poteaux on est amené à deux solutions :

1-Le renforcement

2-La démolition

On choisit le renforcement car ce dernier est plus économique et en évitant les pertes de temps et d'efforts. On augmente la section avec un chemisage des poteaux, a la base a on prend un poteau de **50×50**

Tableau VI-2. Vérification de l'effort normal réduit à la base

	N_d (KN)	Sous la combinaison	f_{C28} MPA	ν	Vérification ν≤0.3
Pot50x50	721.806	G+Q+EDx	12	0.261	Oui
Pot50x50	724.971	G+Q+EDy	12	0.262	Oui

VI-3.Technique de Réparation et de Renforcement :

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques.

On peut être amené donc à procéder :

- A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que : l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.

- Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défaillantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécanique de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

Dans notre cas ont choisi la méthode de chemisage

VI-3-1.Avantage du chemisage :

Les chemisages en béton armé sont appliquées sur le périmètre des poteaux et des murs, qui est le cas idéal, ou parfois d'un plusieurs cotés (Figure V.2) selon les besoins suivantes :

- Augmentation de la portance ;
- Augmentation de la résistance en flexion et / ou cisaillement ;
- Augmentation de la capacité de déformation ;
- Amélioration de la résistance des jonctions par recouvrement défaillantes.

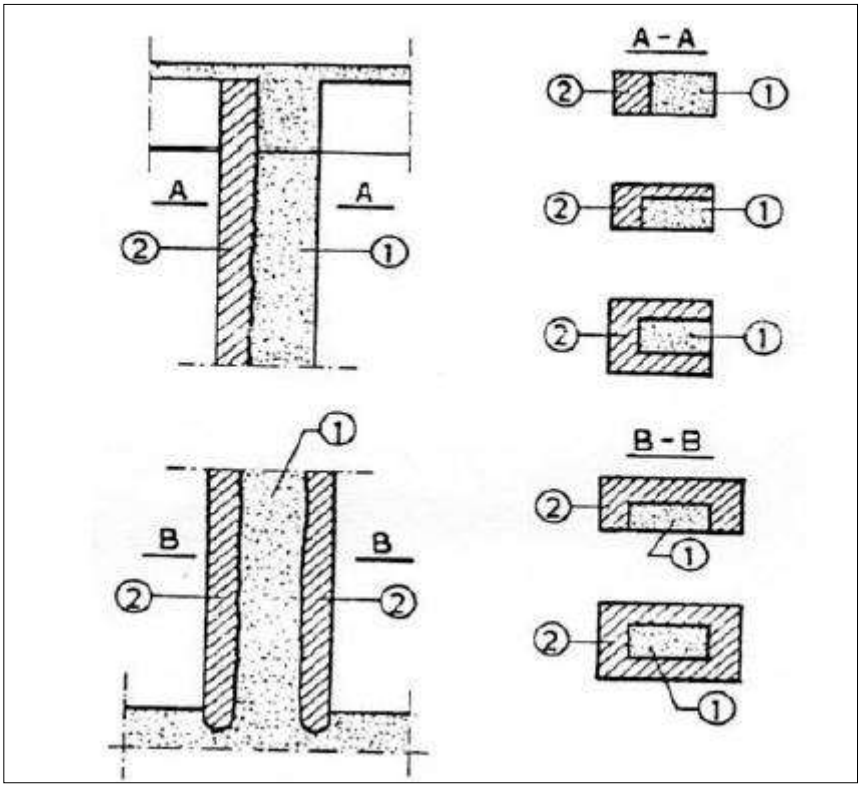
VI-3-2. Chemisage des sections de béton

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

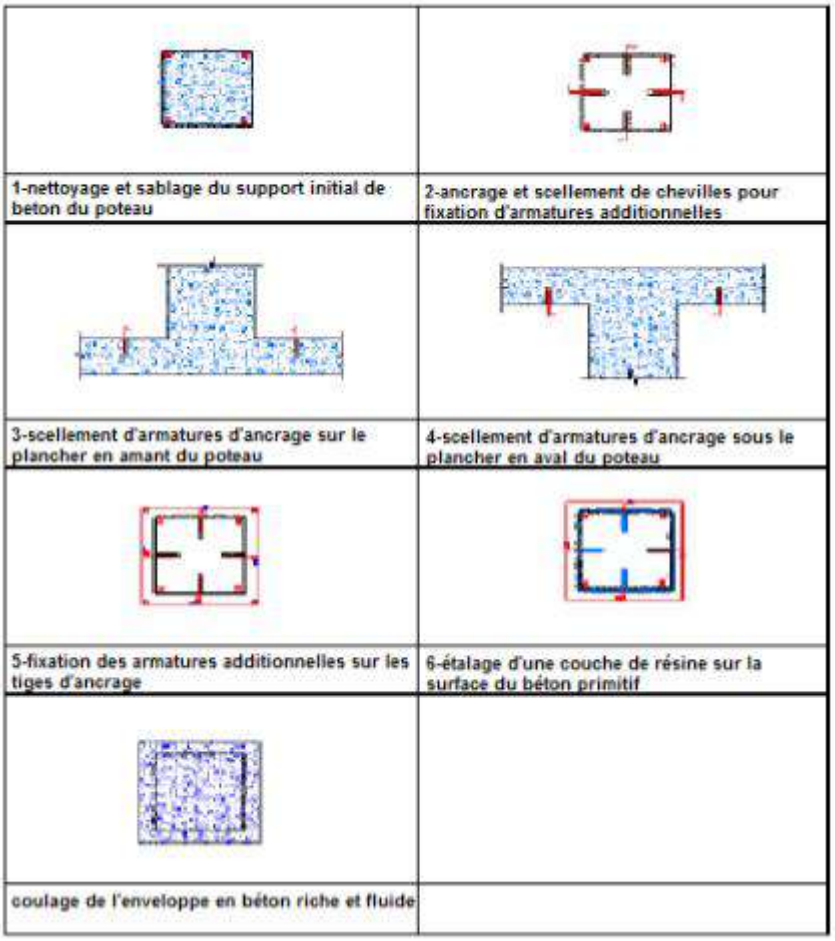
La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées.

Les éléments de renfort doivent êtres ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif. .



FigureVI-3. Différents arrangements de chemisages des poteaux en BA le poteau Existant et de la façon de chemisage



FigureVI-4. Différents étapes de renforcement des poteaux au moyen D'une enveloppe en béton armée (chemisage)

VI-3-3.les techniques de renforcement :

Il existe différent techniques de renforcement :

- Le renforcement par addition de nouveaux éléments construction verticaux et / ou Horizontaux ;
- L'amélioration de la résistance de la section transversale des éléments structuraux (ajout de section transversal pour améliorer la résistance en traction) ;
- La réparation (injection des fissures, remplacent du béton ou des armatures détériorées, etc.

VI-3-4.comparatif des méthodes de renforcement :

Le tableau suivant résume la comparaison entre les méthodes de renforcement

Tableau VI-3.comparatif des méthodes de renforcement

	Chemisage acier	Chemisage béton armé	Chemisage BTHP fibré
Avantages	-faible augmentation des sections. -assez rapide à mettre en œuvre.	-peut couteux. -ne nécessite pas de main d'œuvre hautement qualifiée.	-bon performance en termes de dissipation d'énergie. -très bon durabilité.
Inconvénient	-cout élevé. -nécessite d'une main d'œuvre qualifiée. -sensibilité à la corrosion	-augmentation de la section et du poids de la structure. -corrosion et autres pathologies du béton armé. -nécessite de coffrages et travaux assez longes.	-augmentation du poids de la structure. -nécessite d'une main d'œuvre qualifiée. -cout élevé.

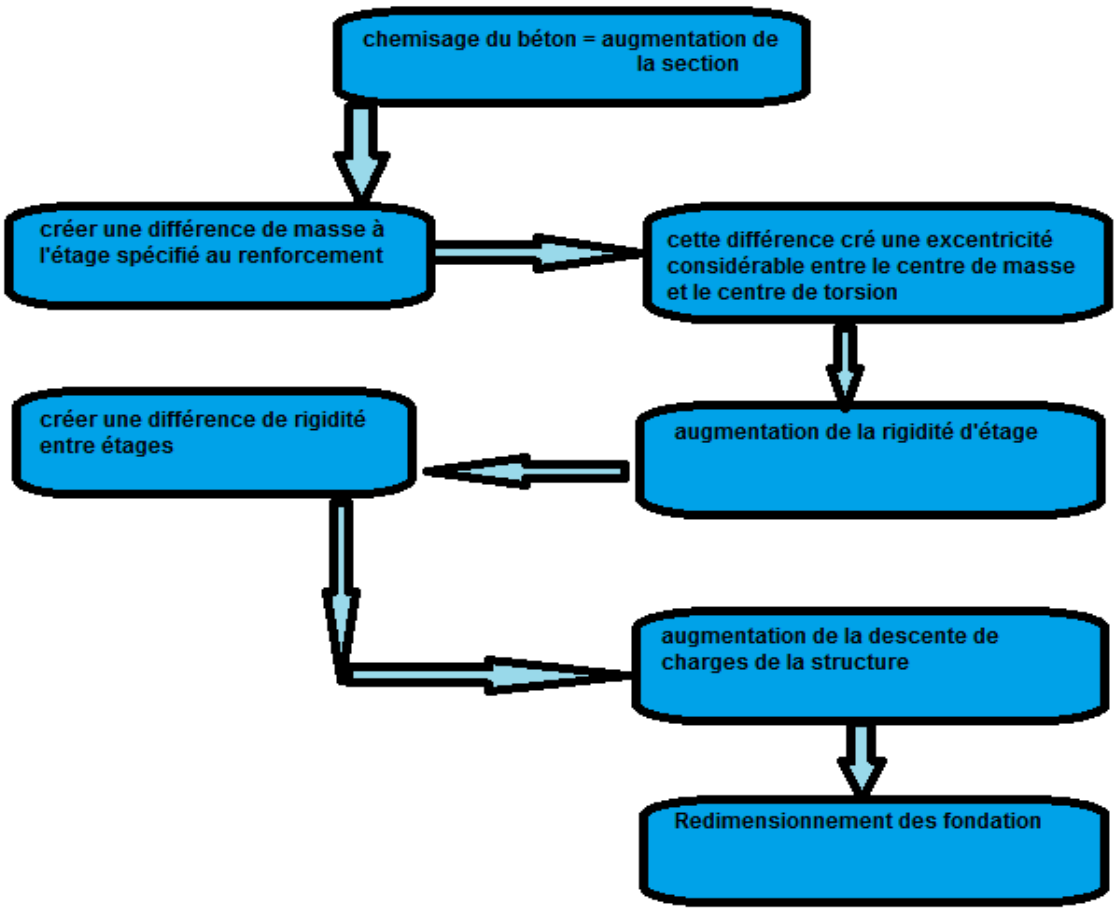
VI-4.Adhérence entre les deux bétons :

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton.

La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05mm.

VI-5.Les inconvénients de chemisage :

Les inconvénients de renforcement par un béton additionnel sont résumés comme suit :



A noter que le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage), influe directement sur la masse de la structure, comparativement aux autres moyens de renforcements, qui se caractérisent par leur légèreté relaté

VI-6.Conclusion :

On peut renforcer la stabilité des poteaux mais il faut être toujours prudent concernant le comportement de la structure après le renforcement et surtout les endroits de formation des rotules plastique et qui pouvant provoquer la ruine de l'ouvrage après le passage d'un séisme.

Conclusion Générale :

Dans ce projet, on a essayé d'établir une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Le calcul de notre projet suivis points très importants :

- La stabilité de l'ouvrage et la résistance de ces éléments porteurs Vis-à-vis de différentes sollicitations avec le minimum de la dépense et l'économie.
- Cette étude nous a fourni aussi les outils de calcul avec les différentes vérifications qu'un calcul doit effectuer au cours de l'exécution de ce projet.
- En fin ce n'est pas un travail simple dans le domaine du génie civil en général et du génie parasismique en particulier.

BIBLIOGRAPHIE

LES OUVRAGES :

1-Le site internet V.Davidovici

2- Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003

3- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 [7]

4-Charges permanentes et charges d'exploitation DTR8.C.22

MANUAL:

- SAP2000 Version 17
- AutoCAD 2013
- -Word 2007
- -Power-point
- -Excel 2007