

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du Diplôme Master en
Génie Civil
Option : matériaux et structures

Thème

Etude comparative technico-économique d'un
bâtiment R+9+s-sol en béton armé à usage
multiple

Présenté par :

M^r : SALHI Hakim

M^r : MEBARKI Khaled

Encadré par :

M^{elle} : BOUSSAA Leila

Promotion 2016/2017

Remerciements

*En premier lieu, nous tenons à manifester louange à Dieu par
aisance et excellence, puisse-t-il nous guider toujours sur le
droit chemin.*

*Nous ne pouvons omettre de faire preuve de notre gratitude à
nos chers parents respectifs, nous n'aurions pas pu en arriver là
sans leur précieuse aide et leur affection.*

*Notre entière gratitude s'adresse à notre promotrice M^{elle}
L. BOUSSAA. Ce projet n'aurait pas pu être mené à terme sans
l'intérêt et l'investissement dont elle a fait preuve. Ses conseils
attentionnés et ses interventions rapides et avisées nous ont
guidées en permanence tout au long de ce travail. Un grand
privilège et un immense plaisir.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire.*

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes parents bien aimés, que je remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de leurs espérances.

Mon cher frère Ali et mes chères sœurs :Souad,Fahima ,Lamia

Mes chers neveux A.Samie,Achraf,Amine,Ikram

Mes oncles, cousins, cousines en particulier Mourad, Hicham, Nabil et à toute ma famille ;

Mes collègues et amis Redha, azzedine, sofiane,Massi, Yahia, Bilal,Laid,Hicham,Rabeh et Fouad.

Tous mes proches.

SALHI HAKIM

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes parents bien aimés, que je remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de leurs espérances.

Mes chers frères et sœurs particulièrement les plus aînés Salima et Redha ;

Ma petite adorable fleur Halima ;

Mes neveux et nièces Amer, Aymen, Ines, Elis

Mes oncles, cousins, cousines en particulier Brahim, Abdelaziz, Abdelouhab, Tarek, Bilal et à toute ma famille ;

Mes collègues et amis Laid, Hichem, Bilal, Yahia, Housseem, Nabil, Massi, Adel et Khalil.

Tous mes proches.

MEBARKI KHALED

Sommaire

Introduction générale.....	1
Objectif du mémoire.....	1
Contenu du mémoire	1
1. Présentation de l'ouvrage	3
1.1. Localisation	3
1.2. Usage futur	4
1.3. Caractéristiques géométriques	9
1.4. Caractéristiques structurelles.....	9
1.5. Caractéristiques des matériaux	10
1.5.1. Béton.....	10
1.5.2. L'Acier	13
1.6. Référence de calcul	14
2. Pré dimensionnement de l'ouvrage.....	16
2.1. L'acrotère :.....	16
2.2. Les planchers	16
2.2.1. Hauteur du plancher	17
2.2.2. Les Poutrelles	18
2.2.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2).....	18
2.3. La maçonnerie.....	19
2.3.1. Maçonnerie extérieurs (double cloison)	19
2.3.2. Maçonnerie intérieurs (simple cloison)	19
2.3.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2).....	19
2.4. L'Escalier	20
2.4.1. Hauteur "paillasse/ palier" de l'escalier	21
2.4.2. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2).....	21
2.5. L'Ascenseur	22
2.6. Les poutres	22
2.7. Les voiles.....	22
2.8. Les poteaux.....	23
3. Les éléments non structuraux	27
3.1. L'Acrotère	27

3.1.1.	Charges et surcharge.....	27
3.1.2.	Sollicitations	28
3.1.3.	Ferraillage de l'acrotère.....	29
3.1.4.	Vérification à l'E.L.U.....	29
3.1.5.	Vérification à l'E.L.S	30
3.1.6.	Schéma de ferraillage de l'acrotère	31
3.2.	Le Plancher à corps creux - Poutrelles-.....	31
3.2.1.	Types de poutrelles	31
3.2.2.	Charges et Surcharges	32
3.2.3.	Terrasse inaccessible	35
3.2.4.	Plancher étage courant.....	36
3.2.5.	Plancher à usage commerce (R.D.C).....	38
3.2.6.	Sollicitations maximales dans les poutrelles	40
3.2.7.	Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant	43
3.2.8.	Schéma de ferraillage	50
3.2.9.	Le Plancher à corps creux - Dalle de compression-	51
3.3.	Etude de l'escalier.....	52
3.3.1.	Schéma statique volée escalier	52
3.3.2.	Charges et surcharges	53
3.3.3.	Le Ferraillage.....	53
3.3.4.	Vérification de l'effort tranchant	53
3.3.5.	Vérification à ELS	53
3.3.6.	Contraintes.....	54
3.3.7.	Schéma de ferraillage	Erreur ! Signet non défini.
3.4.	Poutre palière	54
3.4.1.	Schéma statique	54
3.4.2.	Charges et surcharges	54
3.4.3.	Les sollicitations	54
3.4.4.	Le Ferraillage.....	55
3.4.5.	Vérification de l'effort tranchant	55
3.4.6.	Vérification à ELS	55
3.4.1.	Schémas de ferrailages	56
4.	Etude Sismique	58

4.1. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003	58
4.1.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)	58
4.1.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)	58
4.1.3. Site (A3.3./RPA99/2003)	58
4.1.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003).....	58
4.1.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)	59
4.2. Etude sismique	60
4.2.1. Choix de la méthode de calcul.....	60
4.2.2. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)	60
4.2.3. Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)	63
4.2.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	65
4.2.5. Poids et centre de gravité de la structure	67
4.2.6. Justification de la sécurité de l'ouvrage	74
5. Les éléments structuraux.....	78
5.1. Poutres	78
5.1.1. Type de Sollicitation.....	78
5.1.2. Recommandation du R.P.A99/2003	78
5.1.3. Diagramme des moments fléchissant (KN.m).....	79
5.1.4. Diagramme des Efforts tranchants (KN)	81
5.1.5. Poutre Principale type (Axe C).....	82
5.1.6. Poutre Secondaire type (Axe 08).....	84
5.1.7. Vérification à l'E.L.U	85
5.1.8. Dispositions constructive.....	85
5.1.9. Schémas de ferrailage.....	86
5.1.10. Sections de ferrailage dans les poutres de tous les niveaux	87
5.2. Poteaux.....	91
5.2.1. Type de Sollicitation.....	91
5.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003	91
5.2.3. Vérification spécifiques selon le R.P.A99/2003 (A7.4.3)	92
5.2.4. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal (N, M_2 et M_3 -KN.m).....	95
5.2.5. Diagramme des Efforts tranchants (V_2 , V_3 -KN).....	96
5.2.6. Etape de calcul.....	97
5.2.7. Ferrailage type du poteau le plus sollicité	98

5.2.8.	Disposition constructive des armatures dans les poutres	99
5.2.9.	Schéma de ferrailage	100
5.3.	Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres (A7.6-R.P.A99/2003)	102
5.3.1.	Dispositions constructives	102
5.3.2.	Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant.....	102
5.4.	Voiles	103
5.4.1.	Type de Sollicitation.....	103
5.4.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	104
5.4.3.	Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal (N, M et V -KN.m) ...	105
5.4.4.	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	106
5.4.5.	Caractéristiques géométriques du voile VX3 selon XX	109
5.4.6.	Ferrailage du voile: VX3	110
5.4.7.	Schéma du ferrailage VX3	115
5.4.8.	Caractéristiques géométriques du voile VY4 selon YY	116
5.4.9.	Ferrailage du voile "VY4" selon YY.....	117
6.	Infrastructure	123
6.1.	Etude du sol.....	123
6.2.	Type de fondation adopté.....	124
6.3.	Radier général nervuré	125
6.3.1.	Pré dimensionnement du radier	125
6.3.2.	Caractéristiques géométriques du radier	126
6.3.3.	Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité (Xg,Yg)	127
6.3.4.	Justification du radier	128
6.3.5.	Ferrailage de la dalle du radier	130
6.3.6.	Ferrailage Débord	132
6.3.7.	Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)	134
6.4.	Voile périphérique	141
6.4.1.	Caractéristiques du Sol :.....	141
6.4.2.	Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :.....	141
6.4.3.	Evaluation des Charges et Surcharges.....	141
6.4.4.	Ferrailage du Voile	142
6.4.5.	Vérification de l'effort tranchant :.....	143

7. Etude comparative	146
7.1. Caractéristique structurelles	146
7.1.1. Avantages et Inconvénients des deux structures ..	Erreur ! Signet non défini.
7.1.2. Discussion et Interprétation.....	148
7.2. Comportement sismique	149
7.2.1. Paramètres utilisés pour l'étude sismiques	149
7.2.3. Interprétation des résultats.....	153
7.2.4. Discussions	153
7.3. Devis quantitatif approximatif des matériaux utilisés pour la superstructure	153
7.3.1. Béton.....	153
7.3.2. Acier	154
7.3.1. Discussion et Interprétation.....	154
7.4. Partie Infrastructure	154
Conclusion.....	155
Bibliographie.....	156
Liste de figures	157

Résumé

La sécurité et l'économie sont toujours des intentions pour l'ingénieur civil ; l'intégration entre eux est effectivement le raisonnement intact .pour satisfaire à ces exigences, le concepteur doit choisir le matériau et le système constructif convenables. Ce mémoire s'inscrit dans ce cadre.

Une structure (R,D.C+9+S.Sol: Commerce et Habitation) sera pris comme exemple. La structure étudiée faisant partie du projet "2000 Logements A.A.D.L" au pôle de l'excellence du coté Nord-Ouest par rapport à la ville de TIZI OUZOU. Classé comme une zone de moyenne activité sismique (IIa) d'après le zonage sismique de l'Algérie (R.P.A99/03).

Le pré dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments a été fait conformément au règlement appliqué en Algérie. L'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse ETABS. Sur la base des résultats obtenus (étude sismique, ferrailage des éléments structuraux et l'infrastructure), l'étude optimale (la résistance et l'économie) dépend de plusieurs paramètres: comportement sismique recherché, l'entreprise et le délai de réalisation ainsi le pays considéré.

Introduction Générale

La stabilité d'une structure peut être atteinte, si elle répond aux critères de stabilité exigée par les codes de calculs (Déplacement, effort sismique à la base, ...).

Le règlement parasismique algérien propose plusieurs systèmes structurels de contreventement pour la structure étudiée : mixte (portique, voile) avec ou sans interaction et voiles porteurs. Le R.P.A99/03 laisse le choix au concepteur de choisir entre ces systèmes structuraux en fonction de:

- ⊗ Le comportement sismique recherché (ductile, rigide)
- ⊗ L'entreprise de réalisation: moyen de réalisation, main d'œuvre,...
- ⊗ Délai de réalisation.

Il est clair que, plusieurs paramètres interviennent, pour juger un tel choix ou l'autre est optimal. Dans ce cadre, on propose pour la structure étudiée, deux propositions de structure, on traite dans ce mémoire une proposition, dont la 2^{ème} proposition sera traité par "MAOUNI Saadia " et "AISSOU Amira " encadré par Mme "BOUSSAA Leila " durant l'année 2016/2017.

Objectif du mémoire

L'étude consiste à dimensionner et calculer la structure choisie (R.D.C + 9 + Sous-Sol). Cette étude doit aboutir à la réalisation de notre projet de fin d'étude, on cherchant de fournir une solution optimale, tant du point de vue technique qu'économique.

Contenu du mémoire

Dans le présent mémoire, on va consacrer le premier chapitre à la présentation de l'ouvrage, ou on expose les caractéristiques: géométriques, structurelles de l'ouvrage et les matériaux utilisées, ainsi les références du calcul pour la première proposition.

Le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, et les voiles seront présentés dans le deuxième chapitre, le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaires, tels que: l'acrotère, l'escalier et les planchers. L'analyse sismique de la structure fera l'objet du quatrième chapitre pour s'assurer que notre bâtiment à un comportement dynamique satisfait aux critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien: les déformations inter-étages, l'effet P- Δ . Le cinquième chapitre traite le ferrailage des éléments de contreventement (voiles: linteau et trumeau) conformément aux règlements du calcul ainsi que les composants de l'infrastructure seront présentés respectivement dans le septième chapitre du présent mémoire. La comparaison technique et économique entre les deux propositions sera présentée dans le septième chapitre. La conclusion, à la fin, complètera le mémoire. Les documents de support au contenu du mémoire seront joints en Annexe pour références.

Présentation de l'ouvrage

*Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R, D.C + 09 + SOUS SOL)
constitué de portiques contreventés par des voiles assurant le
contreventement de la structure, situé A Tizi Ouzou, région classée de
faible sismicité (ZONE IIa).*

*Le pré dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments a été fait
conformément au règlement appliqué en Algérie.*

*L'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel
d'analyse ETABS*

L'étude de la fondation a aboutis à un radier général.

1. Présentation de l'ouvrage

1.1. Localisation

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bloc multifonctionnel (R.D.C + 9 + Sous-Sol : Commerce et Habitation) faisant partie du projet "2000 Logements A.A.D.L" au pôle de l'excellence du côté Nord-Ouest par rapport à la ville de TIZI OUZOU. Classé comme une zone de moyenne activité sismique (IIa) d'après le zonage sismique de l'Algérie (R.P.A99/03).

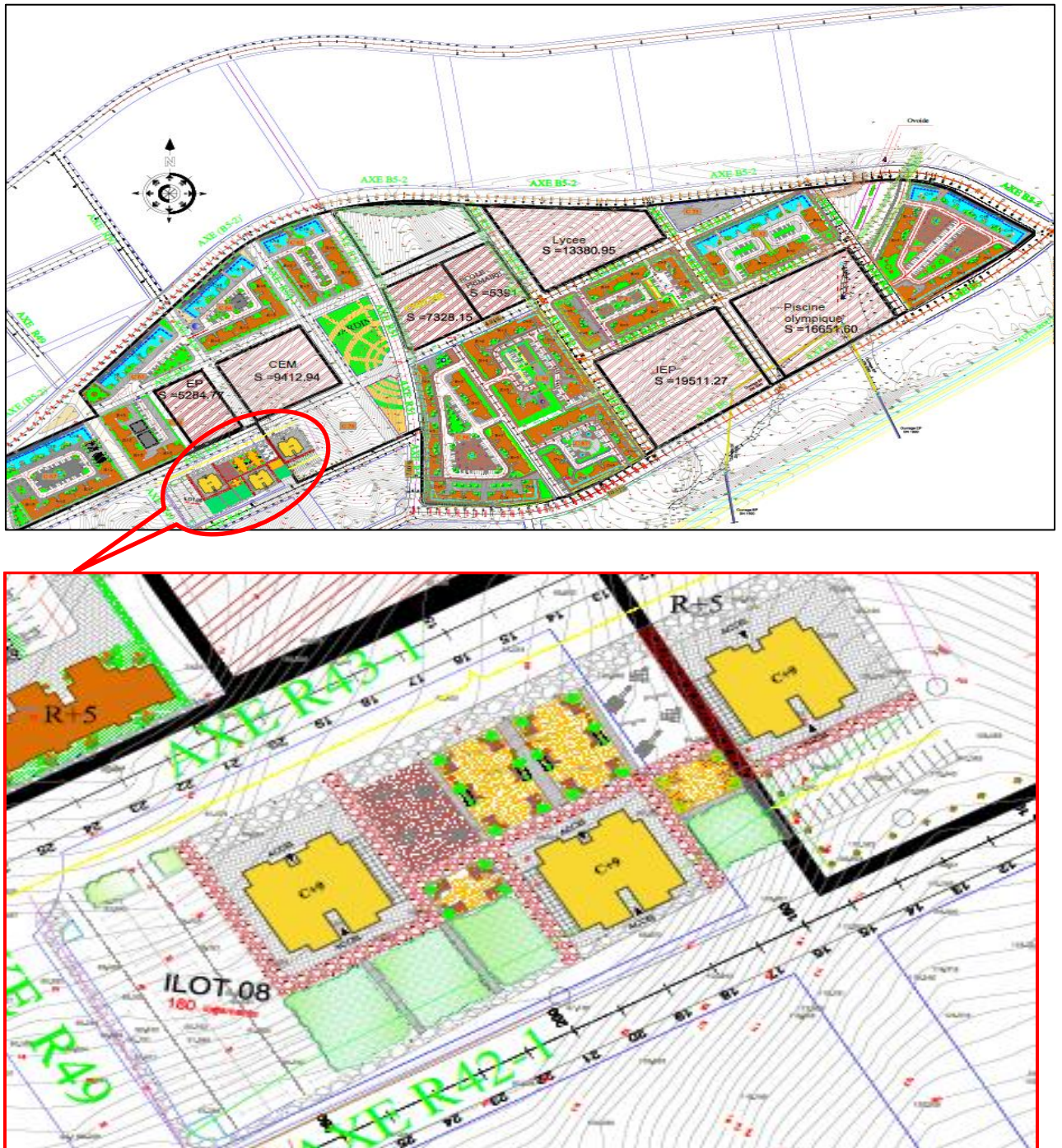


Figure 1. Plan de masse du projet

1.2. Usage futur

Le bloc a étudié se compose de 11 niveaux sur une emprise au sol de $S=469.4 \text{ m}^2$

Tableau 1 . Usage des niveaux du bloc étudié

Niveaux	L'usage
S. Sol	Evidé (inexploitable)
R.D.C-1 ^{er} étage	Commerce
Etages courants:2→9	Habitation

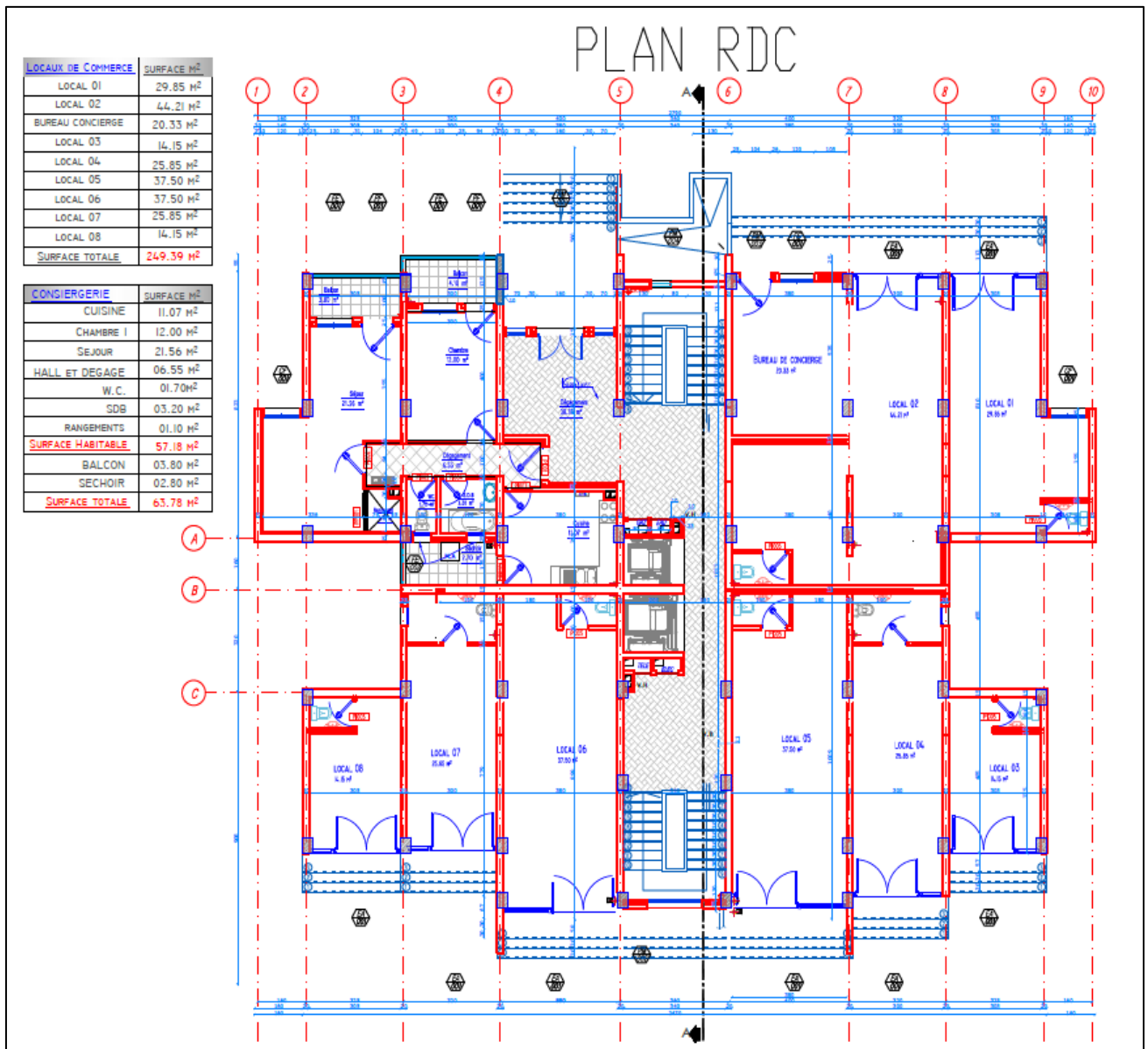


Figure 2. Plan R.D.C

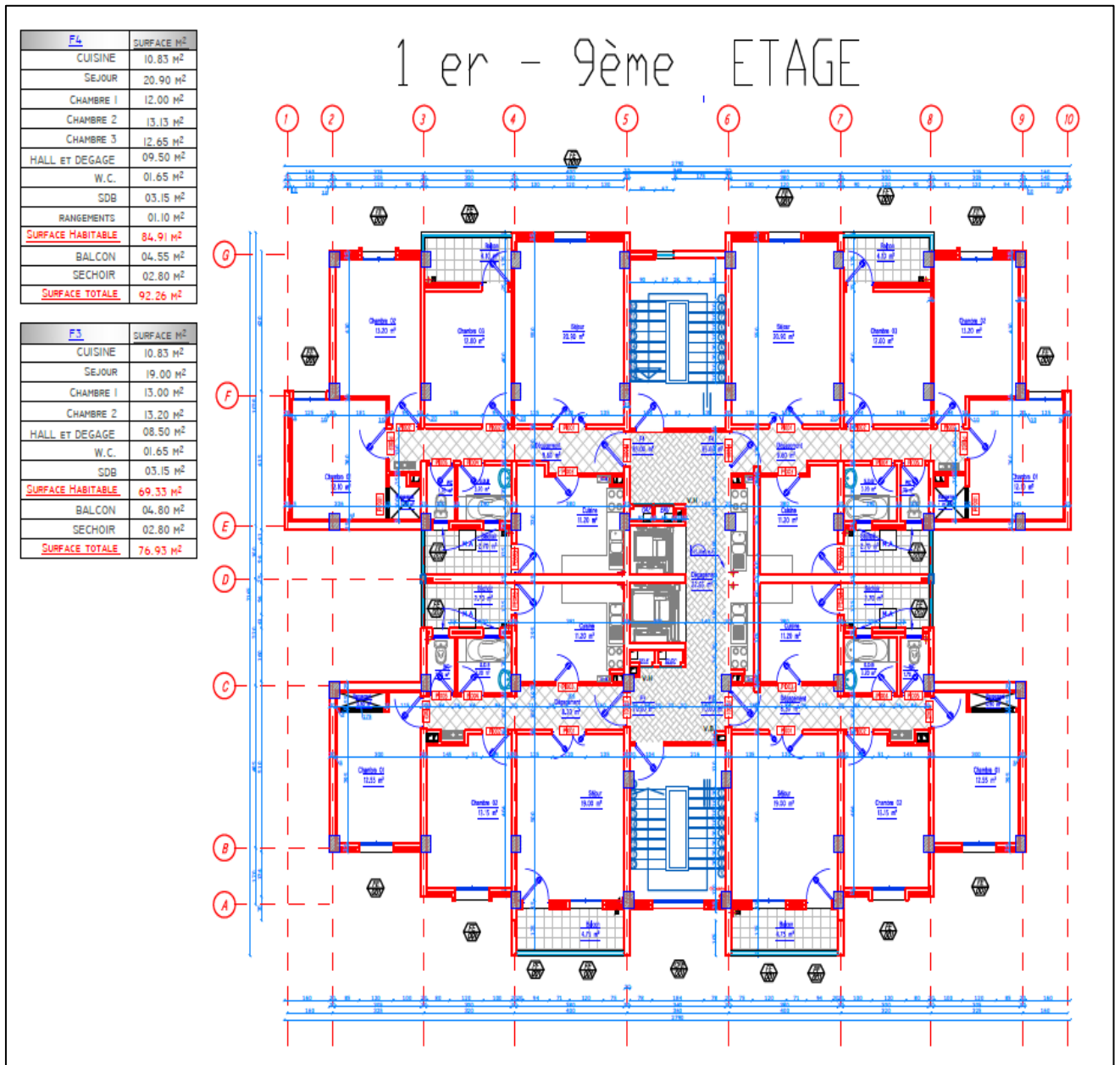


Figure 3. Plan étage: 1 → 9

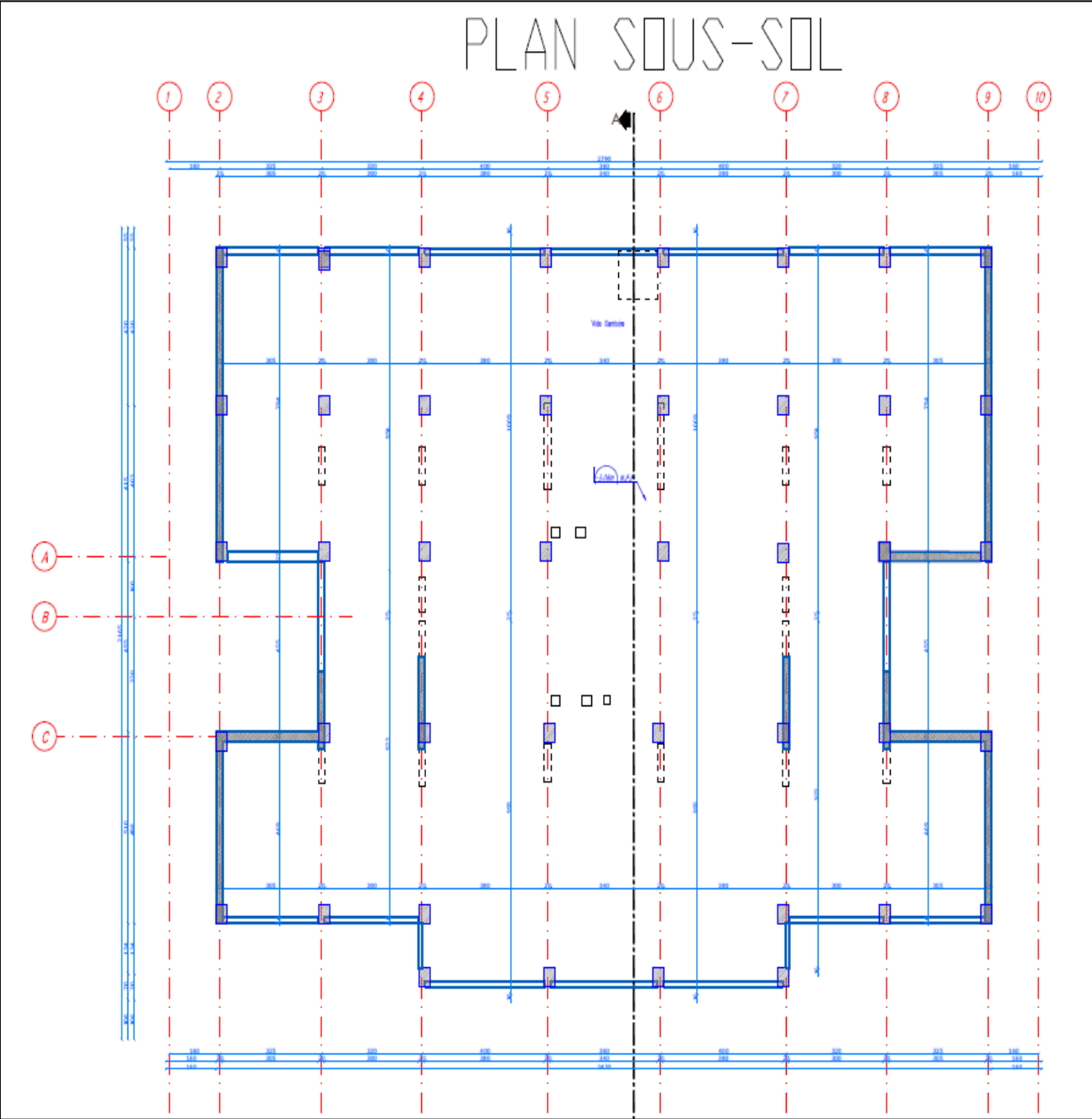


Figure 4 . Plan étage: S. Sol

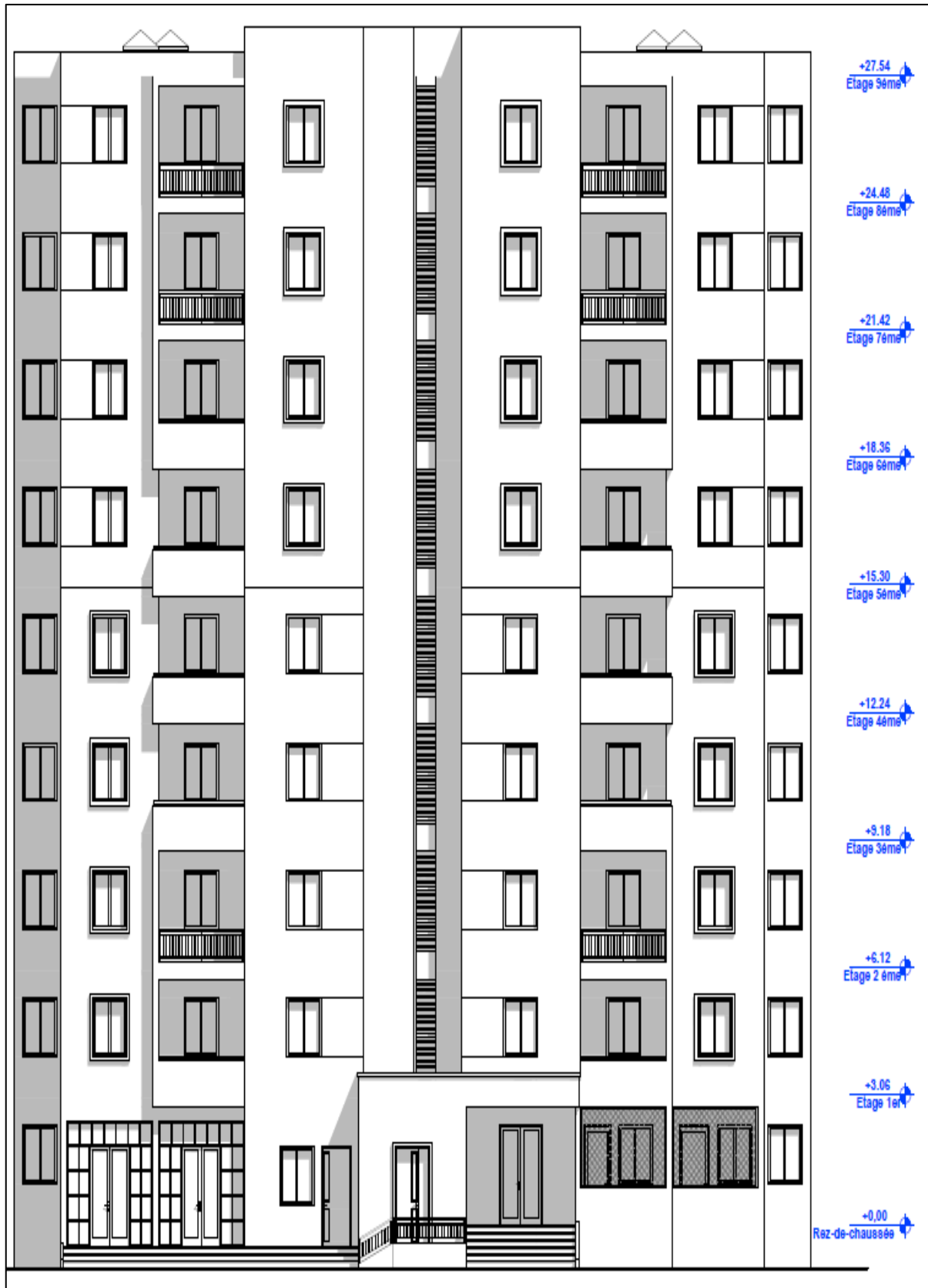


Figure 5 : Façade Principale

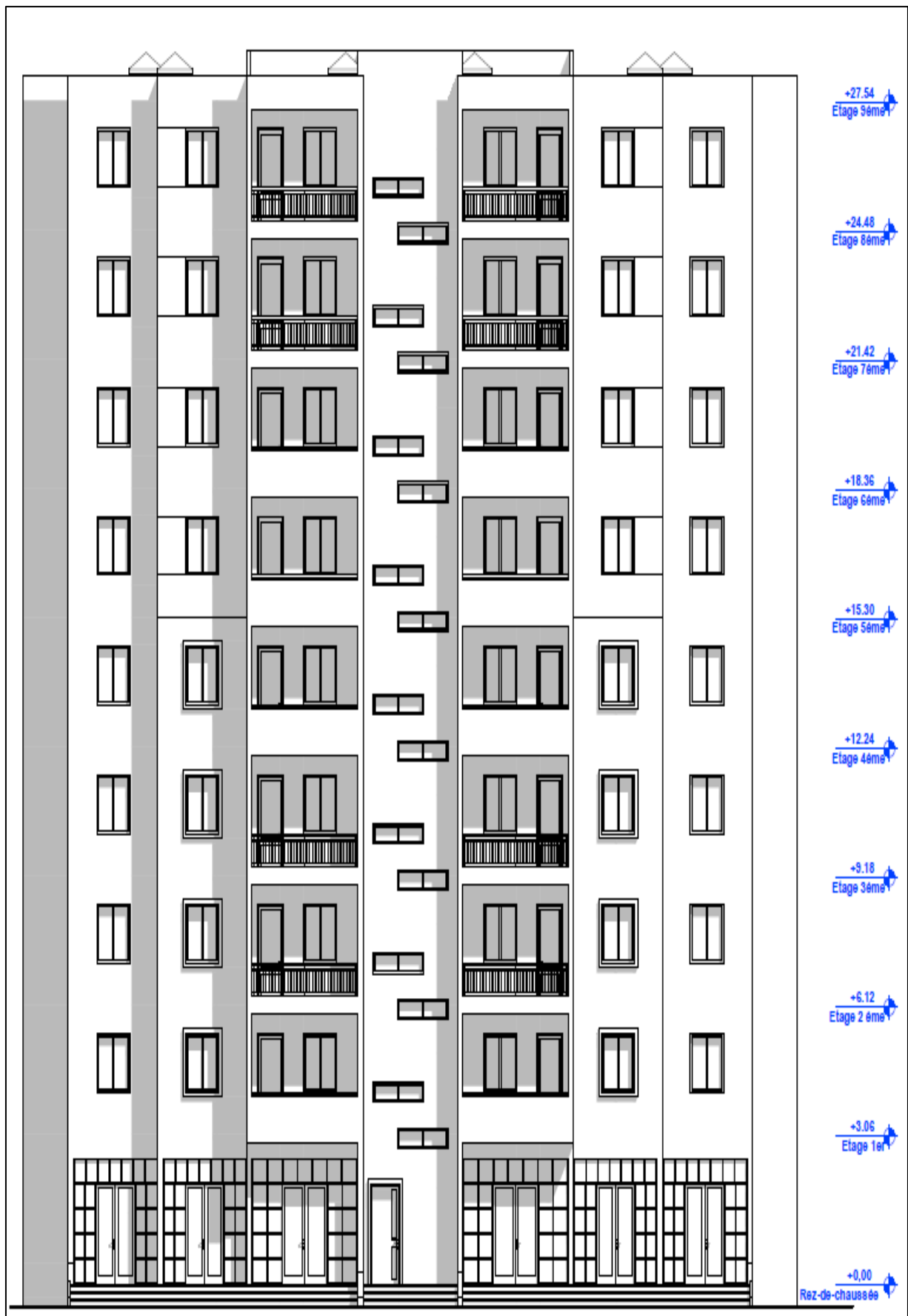


Figure 6 : Façade Postérieure

1.3. Caractéristiques géométriques

Tableau 2 : Caractéristiques géométriques du bloc étudié

En élévation	Hauteur totale de la super- structure	30,6 m
	Hauteur du RDC.....	3.06 m
	Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m
	Hauteur du S. Sol.....	3.06 m
	Hauteur totale de la super et l'infrastructure.....	33.66 m
En plan	Longueur total.....	24.5 m
	Largeur total.....	19.70 m

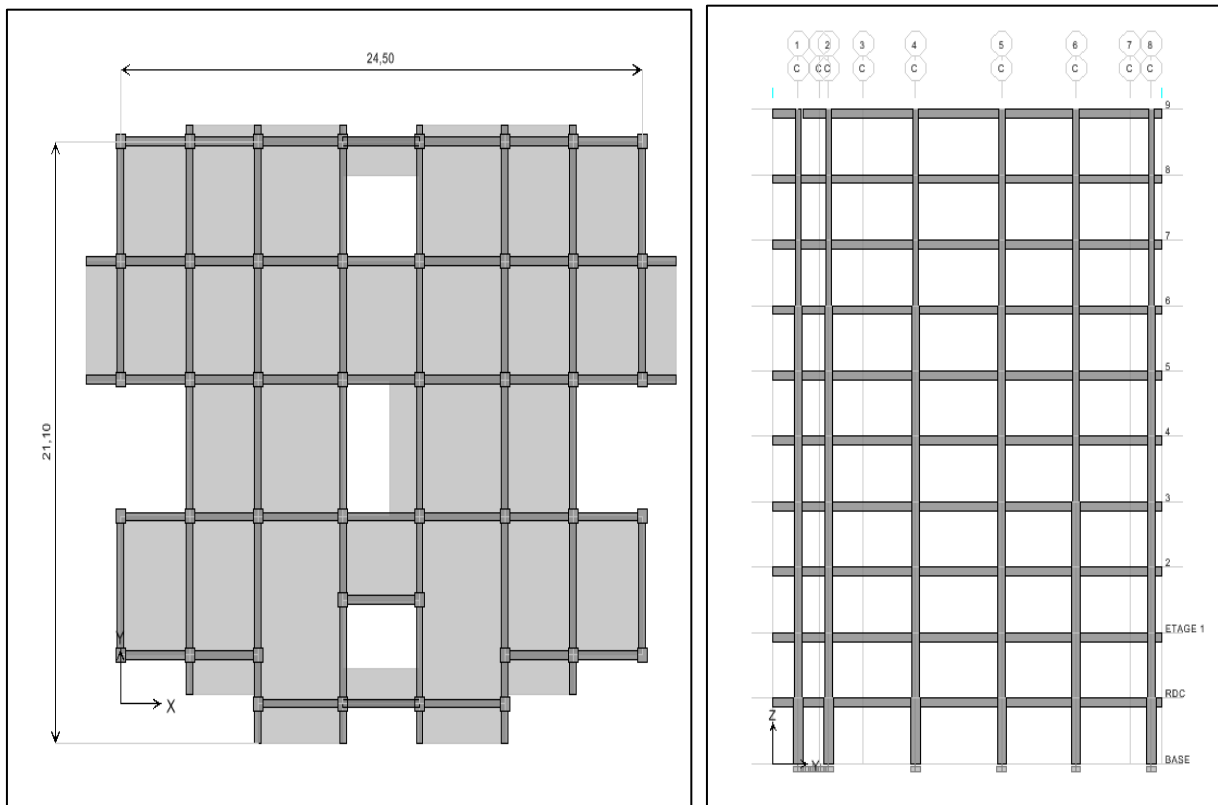


Figure 7 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation

1.4. Caractéristiques structurelles

- Structure : en **Béton Armé**
- Système structurel : **Portiques** (Poteaux-Poutres) et des **Voiles**
- Planchers : en Corps creux
- Maçonnerie : maçonnerie en brique creuse
- Cage d'Escalier / Ascenseur : L'accès aux étages supérieurs est assuré par l'ascenseur et une cage d'escalier droit à deux volées.

1.5. Caractéristiques des matériaux

1.5.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement. Pour un mètre cube du béton courant est composé de 350 Kg de ciment (CPA 325), de 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$), de 800 l Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$) et Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$), ainsi 175 l d'eau de gâchage. Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 et 2500 Kg/m³.

1.5.1.1. Résistance caractéristique du béton en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté f_{c28}). Cette résistance f_{cj} est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ j}$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ j}$$

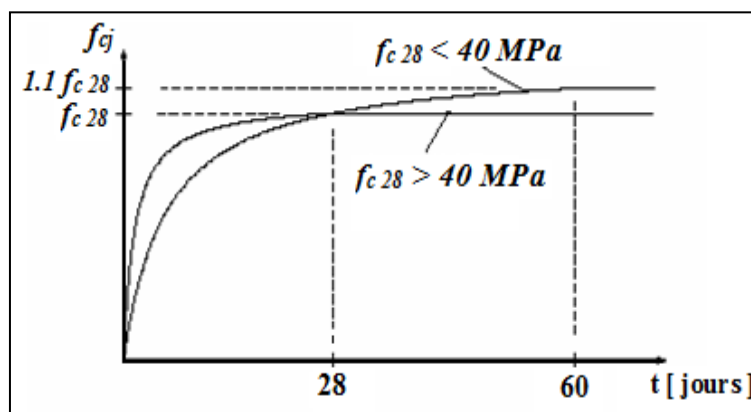


Figure 8 . Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa. On prend $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.

1.5.1.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées;
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est Conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

1.5.1.3. Contrainte limite à l'Etat limite ultime

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

On adopte le diagramme parabole- rectangle suivant : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$

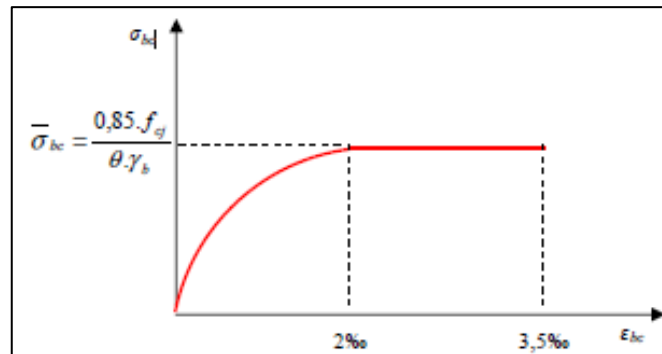


Figure 9 : Diagramme des contraintes du Béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

Tableau 3 : Situation de sécurité

situations	durables ou transitoires	accidentelles
γ_b	1,5	1,15
f_{bu} (MPa)	14,20	18,48

- ✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

1.5.1.4. Contrainte limite à l'Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

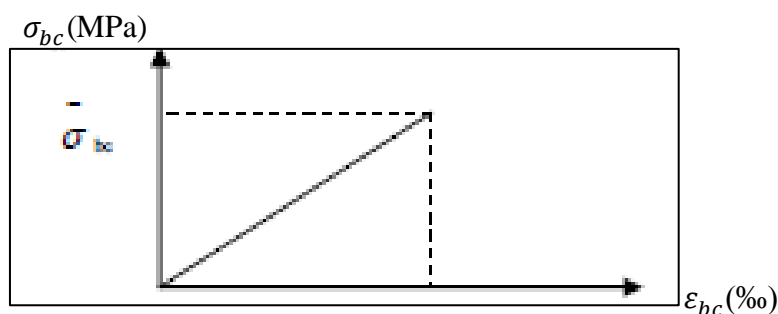


Figure 10 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

1.5.1.5. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

✓ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right) E_{ij} = 11000 (f_{28})^{2/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS}=18493,45\text{MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec : ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : Déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations à l'ELU, le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations à l'ELS, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

1.5.2. L'Acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

1.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e pour les principales armatures utilisées :

Tableau 4 : limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400
f_e (Mpa)	215	235	400

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

1.5.2.2. Contrainte limite à l'Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

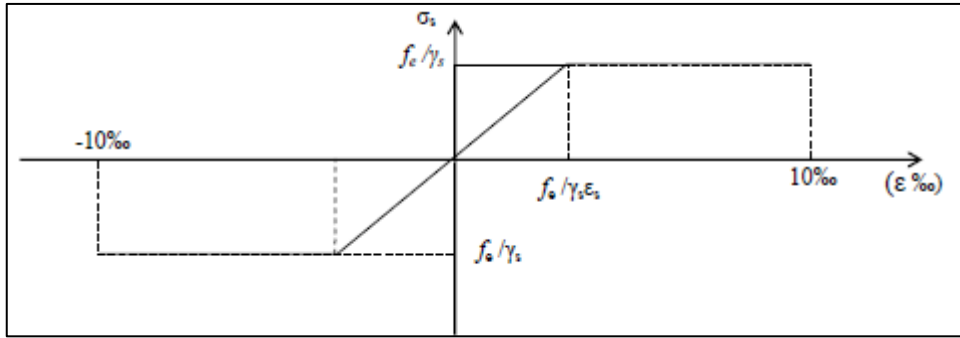


Figure 11 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \epsilon_{eS} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

1.5.2.3. Contrainte limite à l'Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = \min (2/3f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bt}^- = \min (1/2f_e , 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec : η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

1.6. Référence de calcul

DTR : BC2.48: Règlement parasismique algérien "R.P.A 99 / 03"

DTR : BC2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" C.B.A93 "

DTR.BC.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.....

B.A.E.L91:Béton armé aux états limites ultimes

Pré dimensionnement de l'ouvrage

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- L'acrotère;*
- Les planchers;*
- Les balcons;*
- les escaliers;*
- les poutres.*
- Les poteaux.*
- Les voiles*

Ce pré dimensionnement est effectué au stade de l'avant-projet, en se référant à nos règlements. Ce pré dimensionnement corrigés éventuellement au moment de l'étude.

2. Pré dimensionnement de l'ouvrage

2.1. L'acrotère :

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

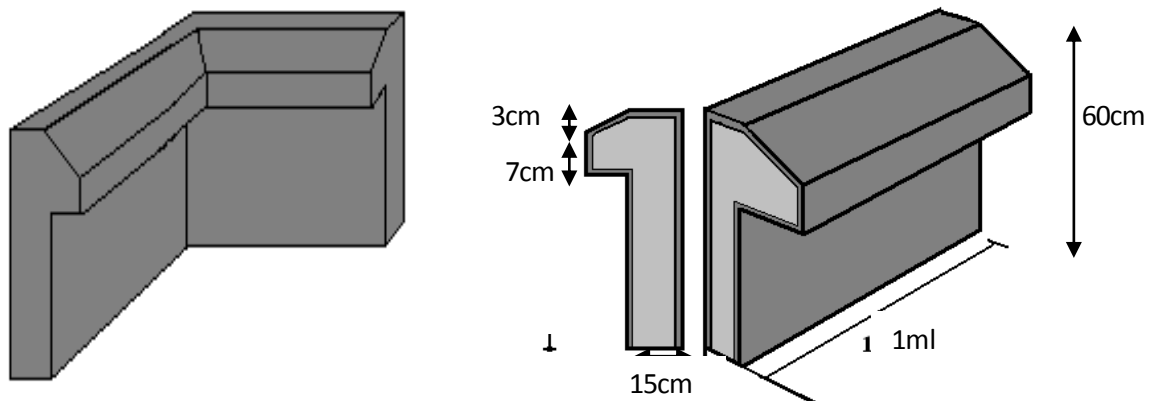


Figure 12 : Schéma représentatif de l'acrotère

2.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- transmettent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation aux éléments porteurs de la structure; les planchers sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal;
- fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet, on a choisi des planchers en corps creux, il est constitué de:

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

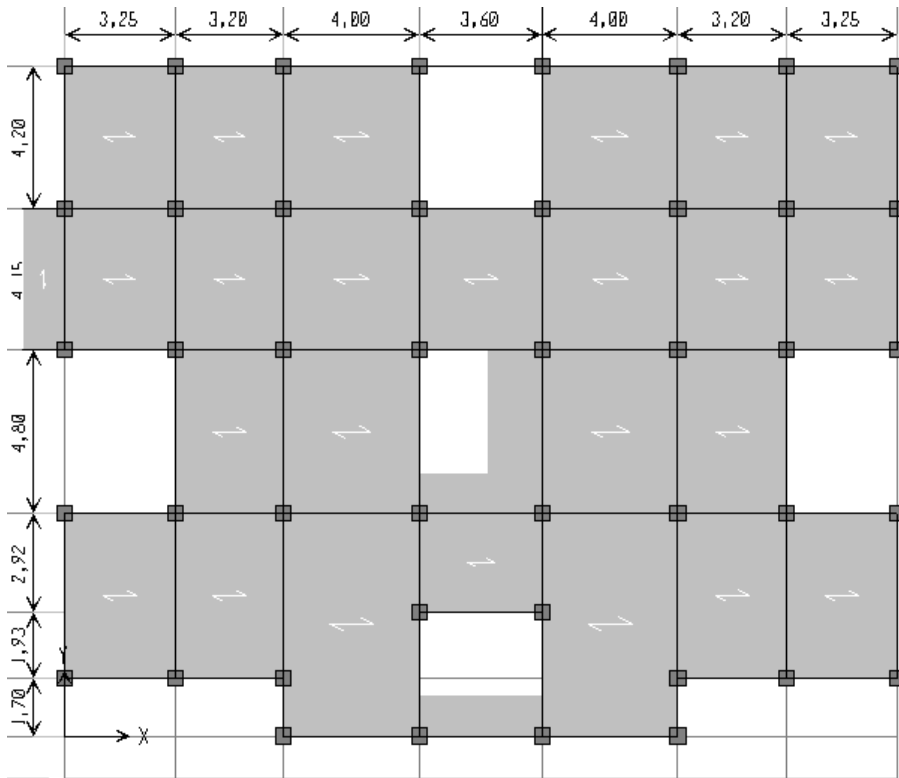


Figure 13: La disposition de poutrelle

2.2.1. Hauteur du plancher

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation (B.6.8.4.2.4/ CBA 93) :

$$H_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{400 - 30}{22.5} = \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis (figure 3.3)

H_t : Hauteur totale du plancher.

$H_{\text{dalle.C}}$ = 16 cm : Hauteur du corps creux.

$H_{\text{corps.C}}$ = 4 cm : Hauteur de la dalle de compression.

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = H_{\text{dalle.C}} + H_{\text{corps.C}} = 16 + 4$) = 20 cm.

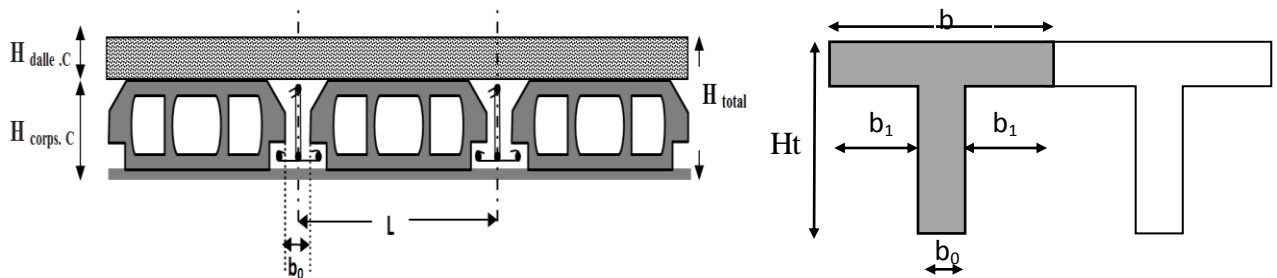


Figure 14 : Coupe transversale sur un plancher

2.2.2. Les Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (figure.3.3) :

Tableau 5 : Détermination de la largeur de la table de compression

Condition	L_x (cm)	L_y (cm)	b_1 (cm)	b (cm)
$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$	65 - 10 = 55	320 - 35 = 285	27,5	65

Avec :

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

2.2.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

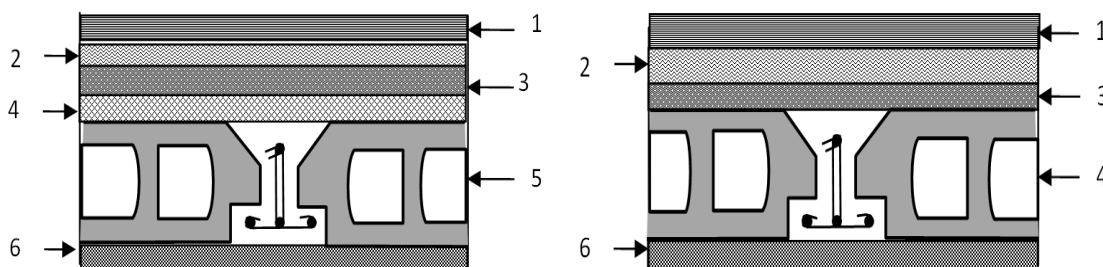


Figure 15 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible et étage courant

Tableau 6 : Charge et surcharge des planchers

Plancher	Référent désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)

Terrasse inaccessible	1.Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2.Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3.Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4.Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5.Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6.Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total :				5.75	1
Plancher corps creux	1. Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	/
	2. Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3. Lit de sable	18	0.03	0.54	
	4. Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5. Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6. Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total :				5.43	$Q_{courant}=1.5$ $Q_{RDC}=5$

Les surcharges d'exploitations :

- Terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher habitation $Q = 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher Commerce $Q = 5,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

2.3. La maçonnerie

Ils jouent un rôle important dans la séparation ainsi l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

2.3.1. Maçonnerie extérieurs (double cloison)

- Brique creuse de 10 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10cm

2.3.2. Maçonnerie intérieurs (simple cloison)

- Brique creuse de 10 cm

2.3.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

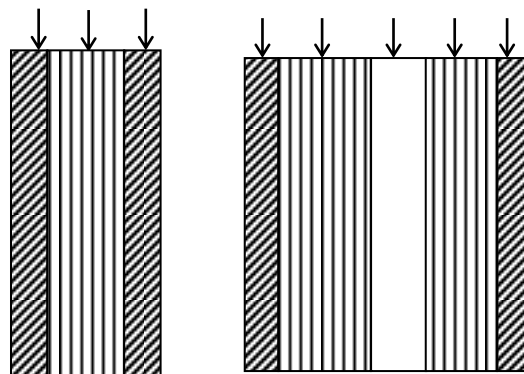


Figure 16 : Coupe transversale d'un mur extérieur et intérieur

Tableau 7 : Charge et surcharge murs

Type de murs	Référent / Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1. Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2. Brique creuse	9	0.15	1.35
	3. Lamé d'aire	/	0.05	/
	4. Brique creuse	9	0.1	0.9
	5. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total :				2.93
Murs intérieurs	1. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2. Brique creuse	9	0.1	0.9
	3. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total :				1.46

2.4. L'Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Pour tous les étages, il y a un seul type d'escalier : une volée avec deux paliers. Il se compose :

- **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** : supporte les marches.
- **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

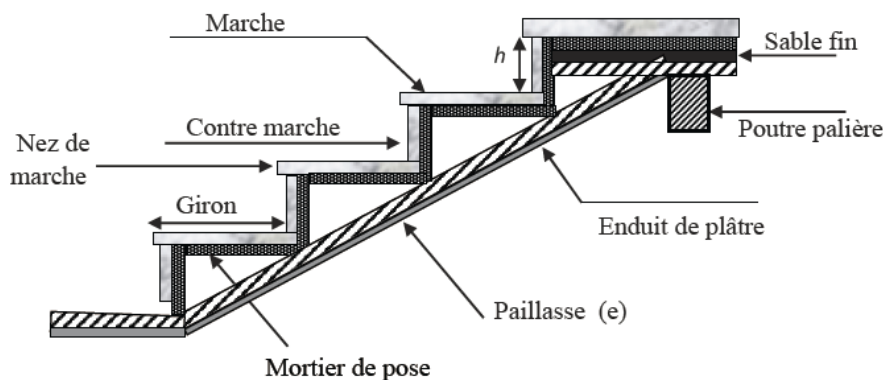


Figure 17 : Schéma représentatif de l'escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$2h + g = \text{environ } 64. \text{ (} h \text{ et } g \text{ en centimètres)}$$

Pour chaque volée à: $3.06 / 2 = 1.53\text{m}$:

- $h = H/n$ avec : (n) est le nombre des contremarches et $H=1,53\text{m}$.

- $g = L/(n-1)$ avec : ($n-1$) est le nombre des marches.

n : 9 c-marches	m : 8 marches	$60 < 2h+g < 65$	Observation
17 cm	30 cm	64	CV.

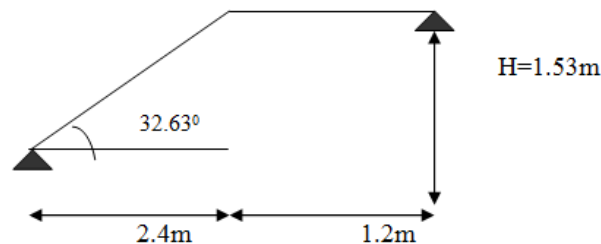
2.4.1. Hauteur "paillasse/ palier" de l'escalier

- Volée

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

Avec : L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier du départ.



L'_p : Longueur du palier d'arrivée.

$$L = \sqrt{L_v^2 + H^2} + L_p \Rightarrow L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1.2 = 4.04\text{m}.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{404}{30} \leq e \leq \frac{404}{20} \Rightarrow 11.46\text{cm} \leq e \leq 20.2\text{cm}$$

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

2.4.2. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

Tableau 8 : Charge et surcharge Escalier (paillasse et palier)

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse				
Volée	$25/\cos\alpha$	0.15	4.53	2.50
Les marches	22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	0.02	0.44	
	Vertical	/	0.25	
Mortier de pose	horizontal	0.02	0.40	
	vertical	/	0.22	
Enduit de plâtre	18	0.015	0.32	
Total :			8.03	
Palier				

Palier	25	0.15	4.53	
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total			5.98	

2.5. L'Ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur à une surface nette de $(1,8 \times 2) \text{ m}^2$, le système de levage de l'ascenseur, selon le B.E.T, est assuré par un système de levage mécanique, ce système de levage sera installé au niveau du S. Sol.

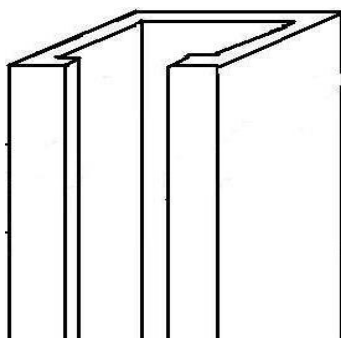


Figure 18 : La cage d'ascenseur

2.6. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait selon le BEAL91 ainsi le RPA99/2003, selon les conditions suivantes :

Tableau 9 : Pré dimensionnement des poutres

<i>Selon RPA 99 version 2003</i>					
	<i>Hauteur</i>			<i>Largeur</i>	<i>h/b</i>
	$h \geq 30$			$b \geq 20$	$\frac{h}{b} \leq 4$
Pré dimensionnement des poutres					
	L_{max}	$\frac{L_{max}}{10}$	$\frac{L_{max}}{15}$	$h_{choisis}$	$b_{choisis}$
Poutre principale	485	48,5	32,34	40	30
Poutre secondaire	400	40	26,67	35	30

2.7. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (A 7.7.1/R.P.A 99/03) :

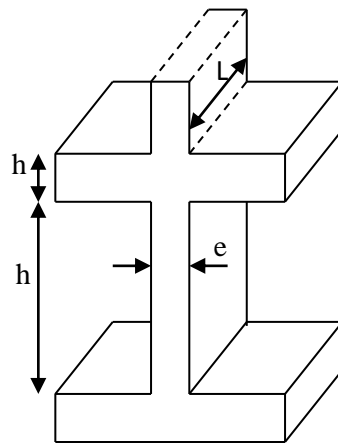


Figure 19 : Coupes des voiles en plan et en élévation

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$$

$$e \geq h_e / 20 \dots\dots\dots(2). \text{ RPA (article 7.7.1)}$$

$$L \geq 4 e \dots\dots\dots(3).$$

h_e : Hauteur libre d'étage

Dans notre projet la hauteur libre d'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}.$$

e : Epaisseur du voile. L : Longueur du voile.

$$e \geq 15 \text{ cm}.$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 20 \text{ cm}$**

2.8. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1) , en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

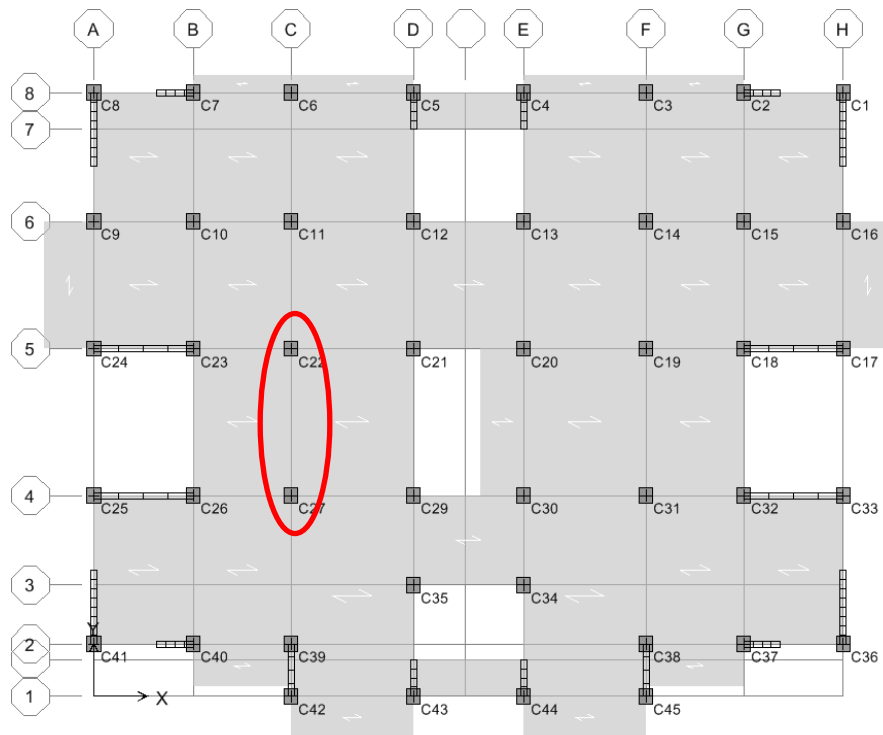


Figure 20 : Poteau le plus sollicité

Il préconise de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté.tel que :

$$Nu \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_c / \gamma_s)) \quad \text{(B.8.4.1/C.B.A93)}$$

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux:

$$\begin{cases} \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) = 0.708$

Puisque la structure comporte plus de 5 étages; suivant l'article 6.3 de D.T.R.BC2.2: loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages est applicable :

$$\begin{aligned} \sum_0 &= Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2 \\ \sum_1 &= Q_0 + Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ \sum_2 &= Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3,85 \text{ KN/m}^2 \\ \sum_3 &= Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5.05 \text{ KN/m}^2 \\ \sum_4 &= Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.10 \text{ KN/m}^2 \\ \sum_n &= Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5 \end{aligned}$$

$$\sum_5 = 7.00 \text{ KN/m} ; \sum_6 = 7.75 \text{ KN/m}^2 ; \sum_7 = 8.5 \text{ KN/m}^2 ; \sum_8 = 9.25 \text{ KN/m}^2 ; \sum_9 = 10 \text{ KN/m}^2 ; \sum_{10} = 13.025 \text{ KN/m}^2.$$

$g_{\text{cumulé}}$: Charge permanent cumulé du plancher (KN)

$q_{\text{cumulé}}$: Surcharge d'exploitation cumulée du plancher (KN)

S : surface du plancher revenant au poteau considéré

A : constante pour tous les poteaux de la structure de même étage.

$$g_{\text{terrasse}} = 5,75 \text{ KN/m}^2 \quad q_{\text{étage terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$g_{\text{étage habitation}} = 5,43 \text{ KN/m}^2$ $q_{\text{étage habitation}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$g_{\text{étage commerce}} = 5,43 \text{ KN/m}^2$ $q_{\text{étage commerce}} = 5 \text{ KN/m}^2$

Tableau 10 : La descente de charge pour le poteau le plus sollicité

Niv	g(KN)					q (KN)				Nu (KN)
	Plancher		poutre			Q(K N/m)	Q(KN. m)	S	qcumulé (KN)	
	G(KNm ²)	S	Gps (KN)	Gpp (KN)	G _{cumulé} (KN)					
9	5.75	13.14	8.66	13.57	97.785	1	1	13.14	13.14	117.49
8	5.43	13.14	8.66	13.57	191.365	1.5	2.5	13.14	32.85	307.61
7	5.43	13.14	8.66	13.57	281.945	1.5	3.85	13.14	50.58	456.49
6	5.43	13.14	8.66	13.57	378.525	1.5	5.05	13.14	66.357	610.54
5	5.43	13.14	8.66	13.57	472.105	1.5	6.10	13.14	80.154	757.57
4	5.43	13.14	8.66	13.57	565.685	1.5	7	13.14	91.98	901.64
3	5.43	13.14	8.66	13.57	659.265	1.5	7.75	13.14	101.83	1042.7
2	5.43	13.14	8.66	13.57	752.845	1.5	8.5	13.14	111.69	1183.8
1	5.43	13.14	8.66	13.57	846.425	1.5	9.25	13.14	121.54	1324.9
RDC	5.43	13.14	8.66	13.57	940.005	5	12.33	13.14	162.01	1512.0

Tableau 11 : Dimensionnement des poteaux

Niveau	Nu (KN)	Br (m ²)	A retenue (cm)	B Calcul (cm ²)	B retenues (cm)
9	117.49	0,105	35	0,011	35
8	307.61	0,105	35	0,024	
7	456.49	0,105	35	0,039	
6	610.54	0,14	40	0,056	40
5	757.57	0,14	40	0,074	
4	901.64	0,14	40	0,094	
3	1042.7	0,18	45	0,115	45
2	1183.8	0,18	45	0,136	
1	1324.9	0,18	45	0,160	
RDC	1512.0	0,225	50	0,187	50

Calcul des Éléments secondaires

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/version2003...).

3. Les éléments non structuraux

3.1. L'Acrotère

L'acrotère est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera :

- en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

3.1.1. Charges et surcharge

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

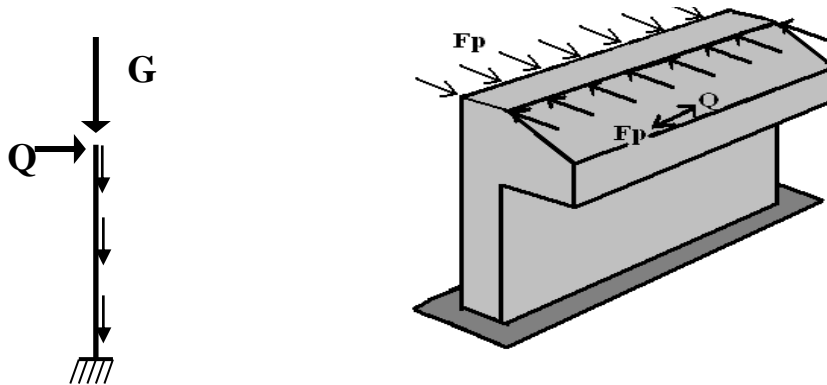


Figure 21 : Schéma statique de l'acrotère

3.1.1.1. Charge verticale :

Tableau 12 : Evaluation des charges et surcharges

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

La charge d'exploitation $Q = 1.00$ KN/ml

S_{acr} : Surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

3.1.1.2. Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{A99 (article 6.2.3).}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA99-Tableau 4.1**)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (**RPA99-Tableau 6.1**)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone Iia :

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Leftrightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

3.1.2. Sollicitations

- Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1 \times 1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 13 : Sollicitations du calcul de l'acrotère

	FODAMENTALE	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m} \\ e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et } N_u \text{ est un effort de} \end{cases}$$

compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment : $M_{ua} = N_u \times e$. Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle : $e = \frac{Mu}{Nu}$ par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; L/250) = 2\text{ cm}$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

L_f : Longueur de flambement : $l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m} \text{ D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

3.1.3. Ferrailage de l'acrotère

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 15\text{cm} \\ d = 12\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \end{array} \right.$$

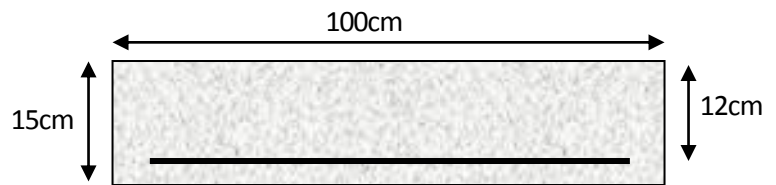


Figure 22 : Section de l'acrotère a ferrailé

$$M_{Ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.5393 \text{ KN.m}$$

Avec M_{Ua} est le moment de la flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.00752 < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0094; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.119\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.37\text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.37 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27\text{cm}^2$$

3.1.4. Vérification à l'E.L.U

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{2.2588 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0188 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u < \text{Min} (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (3.2; 4) \text{ Mpa} = 3.2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement :

* Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

* Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 10.048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.208 \text{ Mpa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$Z_{es} < 2,83 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

3.1.5. Vérification à l'E.L.S

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

- Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \\ \overline{\sigma}_s = \text{min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

e_1 : distance du centre de pression « c » à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow e_1 = \frac{0.6}{2.6225} + (0.12 - 0.075) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ « c » à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m} ; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant « q » et « p » dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

3.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

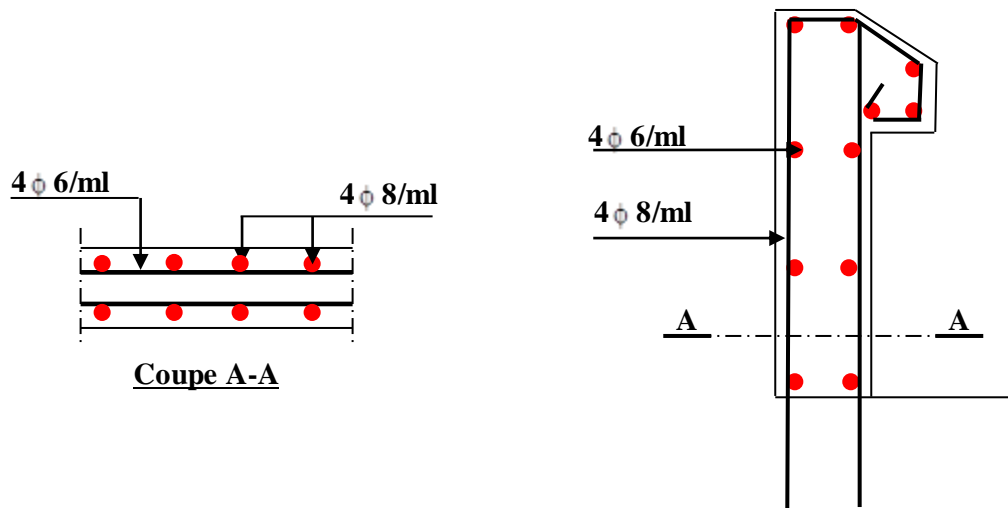


Figure 23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.2. Le Plancher à corps creux - Poutrelles-

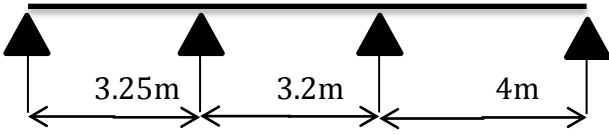
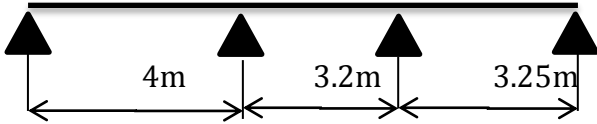
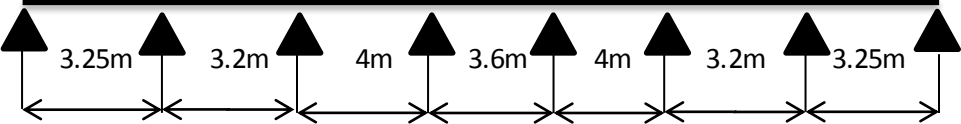
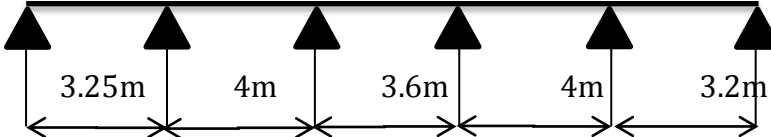
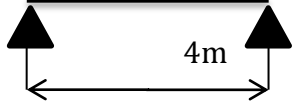
Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

3.2.1. Types de poutrelles

On a 6 types de poutrelles.

Tableau 14 : Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	

3.2.2. Charges et Surcharges

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$ A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau 15 : Combinaisons d'action

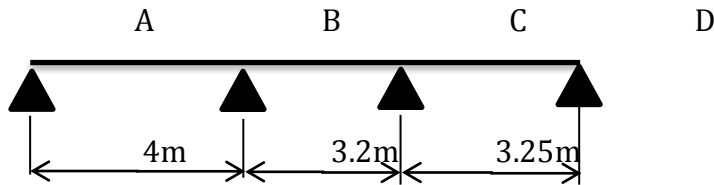
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.38
habitation	5.43	1.5	9.58	6.23	6.83	4.5
commerce	5.43	5.0	14.84	9.64	10.33	6.78

Remarque : Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles.

Le rapport (l_i / l_{i+1}) est vérifié pour tous les types, donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Calcul de charges revenantes aux poutrelles**
- **Exemple de calcul**

Plancher terrasse inaccessible : Type de poutrelle



$$(G= 5,75 \text{ KN/m}^2 ; Q= 1,5 \text{ KN/m}^2)$$

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

$$q_u = 9,26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 6,75 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6,02 \text{ KN/ml.}}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,38 \text{ KN/ml.}}$$

$$M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,02 \times 16}{8} = 12,04 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,38 \times 16}{8} = 8,76 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis de rive :**

$$M_a = -0,15 \text{ Max} (M_0^1, M_0^3)$$

$$M_a = -0,15 \begin{cases} M_0^1 = -0,15 \times 12,04 = -1,806 \text{ KN.m} \\ M_0^3 = -0,15 \times 8,76 = -1,314 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis intermédiaire :**

- **Appuis B :**

$$M_{Bu} = 0,5 M_0^u = 0,5 \times 12,04 = 6,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bs} = 0,5 M_0^s = 0,5 \times 8,76 = 4,38 \text{ KN.m}$$

Appuis C :

$$M_C = 0,5 \text{ Max}(M_0^2, M_0^3)$$

$$M_C = 0,5 M_0^3 \rightarrow \begin{cases} M_0^3 = 7,95 \text{ KN.m} & \text{à l'ELU} \\ M_0^3 = 5,78 \text{ KN.m} & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$M_{Cu}=3,765 \text{ KN.m}$

$M_{Cs}=2,89 \text{ KN.m}$

Moment en travées :

• **Travée AB :**

• **ELU :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{matrix} (1 + 0,3\alpha)M_0^u \\ 1,05M_0^u \end{matrix} \right.$$

$/M_g=0$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,148$

$M_t + \frac{M_B}{2} \geq 1,05M_0^u \dots\dots\dots(1)$

$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0^u}{2} \dots\dots\dots(2)$

(1)→ $M_t \geq 1,05M_0^u - 0,5M_B$

(2)→ $M_t \geq 0,62M_0^u$

A.N:

$M_t = 1,05 \times 12,04 - \frac{6,02}{2} = 9,63 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,62 \times 12,04 = 7,46 \text{ KN.m}$

Entre (1) et (2) en prends le maximum

Donc : $M_t = 9,63 \text{ KN.m}$

ELS :

(1)→ $M_t \geq 1,05M_0^s - 0,5M_B$

$M_t = 1,05 \times 8,76 - 0,5 \times 4,38 = 7 \text{ KN.m}$

• **Travée BC :**

• **ELU :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{matrix} (1 + 0,3\alpha)M_0^u \\ 1,05M_0^u \end{matrix} \right.$$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,148$

$M_t + \frac{M_B}{2} + \frac{M_C}{2} \geq 1,05M_0^u \dots\dots\dots(1)$

$M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0^u}{2} \dots\dots\dots(2)$

(1)→ $M_t \geq 1,05M_0^u - (0,5M_B + 0,5M_C)$

(2)→ $M_t \geq 0,52M_0^u$

A.N:

$M_t = 1,05 \times 6,02 \times \frac{3,2^2}{8} - \left(\frac{6,02}{2} + \frac{3,975}{2} \right) = 2,70 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,52 \times 6,02 \times \frac{3,2^2}{8} = 4,02 \text{ KN.m}$

Entre (1) et (2) en prends le maximum

Donc : $M_t = 4,02 \text{ KN.m}$

• **ELS :**

(2)→ $M_t \geq 0,52M_0^s$

$M_t = 0,52 \times 4,38 \times \frac{3,2^2}{8} = 2,92 \text{ KN.m}$

• **Travée CD :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{matrix} (1 + 0,3\alpha)M_0^u \\ 1,05M_0^u \end{matrix} \right.$$

$/M_d=0$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,148$

$M_t + \frac{M_C}{2} \geq 1,05M_0^u \dots\dots\dots(1)$

$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0^u}{2} \dots\dots\dots(2)$

(1)→ $M_t \geq 1,05M_0^u - 0,5M_C$

(2)→ $M_t \geq 0,62M_0^u$

A.N:

$M_t = 1,05 \times 6,02 \times \frac{3,25^2}{8} - \frac{3,975}{2} = 6,35 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,62 \times 6,02 \times \frac{3,25^2}{8} = 4,94 \text{ KN.m}$

Entre (1) et (2) en prends le maximum

Donc : $M_t = 6,35 \text{ KN.m}$

ELS :

(1)→ $M_t \geq 1,05M_0^s - 0,5M_C$

$$M_t = 0,62 \times 4,38 \times \frac{3,25^2}{8} = 4,62 \text{ KN.m}$$

$$V_b = 1,1 \times 6,02 \times \frac{4}{2} = 13,24 \text{ KN}$$

• Les efforts tranchants

L'ELU

Travée AB :

$$V_A = q \frac{l_1}{2}$$

$$V_b = 1,1 q \frac{l_1}{2}$$

A.N:

$$V_A = 6,02 \times \frac{4}{2} = 12,04 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$V_b = 1,1 \times 6,02 \times \frac{3,2}{2} = 10,59 \text{ KN}$$

$$V_c = 1,1 \times 6,02 \times \frac{3,2}{2} = 10,59 \text{ KN}$$

Travée CD:

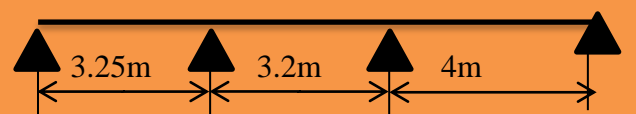
$$V_c = 1,1 \times 6,02 \times \frac{3,25}{2} = 10,76 \text{ KN}$$

$$V_d = 6,02 \times \frac{3,25}{2} = 9,78 \text{ KN}$$

3.2.3. Terrasse inaccessible

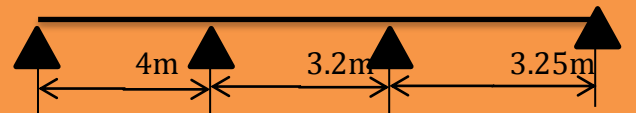
3.2.3.1. Sollicitations

Tableau 16 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher terrasse inaccessible



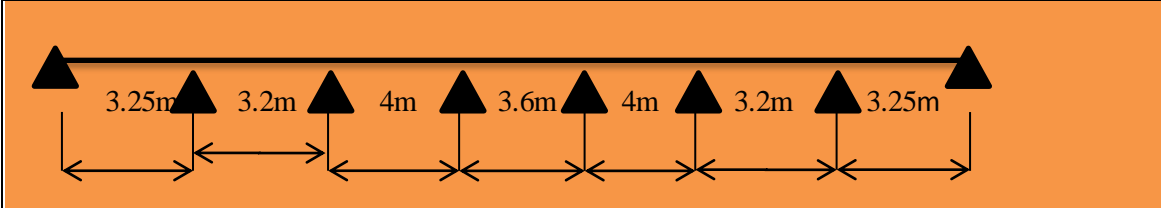
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	7,95	5,79	1,19	0,87	3,98	2,9	6,36	4,63	9,78	10,76
B-C	3,20	7,71	5,62	3,98	2,9	6,02	4,39	4,03	2,93	10,6	10,60
C-D	4	12,04	8,78	6,02	4,39	1,81	1,32	9,63	7,02	13,25	12,04

Tableau 17 : Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher terrasse inaccessible



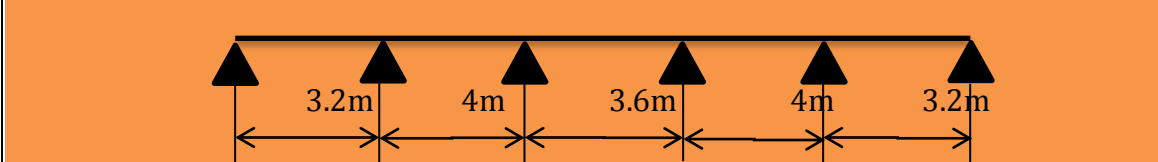
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	4	12,04	8,78	1,81	1,32	6,02	4,39	9,63	7,02	12,04	13,25
B-C	3,2	7,71	5,62	6,02	4,39	3,98	2,90	4,03	2,93	10,60	10,60
C-D	3,25	7,95	5,79	3,98	2,90	1,19	0,87	6,36	4,63	10,76	9,78

Tableau 18 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher terrasse inaccessible



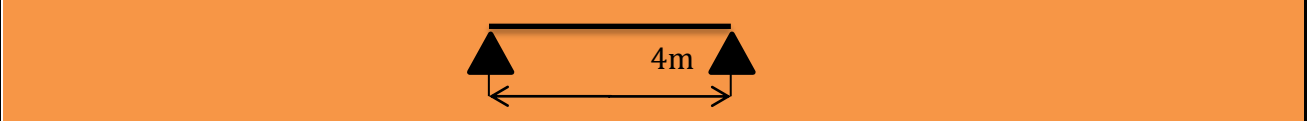
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	7,95	5,79	1,19	0,87	3,98	2,90	6,36	4,63	9,78	10,76
B-C	3,2	7,71	5,62	3,98	2,90	4,82	3,51	4,03	2,93	10,60	10,60
C-D	4	12,04	8,78	4,82	3,51	4,82	3,51	7,82	5,71	12,04	12,04
D-E	3,6	9,75	7,11	4,82	3,51	4,82	3,51	5,42	3,76	10,84	10,84
E-F	4	12,04	8,78	4,82	3,51	4,82	3,51	7,82	5,71	12,04	12,04
F-G	3,2	7,71	5,62	4,83	3,51	3,98	2,90	4,03	2,93	9,63	10,60
G-H	3,25	7,95	5,79	3,98	2,90	1,19	0,86	6,36	4,63	10,76	9,78

Tableau 19 : Sollicitations de la poutrelle T4 dans le plancher terrasse inaccessible



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	7,71	5,62	1,16	0,84	6,02	4,39	5,09	3,71	9,63	10,60
B-C	4	12,04	8,78	6,02	4,39	4,82	3,51	7,22	5,27	13,25	13,25
C-D	3,6	9,75	7,11	4,82	3,51	4,82	3,51	5,42	3,96	10,84	10,84
D-E	4	12,04	8,78	4,82	3,51	6,02	4,39	7,22	5,27	12,04	13,25
E-F	3,2	7,71	5,62	6,02	4,39	1,15	0,84	5,09	3,71	10,60	9,63

Tableau 20 : Sollicitations de la poutrelle T5 dans le plancher terrasse inaccessible

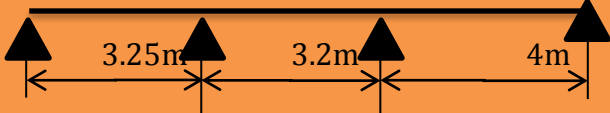


Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	4	12,04	8,78	1,81	1,32	1,81	1,32	14,98	10,93	12,04	12,04

3.2.4. Plancher étage courant

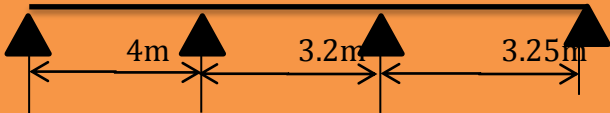
3.2.4.1. Sollicitations

Tableau 21 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher étage courant



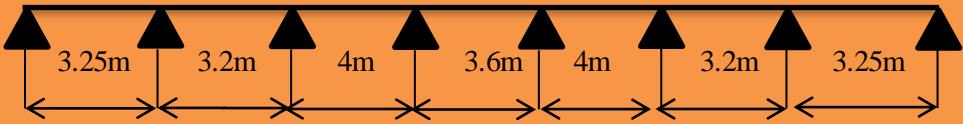
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	8,22	5,95	1,23	0,89	4,11	2,98	6,7	4,85	10,12	11,13
B-C	3,2	7,97	5,77	4,11	2,98	6,23	4,51	4,24	3,07	10,96	10,96
C-D	4	12,45	9,01	6,23	4,51	1,87	1,35	10,14	7,34	13,70	12,45

Tableau 22 : Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher étage courant



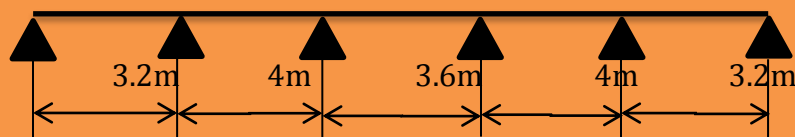
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	4	12,45	9,01	1,87	1,35	6,23	4,51	10,14	7,34	12,45	13,70
B-C	3,2	7,97	5,77	6,23	4,51	4,11	2,98	4,24	3,07	10,96	10,96
C-D	3,25	8,22	5,95	4,11	2,98	1,23	0,89	6,70	4,85	11,13	10,12

Tableau 23 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher étage courant




Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	8,22	5,95	1,23	0,89	4,11	2,98	7,7	4,85	10,12	11,13
B-C	3,2	7,97	5,77	4,11	2,98	4,98	3,60	4,24	3,07	10,96	10,96
C-D	4	12,45	9,01	4,98	3,60	4,98	3,60	8,28	5,99	12,45	12,45
D-E	3,6	10,09	7,30	4,98	3,60	4,98	3,60	5,76	4,17	11,21	11,21
E-F	4	12,45	9,01	4,98	3,60	4,98	3,60	8,28	5,99	12,45	12,45
F-G	3,2	7,97	5,77	4,98	3,60	4,11	2,98	4,24	3,07	9,96	10,96
G-H	3,25	8,22	5,95	4,11	2,98	1,23	0,89	6,70	4,85	11,13	10,12

Tableau 24 : Sollicitations de la poutrelle T4 dans le plancher étage courant



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	7,97	5,77	1,2	0,87	6,23	4,51	5,37	3,89	9,96	10,96
B-C	4	12,45	9,01	6,23	4,51	4,98	3,60	7,65	5,54	13,70	13,70
C-D	3,6	10,09	7,30	4,98	3,60	4,98	3,60	5,76	4,17	11,21	11,21
D-E	4	12,45	9,01	4,98	3,60	6,23	4,51	7,65	5,54	12,45	13,70
E-F	3,2	7,97	5,77	6,23	4,51	1,19	0,86	5,37	3,89	10,96	9,96

Tableau 25 : Sollicitations de la poutrelle T5 dans le plancher étage courant

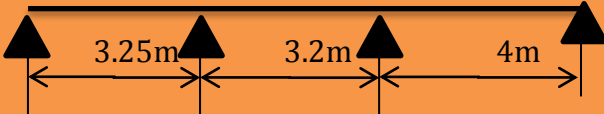


Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	4	12,45	9,01	1,87	1,35	1,87	1,35	15,75	11,40	12,45	12,45

3.2.5. Plancher à usage commerce (R.D.C)

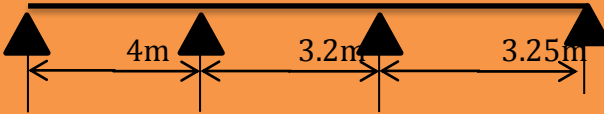
3.2.5.1. Sollicitations

Tableau 26 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher R.D.C



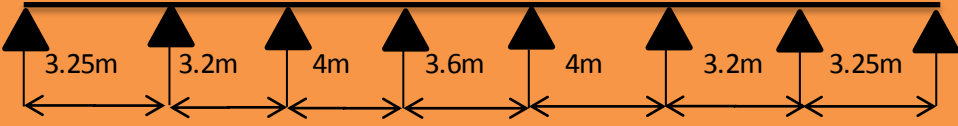
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	12,93	8,95	1,91	1,34	6,37	4,48	11,37	8,00	15,66	17,23
B-C	3,2	12,34	8,68	6,37	4,48	9,64	6,78	7,06	4,96	16,97	16,97
C-D	4	19,28	13,56	9,64	6,78	2,90	2,03	17,23	12,12	21,21	19,28

Tableau 27 : Sollicitations de la poutrelle T2 dans le plancher R.D.C



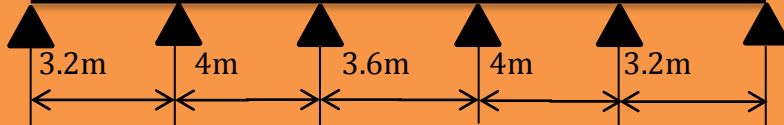
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	4	19,28	13,56	2,89	2,03	9,64	6,78	17,23	12,12	19,28	21,21
B-C	3,2	12,34	8,68	9,64	6,78	6,37	4,48	7,06	4,96	16,97	16,97
C-D	3,25	12,73	8,95	6,37	4,48	1,91	1,34	11,37	8,00	17,23	15,66

Tableau 28 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher R.D.C



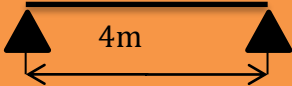
Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,25	12,73	8,95	1,91	1,34	6,37	4,48	11,37	8,00	15,66	17,23
B-C	3,2	12,34	8,68	6,37	4,48	7,71	5,42	7,07	4,98	16,97	16,97
C-D	4	19,28	13,56	7,71	5,42	7,71	5,42	14,34	10,09	19,28	19,28
D-E	3,6	15,62	10,98	7,71	5,42	7,71	5,42	10,15	7,14	17,35	17,35
E-F	4	19,28	13,56	7,71	5,42	7,71	5,42	14,34	10,09	19,28	19,28
F-G	3,2	12,34	8,68	7,71	5,42	6,37	4,48	7,07	4,98	15,42	16,97
G-H	3,25	12,73	8,95	6,37	4,48	1,9	1,34	11,37	8,00	17,23	15,66

Tableau 29 : Sollicitations de la poutrelle T4 dans le plancher R.D.C



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	3,2	12,34	8,68	1,85	1,30	9,64	6,78	9,29	6,54	15,42	16,97
B-C	4	19,28	13,56	9,64	6,78	7,71	5,42	13,38	9,41	21,21	21,21
C-D	3,6	15,62	10,98	7,71	5,42	7,71	5,42	10,15	7,14	17,35	17,35
D-E	4	19,28	13,56	7,71	5,42	9,64	6,78	13,38	9,41	19,28	21,21
E-F	3,2	12,34	8,68	9,64	6,78	1,85	1,30	9,29	6,54	16,97	15,42

Tableau 30 : Sollicitations de la poutrelle T5 dans le plancher R.D.C



Travée	L(m)	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
A-B	4	19,28	13,56	2,89	2,03	2,89	2,03	25,91	18,22	19,28	19,28

3.2.6. Sollicitations maximales dans les poutrelles

Tableau 31 : Sollicitations maximales dans les poutrelles

Sollicitations maximales								
Plancher et type de poutrelle	Moment en appuis de rive (KN.m)		Moment en appuis inter (KN.m)		Moment en travées (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU+	ELU-
Terrasse Type T2	1,81	1,32	6,02	4,39	9,63	7,02	12,04	13,25
Terrasse Type T5	1,81	1,32	/	/	14,98	10,93	12,04	12,04
habitation Type T2	1,87	1,35	6,23	4,51	10,14	7,34	12,45	13,70
habitation Type T5	1,87	1,35	/	/	15,75	11,40	12,45	12,45
commerce Type T2	2,89	2,03	9,64	6,78	17,23	12,12	19,28	21,21
commerce Type T5	2,89	2,03	/	/	25,91	18,22	19,28	19,28

3.2.6.1. Ferrailage des poutrelles

• Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul le plancher étage courant (habitation) lequel sollicité par les sollicitations maximales suivantes :

ELU

$M_t = 15,75 \text{ KN.m}$

$M_a^{inter} = -6,23 \text{ KN.m}$

$M_a^{rive} = -1,87 \text{ KN.m}$

ELS

$M_t = 11,401 \text{ KN.m}$

$M_a^{inter} = -4,51 \text{ KN.m}$

$M_a^{rive} = -1,35 \text{ KN.m}$

$V = 13,70 \text{ KN} ; L = 4 \text{ m.}$

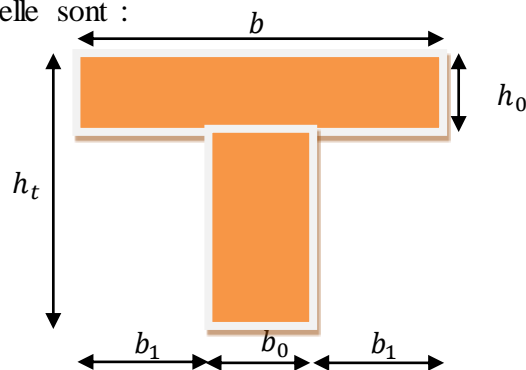
les caractéristique géométriques de la poutrelle sont :

$b = 65 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 18 \text{ cm}$



$$d'=2\text{cm}$$

$$h_0=4\text{cm}$$

$$b_1=27.5\text{cm}$$

Calcul à ELU :

- **A- Armature longitudinales :**
- **En travée**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right); \quad d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 15,75 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$) m^2 .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15,75 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0526$$

$0,0526 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire).

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A :}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,067$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,067) = 0,175 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{15,75 \times 10}{0,175 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_s = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2,70 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

a) Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -6,23 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{6,23 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,135 \quad ;$$

$$\mu_{bu} = 0,135 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A :}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135}) = 0,181 \quad ; \quad z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,81) = 0,166 \text{ m}$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,181}{0,181} \right) 10^3 = 15,83\% > \xi_l = 1,74\%$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6,23 \times 10}{0,166 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Appuis rives :

$$M_{A \text{ rive}} = M_u = 1,87 \text{ KN.m}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{1,87 \times 1,07}{6,23} = 0,32 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérifications à ELU**

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 13,70 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13,70 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,761 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

B- Armatures transversales :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10 ; h/35 ; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10 \text{mm} ; 5,71 \text{mm} ; 10 \text{mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

Espacement S_t

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$C) St \leq \min(0,9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{cm}$$

$$2) St \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,761 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 139,23 \text{cm}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible).

$$3) St \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{235 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 34,48 \text{cm}$$

$St = \min (1; 2; 3)$; on adopt $St = 15 \text{cm}$.

3.2.6.2. Vérification des contraintes à la jonction table-nervure

$$2. \text{ On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPA}$$

$$3. b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$4. \tau_u = \frac{0,275 \times 15,748 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,028 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \text{Condition}$$

vérifiée. Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

3.2.7. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

• **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$ (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 15,748 \times 10 / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2$. $\Rightarrow A_l = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

• **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$.

$A_l \geq 1,15 / 400 (15,748 - 8,599 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = -1,073 \text{ cm}^2 < 0$Condition vérifiée.

Les armateurs longitudinaux inférieurs ne sont soumises à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5,313) BAEL91/99.

Soit : $a = \min[0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$V_u = 15,748 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

• **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier :

Etat limite d'ouverture des fissures ;

Etat limite de compression de béton ;

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification a faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_{t ser} = 11,4 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

Position de l'axe neutre

On a : $A' = 0$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,70 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = -4,94 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

- **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,70] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,70 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 260,5y - 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 4,39 \text{ cm}$

- **Calcul de moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,95^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,95 - 4)^3 + 15 \times 2,70 \times (18 - 4,95)^2 \Rightarrow I = 9509,42 \text{ cm}^4$$

- **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{11,4 \times 4,95 \times 10^{-5}}{9509,42 \times 10^{-8}} = 5,93 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 5,93 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

En appuis intermédiaires :

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$M_{a \text{ ser}} = -4,51 \text{ KN.m}$

- **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1,57(y - 18) = 0$$

$$5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne $y=7,15\text{cm}$

Calcul de moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 3990,78\text{cm}^4.$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{4,51 \times 7,15 \times 10^{-5}}{3990,78 \times 10^{-8}} = 8,08\text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 8,08\text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$Condition vérifiée.

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 9,58 \times 4^2/8 = 19,16\text{KN.m}$$

$$h \geq \frac{M_{s_i} \times l}{15 \times M_0} = \frac{11,4 \times 4 \times 10^2}{15 \times 19,16} \Rightarrow h = 20\text{cm} > 15,86\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62\text{cm} \Rightarrow 2,36\text{cm} > 1,62\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliqué sur l'élément G (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN/m}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5,43 = 3,53 \text{ KN/m}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(5,43 + 1,5) = 4,50 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1,85 \times 4^2}{8} = 2,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3,53 \times 4^2}{8} = 5,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4,5 \times 4^2}{8} = 6,75 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section**

- **Position de l'axe neutre**

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2,7 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 152,7}$$

$$\Rightarrow y_G = 6,88 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier+béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,7}{10 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) \times 0,015} = 2,84 \text{ déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0,4 \times 2,84 = 1,137 \text{ Coefficient de déformation différée.}$$

- Constraints (σ_s):

$$y=4.15\text{cm}; \quad I_0=19154.05\text{cm}^4; \quad I=9137.4\text{cm}^4; \quad A_s=2.7\text{cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.77 \times (0.18 - 0.0415)}{9137.4} 10^5 = 62,979\text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.29 \times (0.18 - 0.0415)}{9137.4} 10^5 = 120.275\text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{6.75 \times (0.18 - 0.0415)}{9137.4} 10^5 = 153.469\text{Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 62,979 + 2,1} = 0,345$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 120,275 + 2,1} = 0,605$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 153,469 + 2,1} = 0,675$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,345} = 10642,21\text{cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,605} = 7751,43\text{cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,675} = 7222,98\text{cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 1,137 \times 0,605} = 12482,75\text{cm}^4$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2,77 \times 4^2}{10 \times 32456,59 \times 10642,2} 10^5 = 0,00128m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{5,29 \times 4^2}{10 \times 32456,59 \times 7751,43} 10^5 = 0,00336m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{6,75 \times 4^2}{10 \times 32456,59 \times 7222,98} 10^5 = 0,0046m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5,29 \times 4^2}{10 \times 10818,87 \times 12482,75} 10^5 = 0,0062m$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (6,2 - 1,28 + 4,6 - 3,36) \times 10^{-3} = 6,16 \times 10^{-3}m$$

$$\Delta f = 0,616cm \leq f_{adm} = 0,8cm \dots \dots \dots \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Tableau 32 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse	Travée	14,98	0,0502	0,064	0,175	2,45	1,41	2HA10+1HA12=2,70
	Appuis riv	-1,81	0,0061	0,0076	0,179	0,29	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-6,02	0,02	0,025	0,178	0,97	0,217	2HA10=1,57
Etage courant	Travée	15,75	0,052	0,067	0,175	2,58	1,41	2HA10+1HA12=2,70
	Appuis riv	-1,87	0,0063	0,079	0,179	0,32	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-6,23	0,020	0,026	0,178	1,07	0,217	2HA10=1,57
Commerce	Travée	25,91	0,086	0,113	0,171	4,33	1,41	4HA12=4,52
	Appuis riv	-2,89	0,097	0,012	0,179	0,46	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-9,64	0,032	0,041	0,177	1,56	0,217	2HA10=1,57

➤ **Vérifications des contraintes à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

Tableau 33 : Vérification aux états limites de compression de béton.

Etage	Position	M _{ser} Max KN.m	As cm ²	σ _b (Mpa)	σ _b (Mpa)	Vérification
1 ^{er} étage	Travée	10,93	2,70	4,88	15	Vérifiée
	Appuis riv	1,32	0,79	2,99	15	Vérifiée

Étage courant	Appuis int	4,39	1,57	7,86	15	Vérifiée
	Travée	11,40	2,70	5,93	15	Vérifiée
	Appuis riv	1,35	0,79	3,06	15	Vérifiée
	Appuis int	4,51	1,57	8,08	15	Vérifiée
RDC	Travée	18,22	4,52	6,82	15	Vérifiée
	Appuis riv	2,03	0,79	4,6	15	Vérifiée
	Appuis int	6,78	1,92	11,4	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation** : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau 34 : Vérification des états limitent de déformation

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
q_{jser} (KN/m)	1,85	1,85	1,85
q_{gser} (KN/m)	3,73	3,52	3,52
q_{pser} (KN/m)	4,38	4,5	6,77
M_{jser} (KN/m)	2,77	2,77	2,77
M_{gser} (KN/m)	5,59	5,28	5,28
M_{pser} (KN/m)	6,57	6,75	10,15
P	0,015	0,015	0,025
λ_v	1,137	1,137	0,679
λ_i	2,84	2,84	1,698
σ_{sj} (KN/m)	61,856	62,979	37,721
σ_{sg} (KN/m)	124,717	120,275	71,772
σ_{sp} (KN/m)	146,450	148,695	138,039
μ_j	0,367	0,345	0,375
μ_g	0,616	0,605	0,605
μ_p	0,662	0,675	0,769
$I_{f_{ij}}$ (cm ²)	10301	10642,2	14997
$I_{f_{ig}}$ (cm ²)	7652,7	7751,43	12117
$I_{f_{ip}}$ (cm ²)	7306,1	7222,98	10649
$I_{f_{vg}}$ (cm ²)	12384	12482,75	17413
f_{ij} (mm)	1,328	1,28	0,912
f_{ig} (mm)	3,604	3,36	2,148
f_{ip} (mm)	4,432	4,6	4,701
f_{vg} (mm)	6,681	6,26	4,484
Δf (mm)	6,18	6,16	6,12
f_{adm} (mm)	8,00	8,00	8,00

La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait.

3.2.8. Schéma de ferrailage

Tableau 35 : Schémas de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher étage d'habitation			
Plancher étage commerce			

3.2.9. Le Plancher à corps creux - Dalle de compression-

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm..... condition vérifiée.

On choisit :

$3TS6/ml=0.85cm^2$
vérifiée.

parallèles aux poutrelles

$\rightarrow St=30cm < 30cm$condition

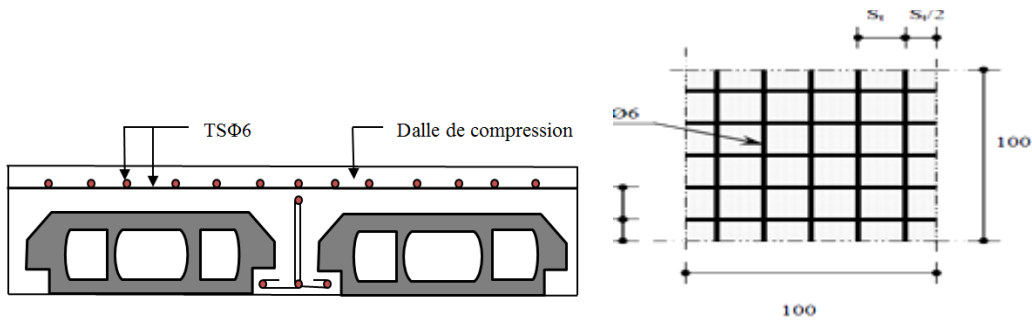


Figure 24 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

3.3. Etude de l'escalier

3.3.1. Schéma statique volée escalier

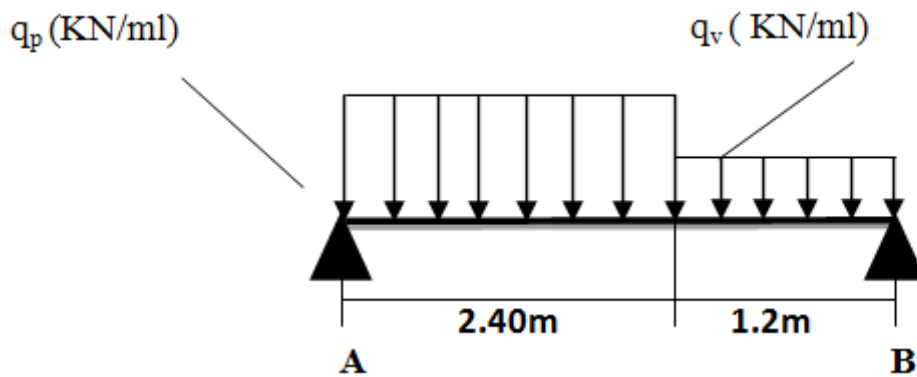
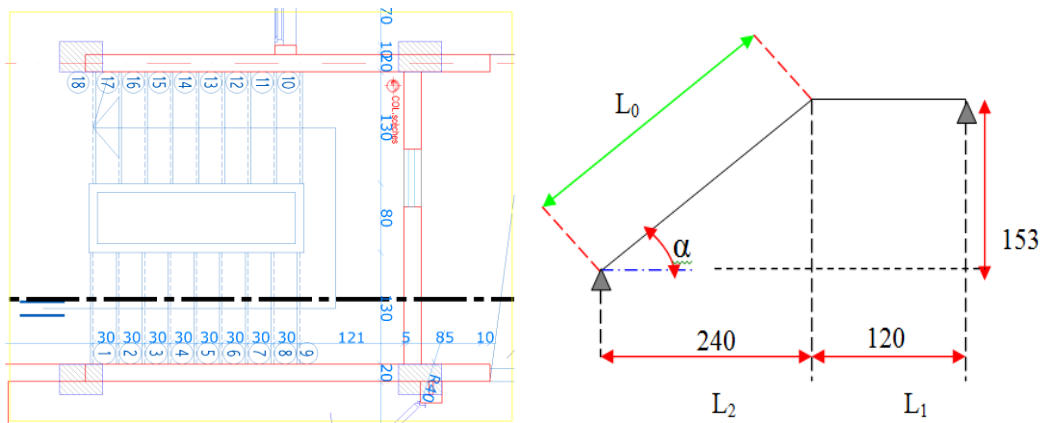


Figure 25 : Schéma statique

3.3.2. Charges et surcharges

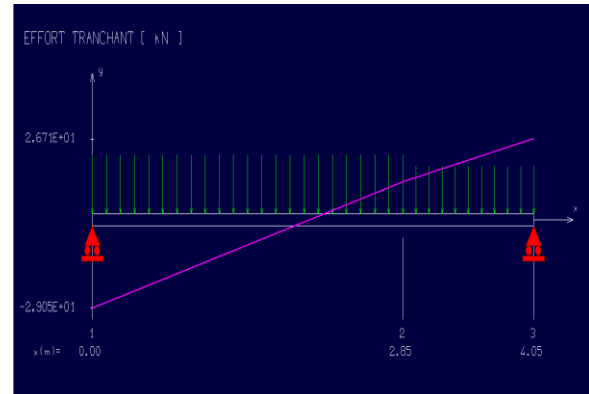
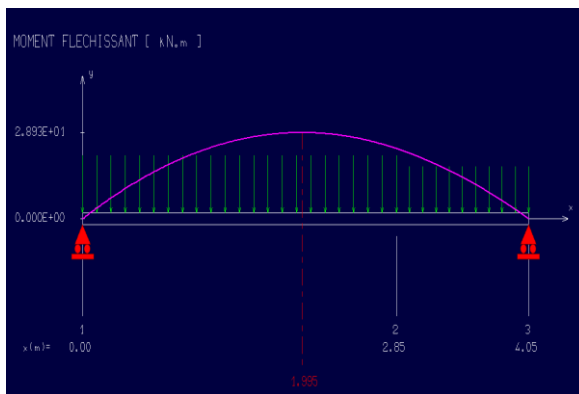
Tableau 36 : Charges et surcharge des volées d'escalier- (KN, M)

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
Palier	5.68	2.5	11.82	8.48
Paillasse	8.03	2.5	14.59	10.53

Tableau 37 : Charges et surcharge des volées d'escalier- (KN, M)

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
Palier	5.68	2.5	11.82	8.48
Paillasse	8.03	2.5	14.59	10.53

On utilisant la méthode de section "RDM " on trouve:



3.3.3. Le Ferrailage

Tableau 38 : Ferrailage de la volée (KN, M)

Volée (01) pour une bande de 1 ml				
Zone	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choi} (cm ² /ml)
Travée	21.69	5.52	1.44	7HA12=7.92
Appui	14.46	3.6	1.44	7HA12=7.92

3.3.4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

3.3.5. Vérification à ELS

-Flèche: $f = 0.06 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.68 \text{ MPa}$

3.3.6. Contraintes

Tableau 39 :Vérification des contraintes .

	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)
Travée	15.64	6.43	15	189.3	201.6
Appui	10.43	4.29	15	126.2	201.6

3.4. Poutre palière

Dans Notre structure il y a un seul type d'escalier : un escalier à deux volées.

3.4.1. Schéma statique

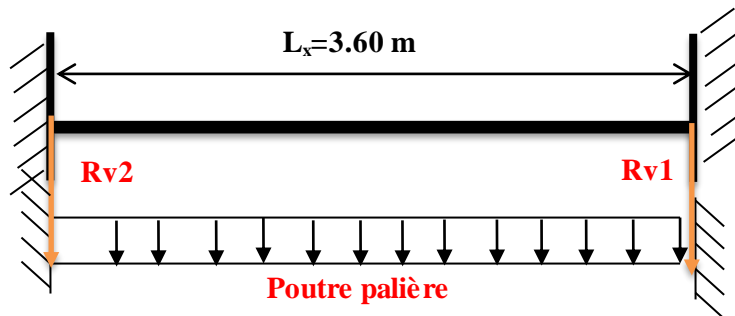


Figure 26 : Schéma statique de la poutre palière brisée

3.4.2. Charges et surcharges

Tableau 40 : Charges et surcharges sur la poutre palière

Désignation	G (KN/ml)	Réaction volée (KN)
Poids propre	3	26.7
Mur	4.48	

3.4.3. Les sollicitations

On utilisant la méthode de section "RDM " on trouve:

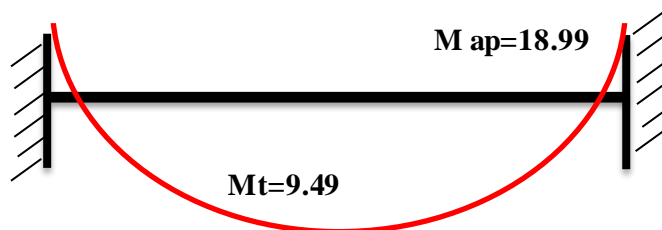


Figure 27 : Sollicitations sur la poutre palière

Tableau 41 : Sollicitations dans la poutre palière (KN,M)

	Moment		Effort tranchant Vu(KN)
	Travée(KN.m)	Appuie(KN.m)	
ELU	9.49	-18.99	31.64
ELS	4.04	-8.07	

3.4.4. Le Ferrailage

Tableau 4. 1: Ferrailage des volée (01) et (02) (KN, M)

Palier : Volée (01) pour une bande de 1 ml			
Zone	M _u (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _{choisis} (cm ²)
Appui	-18.99	1.44	3HA14 = 4.62
Travée	9.49	1.44	3HA14 = 4.62

3.4.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.148 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

3.4.6. Vérification à ELS

3.4.6.1. Flèche

$$f = 0.00635 \text{cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.72 \text{MPa}$$

3.4.6.2. Contraintes

Tableau 42 : Vérification des contraintes

	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)
Travée	4.04	0.62	15	25.9	201.6
Appui	8.07	1.23	15	51.7	201.6

3.4.1. Schémas de ferrailages

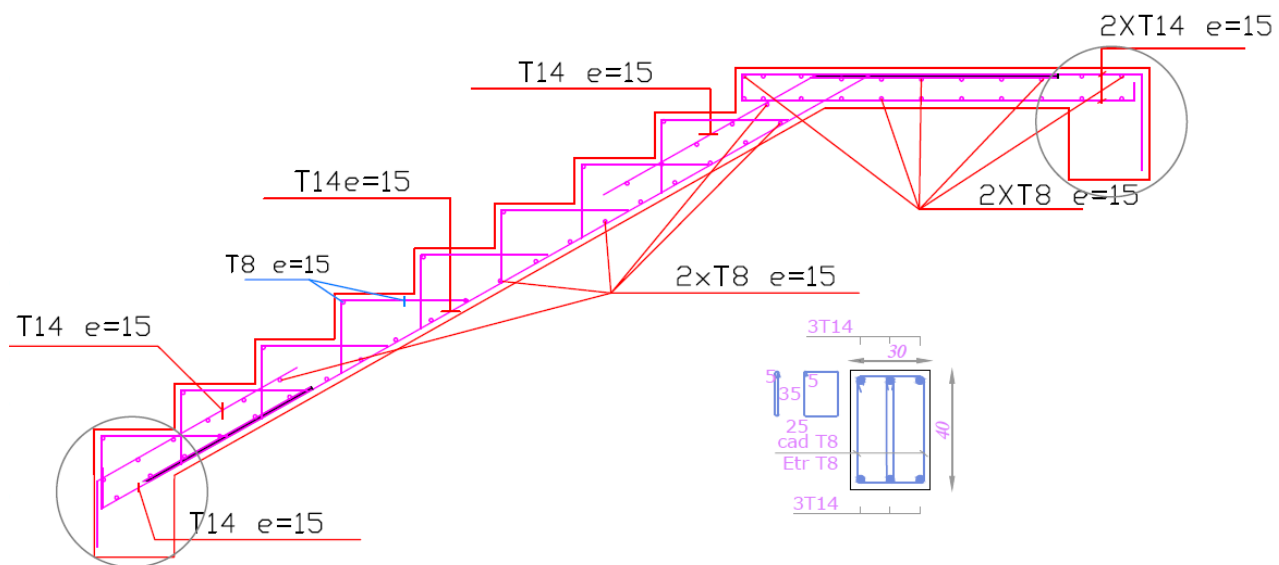


Figure 28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière et l'escalier

Analyse sismique de la structure

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

4. Etude Sismique

4.1. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

4.1.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I), La wilaya de **TIZI OUZOU** est classée comme une zone de **moyenne sismicité (Iia)**.

4.1.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : **H=33,66m**) sont classées comme des **ouvrages courants ou d'importance moyenne (Groupe 2)**.

4.1.3. Site (A3.3./RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (Site3)**.

Tableau 43 : Valeurs de T_1 et T_2

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
S₃ → T_{1(sec)}= 0,15 / T_{2(sec)}= 0,50				

4.1.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3).Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique

Le système de contreventement retenu pour notre structure, est une **structure en béton contreventé par portiques et voiles**.

Le règlement parasismique algérien R.P.A99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

- Système 2 : **contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ;**
- Système 4a : **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles ;**
- Système 4b : **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.**

En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA).

4.1.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait :

Selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

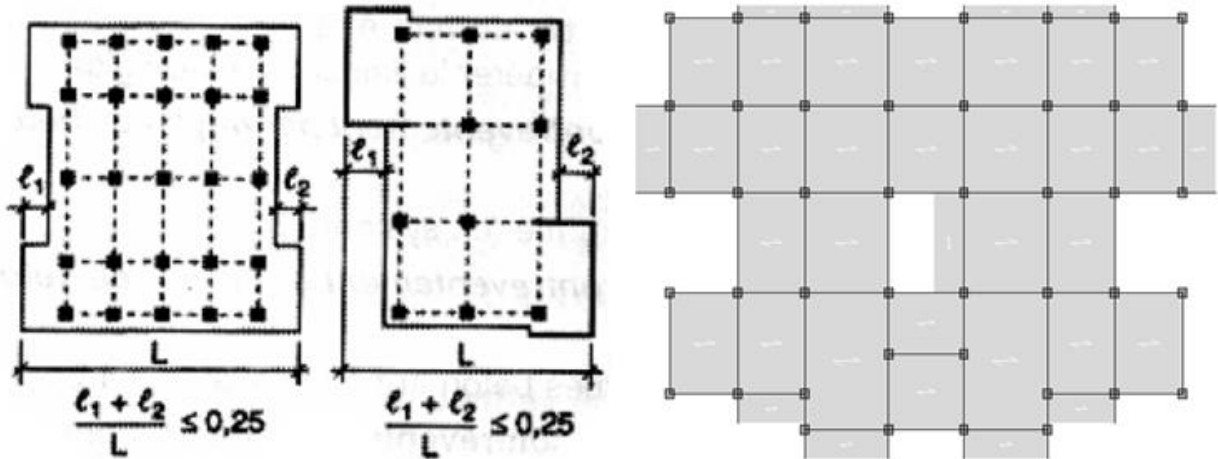


Figure 29 : Limites des décrochements en plan.

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} l_1 = l_2 = 4.8 \text{ m} \\ L = 27.90 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{4.8 + 4.8}{27.90} = 0.34 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

⇒ Bâtiment irrégulière en plan

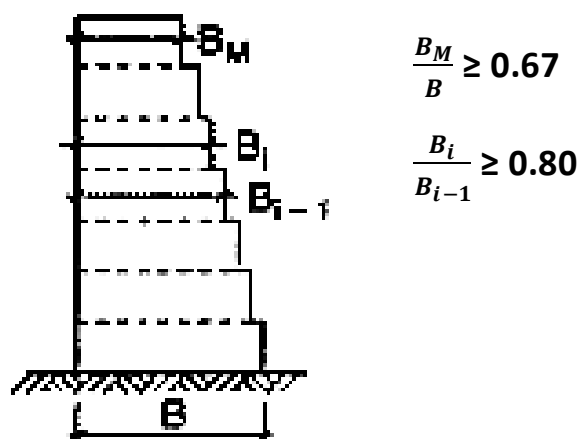


Figure 30 : Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on a le même plan dans tous les étages $\left\{ \begin{array}{l} L_x = 27.90\text{m Constante} \\ L_y = 21.65\text{m Constante} \end{array} \right.$

\Rightarrow **Batiment irrégulière en plan et régulier en élévation**

\Rightarrow **Batiment irrégulière**

4.2. Etude sismique

4.2.1. Choix de la méthode de calcul

4.2.1.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (méthode dynamique) ;
- par la méthode d'analyse modale spectrale (méthode dynamique) ;
- par la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes (méthode dynamique).

4.2.1.2. Condition d'application la méthode statique équivalente (A4.1.2./RPA99/03)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes (pour notre cas) :

- | | |
|---|--|
| $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Le bâtiment présente une configuration irrégulière ;} \\ \bullet \text{ Zone Iia ;} \\ \bullet \text{ Groupe d'usage 2 ;} \\ \bullet \text{ La hauteur du bâtiment } H= 33.66 \text{ m} > H_{\max} = 23\text{m ;} \end{array} \right.$ | \Rightarrow La M.S.E n'est pas applicable |
|---|--|

4.2.2. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)

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.

4.2.2.1. Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- Un modèle encastré à la base ;
- Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

4.2.2.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

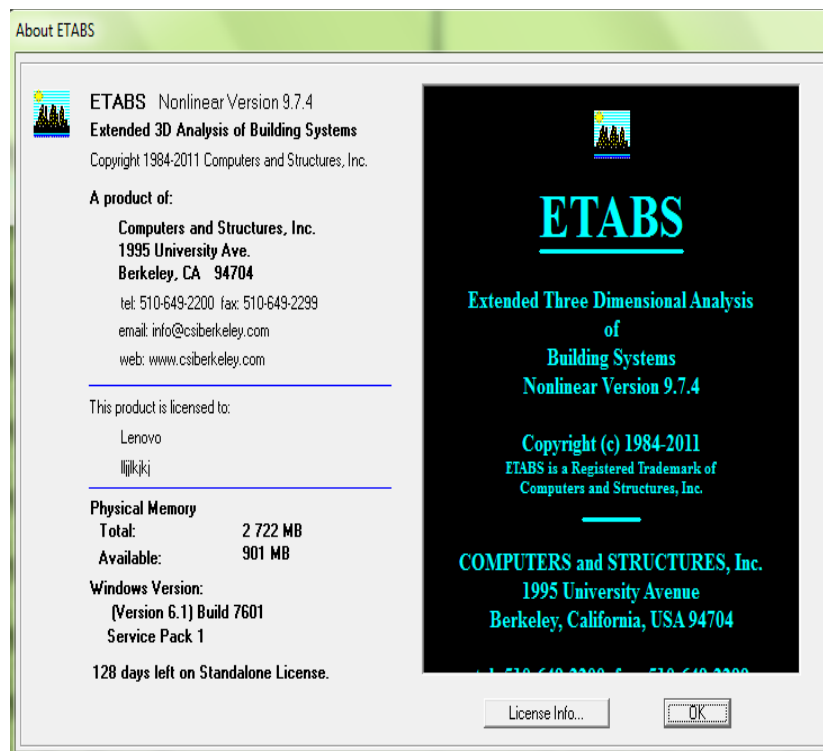
La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme

simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS** (**E**xtended **T**hree Dimensions **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems).

4.2.2.3. Programme utilisé pour la modélisation

- Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems
- Version : Version 9.7.0
- Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA



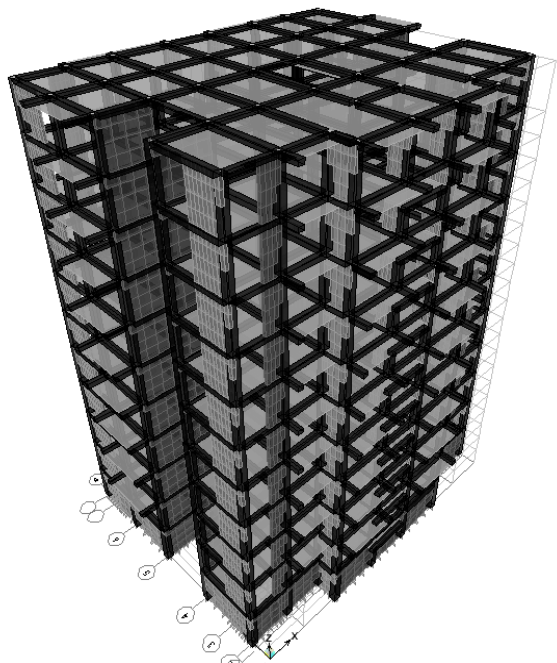
ETABS est un logiciel conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..etc). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

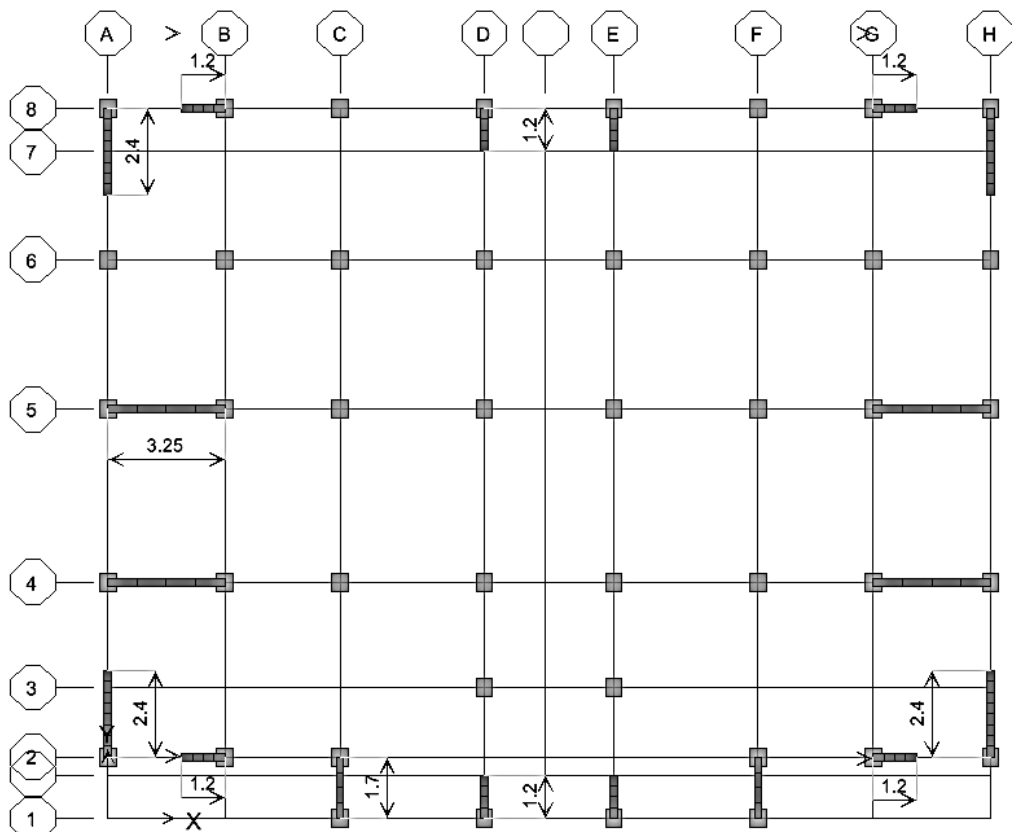
De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Tableau 44 : dimensionnement des éléments

Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x40) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x35) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux S.SOL -RDC : (45 x 50) cm ²
	Poteaux étages 1-2-3 ⊕40 x 45) cm ²
	Poteaux étages 4-5-6 ⊕35x 40) cm ²
	Poteaux étages 7-8-9 ⊕30x45) cm ²
Eléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck Sections)	
Voiles (Walls)	Epaisseur = 20 cm
Dalles Pleines (Slab)	/
Plancher corps creux (Deck) Epaisseur = 20cm (16 + 4)	Terrasse : G =5,75 KN/m ² Q =1 KN/m ²
	Habitation : G =5,43 KN/m ² Q =1,5 KN/m ²
	Commerce : G =5,43 KN/m ² Q =5 KN/m ²



Modélisation **3D** de la Super- structure



Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux – Voiles) de la super – structure

4.2.3. Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

4.2.3.1. Coefficient d'accélération de zone A

Tableau 45 : Détermination de coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	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

{ Zone IIa
Groupe 2 } $\Rightarrow A = 0,15$

4.2.3.2. Facteur de qualité

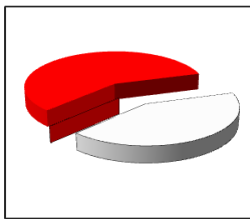
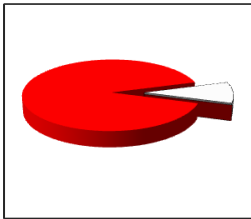
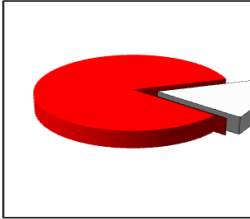
Tableau 46 : Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles 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	Non	0,05	Non	0,05
5-Contrôles de qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6-Contrôles de qualité d'exécution	Non	0,1	Non	0,1
Totale		$Q_x=1.20$		$Q_y=1.20$

4.2.3.3. Coefficient de comportement global de la structure « R »

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (R.P.A99/2003). En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite. Les pourcentages des efforts repris par les poteaux (non associées aux voiles) et les voiles sont résumés dans le tableau ci-dessous, sous charge horizontales et verticales :

Tableau 47 : Détermination du coefficient de comportement global de la structure « R »

Eléments structuraux	Charge verticale	Charge horizontale		Système de contreventement
		Sens XX	Sens YY	
Portiques	43,21%	9,48%	15,73%	Voiles porteurs $\rightarrow R = 3,5$
Voiles	56,79 %	90,52 %	84,29 %	
Distribution des charges (%)	% Sous charge verticale □ poteaux et voiles ■ 	% charge horizontale-XX- □ poteaux et voiles ■ 	% charge horizontale-YY- □ poteaux et voiles ■ 	

N.B : Il n'y a pas une nécessité de justifier l'interaction pour les autres étages, tant qu'elle n'est pas atteinte pour tous les niveaux.

4.2.3.4. Coefficient de pondération « β »

Tableau 48 : Détermination de « β » selon le tableau 4.5 (R.P.A99/2003)

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
Bâtiments d'habitation, Terrasse → $\beta = 0,2$		
Commerce → $\beta = 0,4$		

A partir de la valeur du β , on peut déterminer le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec : • W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

• W_{Qi} : charges d'exploitation.

4.2.3.5. Pourcentage critique d'amortissement « ξ (%) »

Tableau 49 : Détermination du « ξ (%) » Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003) :

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	
Portiques et Voiles → $\xi = 10$ %			

4.2.3.6. Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,76$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**$\xi=10\%$**)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=3,5**)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,50**)

Q : Facteur de qualité (**Q=1,20**)

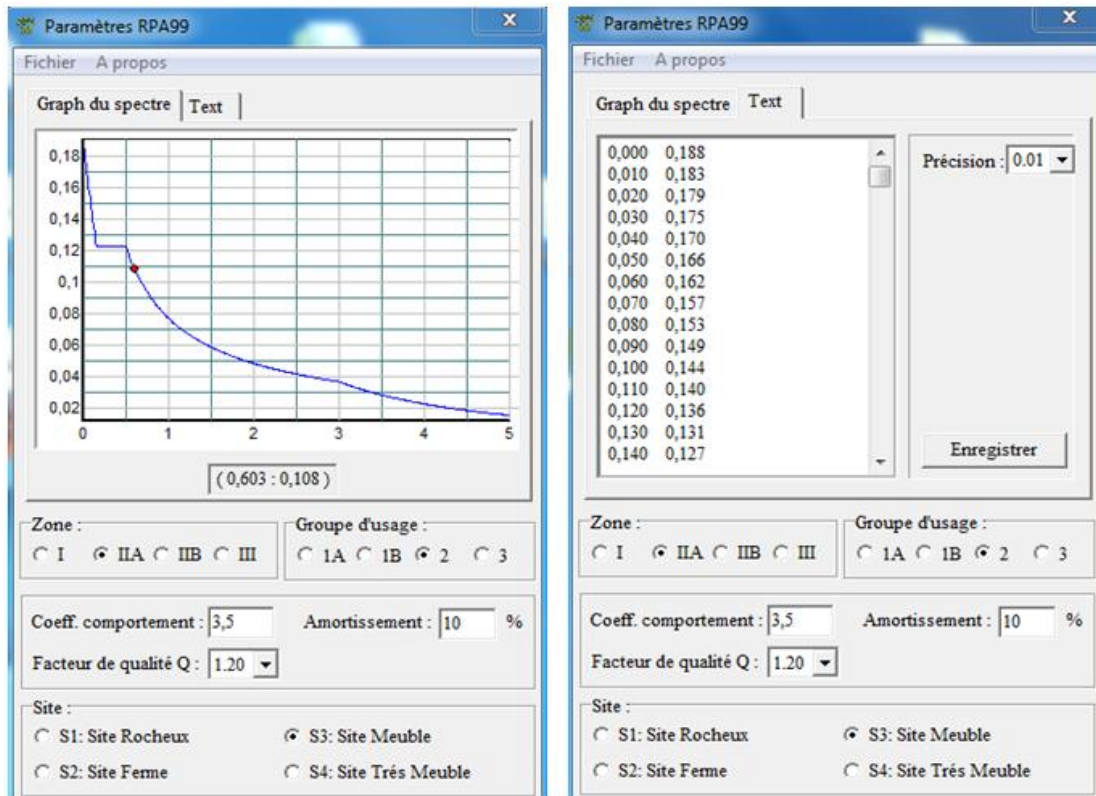


Figure 31 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003

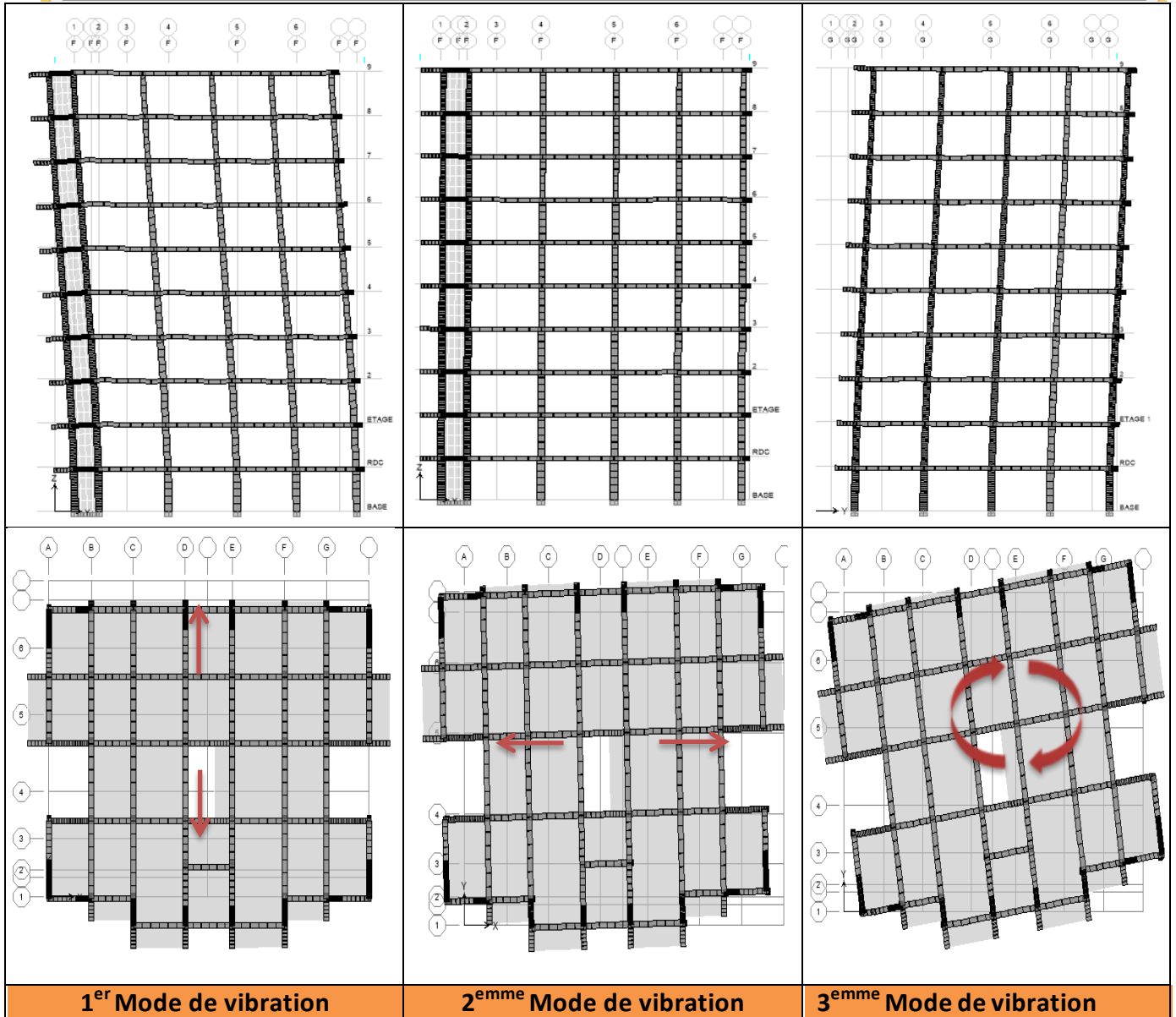
L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

4.2.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le R.P.A99/2003 sont présentés ci-dessous

Tableau 50 : Les modes de vibration de la structure

Building Modes									
	Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	9	D1	1	0,0000	-0,0253	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	8	D2	1	0,0000	-0,0231	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	7	D3	1	0,0000	-0,0206	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	6	D4	1	0,0000	-0,0178	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	5	D5	1	0,0000	-0,0148	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	4	D6	1	0,0000	-0,0117	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	3	D7	1	0,0000	-0,0085	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	2	D8	1	0,0000	-0,0055	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ETAGE 1	D9	1	0,0000	-0,0028	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	RDC	D10	1	0,0000	-0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	9	D1	2	0,0264	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	8	D2	2	0,0236	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	7	D3	2	0,0206	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	6	D4	2	0,0174	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	5	D5	2	0,0142	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	4	D6	2	0,0109	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	3	D7	2	0,0077	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	2	D8	2	0,0049	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	ETAGE 1	D9	2	0,0025	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	RDC	D10	2	0,0008	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000



4.2.4.1. Périodes de vibration / Participation massiques et nombre de modes à considérer

Tableau 51 : Les périodes de vibration

Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0,838002	0,0000	69,9717	0,0000	0,0000	69,9717	0,0000	99,2940	0,0000	0,0000	99,2940	0,0000	0,0000
0,788272	67,2153	0,0000	0,0000	67,2153	69,9717	0,0000	0,0000	98,2721	0,3886	99,2940	98,2721	0,3886
0,732511	0,2987	0,0000	0,0000	67,5141	69,9717	0,0000	0,0000	0,4704	70,2256	99,2940	98,7424	70,6142
0,246980	0,0000	14,2714	0,0000	67,5141	84,2432	0,0000	0,3014	0,0000	0,0000	99,5954	98,7424	70,6142
0,219446	4,3237	0,0000	0,0000	71,8378	84,2432	0,0000	0,0000	0,1903	10,0604	99,5954	98,9327	80,6747
0,207870	12,1292	0,0000	0,0000	83,9670	84,2432	0,0000	0,0000	0,6635	3,9390	99,5954	99,5962	84,6137
0,117020	0,0000	6,2305	0,0000	83,9670	90,4737	0,0000	0,3064	0,0000	0,0000	99,9018	99,5962	84,6137
0,105091	0,7795	0,0000	0,0000	84,7464	90,4737	0,0000	0,0000	0,0344	5,2912	99,9018	99,6306	89,9049
0,093553	6,2784	0,0000	0,0000	91,0249	90,4737	0,0000	0,0000	0,2785	0,7696	99,9018	99,9091	90,6745

Mode	période	UX	Uy	Rz	ΣUX	Σ Uy	Σ Rz
1	0,838002	0,0	69,9717	0,0	0,0	69,9717	0,0
2	0,788272	67,2153	0,0	0,3886	67,2153	69,9717	0,3886
3	0,732511	0,2987	0,0	70,2256	67,5141	69,9717	70,6142
4	0,246980	0,0	14,2714	0,0	67,5141	84,2432	70,6142
5	0,219446	4,3237	0,0	10,0604	71,8378	84,2432	80,6747
6	0,207870	12,1292	0,0	3,9390	83,9670	84,2432	84,6137
7	0,117020	0,0	6,2305	0,0	83,9670	90,4737	84,6137
8	0,105091	0,7795	0,0	5,2912	84,7464	90,4737	89,9049
9	0,093553	6,2784	0,0	0,7696	91,0249	90,4737	90,6745

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 → **9 Modes de vibration**

4.2.5. Poids et centre de gravité de la structure

Tableau 52 : Les poids et centre de gravité de la structure

Niveau	D	Masse	Centre de gravité		Centre de rigidité	
			Xg	Yg	Xc	Yc
Etage 9	D1	363,9714	12,251	10,199	12,250	10,060
Etage 8	D2	378,8510	12,250	10,172	12,250	10,013
Etage 7	D3	378,9582	12,250	10,171	12,250	9,950
Etage 6	D4	383,3876	12,250	10,181	12,250	9,881
Etage 5	D5	389,8511	12,250	10,166	12,250	9,801
Etage 4	D6	389,8511	12,250	10,166	12,250	9,713
Etage 3	D7	395,4882	12,250	10,165	12,250	9,614
Etage 2	D8	402,4601	12,250	10,162	12,250	9,500
Etage 1	D9	392,0830	12,250	10,132	12,251	9,387
RDC	D10	475,9643	12,285	10,189	12,255	9,340

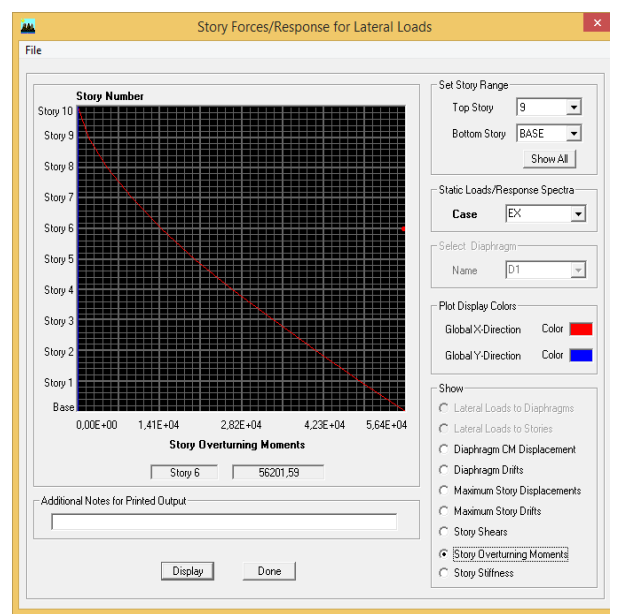
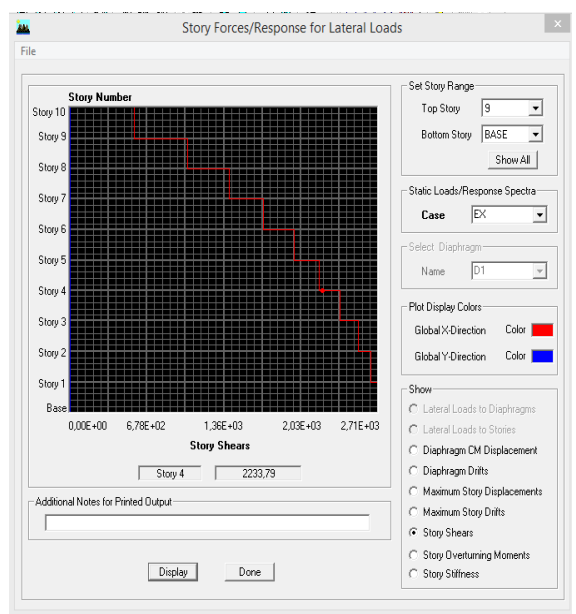
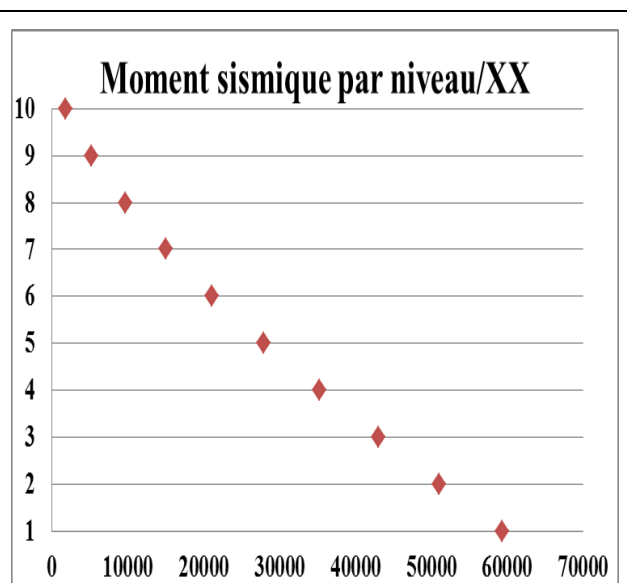
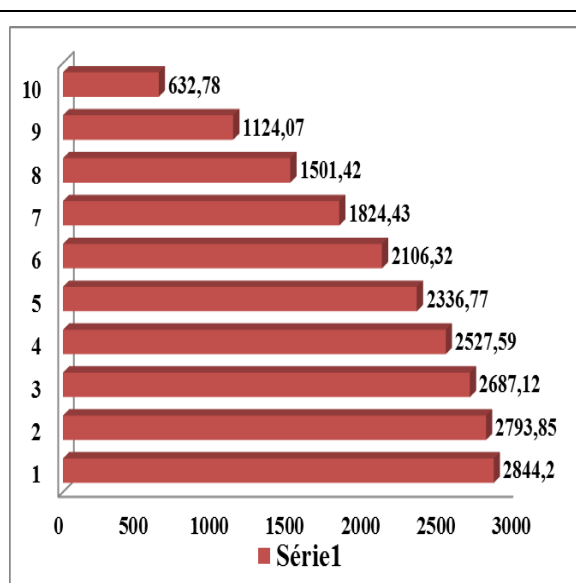
$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n M_i * g = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) * g = 38757,99 \text{ KN}$$

Habitation → β = 0,2, Commerce → β = 0,4

4.2.5.1. Moments et Efforts tranchants par niveau

Tableau 53 : Détermination des moments et efforts tranchants par niveau suivant XX

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
9	EX	Top	0,00	575,78	0,03	6452,628	0,000	0,000
9	EX	Bottom	0,00	632,78	0,03	6965,752	0,083	1851,624
8	EX	Top	0,00	1074,38	0,03	11990,060	0,083	1851,624
8	EX	Bottom	0,00	1124,07	0,04	12451,899	0,179	5200,143
7	EX	Top	0,00	1461,42	0,04	16375,977	0,179	5200,143
7	EX	Bottom	0,00	1501,42	0,04	16748,740	0,296	9657,263
6	EX	Top	0,00	1789,70	0,05	20140,076	0,296	9657,263
6	EX	Bottom	0,00	1824,43	0,05	20461,256	0,437	15013,803
5	EX	Top	0,00	2077,15	0,06	23441,515	0,437	15013,803
5	EX	Bottom	0,00	2106,32	0,06	23711,962	0,604	21153,634
4	EX	Top	0,00	2313,20	0,07	26203,045	0,604	21153,634
4	EX	Bottom	0,00	2336,77	0,07	26423,877	0,784	27947,978
3	EX	Top	0,00	2508,00	0,07	28556,037	0,784	27947,978
3	EX	Bottom	0,00	2527,59	0,08	28739,022	0,975	35271,055
2	EX	Top	0,00	2671,81	0,08	30551,788	0,975	35271,055
2	EX	Bottom	0,00	2687,12	0,08	30693,662	1,185	43020,378
ETAGE 1	EX	Top	0,00	2784,90	0,08	31900,861	1,185	43020,378
ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	2793,85	0,08	31980,914	1,408	51089,718
RDC	EX	Top	0,00	2842,29	0,08	32583,131	1,408	51089,718
RDC	EX	Bottom	0,00	2844,20	0,08	32600,040	1,623	59374,079



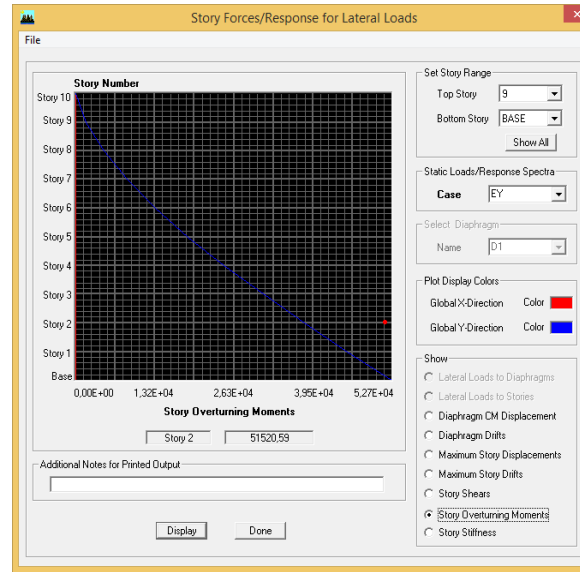
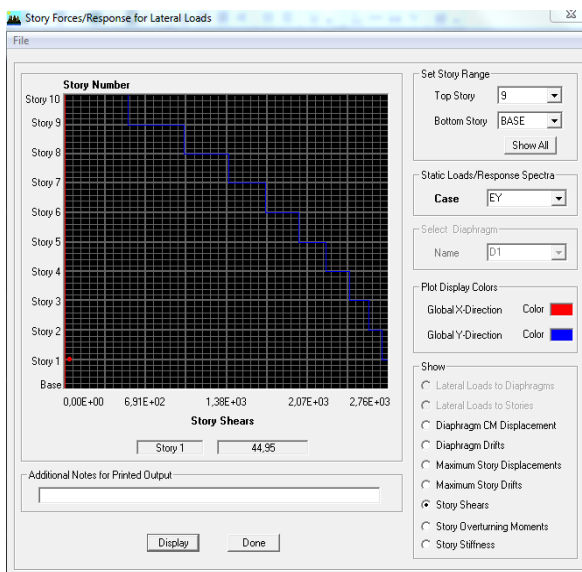
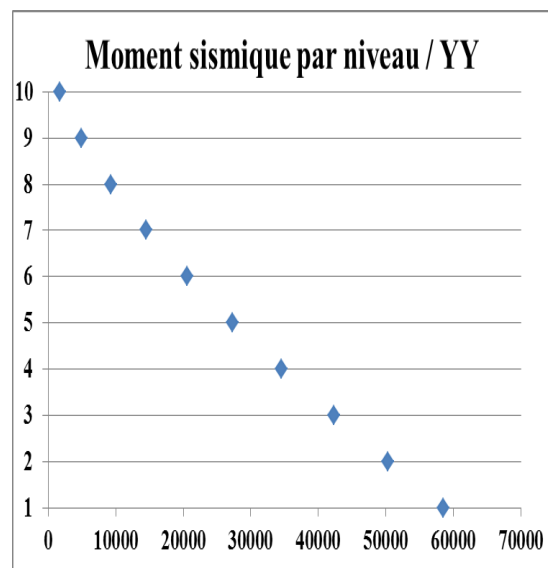
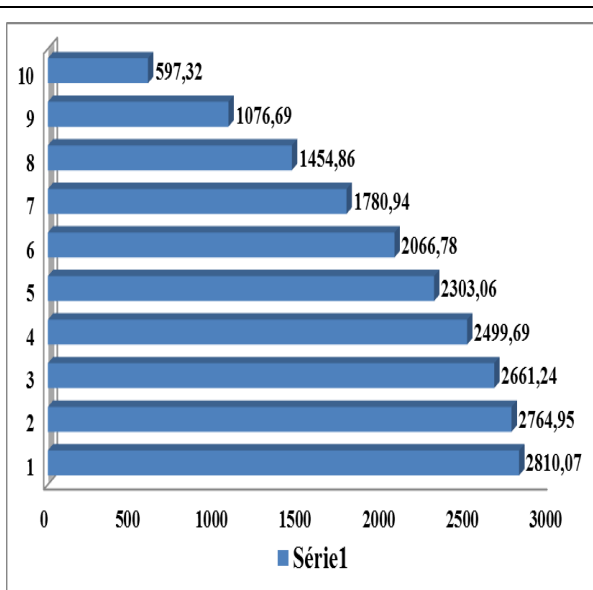
Effort tranchant par niveau /XX

Moments sismiques par niveau /XX

Direction XX (KN.m)

Tableau 54 : Détermination des moments et efforts tranchants par niveau suivant YY

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
9	EY	Top	0,00	0,02	542,88	7403,361	0,000	0,000
9	EY	Bottom	0,00	0,02	597,32	8070,249	1746,645	0,072
8	EY	Top	0,00	0,03	1027,57	13957,526	1746,645	0,072
8	EY	Bottom	0,00	0,04	1076,69	14559,132	4952,785	0,177
7	EY	Top	0,00	0,04	1414,57	19242,956	4952,785	0,177
7	EY	Bottom	0,00	0,04	1454,86	19736,537	9276,548	0,283
6	EY	Top	0,00	0,05	1745,87	23828,824	9276,548	0,283
6	EY	Bottom	0,00	0,05	1780,94	24258,508	14520,889	0,401
5	EY	Top	0,00	0,06	2037,08	27888,263	14520,889	0,401
5	EY	Bottom	0,00	0,06	2066,78	28252,026	20568,654	0,560
4	EY	Top	0,00	0,07	2278,77	31302,889	20568,654	0,560
4	EY	Bottom	0,00	0,07	2303,06	31600,394	27290,403	0,754
3	EY	Top	0,00	0,07	2479,58	34214,273	27290,403	0,754
3	EY	Bottom	0,00	0,07	2499,69	34460,639	34560,539	0,959
2	EY	Top	0,00	0,07	2645,81	36666,954	34560,539	0,959
2	EY	Bottom	0,00	0,07	2661,24	36856,006	42271,149	1,165
ETAGE 1	EY	Top	0,00	0,08	2756,56	38305,713	42271,149	1,165
ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	0,08	2764,95	38408,485	50301,953	1,381
RDC	EY	Top	0,00	0,09	2808,45	39076,208	50301,953	1,381
RDC	EY	Bottom	0,00	0,09	2810,07	39096,084	58534,809	1,614



Effort tranchant par niveau /YY

Moments sismiques par niveau /YY

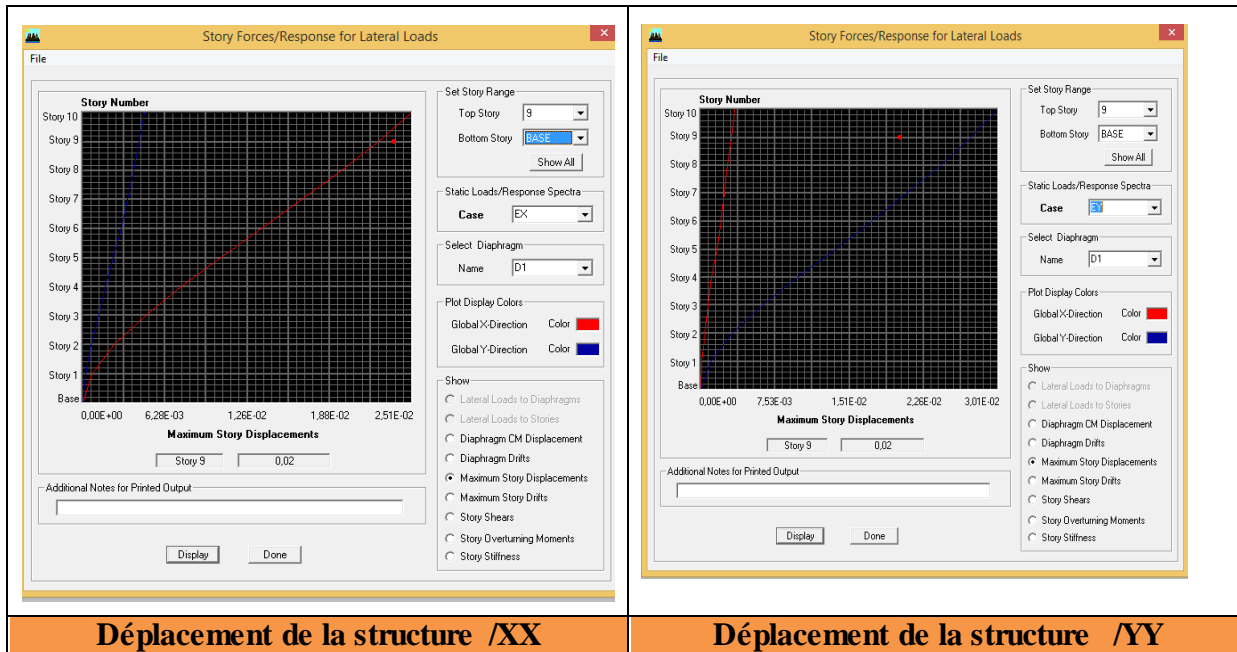
Direction YY (KN.m)

4.2.5.2. Déplacement de la structure par niveau

Tableau 55 : Déplacement de la structure par niveau

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
9	D1	EX	0,0202	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00026	471	12,251	10,199	30,600
8	D2	EX	0,0180	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024	472	12,250	10,172	27,540
7	D3	EX	0,0157	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022	473	12,250	10,171	24,480
6	D4	EX	0,0133	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019	474	12,250	10,181	21,420
5	D5	EX	0,0109	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016	475	12,250	10,166	18,360
4	D6	EX	0,0084	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013	476	12,250	10,166	15,300
3	D7	EX	0,0060	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010	477	12,250	10,165	12,240
2	D8	EX	0,0038	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007	478	12,250	10,162	9,180
ETAGE 1	D9	EX	0,0019	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	479	12,250	10,032	6,120
RDC	D10	EX	0,0006	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	480	12,285	10,189	3,060

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
9	D1	EY	0,0000	0,0215	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025	471	12,251	10,199	30,600
8	D2	EY	0,0000	0,0196	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023	472	12,250	10,172	27,540
7	D3	EY	0,0000	0,0175	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020	473	12,250	10,171	24,480
6	D4	EY	0,0000	0,0151	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018	474	12,250	10,181	21,420
5	D5	EY	0,0000	0,0126	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015	475	12,250	10,166	18,360
4	D6	EY	0,0000	0,0100	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012	476	12,250	10,166	15,300
3	D7	EY	0,0000	0,0073	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009	477	12,250	10,165	12,240
2	D8	EY	0,0000	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006	478	12,250	10,162	9,180
ETAGE 1	D9	EY	0,0000	0,0025	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003	479	12,250	10,032	6,120
RDC	D10	EY	0,0000	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	480	12,285	10,189	3,060



4.2.5.3. Effort sismique à la base (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.5 /R.P.A99/03, la réponse sismique totale de la structure est donnée par :

-Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$

-Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Avec : **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de modes retenus.

	XX	YY
T₁(s)	0.84	0.96
T₂(s)	0.23	0.27
r=T_i / T_j (T_i ≤ T_j)	0.27	0.28
10 / (10 + √(ξ_i ξ_j))	0.9	0,9
E = ± √(∑_{i=1}^k E_i²)		

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	0,00	0,16	0,00	-3,492	0,000	1,944
EX	2	U1	2637,90	-0,13	0,00	2,961	58913,055	-26831,438
EX	3	U1	12,35	-0,02	0,00	0,569	286,271	146,073
EX	4	U1	0,00	0,01	0,00	-0,031	0,000	0,142
EX	5	U1	231,46	-0,01	0,00	-0,034	896,790	-2956,562
EX	6	U1	649,31	0,00	0,00	0,136	2804,976	-5828,718
EX	7	U1	0,00	-0,02	0,00	0,081	0,000	-0,242
EX	8	U1	48,16	-0,03	0,00	-0,045	186,970	-611,479
EX	9	U1	402,29	0,06	0,00	-0,004	1564,926	-3892,163
EX	All	All	2844,20	0,09	0,00	1,624	59374,078	28625,799
EY	1	U2	0,16	2655,54	0,00	-58428,552	3,488	32530,804
EY	2	U2	-0,13	0,00	0,00	0,000	-3,010	1,371
EY	3	U2	-0,02	0,00	0,00	-0,001	-0,506	-0,258
EY	4	U2	0,01	763,99	0,00	-2050,665	-0,047	9360,679
EY	5	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,046	0,153
EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	-0,001
EY	7	U2	-0,02	372,02	0,00	-1523,758	-0,110	4560,471
EY	8	U2	-0,03	0,00	0,00	0,000	-0,133	0,436
EY	9	U2	0,06	0,00	0,00	0,000	0,236	-0,586
EY	All	All	0,09	2810,07	0,00	58534,810	1,612	34425,829

Figure 32 : Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau/XX

Tableau 56 : Effort sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base V _D (KN)	
V _{D/xx}	V _{D/yy}
2844,2	2810,07

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D 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_S pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_D < 0.80 V_S, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V_S/V_D.

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale V_S, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec : **A=0,15**
R=3,5
Q=1,20
W=38758 KN

D = ? : facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T = ? : Période fondamentale de la structure, donnée par la formule empirique (A4.2.4 R.P.A99/2003) :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0,09 \cdot H_N / \sqrt{d} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,05 \\ h_N = 30.06 \text{ m} \\ d_x = 27.90 \text{ m} \\ d_y = 21.65 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} T = 0.65 \text{ s} \\ T_x = 0.521 \text{ s} \\ T_y = 0.59 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_{\text{empirique}/xx} = \min(0.65, 0.521) = 0.57s \rightarrow 1,3. T_{\text{empirique}/xx} = 0,677 \text{ s} \\ T_{\text{empirique}/yy} = \min(0.65, 0.59) = 0.59 \text{ s} \rightarrow 1,3. T_{\text{empirique}/yy} = 0,767 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_{\text{analytique}} = \begin{cases} T_{\text{analytique}/xx} = 0,788 \text{ s} > 1,3. T_{\text{empirique}/xx} = 0,677 \text{ s} \\ T_{\text{analytique}/yy} = 0.838s > 1,3. T_{\text{empirique}/yy} = 0,767 \text{ s} \end{cases}$$

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

$$\rightarrow T_{\text{calcul}} = \begin{cases} T_{\text{calcul}/xx} = 0,677 \text{ s} \\ T_{\text{calcul}/yy} = 0,767 \text{ s} \end{cases}$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \left\{ \begin{array}{l} V_x \begin{cases} T_x = 1,30 T_{\text{empirique}/xx} = 0.677 \text{ s} \\ V_x = 3149,37 \text{ KN} \end{cases} \\ V_y \begin{cases} T_y = T_{\text{analytique}/yy} = 0.767 \text{ s} \\ V_y = 2890,27 \text{ KN} \end{cases} \end{array} \right.$$

Tableau 57 : Déterminations de l'effort sismique à la base

Effort sismique à la base		
	XX	YY
V Méthode Statique Equivalente V_S	3149,37	2890,27
0,8* V_S	2519.5	2312.21
V Dynamique	2844,2	2810,07
Coefficient de majoration	/	/
Combinaison de calcul	G+Q± Ex,y/ 0,8G ±Ex,y	

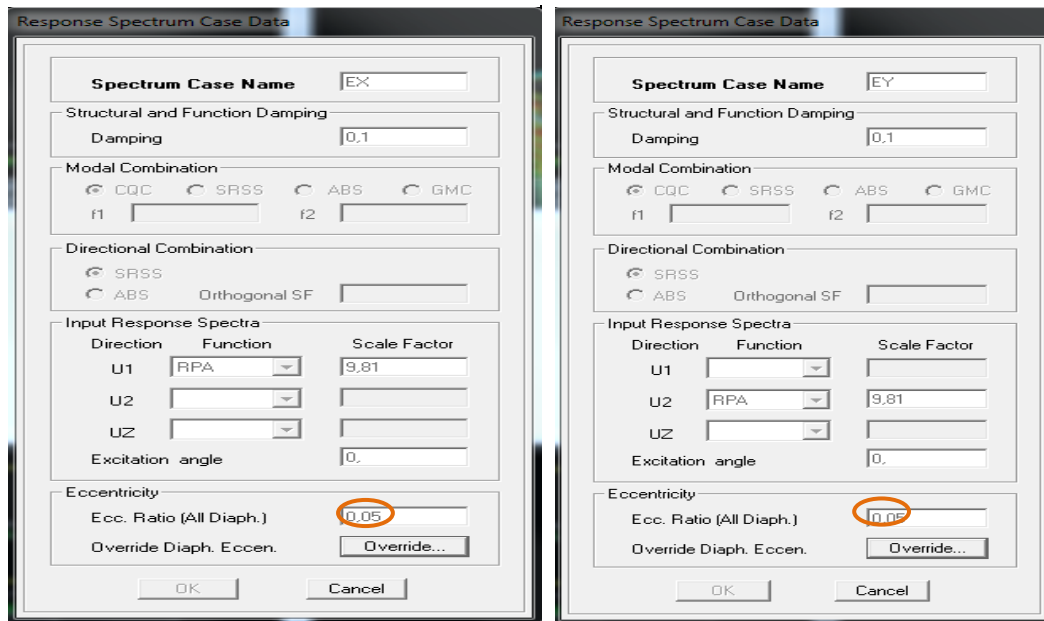
4.2.5.4. **Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle additionnelle** égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau 58 : Excentricité accidentelle et additionnelle

Niveau	D	Xg	Yg	Xc	Yc	$E_{x\ th}$	$E_{x\ acc}$	$E_{y\ th}$	$E_{y\ acc}$
RDC	D10	12,251	10,199	12,250	10,060	0,001	5% $L_x = 1.395$	0.139	5% $L_y = 1.38$
ETAGE 1	D9	12,250	10,172	12,250	10,013	0		0.159	
ETAGE 2	D8	12,250	10,171	12,250	9,950	0		0.221	
ETAGE 3	D7	12,250	10,181	12,250	9,881	0		0.3	
ETAGE 4	D6	12,250	10,166	12,250	9,801	0		0.365	
ETAGE 5	D5	12,250	10,166	12,250	9,713	0		0.453	
ETAGE 6	D4	12,250	10,165	12,250	9,614	0		0.551	
ETAGE 7	D3	12,250	10,162	12,250	9,500	0		0.662	
ETAGE 8	D2	12,250	10,132	12,251	9,387	-0.001		0.745	
ETAGE 9	D1	12,285	10,189	12,255	9,340	-0,03	0.849		

N.B : l'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques E_x et E_y .



4.2.6. Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

4.2.6.1. Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P.A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Tableau 59 : Vérification de déplacement inter-étages

étage	Diaph	δ_{eKx}	δ_{Kx}	Δ_{Kx}	δ_{eKy}	δ_{Ky}	Δ_{Ky}	1% h_k
ETAGE 9	D1	0.0202	0.0707	0.0077	0.0215	0.07525	0.00665	0,0306
ETAGE 8	D2	0.0180	0.063	0.00805	0.0196	0.0686	0.00735	0,0306
ETAGE 7	D3	0.0157	0.05495	0.0084	0.0175	0.06125	0.0084	0,0306
ETAGE 6	D4	0.0133	0.04655	0.0084	0.0151	0.05285	0.00875	0,0306
ETAGE 5	D5	0.0109	0.03815	0.00875	0.0126	0.0441	0.0091	0,0306
ETAGE 4	D6	0.0084	0.0294	0.0084	0.0100	0.035	0.00945	0,0306
ETAGE 3	D7	0.0060	0.021	0.0077	0.0073	0.02555	0.0091	0,0306
ETAGE 2	D8	0.0038	0.0133	0.00665	0.0047	0.01645	0.0077	0,0306
ETAGE 1	D9	0.0019	0.00665	0.0042	0.0025	0.00875	0.00595	0,0306
RDC	D10	0.0007	0.00245	0.00245	0.0008	0.0028	0.0028	0,0306

⇒ Le déplacement au sommet du bâtiment : $(\delta_{Kx}, \delta_{Ky}) = (7.07, 7.5)$ cm

⇒ Le déplacement inter-étages est inférieure à 1% de hauteur d'étage

4.2.6.2. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

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

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

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 $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

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

Tableau 60 : Vérification de l'effet P-Δ

étage	h k	Pk	Σ Pk	Sens XX			Sens YY		
				ΔKx	Vkx	θkx	ΔKy	Vky	θky
D1	3.06	363,9714	363,9714	0.0077	632,78	0,0014	0.00665	597,32	0,00132
D2	3.06	378,8510	742,8224	0.00805	1124,07	0,000886	0.00735	1076,69	0,000845
D3	3.06	378,9582	1121,780	0.0084	1501,42	0,000692	0.0084	1454,86	0,000715
D4	3.06	383,3876	1505,168	0.0084	1824,43	0,000576	0.00875	1780,94	0,000615
D5	3.06	389,8511	1895,019	0.00875	2106,32	0,000529	0.0091	2066,78	0,000560
D6	3.06	389,8511	2284,877	0.0084	2336,77	0,000542	0.00945	2303,06	0,000522
D7	3.06	395,4882	2680,358	0.0077	2527,59	0,000457	0.0091	2499,69	0,000470
D8	3.06	402,4601	3082,818	0.00665	2687,12	0,000325	0.0077	2661,24	0,000380
D9	3.06	392,0830	3474,901	0.0042	2793,85	0,000192	0.00595	2764,95	0,000275
D10	3,06	475,9643	3950,866	0.00245	2844,2	0,000134	0.0028	2810,07	0,000154

⇒ L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

4.2.6.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul.

Selon l'article (A.4.4.1. R.P.A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport **au niveau de contact sol- fondation**. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent **au poids de la construction**, **au poids des fondations** et éventuellement **au poids du remblai**.

→ Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation)

Eléments résistants

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux (Poteaux, Poutres principales et secondaires et les voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel utilisé « ETABS » et cela pour les cas les plus défavorables, sous combinaisons sismiques et statiques.

L'étude des éléments résistants sera menée selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99/2003).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 04 zones :

1. les niveaux (S-SOL – RDC) zone I
2. les niveaux (1-2-3) zone II
3. les niveaux (4-5-6) zone III
4. les niveaux (7-8-9) zone IV

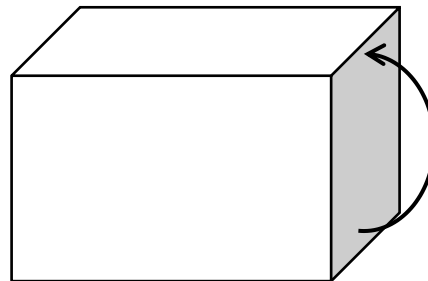
5. Les éléments structuraux

5.1. Poutres

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (moment fléchissant due à la charge permanente et d'exploitation) aux poteaux de la structure. On distingue deux types de poutres : **principales** porteuses qui constituent des appuis aux poutrelles et **secondaires** qui assurent le chaînage disposées parallèlement aux poutrelles. Après détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec le respect des recommandations préconisés par les règlements.

5.1.1. Type de Sollicitation

Les poutres sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera donc en **flexion simple** « M » en considérant la **fissuration** comme étant **peu nuisible**.



5.1.2. Recommandation du R.P.A99/2003

5.1.2.1. Combinaison de charge

Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont :

	COMB STATIQUE		COMB SISMIQUE	
Poutres	ELU : 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q	0,8G± Ex / G+Q ± Ex	0,8G± Ey / G+ Q ± Ey

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes.

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations.

E : Sollicitations dues au séisme.

5.1.2.2. Armature longitudinale

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux est de 0.5% dans la section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_1$ en zone Iia.

6.1.1.1.1. Armature transversale

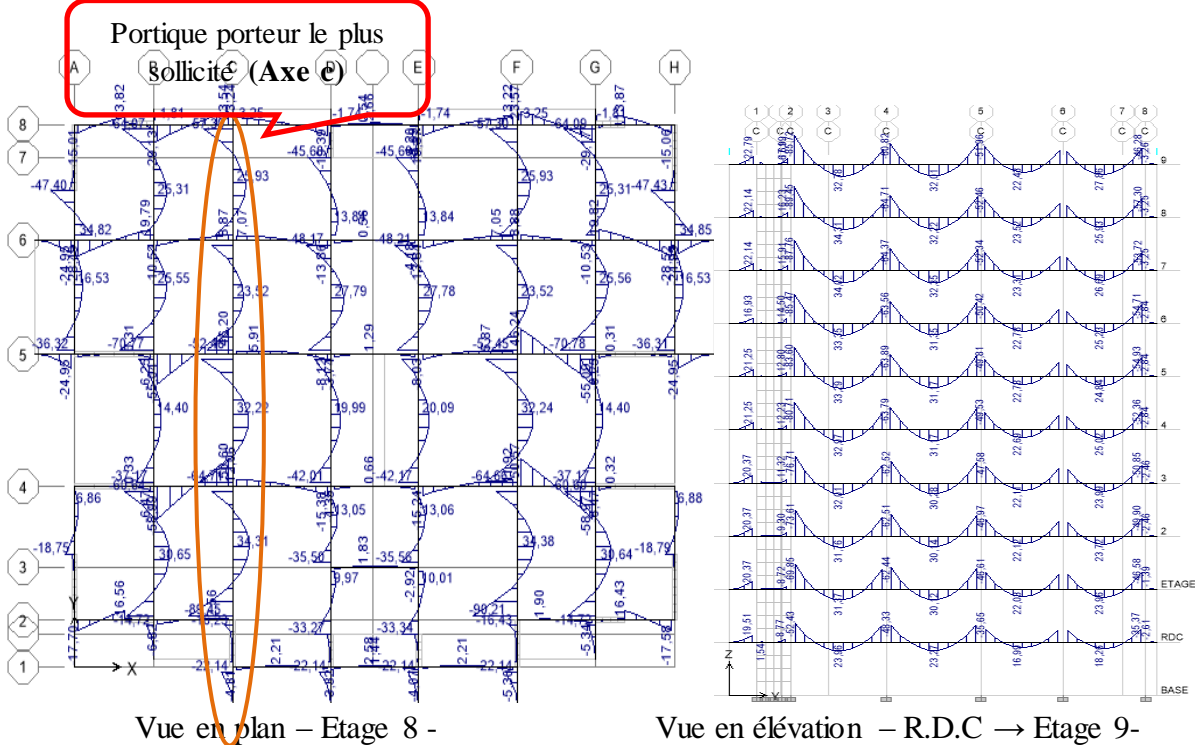
- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b$;
- S_t : L'espacement maximum entre les armatures transversales des poutres, avec :
 - $S_t \leq (h/4, 12\Phi_{min}) \rightarrow$ en zone nodale.

- $S_t \leq h/2 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale.

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

5.1.3. Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

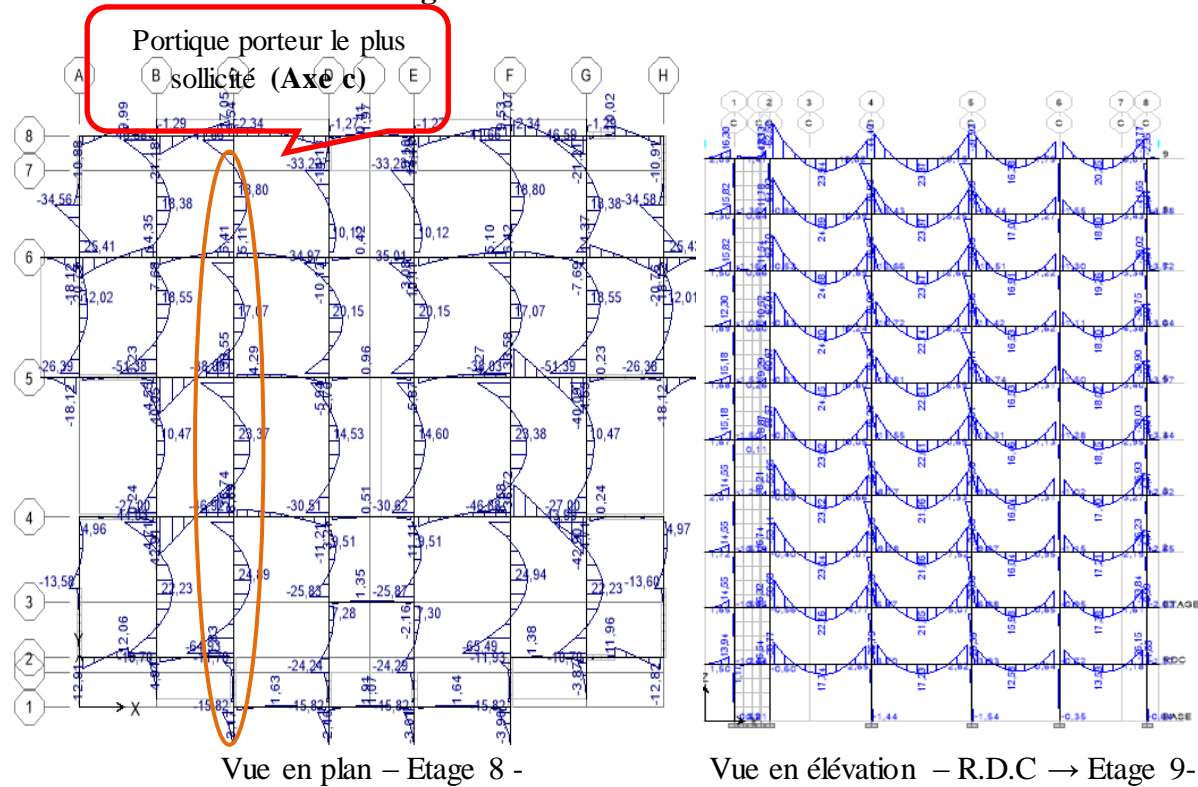
5.1.3.1. Sous combinaison statique (ELU et ELS)



Vue en plan – Etage 8 -

Vue en élévation – R.D.C → Etage 9-

Diagramme moment fléchissant –ELU-

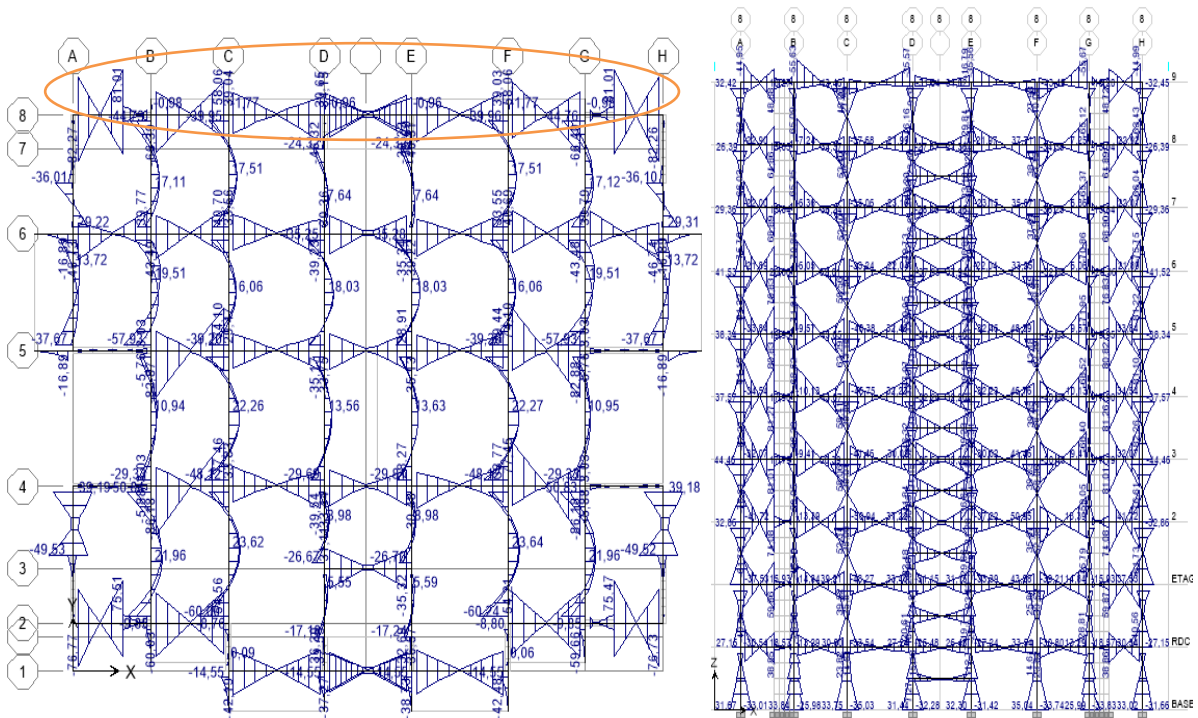


Vue en plan – Etage 8 -

Vue en élévation – R.D.C → Etage 9-

Diagramme moment fléchissant –ELS-

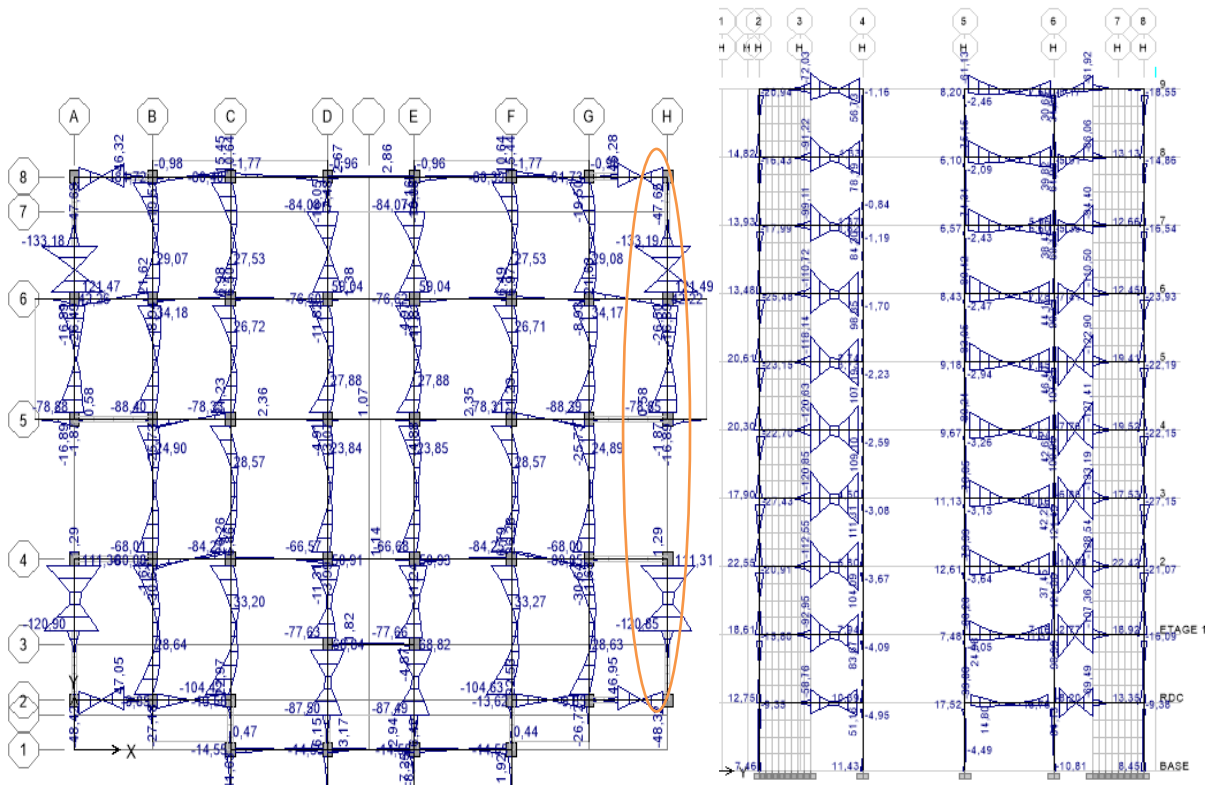
5.1.3.2. Sous combinaison sismique



Vue en plan – 3^{ème} Etage-

Vue en élévation – R.D.C → Etage 9-

Diagramme moment fléchissant –GQEX-



Vue en plan -3^{ème} Etage-

Vue en élévation – R.D.C → Etage 9-

Diagramme moment fléchissant –GQEY-

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 61 : les sollicitations maximales dans les poutres

	Moment Statique (KN.m)				Moment Sismique (KN.m)			
	ELU		ELS		Suivant X		Suivant Y	
	Appuie	Travée	Appuie	Travée	Appuie	Travée	Appuie	Travée
Poutre porteuse	127.38	44.77	90.05	31.64	71.09	31.80	133.51	34.26
Poutre de chaînage	65.90	2.38	47.92	1.76	97.95	≈ 0	49.14	≈ 0

5.1.4. Diagramme des Efforts tranchants (KN)

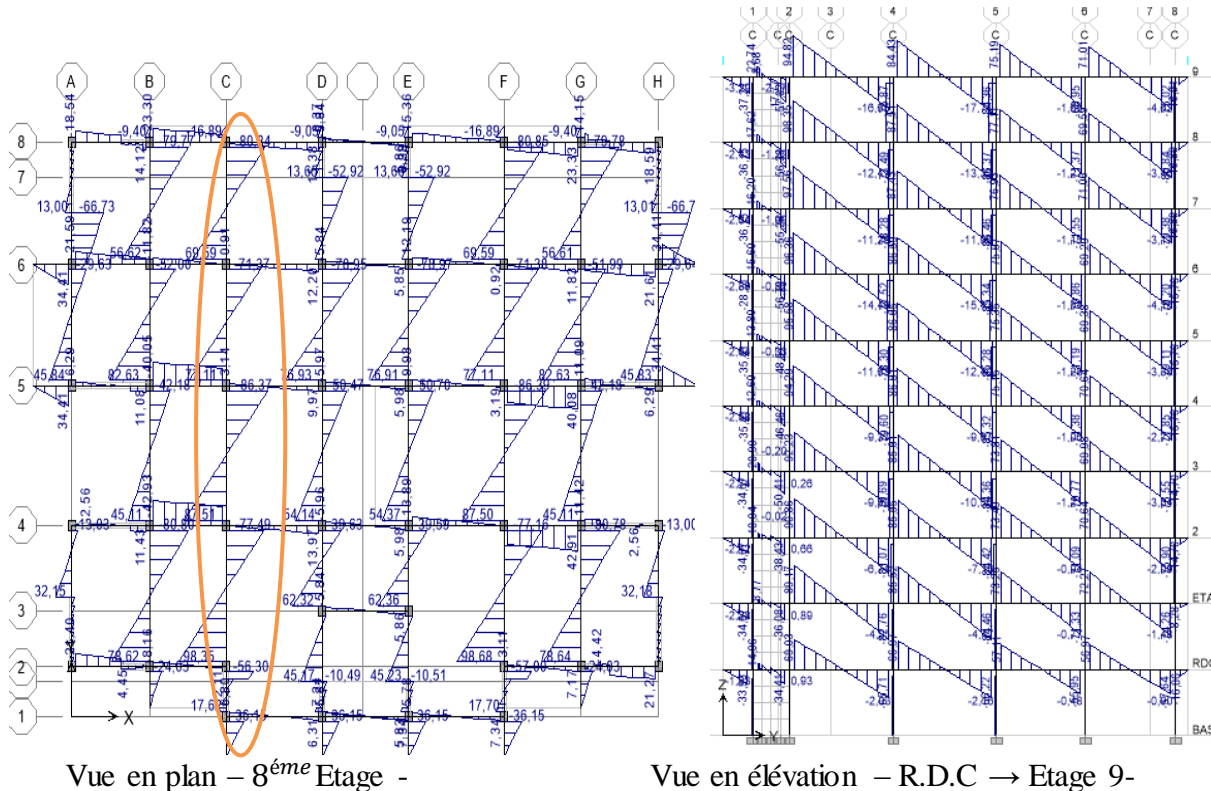


Diagramme des efforts tranchants – E.L.U –

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

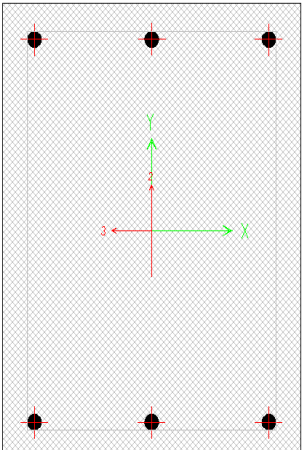
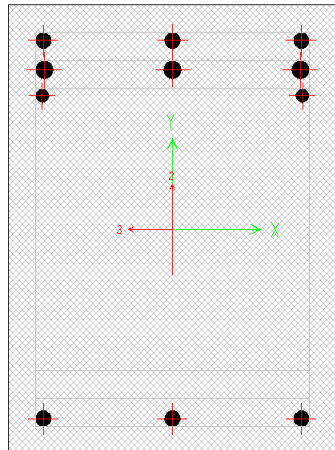
Tableau 62 : Effort tranchant dans les poutres

	Effort tranchant (KN)
	Appuie
Poutre porteuse	127.36
Poutre de chaînage	40.68

5.1.5. Poutre Principale type (Axe C)

5.1.5.1. Armature Longitudinales

Tableau 63 : Ferrailage de la poutre principale (étage : 8)

ELU								
	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/B.A.E.L}	A _{min/R.P.A}	A _{Adoptée}	choix	
travée	44,77	3.63	0,0	1.45	6.00	4.62	3HA14 fil	
appui	127.38	11.37	0,0	1.45		12.91	3HA14 Fil+ (3HA16+2HA12) Chap	
G+Q±EX								
	Mu	A _{cal}	A'	A _{min B.A.E.L}	A _{min/R.P.A}	A _{Adoptée}	Choix	
travée	31.8	2.54	0,0	1.45	6.00	4.62	3HA14 fil	
appuie	71.09	5.92	0,0	1.45		10.45	3HA14 fil +3HA16 Chap	
G+Q±EY								
	Mu	A _{cal}	A'	A _{min B.A.E.L}	A _{min/R.P.A}	A _{Adoptée}	Choix	
travée	34.26	2.75	0,0	1.45	6.00	4.62	3HA14 fil	
appui	133.19	11.98	0,0	1.45		12.91	3HA14 Fil+ (3HA16+2HA12) Chap	
Ferrailage retenu								
	Section Travée		Section Appuie		Appuie : Max (statique, sismique)= 3HA14 Fil + (3HA16+2HA12) Chap Travée : Max (statique, sismique)= 3HA14 Fil			

5.1.5.2. Armature Transversales

- Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_t \leq \min\left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$

Pour les poutres principales : $\phi_t \leq \min\left(12 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(12 ; 12.85 ; 30)$

Donc on prend : $\phi_t=8\text{mm} \rightarrow 4T8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) pour les poutres principales.

- Espacement des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA/version 2003(Art 7.5.2.2).

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12\right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Section minimale d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée pour les poutres principales.}$$

6.1.1.2. Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} / \text{F.P.N} \Rightarrow \tau_u^- = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (Mpa)	Observation
Poutres principales	127.36	1.01	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- En appuis de rives : $A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$

- En appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$	Observation
principales	9.44	127.36	127.38	3.5	6.02	vérifiée

5.1.5.3. Vérification à l'E.L.S

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

Si les trois (03) conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.4}{4.5} = 0.083 \geq 0.062 \text{ (Condition vérifiée)} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 * 37} = 0.00305 \leq 0.0105 \text{ (Condition vérifiée)} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0.083 > 0.141 \text{ (Condition non vérifiée)} \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions n'étant pas satisfaites, la vérification de la flèche est nécessaire :

Moment (KN.m)	f_0 (mm)	f_{adm} (mm)
31,64	2,33	9

- **Vérification des contraintes**

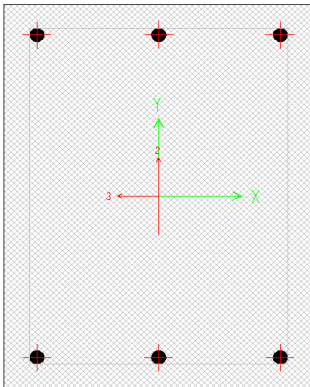
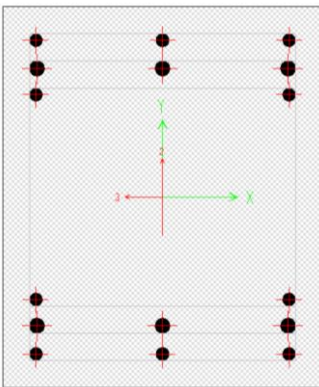
Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Sections	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
En travée	31.64	5.77	15	OK
En appuis	90.05	11.7	15	

5.1.6. Poutre Secondaire type (Axe 08)

5.1.6.1. Armature Longitudinales

Tableau 6. 1 : Ferrailage de la poutre secondaire

ELU							
	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/B.A.E.L}	A _{min/R.P.A}	A _{Adoptée}	choix
travée	5.07	0.40	0,0	1.45	6.75	3.39	3HA12
appuie	65.46	5.42	0,0	1.45		6.79	3HA12 Fil + (2HA20+1HA12) Chap
G+Q+EX							
	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/B.A.E.L}	A _{min/R.P.A}	A _{Adoptée}	Choix
travée	0	0	0,0	1.45	6.75	3.39	3HA12
appuie	97,63	10.12	0,0	1.45		11.68	3HA12 Fil + (3HA16+2HA12) Chap
G+Q+EY							
	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/B.A.E.L}	A _{min/R.P.A}	A _{Adoptée}	Choix
travée	0	0	0,0	1.45	6.75	3.39	3HA12
appuie	49.16	4.71	0,0	1.45		11.68	3HA12 Fil + (3HA16+2HA12) Chap
Ferrailage retenu							
	Section Travée		Section Appuie				
	<p>Appuie : Max (statique, sismique)= 2*[3HA12 Fil + (3HA16+2HA12) Chap] →2 nappes de ferrailage</p> <p>Travée : Max (statique, sismique)= 2*3HA12 Fil</p>						

5.1.6.2. Armature Transversales

- Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(12 ; 10 ; 30)$$

Donc on prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ → on prend 4T8 = 2.01cm² (un cadre et un étrier)

- Espacement des armatures transversales

Les espacements d'armatures transversales sont donné selon l'Art 7.5.2.2 RPA99/ 03).

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 14.4\right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

- Section minimale d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée pour les poutres secondaires.

5.1.7. Vérification à l'E.L.U

- Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.16 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- Contrainte tangentielle maximale

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow \text{F.P.N} \Rightarrow \tau_u^- = \min (0.13 f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (Mpa)	Observation
Secondaires	40.68	0.425	Vérifiée

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

En appuis de rives : $A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$; En appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$	Observé
Secondaires	6.00	40.86	61.071	1.17	4.92	vérifiée

5.1.8. Dispositions constructive

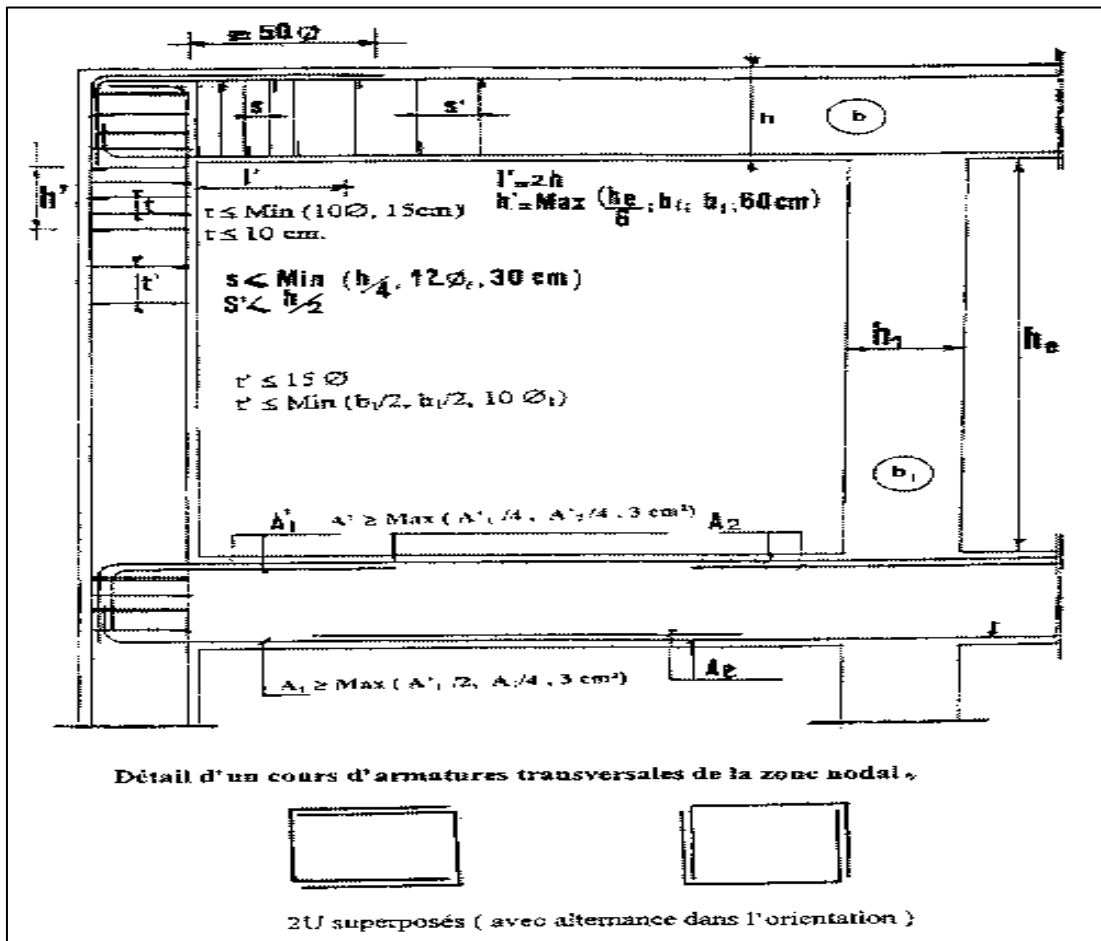


Figure 33 : Disposition constructives pour les poutres selon R.P.A99/03

- Les zones nodales : $l' = 2.h = 80 \text{ cm} \rightarrow 9 \times 10 \text{ cm} \equiv 80 \text{ cm}$
- L'espacement : Zone nodale : $S \leq h / 4 = 10 \text{ cm} \rightarrow e = 10 \text{ cm} \rightarrow 9 \times 10 \text{ cm} \equiv 80 \text{ cm}$
 Zone courante : $S' = h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

5.1.9. Schémas de ferrailage

5.1.9.1. Poutre Porteuse – Axe © –

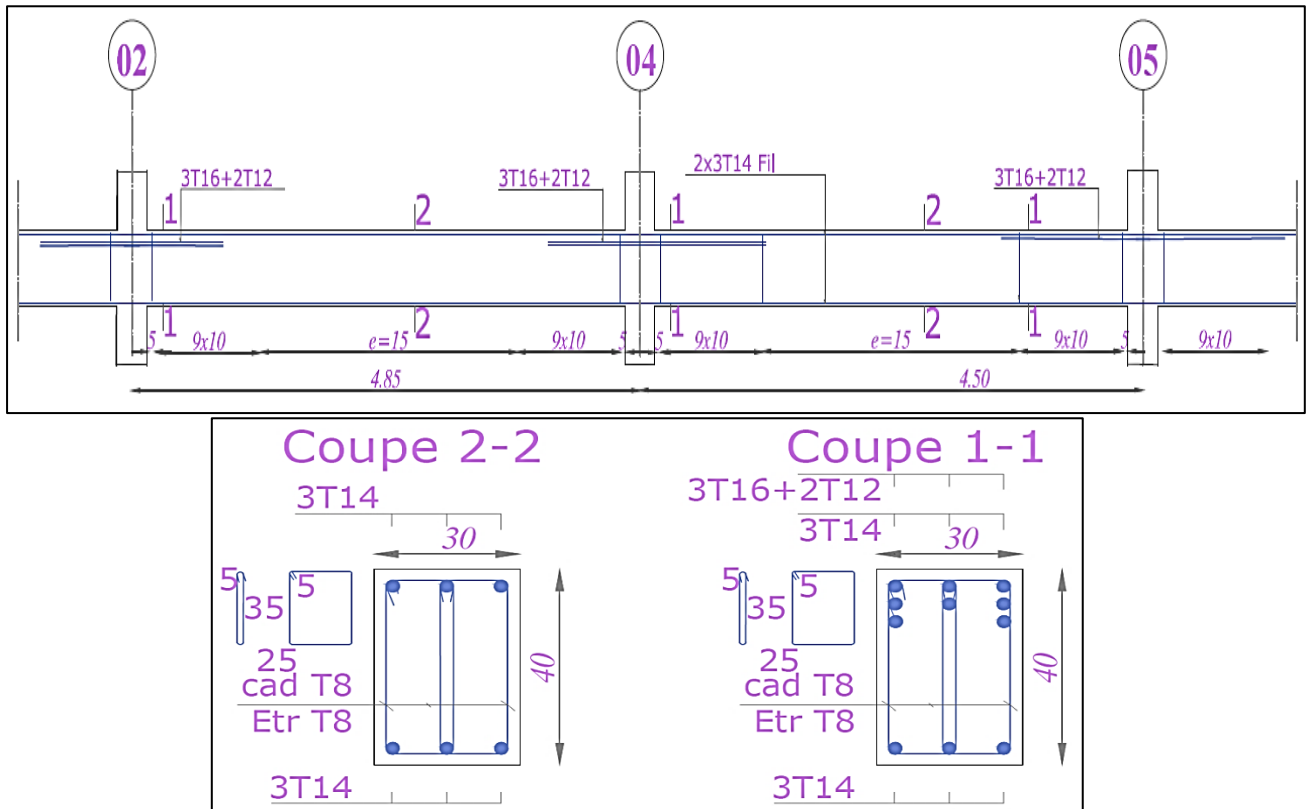
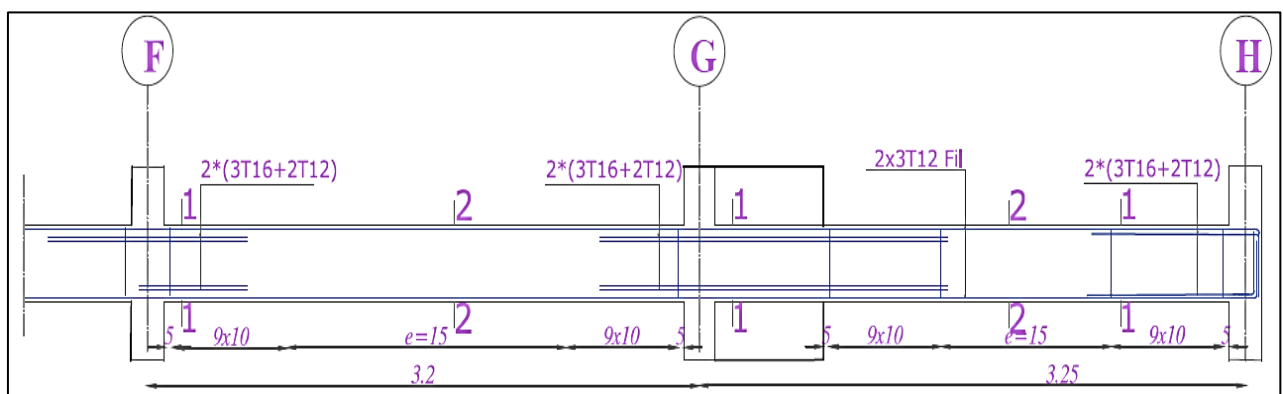


Figure 34 : Schéma de ferrailage d'une poutre principale –la plus sollicitée–

5.1.9.2. Poutre secondaire –Axe (08) –



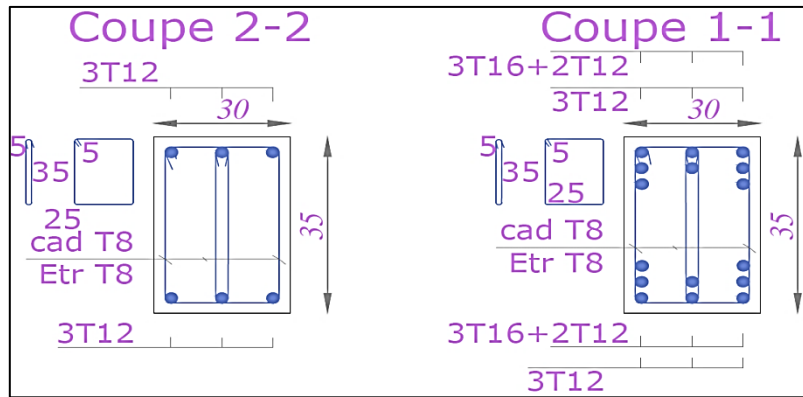


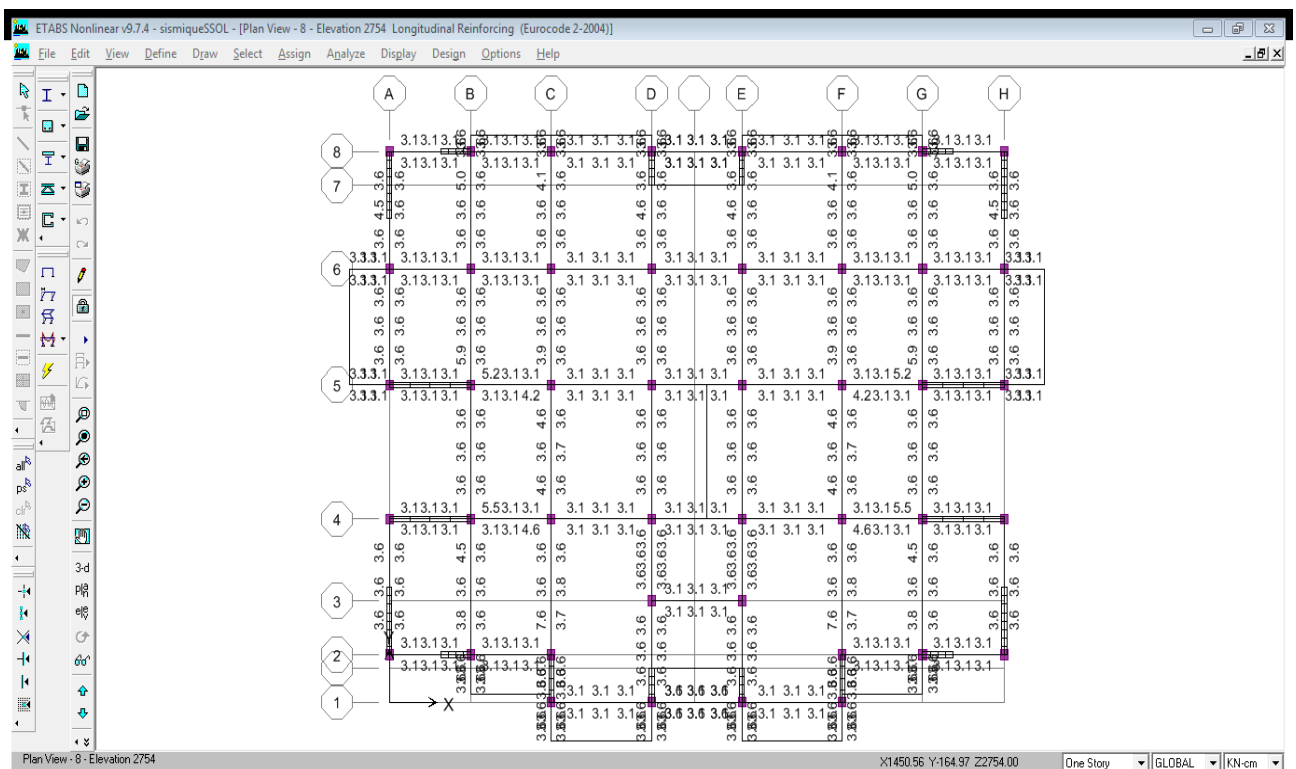
Figure 35 : Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire –la plus sollicitée–

5.1.10. Sections de ferrailage dans les poutres de tous les niveaux

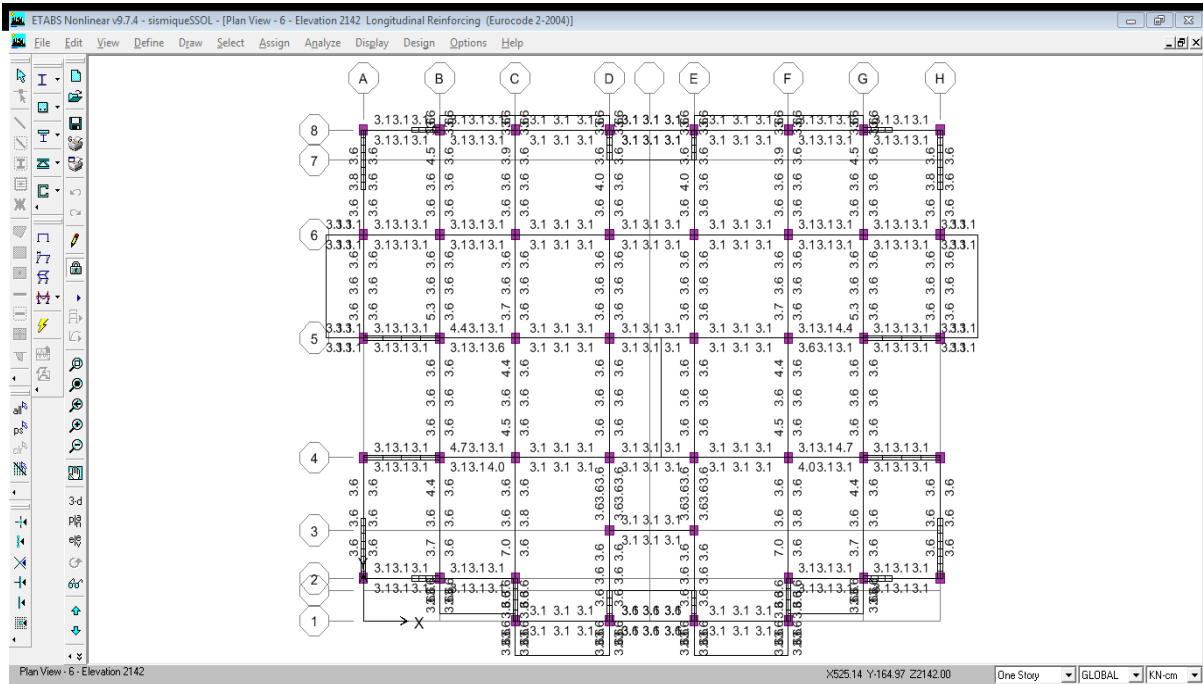
Les sections de ferrailage obtenue par le logiciel ETABS sont semblables aux celles trouvés manuellement, on distingue deux situation de ferrailage : normale et accidentelle

N.B : Le logiciel ETABS calcul automatiquement deux sections de ferrailage (supérieure et inférieure) pour les trois endroits : le milieu et les extrémités de chaque poutre.

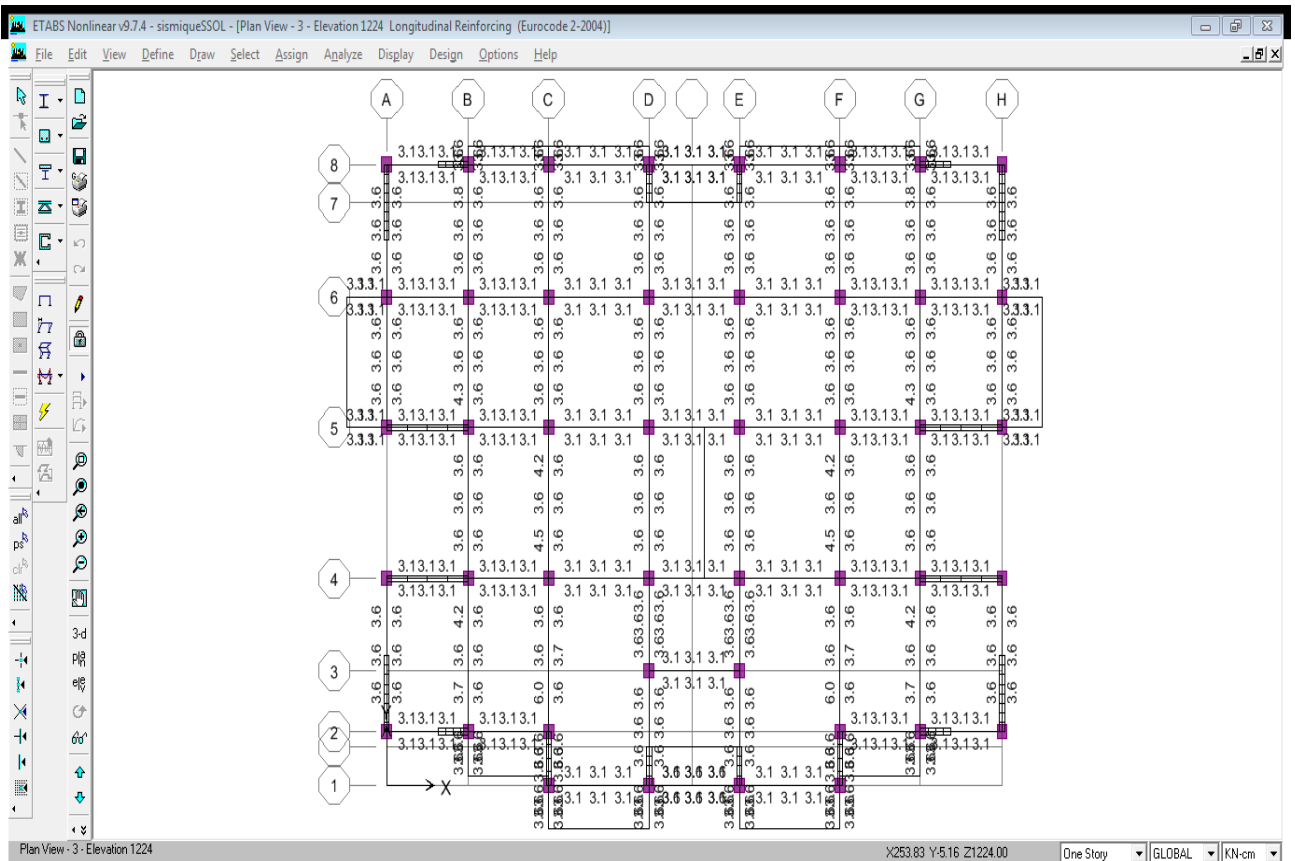
5.1.10.1. Ferrailage statique $\gamma_b=1.5$ $\gamma_s=1.15$



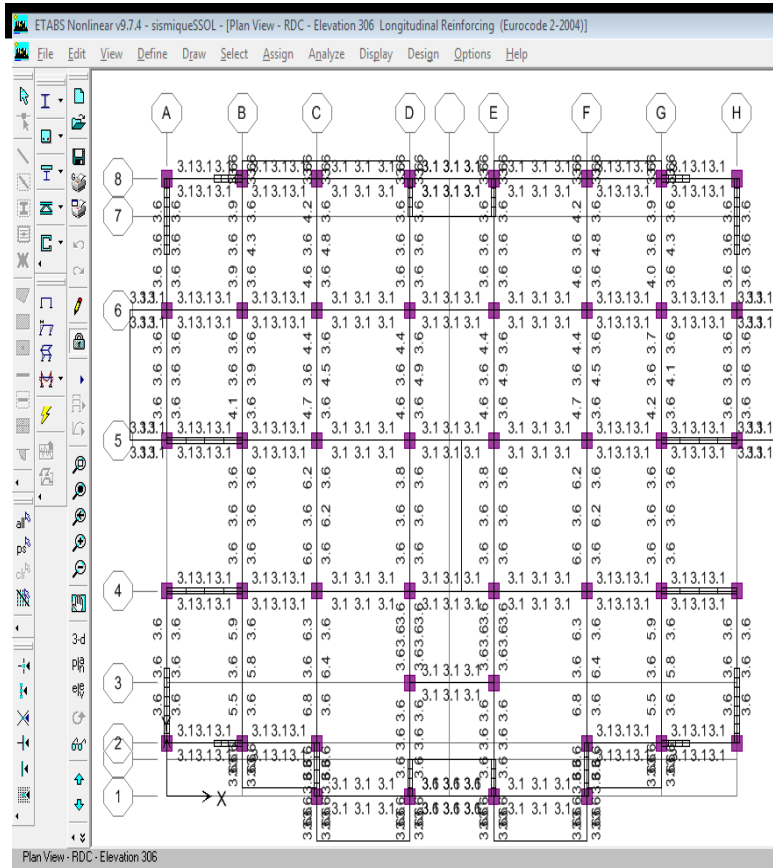
Planchers : 7-8-9



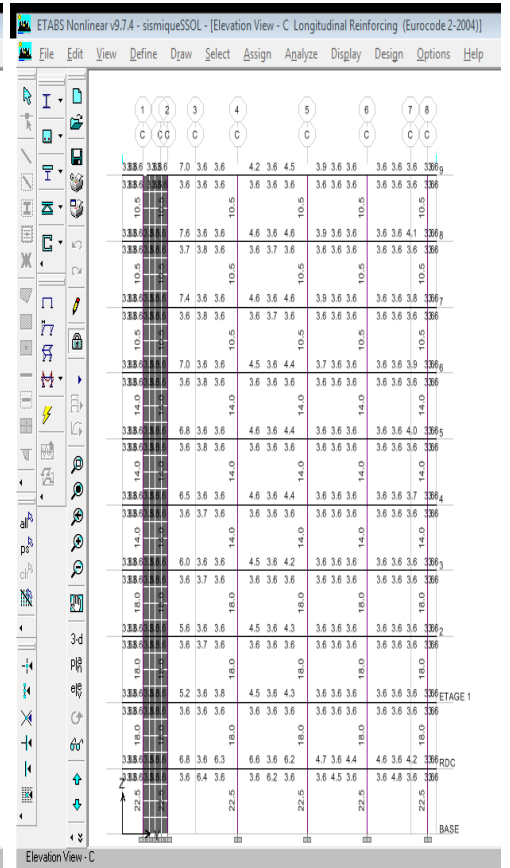
Planchers : 4-5-6



Planchers : 1-2-3

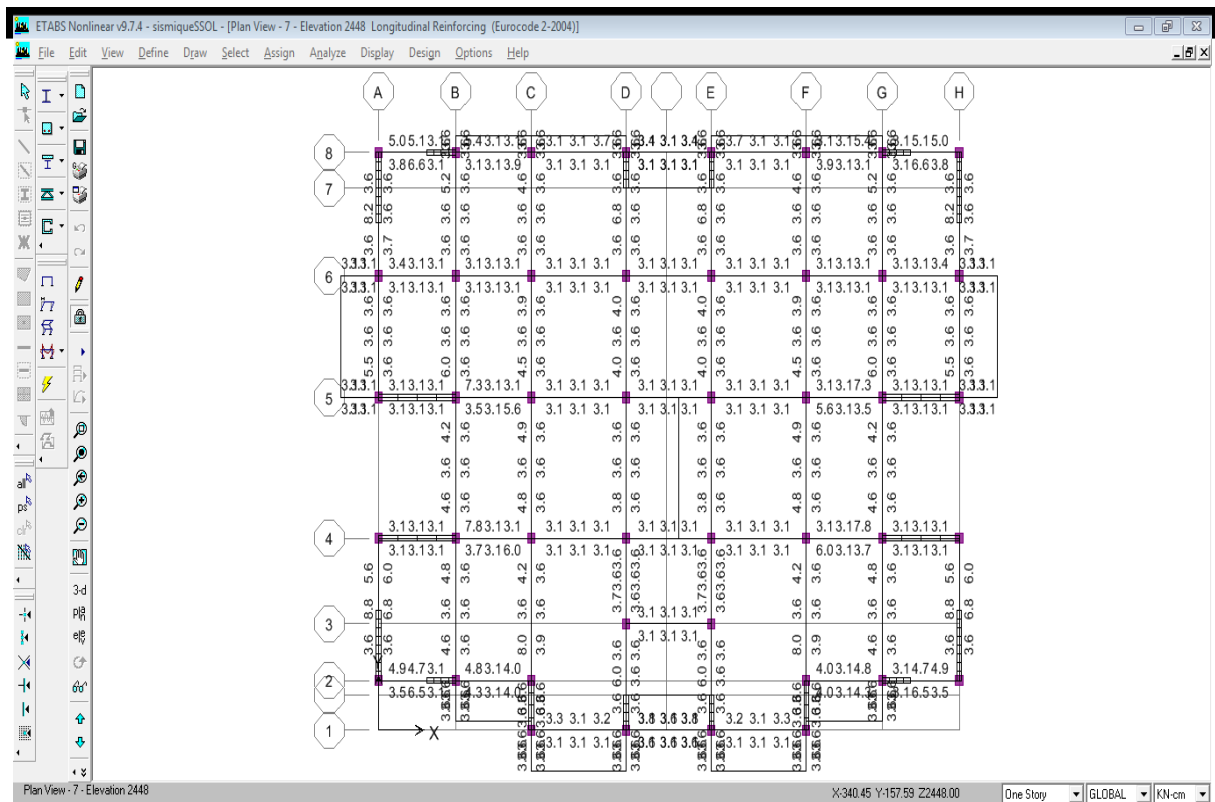


Plancher R.D.C

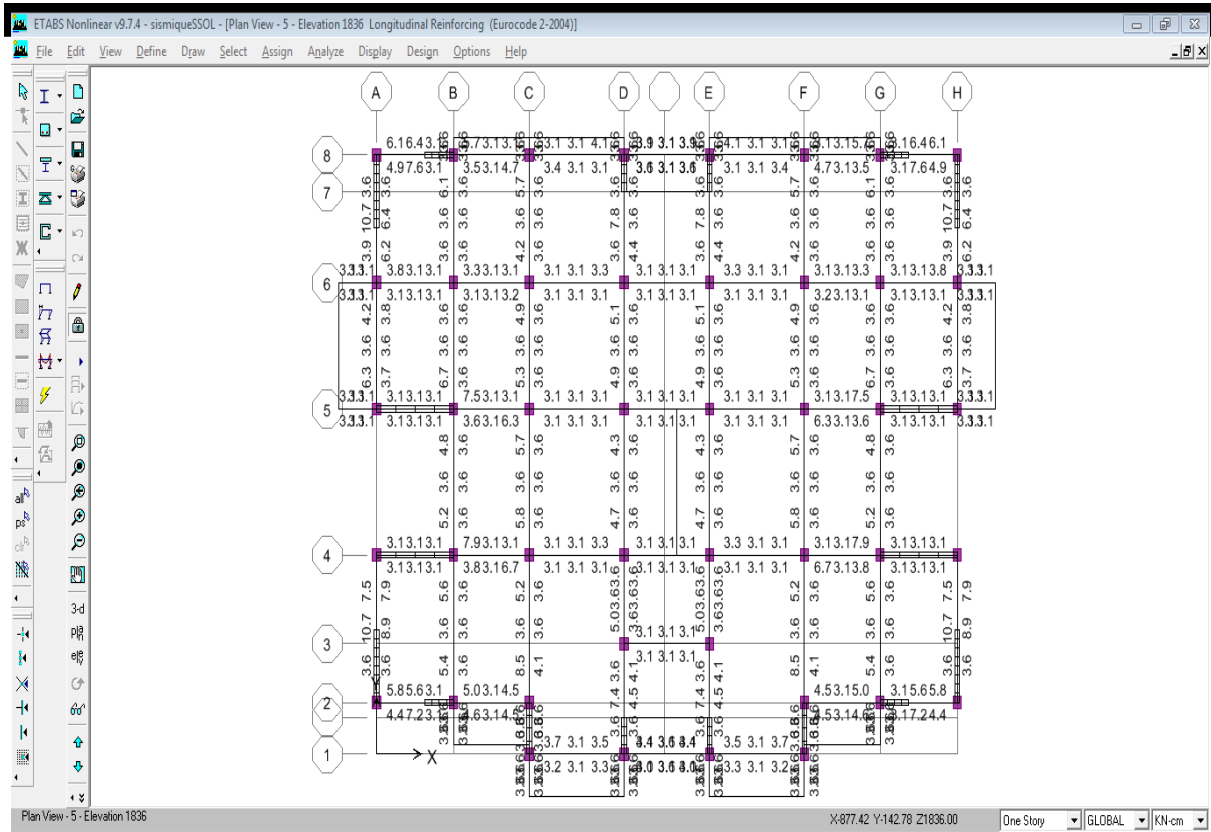


Portique -C- : R.D.C → étage 9

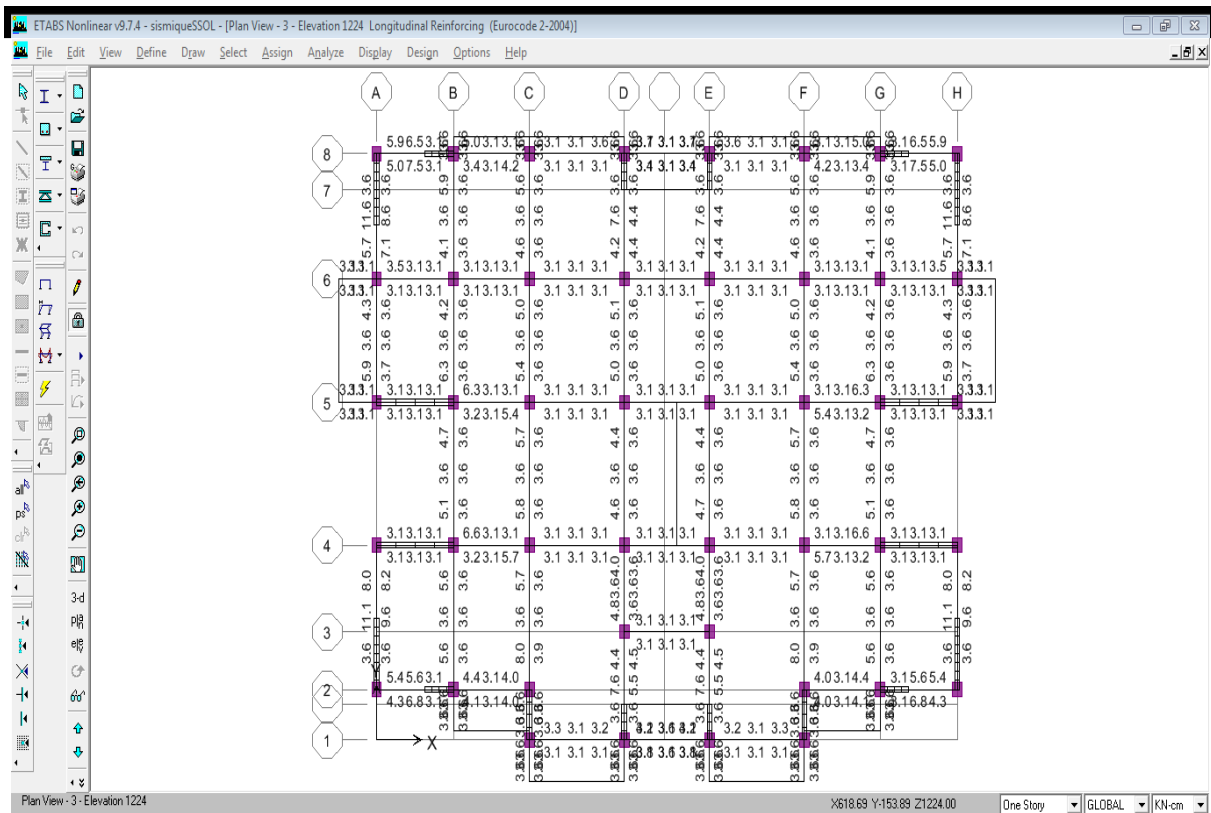
5.1.10.2. Ferrailage sismique $\gamma_b=1.15$ $\gamma_s=1.00$



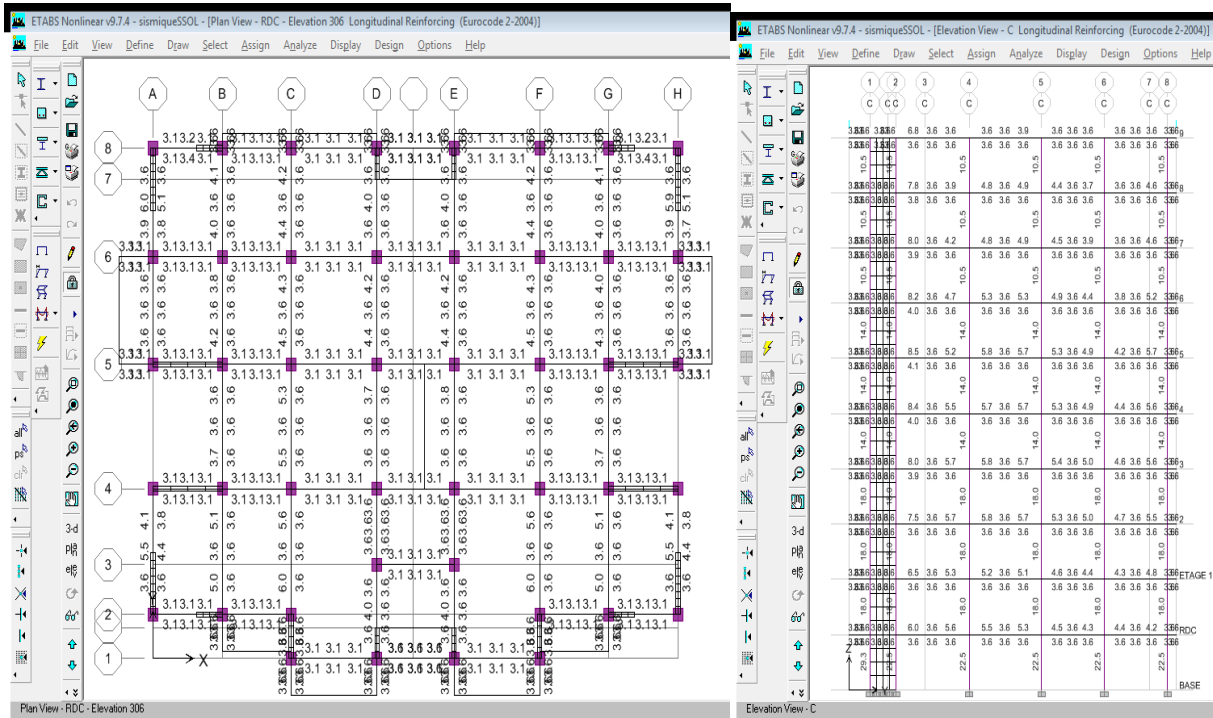
Planchers : 7-8-9



Planchers : 4-5-6



Planchers : 1-2-3



Plancher R.D.C

Portique -C- : R.D.C → étage 9

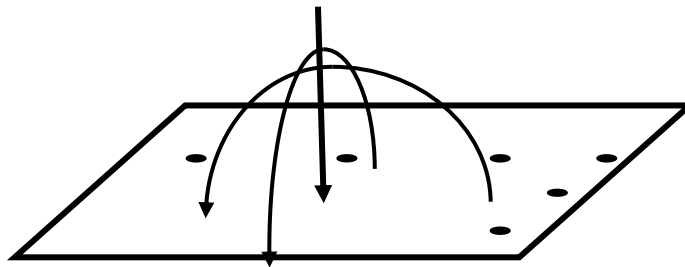
5.2. Poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (Efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Après détermination des sollicitations (M, N et T), on procède au ferrillage avec le respect des pourcentages d'aciers préconisé par les règlements de calcul.

5.2.1. Type de Sollicitation

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments de flexion (longitudinal **M2** et transversal **M3**). Donc les poteaux sont calculés sous **flexion composée**. Avec un effort tranchant « T ».)



5.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003

5.2.2.1. Combinaison de charge

Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrillage sont :

	C.B.A93		RPA99 version 2003
Poteau	ELU : 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q	0,8G± Ex / G+Q± Ex / 0,8G± Ey / G+Q± Ey

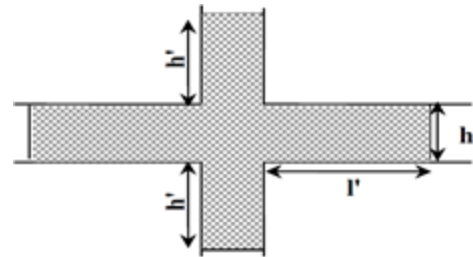
Avec : **G** : Sollicitations dues aux charges permanentes,
Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations : Sollicitations dues au séisme,

5.2.2.2. **Armature longitudinale**

- Elles doivent être de Haute Adhérence droites et sans crochets ;
- Leur pourcentage minimal : **A_{min} = 0.8%** de la section du béton en zone Iia ;
- Leur pourcentage maximal :
 - A max = 4% de la section du béton → en zone courante.
 - A max = 6% de la section du béton → en zone de recouvrement.
- $\Phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ l** en zone Iia ;
- **L'écartement** des barres verticales dans une face de poteau $\leq 25\text{cm}$ (zone Iia) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (Zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

- l' = 2h.
- h' = max (h e/6, b1, h1, 60cm).



5.2.2.3. **Armature transversale**

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times I_{ne}}$$

Avec Vu : Effort tranchant calculé.

H1 : Hauteur totale de la section brute.

Ef : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement entre les At. • $t \leq \min (10\Phi l, 15\text{cm})$ → en zone nodale.
 • $t \leq 15\Phi l$ → en zone courante.

Φl → diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

Pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

- pa= 2,5 → si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g : l'élanement géométrique) ;
- pa= 3,75 si $\lambda_g < 5$.

λ_g : l'élanement géométrique : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ (a, b : dimensions du poteau)

- La quantité d'armatures transversales minimale/t.b₁ en % est :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3% (t.b₁)

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8% (t.b₁)

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ t (au minimum).

5.2.3. **Vérification spécifiques selon le R.P.A99/2003 (A7.4.3)**

6.1.1.3. Sollicitations normales (effort normal réduit)

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 :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N_d : l'effort normal sismique de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c est l'aire de cette dernière ; f_{c_j} est la résistance caractéristique du béton

N.B : Les sections de poteaux trouvés dans le chapitre 2 :

R.DC et S.SOL : 60*50 ; Etage 1

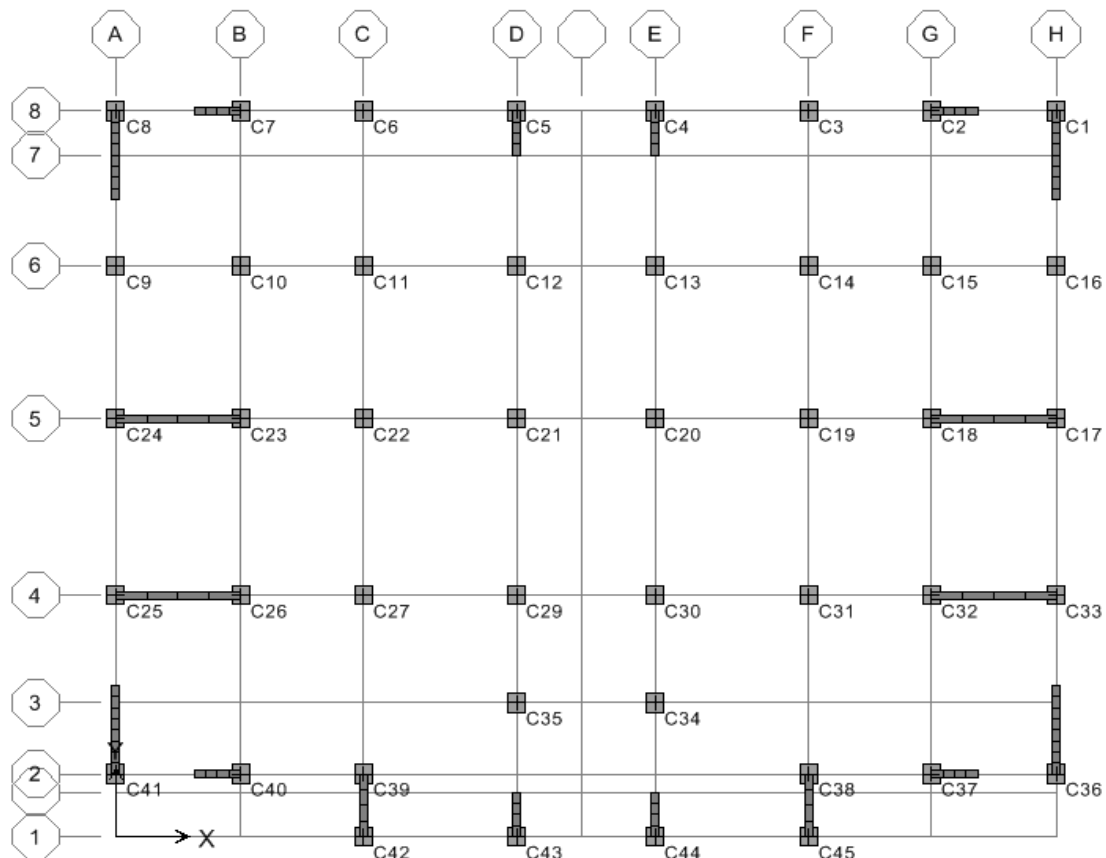


Figure 36 : repérage des poteaux (Vue en plan)

Tableau 64 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Effort normal réduit $\nu : \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$							
Niveau	Section (cm ²)		N° Poteau	N _d (KN)	Combinaison	ν	Obser
	h	b					
R.D.C	50	45	C27	1449,66	GQ-Ex	0,2577	☑
Etages : 1, 2,3	45	40	C27	1309,3	GQ-Ex	0,2909	☑
Etages : 4, 5,6	40	35	C19	839,32	GQ-Ex	0,2398	☑
Etages : 7, 8,9	35	30	C19	401,75	GQ-Ex	0,1530	☑

Tableau 65 : L'effort normal réduit dans les poteaux sous combinaison sismique

Zone 1: R.D.C: Poteaux (45*50) m²

Zone II : Etage 1-2-3 : Poteaux (40*45) m²

Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUF
RDC	C27	GQEX MIN		0	-1449,66 -0,25771733
RDC	C31	GQEX MIN		0	-1448,75 -0,25755556
RDC	C19	GQEX MIN		0	-1441,54 -0,25627378
RDC	C22	GQEX MIN		0	-1441,4 -0,25624889
RDC	C14	GQEX MIN		0	-1348,57 -0,23974578
RDC	C11	GQEX MIN		0	-1348,48 -0,23972978
RDC	C27	GQEX MIN		0	-1327,82 -0,23605689
RDC	C31	GQEX MIN		0	-1327,04 -0,23591822
RDC	C19	GQEX MIN		0	-1307,51 -0,23244622
RDC	C22	GQEX MIN		0	-1307,42 -0,23243022
RDC	C16	GQEX MIN		0	-1306,26 -0,232224
RDC	C9	GQEX MIN		0	-1302,91 -0,23162844
RDC	C14	GQEX MIN		0	-1280,95 -0,22772444
RDC	C11	GQEX MIN		0	-1280,85 -0,22770667
RDC	C20	GQEX MIN		0	-1266,86 -0,22521956
RDC	C21	GQEX MIN		0	-1265,14 -0,22491378
RDC	C14	GQEX MAX		0	-1255,38 -0,22317867
RDC	C11	GQEX MAX		0	-1255,29 -0,22316267
RDC	C20	GQEX MIN		0	-1244,01 -0,22115733
RDC	C21	GQEX MIN		0	-1242,29 -0,22085156
RDC	C19	GQEX MAX		0	-1230,51 -0,21875733
RDC	C22	GQEX MAX		0	-1230,33 -0,21872533
RDC	C27	GQEX MAX		0	-1214,64 -0,215936
RDC	C31	GQEX MAX		0	-1213,73 -0,21577422
RDC	C30	GQEX MIN		0	-1211,46 -0,21537067
RDC	C29	GQEX MIN		0	-1209,99 -0,21510933
RDC	C20	GQEX MAX		0	-1209,09 -0,21494933
RDC	C21	GQEX MAX		0	-1207,37 -0,21464356
RDC	C14	GQEX MAX		0	-1187,75 -0,21115556

Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUF
ETAGE 1	C27	GQEX MIN		0	-1309,3 -0,29095556
ETAGE 1	C31	GQEX MIN		0	-1308,37 -0,29074889
ETAGE 1	C19	GQEX MIN		0	-1307,52 -0,29056
ETAGE 1	C22	GQEX MIN		0	-1307,4 -0,29053333
ETAGE 1	C14	GQEX MIN		0	-1223,32 -0,27184889
ETAGE 1	C11	GQEX MIN		0	-1223,25 -0,27183333
ETAGE 1	C27	GQEX MIN		0	-1194,56 -0,26545778
ETAGE 1	C31	GQEX MIN		0	-1193,62 -0,26524889
ETAGE 1	C19	GQEX MIN		0	-1179,96 -0,26221333
ETAGE 1	C22	GQEX MIN		0	-1179,84 -0,26218667
ETAGE 1	C14	GQEX MIN		0	-1159,95 -0,25776667
ETAGE 1	C11	GQEX MIN		0	-1159,86 -0,25774667
ETAGE 1	C20	GQEX MIN		0	-1152,62 -0,25613778
ETAGE 1	C21	GQEX MIN		0	-1151,13 -0,25580667
	2 C19	GQEX MIN		0	-1150,94 -0,25576444
	2 C22	GQEX MIN		0	-1150,82 -0,25573778
	2 C27	GQEX MIN		0	-1146,37 -0,25474889
	2 C31	GQEX MIN		0	-1145,48 -0,25455111
ETAGE 1	C9	GQEX MIN		0	-1143,57 -0,25412667
ETAGE 1	C16	GQEX MIN		0	-1142,9 -0,25397778
ETAGE 1	C14	GQEX MAX		0	-1135,65 -0,25236667
ETAGE 1	C11	GQEX MAX		0	-1135,58 -0,25235111
ETAGE 1	C20	GQEX MIN		0	-1130,91 -0,25131333
ETAGE 1	C21	GQEX MIN		0	-1129,42 -0,25098222
ETAGE 1	C19	GQEX MAX		0	-1108,17 -0,24626
ETAGE 1	C22	GQEX MAX		0	-1108,05 -0,24623333
ETAGE 1	C30	GQEX MIN		0	-1101,45 -0,24476667
ETAGE 1	C29	GQEX MIN		0	-1100,17 -0,24448222

Zone III: Etage 4-5-6: Poteaux (35*45)

Zone IV: Etage 7-8-9: Poteaux (35*40)

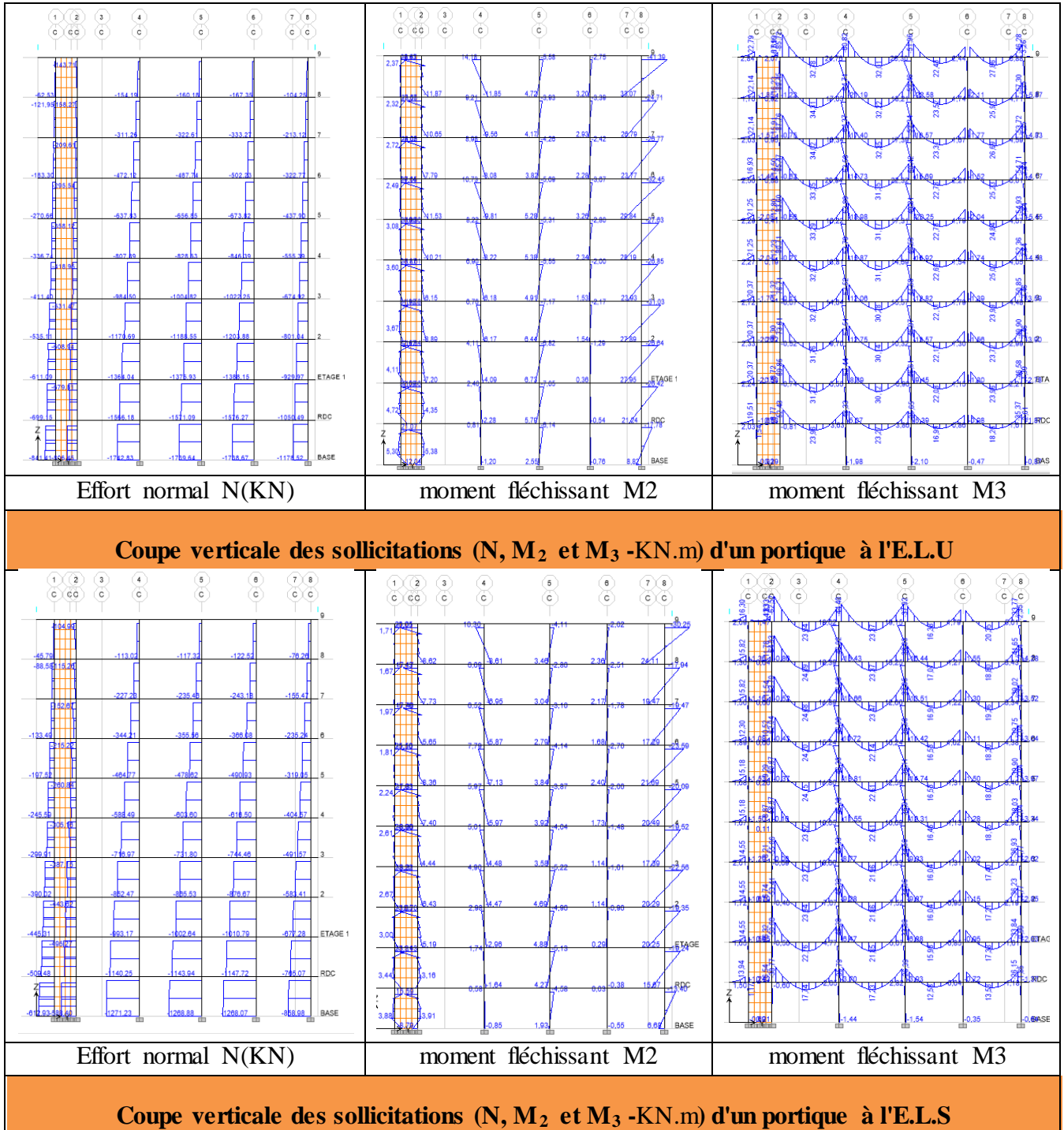
Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUF
4	C19	GQEX MIN		0	-839,34 -0,23981143
4	C22	GQEX MIN		0	-839,25 -0,23978571
4	C27	GQEX MIN		0	-827,84 -0,23652571
4	C31	GQEX MIN		0	-827,05 -0,2363
4	C14	GQEX MIN		0	-792,52 -0,22643429
4	C11	GQEX MIN		0	-792,49 -0,22642571
4	C20	GQEX MIN		0	-757,84 -0,21652571
4	C21	GQEX MIN		0	-756,93 -0,21626571
4	C27	GQEX MIN		0	-755,27 -0,21579143
4	C31	GQEX MIN		0	-754,46 -0,21556
4	C19	GQEX MIN		0	-753,31 -0,21523143
4	C22	GQEX MIN		0	-753,21 -0,21520286
4	C14	GQEX MIN		0	-752,89 -0,21511143
4	C11	GQEX MIN		0	-752,85 -0,2151
4	C20	GQEX MIN		0	-743,5 -0,21242857
4	C21	GQEX MIN		0	-742,59 -0,21216857
4	C14	GQEX MAX		0	-736,09 -0,21031143
4	C11	GQEX MAX		0	-736,06 -0,21030286
4	C20	GQEX MAX		0	-728,29 -0,20808286
4	C21	GQEX MAX		0	-727,39 -0,20782571
4	C20	GQEX MAX		0	-713,96 -0,20398857
4	C21	GQEX MAX		0	-713,05 -0,20372857
4	C19	GQEX MAX		0	-710,49 -0,20299714
4	C22	GQEX MAX		0	-710,39 -0,20296857
4	C30	GQEX MIN		0	-709,15 -0,20261429
4	C29	GQEX MIN		0	-708,42 -0,20240571
4	C14	GQEX MAX		0	-696,46 -0,19898857
4	C11	GQEX MAX		0	-696,42 -0,19897714

Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUF
7	C19	GQEX MIN		0	-401,75 -0,15304762
7	C22	GQEX MIN		0	-401,68 -0,15302095
7	C27	GQEX MIN		0	-391,55 -0,1491619
7	C31	GQEX MIN		0	-391,06 -0,14897524
7	C14	GQEX MIN		0	-385,48 -0,14684952
7	C11	GQEX MIN		0	-385,46 -0,1468419
7	C20	GQEX MIN		0	-373,54 -0,14230095
7	C21	GQEX MIN		0	-373,09 -0,14212952
7	C14	GQEX MIN		0	-369,99 -0,14094857
7	C11	GQEX MIN		0	-369,98 -0,14094476
7	C20	GQEX MIN		0	-367,75 -0,14009524
7	C21	GQEX MIN		0	-367,31 -0,13992762
7	C20	GQEX MAX		0	-364,19 -0,13873905
7	C21	GQEX MAX		0	-363,74 -0,13856762
7	C19	GQEX MIN		0	-363,39 -0,13843429
7	C22	GQEX MIN		0	-363,34 -0,13841524
7	C27	GQEX MIN		0	-362,56 -0,1381181
7	C14	GQEX MAX		0	-362,19 -0,13797714
7	C11	GQEX MAX		0	-362,17 -0,13796952
7	C31	GQEX MIN		0	-362,07 -0,13793143
7	C20	GQEX MAX		0	-358,4 -0,13653333
7	C21	GQEX MAX		0	-357,96 -0,13636571
7	C19	GQEX MAX		0	-347,86 -0,1325181
7	C22	GQEX MAX		0	-347,79 -0,13249143
7	C14	GQEX MAX		0	-346,7 -0,13207619
7	C11	GQEX MAX		0	-346,69 -0,13207238
7	C30	GQEX MIN		0	-336,33 -0,12812571
7	C29	GQEX MIN		0	-335,99 -0,12799619

5.2.4. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal (N, M₂ et M₃ -KN.m)

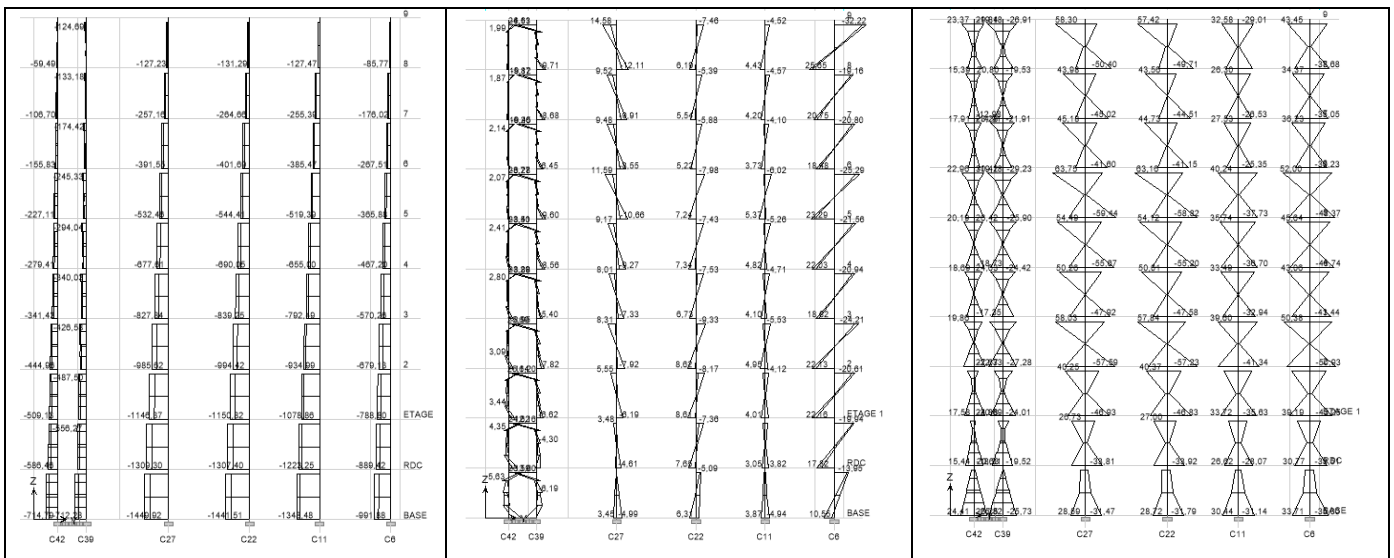
5.2.4.1. Sous combinaison statique (ELU et ELS)

Tableau 66 : Diagrammes des sollicitations (N, M_{2,3}) dans les poteaux



5.2.4.2. Sous combinaison sismique (G + Q ± E_{X,Y}; 0,8G ± E_{X,Y})

Tableau 67 : Diagrammes des sollicitations (N, M_{2,3}) dans les poteaux

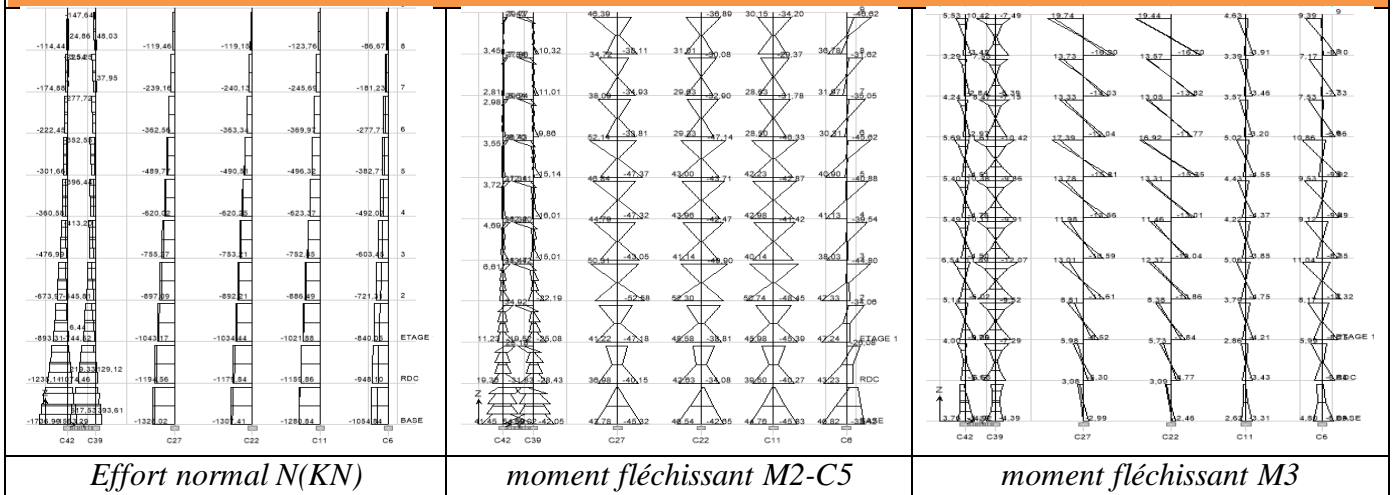


Effort normal N(KN)

moment fléchissant M2

moment fléchissant M3

Coupe verticale des sollicitations (N, M₂ et M₃ -KN.m) d'un portique sous GQEX



Effort normal N(KN)

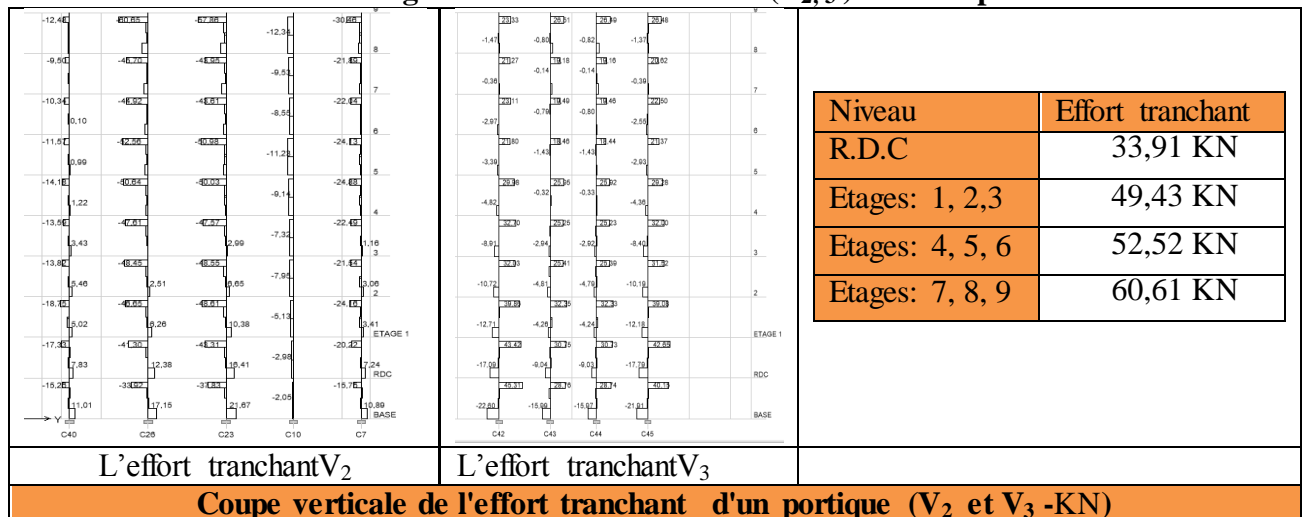
moment fléchissant M2-C5

moment fléchissant M3

Coupe verticale des sollicitations (N, M₂ et M₃ -KN.m) d'un portique sous GQEY

5.2.5. Diagramme des Efforts tranchants (V₂, V₃ -KN)

Tableau 68 : Diagrammes des sollicitations (V_{2,3}) dans les poteaux



L'effort tranchant V₂

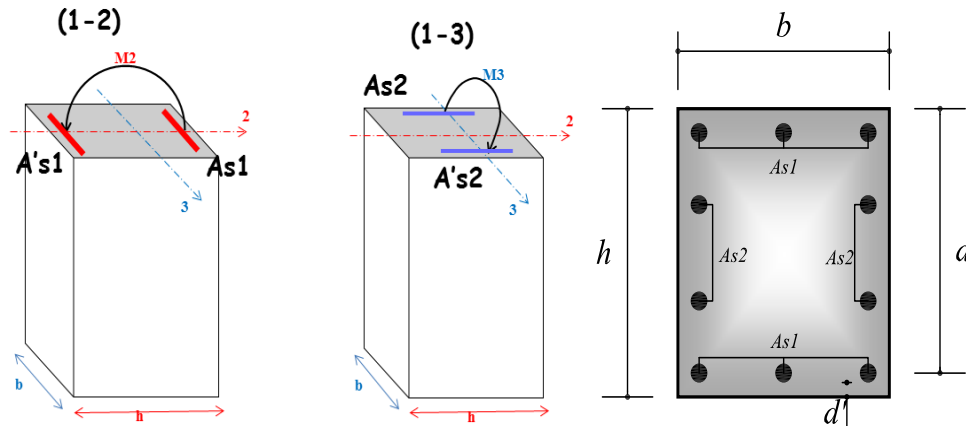
L'effort tranchant V₃

Coupe verticale de l'effort tranchant d'un portique (V₂ et V₃ -KN)

5.2.6. Etape de calcul

Le ferrailage des poteaux est obtenu après trois étapes essentielles qui sont les suivantes :

1. Ferrailage dans le plan (1-2) → Les armatures A_{s1} parallèle à l'axe de forte inertie(3)
2. Ferrailage dans le plan (1-3) → Les armatures A_{s2} parallèle à l'axe de faible inertie(2)



3. Le ferrailage des faces (2) et (3) sera disposé sur les deux autres faces symétriquement (Tenir en compte le double sens de l'action sismique : $\pm E$)
4. Elaboration du ferrailage final de la section selon le C.B.A93 et la R.P.A99/03.

6.1.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-dessous :

- Cas n°1 : N_{\max} → (M_2, M_3) correspondants Cas n°2 : N_{\min} → (M_2, M_3) correspondants
 Cas n°3 : $M_{2\max}$ → (N, M_3) correspondants Cas n°4 : $M_{3\max}$ → (N, M_2) correspondants

Tableau 69 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Cas	(N, $M_{2,3}$) KN.m	Zone			
		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8
N_{\max} et $M_{2,3}$ correspond	Comb	ELU	ELU	ELU	ELU
	N° pot	C27	C27	C27	C27
	N	-1741.64	-1564.83	-983.49	-471.52
	M2	-1.09	-2.238	-6.31	-8.301
	M3	-1.97	-5.072	-12.058	-14.728
	Max (M_2, M_3)	-1.97	-5.072	-12.058	-14.728
N_{\min} et $M_{2,3}$ correspond	Comb	0.8G+EX	0.8G+EX	0.8G+EX	0.8G+EX
	N° pot	C27	C27	C27	C27
	N	- 695.65	-442.34	-248.28	-67.56
	M2	3.87	0.512	-1.27	-2.697
	M3	29.02	42.05	36.34	24.599
	Max (M_2, M_3)	29.02	42.05	36.34	24.599
$M_{\max 2}$ et N, M_3 correspond	Comb	GQ+EY	GQ+EX	GQ+EX	GQ+EX
	N° pot	C27	C27	C27	C27
	N	-1326.98	-896.16	-489.12	-119.33
	M2	-45.314	-52.65	-47.53	-38.31
	M3	-2.99	-11.61	-15.8	-16.89
	Max (M_2, M_3)	-45.314	-52.65	-47.53	-38.31
$M_{\max 3}$ et N, M_2 correspond	Comb	GQE+EX	GQ+EX	GQ+EX	GQ+EX
	N° pot	C27	C27	C27	C27
	N	-1448.91	-984.72	-531.86	-127.17
	M2	-5.00	-8.02	-10.83	-12.35
	M3	-31.46	-57.58	-59.42	-50.39
	Max (M_2, M_3)	-31.46	-57.58	-59.42	-50.39

N.B: - la hauteur de la section est le plus grand coté "h" et sa largeur "b"

- Pour simplifier la tâche de travail, on prend le moment maximal dans les deux sens.

5.2.7. Ferrailage type du poteau le plus sollicité

5.2.7.1. Armature Longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales des poteaux est résumés dans le tableau suivant :

Tableau 70 : Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux

Poteaux	N	Max (M ₂ ,M ₃)	Nature section	A _S '/face (cm ²)	A _S /face (cm ²)	A _{min} R.P.A	A _{max} R.P.A		A _{Adopté} (cm ²)
							Z.C	Z.R	
R.D.C (45*50)	-1741.64	-1.97	EC	0.00	0.00	17.95	71,8	107,7	10HA16 =20.10 cm ²
	-695.65	29.02	EC	0.00	0.00				
	-1326.98	-45.314	EC	0.00	0.00				
1-2-3 (40*45)	-1564.83	-5.076	EC	0.00	0.00	14.36	57,4	86,16	4HA16+6HA14 = 15.4 cm ²
	-442.34	42.05	EC	0.00	0.00				
	-984.72	-57.56	EC	0.00	0.00				
4-5-6 (35*40)	-983.49	-12.058	EC	0.00	0.00	11.7	46,8	70,2	10 HA14 =13.85 cm ²
	-248.28	36.34	EC	0.00	0.00				
	-531.86	-59.42	EC	0.00	0.00				
7-8-9 (30*35)	-471.52	-14.728	EC	0.00	0.00	8.37	33,4	50,22	4HA14+6HA12 =13.15 cm ²
	-67.56	24.599	PT	0.00	1.28				
	-127.17	-50.39	PT	0.00	3.13				

Z.C : Zone courante Z.R : Zone d recouvrement

5.2.7.2. Armature transversale

✓ **Longueur de recouvrement** $l_r \geq 40 \phi_{l,max} \Rightarrow l_r = 1.6 \times 40 = 64cm$

✓ **Espacement**

-Dans la zone nodale : $t \leq \min (10 \phi_{l,min}, 15 cm) = \min (12 ; 15) \Rightarrow t = 10cm$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l,min} = 15 \times 1.2 = 18cm \Rightarrow t = 15cm$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g > 5$, d'où :

-zone nodale: $A^{min} = 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(10 \times 30) = 0.9cm$

-zone courante: $A^{min} 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(15 \times 30) = 1.35cm^2$

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 23.9 \times 10^{-3}}{60 \times 400} = 0.37cm^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents types de poteaux :

Tableau 71 : Calcul du ferrailage transversal dans les poteaux

Pot	Φ_{lmin} (cm)	Φ_{lmax} (cm)	Vu (KN)	L rec	Z nodale	Z courante	λ_g	At (cm ²)	Amin		At _{adop} (cm ²)
									ZN	ZC	
45×50	1.6	1.6	33,91	64	10	15	4.76	0.95	0.90	1.35	2 Cadre T8
40×45	1.4	1.6	49,43	64	10	15	5.35	1.02			
35×40	1.4	1.4	52,52	56	10	15	6.12	1.40			
30×35	1.2	1.4	60,61	56	10	15	7.14	1.89			

5.2.7.3. Vérification à l'E.L.U (Sollicitations tangentes -A 7.4.3.2/R.P.A99/03)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Tableau 72 : Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{buadm} (MPa)	Obs.
RDC	45×50	214.2	4.76	0.040	47	33,91	0.16	1.00	✓
1, 2, 3 ^{ème} étage	40×45	214.2	5.35	0.075	42	49,43	0.29	1.875	✓
4, 5, 6 ^{ème} étage	35×40	214.2	6.12	0.075	37	52,52	0.40	1.875	✓
7, 8, 9 ^{ème} étage	30×35	214.2	7.14	0.075	32	60,61	0.63	1.875	✓

5.2.7.4. Vérification à l'E.L.S

- Contraintes

Tableau 73 : Vérification des contraintes dans les poteaux

	N ^{ser} (KN)	M ^{ser} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	(MPa)				Obs
					$\sigma_{bc Sup}$	$\sigma_{bc Inf}$	$\sigma_s Sup$	$\sigma_s Inf$	
R.D.C	1270.37	1.44	8.04	8.04	5.16	5.04	77.3	75.5	✓
1-2	1139.27	3.70	7.1	7.1	5.88	5.44	87.7	82.1	✓
3-4-5	716.16	8.77	6.16	6.16	5.25	3.79	77.1	58.5	✓
6-7-8	343.77	10.71	5.34	5.34	4.17	1.51	59.1	26.1	✓

5.2.8. Disposition constructive des armatures dans les poutres

- Longueurs de recouvrement : $L_r > 40 \cdot \emptyset$:

$\emptyset = 20$ mm $\rightarrow L_r > 40 \cdot 2.0 = 80$ cm. On adopter: **Lr = 80cm..**

$\emptyset = 12$ mm $\rightarrow L_r > 40 \cdot 1.2 = 48$ cm. On adopter: **Lr = 50cm.**

- Les zones nodales: $h' = \max(h/6, b_1, h_1, 60$ cm).

5.2.9. Schéma de ferrailage

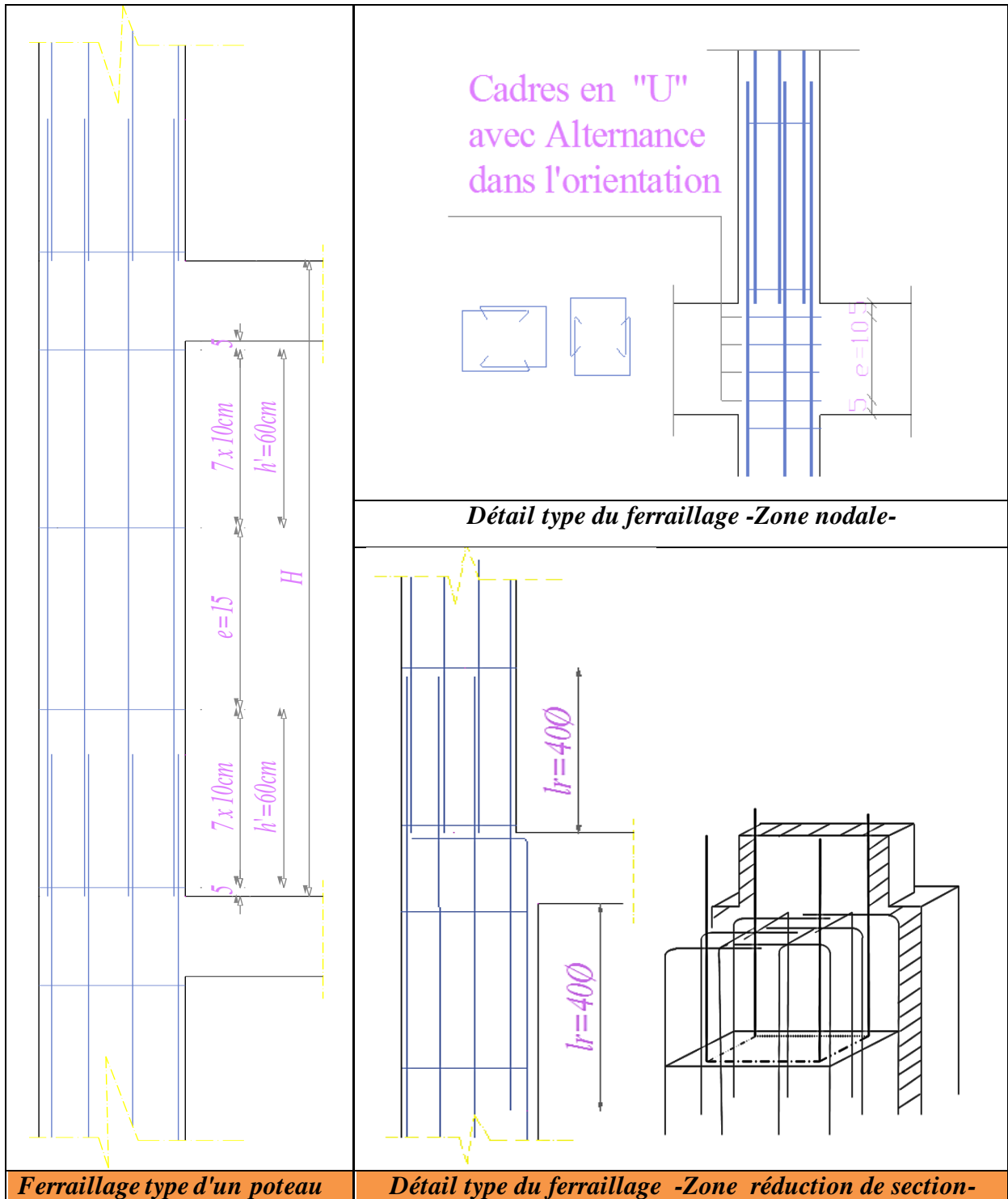


Figure 37 : Ferrailage des poteaux (Coupe verticale)

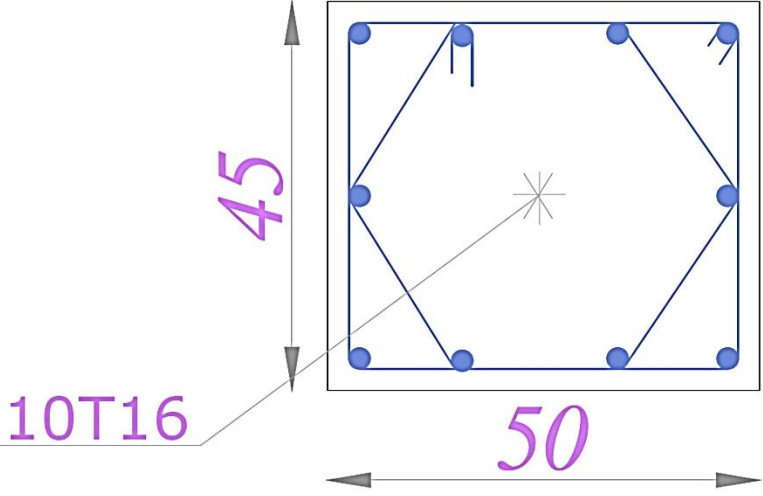
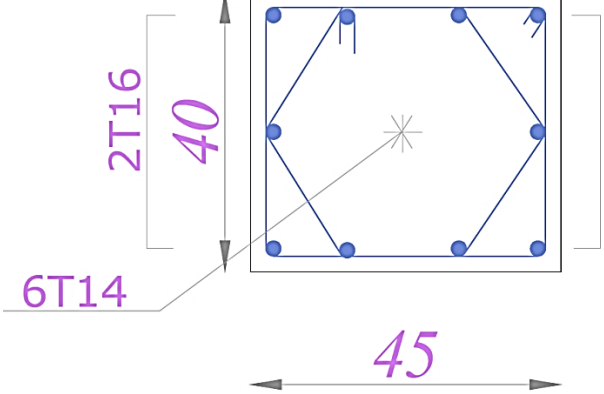
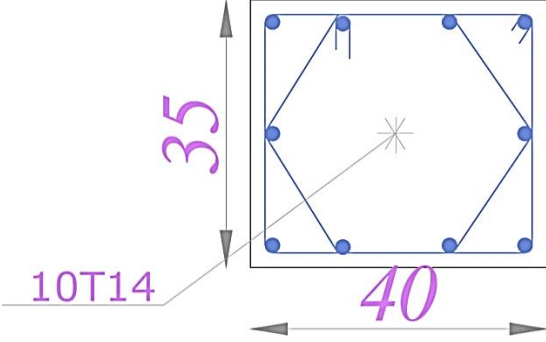
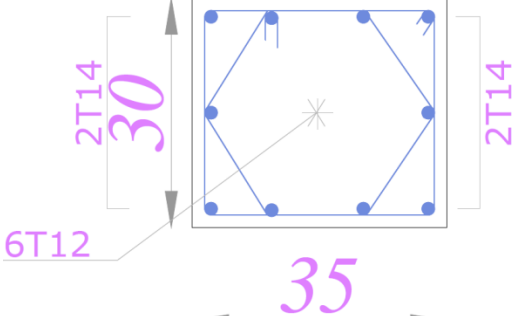
Niv	Schéma de ferrailage
<p><i>Etages : S. Sol , R.D.C : (45*50)</i></p> <p><i>10 T 16</i></p>	 <p>45</p> <p>50</p> <p>10T16</p>
<p><i>Etages : 1, 2, 3 (40*45)</i></p> <p><i>4 T 16 + 6 T 14</i></p>	 <p>40</p> <p>45</p> <p>2T16</p> <p>6T14</p>
<p><i>Etages : 4, 5, 6 (35*40)</i></p> <p><i>10 T 14</i></p>	 <p>35</p> <p>40</p> <p>10T14</p>
<p><i>Etages : 7, 8, 9 (30*35)</i></p> <p><i>4 T 14 + 6 T 12</i></p>	 <p>30</p> <p>35</p> <p>2T14</p> <p>6T12</p>

Figure 38 : Ferrailage des poteaux (Vue en plan)

5.3. Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres (A7.6-R.P.A99/2003)

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

5.3.1. Dispositions constructives

Voire figure: disposition constructives pour le poteau-poutres (page)

5.3.2. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Le R.P.A99/2003 exige que $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 * (|M_w| + |M_e|)$.

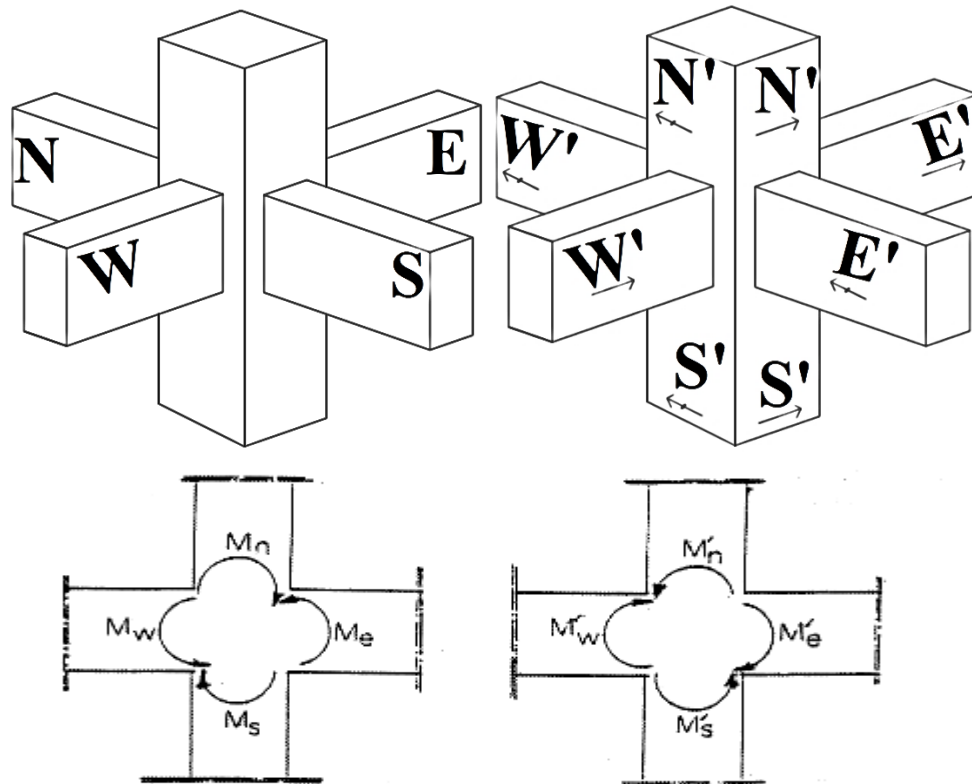


Figure 39 : Dimensionnement des nœuds poteaux-poutres

5.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant « MR » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Tableau 74 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR(KN.m)
RDC	45×50	45	20,1	462.85
1, 2, 3	40×45	40.5	15,4	424.276
4, 5, 6	35×40	36	13,85	283.43
7, 8, 9	30×35	31,5	13,15	192.80

5.3.2.2. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau 75 : Vérification de la zone nodale en plan

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	347,328	347,328	649,656	57,879	57,879	144,677	vérifiée
Etage1	217,047	217,047	434,094	57,879	57,879	144,677	vérifiée
Etage3	173,512	173,512	347,024	57,879	57,879	144,677	vérifiée
Etage6	147,987	147,987	295,856	57,879	57,879	144,677	vérifiée

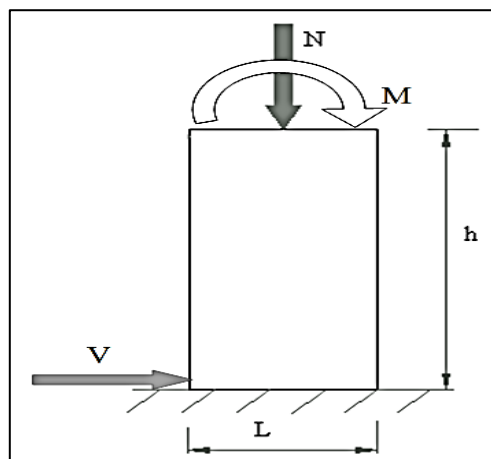
→ La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.4. Voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie (épaisseur) et l'autre de forte inertie (longueur).

5.4.1. Type de Sollicitation

Le modèle le plus simple d'un voile plein est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.



5.4.2. **Recommandation du R.P.A99/2003**

5.4.2.1. **Combinaison de charge**

Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont :

	B.A.E.L 91		RPA99 version 2003
voiles	ELU: 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q	0,8G ± E (x,y) / G + Q ± E (x,y)

Avec : G : Sollicitations dues aux charges permanentes,

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations : Sollicitations dues au séisme,

5.4.2.2. **Armature longitudinale**

Les Armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,20 * L_t * e$.
Avec: L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur du voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

5.4.2.3. **Armature horizontale**

- Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

5.4.2.4. **Armature transversale**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

5.4.2.5. **Armature de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule suivante: $A_{vj} = 1,1 * V / f_e$ et $V = 1,4 * v_u$

5.4.2.6. **Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0,15\% * b * h$ dans la section globale du voile ;
 $A_{min} = 0,10\% * b * h$ dans la zone courante.
- $\phi \leq (1/10) * e$ (exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $St \leq \min (1,5 * a ; 30 \text{ cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

5.4.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal (N, M et V -KN.m)

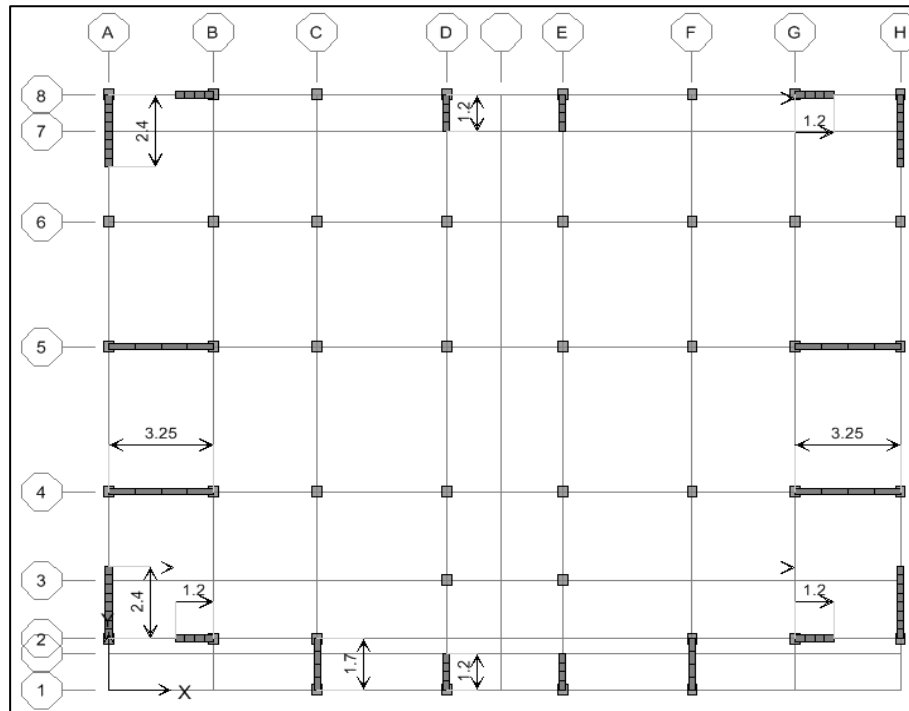


Figure 40 : Repérage des voiles

On traite en détail les deux voiles les plus sollicités dans chaque direction (XX et YY)

5.4.3.1. Sous combinaison sismique ($G + Q \pm E_{X,Y}; 0,8G \pm E_{X,Y}$)

Tableau 76 : Sollicitation sismique dans les voiles

Effort normal N	Moment Fléchissant M	Effort tranchant V	Effort normal N	moment fléchissant M	Effort tranchant V
Voile VY4			Voile VX3		
Coupe verticale des sollicitations sismique (N, M et V -KN.m) des Voiles VY4 et VX3					

5.4.3.2. Sous combinaison statique

Tableau 77 : Sollicitation statique dans les voiles

Effort normal N	Moment Fléchissant	Effort tranchant V	Effort normal N	moment fléchissant	Effort tranchant V
Voile VY4			Voile VX3		
Coupe verticale des sollicitations statique (N, M et V -KN.m) des Voiles VY4 et VX3					

Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Cas n°1 : $N_{max} \rightarrow M$ correspondant (Compression)

Cas n°2 : $N_{min} \rightarrow M$ correspondants (Traction)

Cas n°3 : $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

Comme un exemple de calcul, on prend le voile le plus sollicité dans le sens XX / YY :

Niveaux	Voile VY4				Voile VX3			
	Comb	N	M	V	Comb	N	M	V
R.D.C	0,8GEY	1411,92	495,635	89,88	0,8GEX	1320,84	6271,70	510,9
1, 2,3	0,8GEY	1285,91	335,824	72,08	0,8GEX	1176,5	4722,84	479,49
4,5,6	0,8GEY	826,1	147,295	67,59	0,8GEX	782,98	1570,32	265,94
7,8,9	0,8GEY	369,73	65,112	46,12	0,8GEX	397,15	544,02	107,29

5.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

1. Calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min} :
$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

2. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur d donnés par

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_e\right)$$

3. Calcul la longueur de la zone Comprimé " L_c " et tendue " L_t " :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Avec : N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

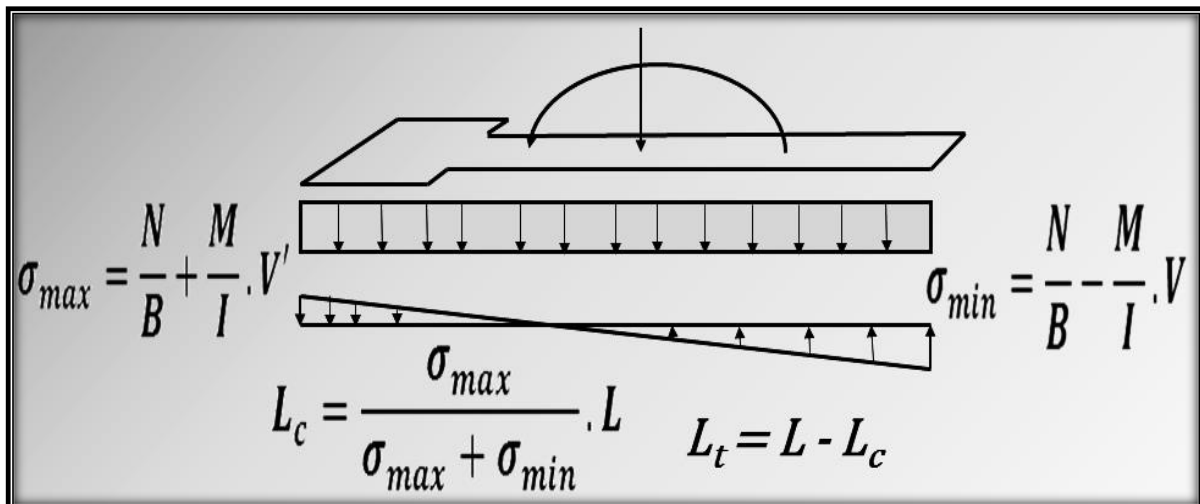
V : bras de levier

I : l'inertie de voile

h_e : hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur de la zone tendue.

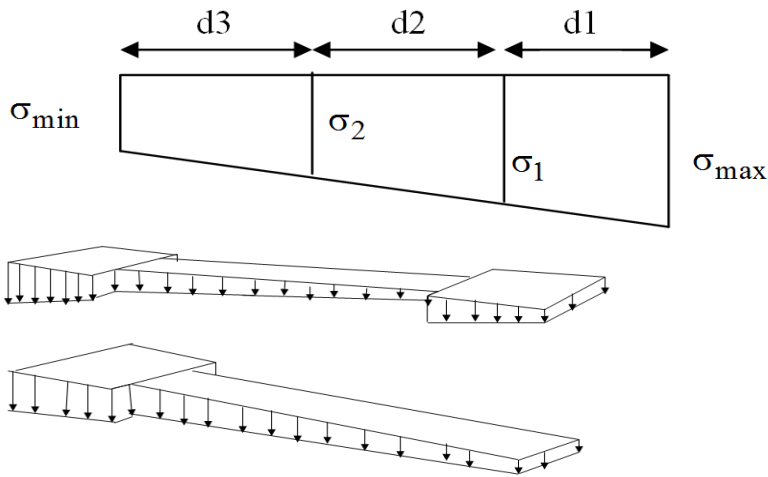


On distingue 3 cas : **1. Section entièrement comprimée**

2. Section entièrement tendue

3. Section partiellement comprimée

5.4.4.1. Section entièrement tendue



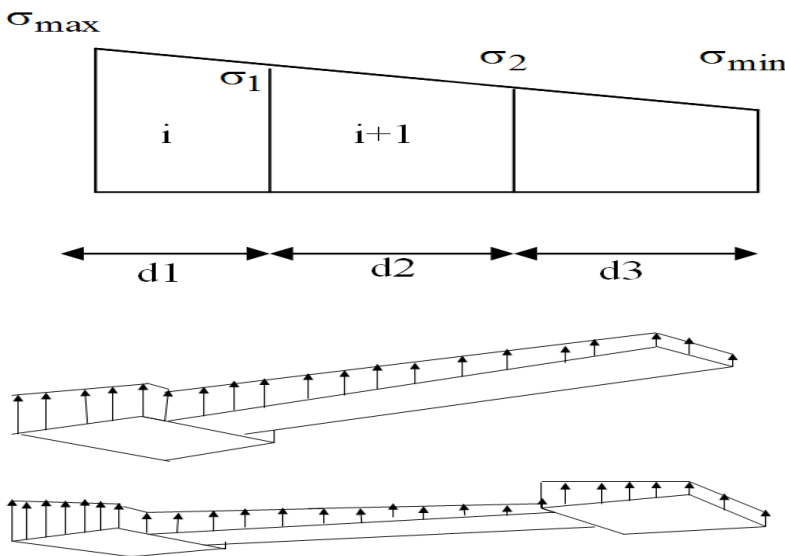
- $(\sigma_{max}, \sigma_{min}) < 0$
- le volume des contraintes de traction $N_{traction i, i+1}$:

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} . d.e$$

- $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$
- Si : $A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% . e . L$
 $\rightarrow A_{retenue} = A_{min}$
- Sinon : $\rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$

5.4.4.2. Section entièrement comprimée



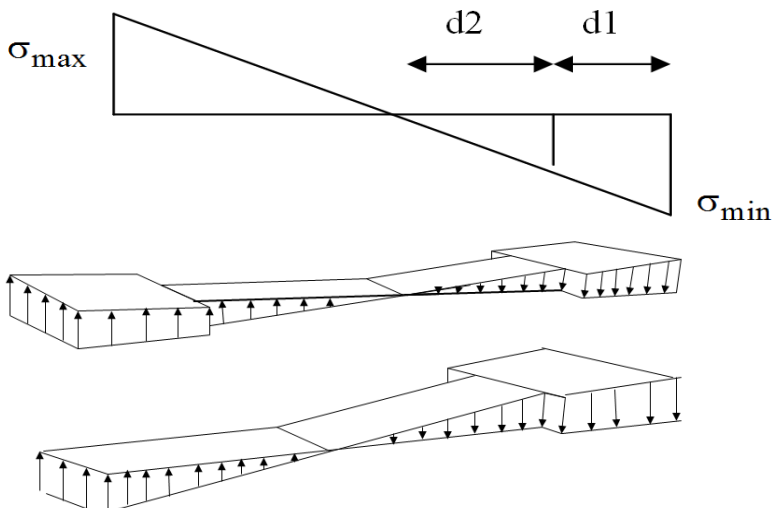
- $(\sigma_{max}, \sigma_{min}) > 0$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$A_v = \frac{N_i - B f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

$$A_{v+1} = \frac{N_{i+1} - B f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

5.4.4.3. Section partiellement comprimée



- $(\sigma_{max} \times \sigma_{min}) < 0$

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d.e$$

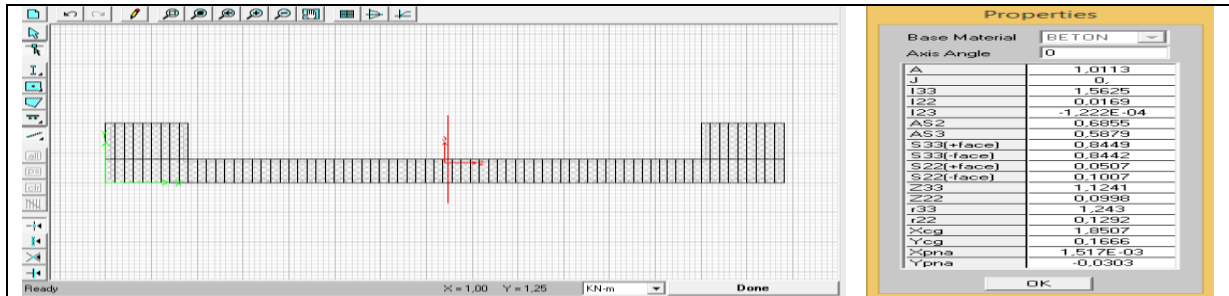
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d.e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$$A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}}$$

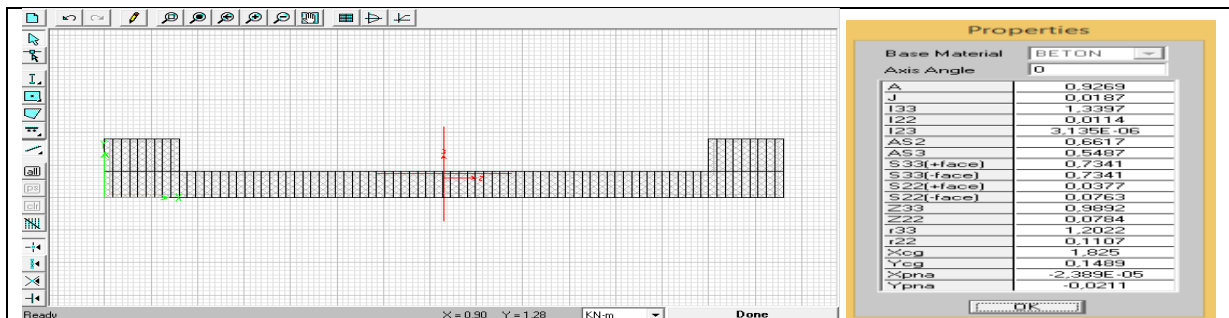
5.4.5. Caractéristiques géométriques du voile VX3 selon XX

5.4.5.1. Zone 1 : R.D.C



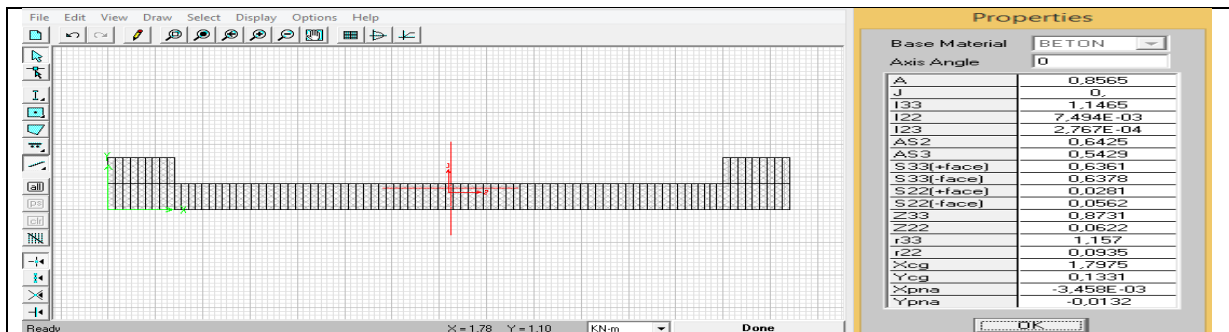
B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
1,0113	3.70	1,5625	1.8507	1.8493	(0.45x0.5)	0,2

5.4.5.2. Zone 2 : Etage 1 / 2 / 3



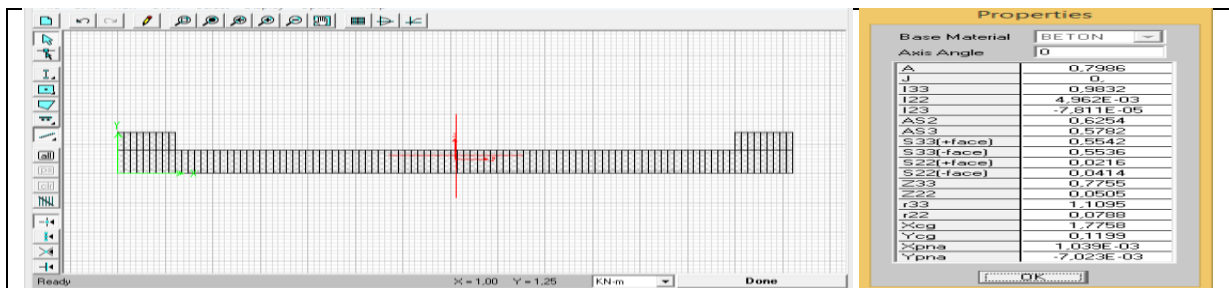
B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,9269	3.70	1,3397	1.825	1.875	(0.40x0.45)	0,2

5.4.5.3. Zone 3 : Etage 4/5/6



B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,8565	3.70	1,1465	1.7975	1.9025	(0.35x0.40)	0,2

5.4.5.4. Zone 4 : Etage 7/8/9



B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,7986	3.70	0,9832	1.7758	1.9242	(0.30x0.35)	0,2

5.4.6. Ferrailage du voile: VX3

Zone		R.D.C	1-2-3	4-5-6	7-8-9	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.70	3.70	3.70	3.70	
	B (m ²)	1,0118	0.93	0.86	0.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	8729.232	7797.559	3439.46	1519.24	
	σ_{min} (KN/m ²)	-6118.361	-5249.452	-1618.85	-526.36	
	V _U (KN)	19,48	17.07	10.3	8.99	
	L _t	1.524	1.49	1.184	0.952	
	L _c	2.176	2.21	2.516	2.748	
	d	1.45	1.47	1.53	1.53	
	σ_1 (KN/m ²)	-4311.75	-3840.2	-1140.117	-360.49	
	σ_2 (KN/m ²)	-2304.42	-1902.48	-593.298	-194.62	
	σ_3 (KN/m ²)	0	0	0	0	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	-1173.38	-818.06	-193.11	-46.56
		N ₂	-330.81	-315.848	-69.33	-16.65
		N ₃	-132.274	-102.735	-25.75	-6.85
	A _v (cm ²)	A _{v1}	29.33	20.451	4.83	1.16
		A _{v2}	8.27	7.89	1.73	0.416
		A _{v3}	3.30	2.56	0.64	0.171
	A _{min R.P.A} =0.2%L _t .e		15.17	13.95	12.90	12.00
	A _{1adopté} (cm ²)		30.41	24.13	16.03	13.57
	A _{2adopté} (cm ²)		12.32	12.32	9.05	4.71
	A _{3adopté} (cm ²)		6.28	6.28	6.28	4.71
	Choix /nappe:A ₁		6(T20 + T16)	4T20+6T16	4(T14+T12)	8T12
	Choix /nappe: A ₂		4HA14	4HA14	4HA12	3HA10
	Choix /nappe : A ₃		4HA10	4HA10	4HA10	3HA10
	S _{t1} (cm)		10	10	10	10
	S _{t2} (cm)		15	15	15	15
	S _{t3} (cm)		15	15	15	15
	A _{H1} (cm ²)		7.33	5.11	1.20	0.29
	A _{H2} (cm ²)		2.06	1.97	0.43	0.104
	A _{H3} (cm ²)		0.82	0.64	0.16	0.0428
	A _{adopté} (cm ²)		7.04	7.04	7.04	7.04
	Choix par nappe		7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m2			
	A _{vj} couture calcul (cm ²)		0,535	0.469	0.283	0.247
	Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
	A _{vJadopté} (cm ²)		5.03	5.03	5.03	5.03
	Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.043	0.026	0.0228	0.05510
		$\tau_{badm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes

(R.P.A99/03)

Voile VX3/R.D.C/0.8G+EY

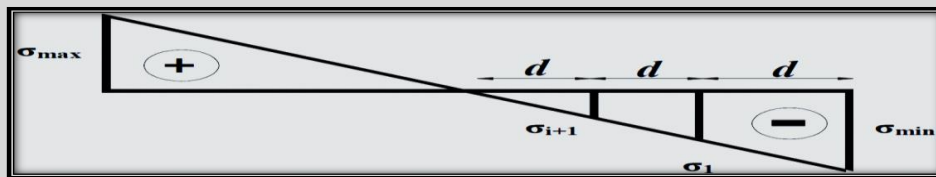
I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.7	S (m ²) =	1.0118
e (m) =	0.2	I (m ³) =	1.5629
V' (m) =	1.8507	h (m) =	3.06
V (m) =	1.8493		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1320.84	σ_{max} (KN/m ²)	8729.229
M (KN.m)	6271.7	σ_{min} (KN/m ²)	-6118.357
V (KN)	19.48	L _c (m)	2.176
		L _t (m)	1.524



→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

$$d \text{ (m)} \leq 1.450666667$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.45	d2 (m)	0.5	d3 (m)	0.574
e1 (m)	0.5	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ1 (KN/m ²)	-4311.7556	σ2 (KN/m ²)	-2304.4206	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-1173.388	N2 (KN)	-330.809	N3 (KN)	-132.274
Av1 (cm ²)	29.3347	Av2 (cm ²)	8.2703	Av3 (cm ²)	3.3069

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)} = 0.5357$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	15.177
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7.4
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	8.796

4°/ Espacement des barres

$$St \text{ (cm)} \leq 30 \quad \text{On prend } St \text{ (cm)} = 10, 15, 15$$

5°/ Ferrailage choisie

6T20+6T16 e=10 ≅30,41 cm ²	2*4T14≅ 12,32 cm ²	2*(4T10)/15c m ≅ 6,28cm ²
---	----------------------------------	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	7.333675	AH2 (cm ²)	2.067575	AH3 (cm ²)	0.826725
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	27.272		
τ (MPA)	0.049513435	≤	τ _{adm} (MPA) = 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile VX3/Etage 1-2-3

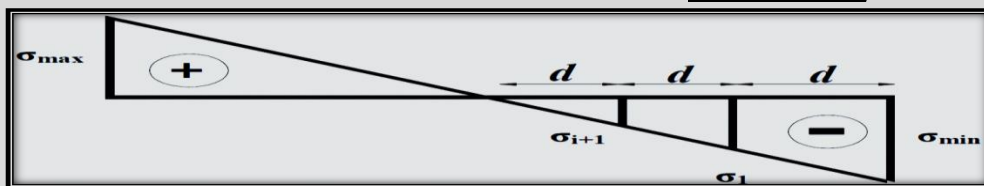
I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.7	S (m ²) =	0.93
e (m) =	0.2	I (m ³) =	1.3412
V' (m) =	1.825	h (m) =	3.06
V (m) =	1.875		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1176.5	σ_{max} (KN /m ²)	7779.559
M (KN.m)	4722.84	σ_{min} (KN /m ²)	-5249.452
V (KN)	17.07	L _c (m)	2.21
		L _t (m)	1.49



→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	T _{adm} (MPa)	5

d (m) \leq 1.473333333

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.4	d2 (m)	0.55	d3 (m)	0.54
e1 (m)	0.45	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ_1 (KN/m ²)	-3840.2032	σ_2 (KN/m ²)	-1902.486	σ_3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-818.069	N2 (KN)	-315.848	N3 (KN)	-102.735
Av1 (cm ²)	20.4518	Av2 (cm ²)	7.8962	Av3 (cm ²)	2.5684

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 0.469425

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	13.95
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7.4
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	7.96

4°/ Espacement des barres

St (cm) \leq 30 On prend St (cm) = 10, 15, 15

5°/ Ferraillage choisie

4T20+6T16 ≅ 24,62 cm ²	2*(4T14)/15cm ≅ 12,32 cm ²	2*(4T10)/15cm m ≅ 6,28 cm ²
--------------------------------------	--	---

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH1 (cm ²)	5.11295	AH2 (cm ²)	1.97405	AH3 (cm ²)	0.6421
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	23.898		
τ (MPa)	0.0433878	\leq	T _{adm} (MPa) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

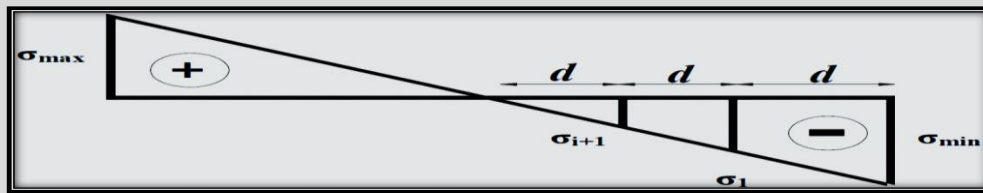
Voile VX3/Etage 4-5-6

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.7	S (m ²) =	0.86
e (m) =	0.2	l (m ³) =	1.1487
V' (m) =	1.8	h (m) =	3.06
V (m) =	1.9		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	782.98	σ _{max} (KN /m ²)	3439.468
M (KN.m)	1570.32	σ _{min} (KN /m ²)	-1618.584
V (KN)	10.3	L _c (m)	2.516
		L _t (m)	1.184



→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPa)	5

$$d \text{ (m)} \leq 1.53$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.35	d ₂ (m)	0.4	d ₃ (m)	0.434
e ₁ (m)	0.4	e ₂ (m)	0.2	e ₃ (m)	0.2
σ ₁ (KN/m ²)	-1140.1175	σ ₂ (KN/m ²)	-593.2986	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-193.11	N ₂ (KN)	-69.337	N ₃ (KN)	-25.75
Av ₁ (cm ²)	4.8278	Av ₂ (cm ²)	1.7335	Av ₃ (cm ²)	0.6438

2°/ Aramature de couture

$$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)} = 0.28325$$

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	12.9
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7.4
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6.136

4°/ Espacement des barres

$$St \text{ (cm)} \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St \text{ (cm)} = 10, 15, 15$$

5°/ Ferrailage choisie

4T14+4T12 ≅ 10.68 cm ²	2*(4T12)/15cm ≅ 9,05 cm ²	2*(4T10)/15c m ≅ 6,28 cm ²
--------------------------------------	---	--

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	1.20695	AH ₂ (cm ²)	0.433375	AH ₃ (cm ²)	0.16095
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	14.42		
τ (MPa)	0.026180102	≤	τ _{adm} (MPa) 5

**Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes
(R.P.A99/03)**

Voile VX3/7-8-9

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.7	S (m ²) =	0.8
e (m) =	0.2	l (m ³) =	0.984
V' (m) =	1.775	h (m) =	3.06
V (m) =	1.925		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	397.15	σ_{max} (KN /m ²)	1519.24
M (KN.m)	544.02	σ_{min} (KN /m ²)	-526.365
V (KN)	8.99	L _c (m)	2.748
		L _t (m)	0.952

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ_{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 1.53 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.3	d ₂ (m)	0.3	d ₃ (m)	0.352
e ₁ (m)	0.35	e ₂ (m)	0.2	e ₃ (m)	0.2
σ_1 (KN/m ²)	-360.4937	σ_2 (KN/m ²)	-194.6224	σ_3 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-46.561	N ₂ (KN)	-16.654	N ₃ (KN)	-6.851
Av ₁ (cm ²)	1.1641	Av ₂ (cm ²)	0.4164	Av ₃ (cm ²)	0.1713

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 0.24723

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	12
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7.4
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4.708

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

8T12 ≡ 9,04 cm ²	2*(3T10)/15cm ≡ 4,71 cm ²	2*(3T10)/15c m ≡ 4,71 cm ²
--------------------------------	---	--

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0.291025	AH ₂ (cm ²)	0.1041	AH ₃ (cm ²)	0.042825
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	12.586		
τ (MPa)	0.0228504	≤	τ_{adm} (MPa) 5

5.4.7. Schéma du ferrailage VX3

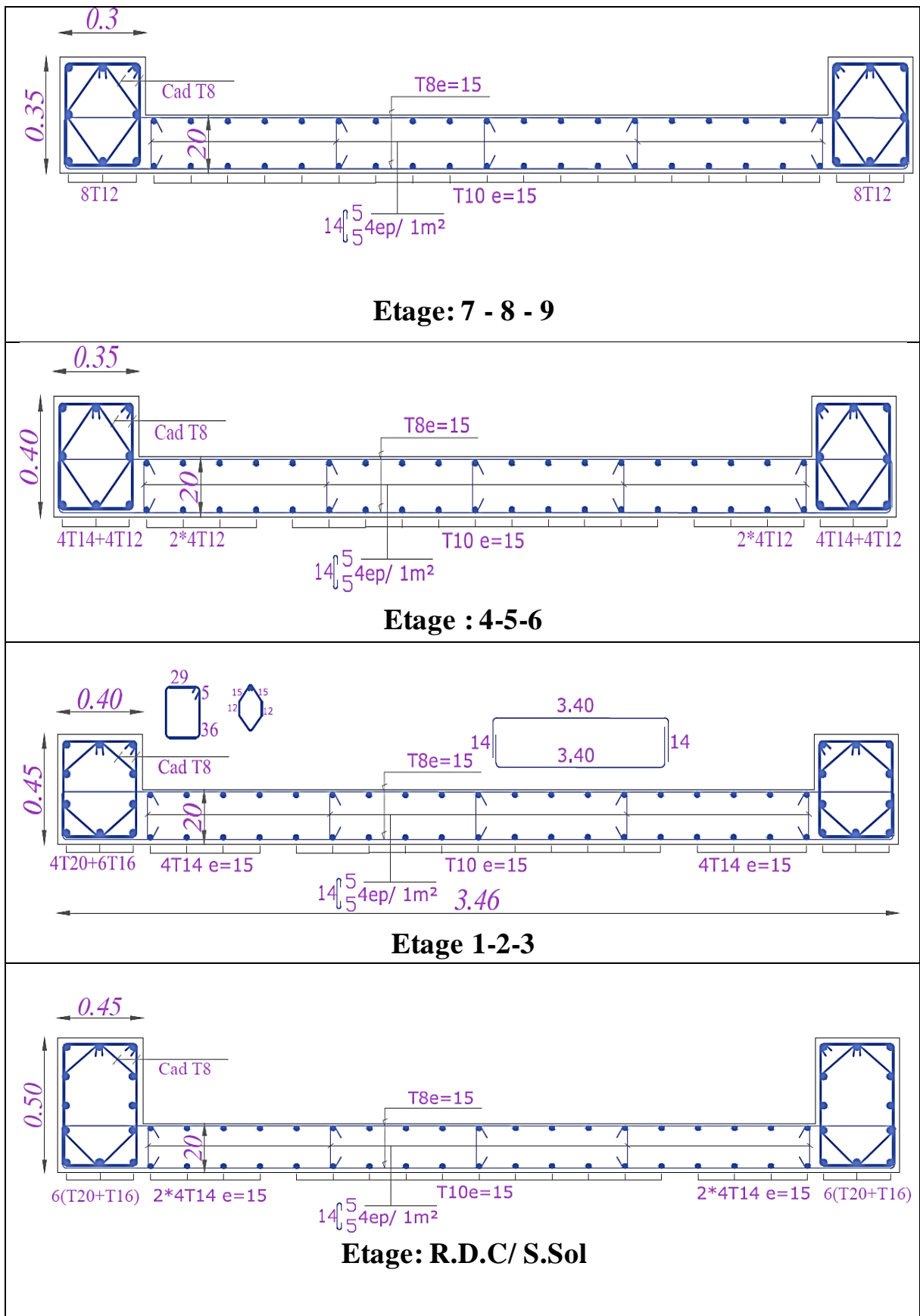


Figure 41 : Schéma de ferrailage du voile VX3

5.4.8. Caractéristiques géométriques du voile VY4 selon YY

5.4.8.1. Zone I : RDC

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0,4157	1.45	0,0735	0.5831	0.8669	(0.45x0.5)	0,2

5.4.8.2. Zone II : Etage 1-2 -3

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0,3747	1.45	0,0659	0.594	0.856	(0.4x0.45)	0,2

5.4.8.3. Zone 3 : ETAGE 4-5-6

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0,3407	1.45	0,0592	0.613	0.837	(0.35x0.4)	0,2

5.4.8.4. Zone4 : Etage 7-8-9

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0,3102	1.45	0,0517	0.629	0.820	(0.30x0.35)	0,2

5.4.9. Ferrailage du voile "VY4" selon YY

Zone		R.D.C	1-2-3	4-5-6	7-8-9	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.45	1.45	1.45	1.45	
	B (m ²)	0.4157	0.374	0.3407	0.3102	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de Calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	5843.77	4349.06	2237.21	1088.97	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-3757.82	-2347.08	-616.66	-16.89	
	V _U (KN)	14.35	13.17	12.04	12.15	
	L _t	0.57	0.508	0.32	0.03	
	L _c	0.88	0.942	1.137	1.42	
	d	0.58	0.62	0.75	0.95	
	σ_1 (KN/m ²)	-790.69	-498.98	-39.46	/	
	σ_2 (KN/m ²)	-395.34	-267.97	/	/	
	σ_3 (KN/m ²)	/	-36.96	/	/	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	-515.48	-498.98	-39.46	-0.089
		N ₂	-12.45	-3.83	/	/
		N ₃	-2.37	-1.52	/	/
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.78	6.4	0.98	0.0023
		A _{v2}	0.31	0.095	/	/
		A _{v3}	0.059	0.038	/	/
	A _{min R.P.A} = 0.2%L _t .e		6.23	5.61	5.11	4.65
	A _{1adopté} (cm ²)		13.57	9.42	9.42	9.42
	A _{2adopté} (cm ²)		1.58	1.58	/	/
	A _{3adopté} (cm ²)		1.58	/	/	/
	Choix /nappe:A ₁		8 HA16	8 HA14	8 HA12	8 HA12
	Choix /nappe: A ₂		2HA10	2HA10	/	/
	Choix /nappe : A ₃		2HA10	2HA10	/	/
	S _{t1} (cm)		15	15	/	/
	S _{t2} (cm)		/	/	/	/
	S _{t3} (cm)		/	/	/	/
	A _{H1} (cm ²)		3.196	1.60	0.246	0.00057
	A _{H2} (cm ²)		0.0778	0.024	/	/
	A _{H3} (cm ²)		0.015	0.0095	/	/
	A _{adopté} (cm ²)		7.04	7.04	7.04	7.04
	Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m2			
	A _{vj} couture calcul (cm ²)		0.394	0.362	0.331	0.0334
Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	
A _{vJadopté} (cm ²)		5.05	5.05	5.05	5.05	
Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.0364	0.0334	0.0306	0.0308	
	$\tau_{badm}=0.2 f_{c28}$	5	5	5	5	

**Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes
(R.P.A99/03)**

Voile VY4 / RDC/ 0.8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,45	S (m ²) =	0,4157
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,0735
V' (m) =	0,5831	h (m) =	3,06
V (m) =	0,8669		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	433,98	σ_{max} (KN /m ²)	5843,77
M (KN.m)	486,6	σ_{min} (KN /m ²)	-3755,822
V (KN)	14,35	L _c (m)	0,883
		L _t (m)	0,57

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,588666667 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,45	d ₂ (m)	0,06	d ₃ (m)	0,06
e ₁ (m)	0,5	e ₂ (m)	0,35	e ₃ (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-790,6994	σ_2 (KN/m ²)	-395,3497	σ_3 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-511,484	N ₂ (KN)	-12,454	N ₃ (KN)	-2,373
Av ₁ (cm ²)	12,7871	Av ₂ (cm ²)	0,3114	Av ₃ (cm ²)	0,0594

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 0,39463

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile Amin (cm²) 6,2355

Dans la zone comprimée Amin (cm²) 2,9

Dans la zone tendue Amin (cm²) 5,16

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 15

5°/ Ferraillage choisie

2*(6T12)/ e=13 ≡ 13,57 cm ²	T10≡ 0,79 cm ²	T10≡ 0,79 cm ²
--	------------------------------	------------------------------

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	3,196775	AH ₂ (cm ²)	0,07785	AH ₃ (cm ²)	0,01485
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

$1,4V$ (KN)	20,09	τ (MPA)	0,03647422	≤	τ_{adm} (MPA)	5
-------------	-------	--------------	------------	---	--------------------	---

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes			
(R.P.A99/03)			
Voile VY4/Etage 1-2-3			
I.°/ Caracteristiques géométriques			
L (m) =	1,45	S (m ²) =	0,3745
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,066
V' (m) =	0,594	h (m) =	3,06
V (m) =	0,856		
II.°/ Calcul Des Contraintes			
Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	374,87	σ_{max} (KN / m ²)	4349,06
M (KN.m)	304,79	σ_{min} (KN / m ²)	-2347,084
V (KN)	13,17	Lc (m)	0,942
		Lt (m)	0,508
→ Section Partiellement comprimée			
II.°/ Ferrailage Vertical			
1° Section de ferrailage			
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5
d (m) \leq 0,628		Prendre 3 Tronçons	
Tronçon 1		Tronçon 2	
d1 (m)	0,4	d2 (m)	0,05
e1 (m)	0,45	e2 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-498,9864	σ_2 (KN/m ²)	-267,9742
N1 (KN)	-256,147	N2 (KN)	-3,835
Av1 (cm ²)	6,4037	Av2 (cm ²)	0,0959
Tronçon 3		Tronçon 3	
d3 (m)	0,05	d3 (m)	0,05
e3 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_3 (KN/m ²)	-36,962	σ_3 (KN/m ²)	-36,962
N3 (KN)	-1,525	N3 (KN)	-1,525
Av3 (cm ²)	0,0382	Av3 (cm ²)	0,0382
2°/ Aramature de couture			
Avj (cm ²)	0,362175		
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA			
Dans tous le voile	Amin (cm ²)	5,6175	
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,9	
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	4	
4°/ Espacement des barres			
St (cm) \leq	30		On prend St (cm) = 10, 15, 15
5°/ Ferrailage choisie			
2*(6T10) \equiv	1T10/15cm \equiv		1T10/15cm \equiv
9.42 cm ²	0,79 cm ²		0,79 cm ²
III.°/ Ferrailage Horizontale			
1° Section de ferrailage R.P.A			
AH1 (cm ²)	1,600925	AH2 (cm ²)	0,023975
AH3 (cm ²)	0,00955		
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml \equiv 7.04 cm ²
IV.°/ Contraintes de Cisaillement			
1,4V (KN)	18,438		
τ (MPA)	0,033474946	\leq	τ_{adm} (MPA) 5

**Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes
(R.P.A99/03)**

Voile Vy1/Etage 4-5-6/0.8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,45	S (m ²) =	0,3407
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,0592
V' (m) =	0,613	h (m) =	3,06
V (m) =	0,837		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2) 2

N (KN)	276,06	σ_{max} (KN /m ²)	2237,213
M (KN.m)	116,517	σ_{min} (KN /m ²)	-616,667
V (KN)	12,04	L _c (m)	1,137
		L _t (m)	0,32

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPA)	5

d (m) ≤ 0,758 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,32	d2 (m)	0	d3 (m)	0
e1 (m)	0,4	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	0	σ_2 (KN/m ²)	0	σ_3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-39,467	N2 (KN)	0	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,9867	Av2 (cm ²)	0	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 0,3311

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	5,1105
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,9
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	2,56

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10

5°/ Ferrailage choisie

6T12/ e=10 ≡ 9,42 cm ²		
---	--	--

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,246675	AH2 (cm ²)	0	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	16,856		
τ (MPA)	0,03060276	≤	Tadm (MPA) 5

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)			
Voile Vv4/Etage 7-8-9/0.8G+EY			
I.°/ Caracteristiques géométriques			
L (m) =	1,45	S (m ²) =	0,3102
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,0517
V' (m) =	0,6293	h (m) =	3,06
V (m) =	0,8207		
II.°/ Calcul Des Contraintes			
Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	166,28	σ _{max} (KN /m ²)	1088,977
M (KN.m)	39,43	σ _{min} (KN /m ²)	-16,894
V (KN)	12,15	L _c (m)	1,428
		L _t (m)	0,03
→ Section Partiellement comprimée			
II.°/ Ferraillage Vertical			
1°/ Section de ferraillage			
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPA)	5
d (m) ≤ 0,952		Prendre 3 Tronçons	
Tronçon 1		Tronçon 2	
d1 (m)	0,03	d2 (m)	0
e1 (m)	0,35	e2 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	0	σ2 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-0,089	N2 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,0023	Av2 (cm ²)	0
Tronçon 3			
d3 (m)	0	e3 (m)	0,2
σ3 (KN/m ²)	0	N3 (KN)	0
Av3 (cm ²)	0		
2°/ Aramature de couture			
Avj (cm ²)	0,33413		
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA			
Dans tous le voile	Amin (cm ²)	4,653	
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,9	
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	0,21	
4°/ Espacement des barres			
St (cm) ≤ 30		On prend St (cm) = 10	
5°/ Ferraillage choisie			
12T10/ e=10 ≡ 9.42 cm ²			
III.°/ Ferraillage Horizontale			
1°/ Section de ferraillage R.P.A			
AH1 (cm ²)	0,000575	AH2 (cm ²)	0
AH3 (cm ²)	0		
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	
IV.°/ Contraintes de Cisaillement			
1,4V (KN)	17,01		
τ (MPA)	0,03088235	≤	Tadm (MPA) style="text-align: center;">5

Infra - Structure

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivant :

- Réaliser l'encastrement de la structure ;
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Leur choix dépend essentiellement de:

- Type d'ouvrage à construire: l'importance des charges, entre-axes poteaux/voiles;
- La nature, la capacité portante et l'homogénéité du bon sol ;
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol ;
- La raison économique: la facilité d'exécution, temps de réalisation ;

On distingue deux types de fondations

- *Fondation superficielles : utilisée pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol*
- *Fondations profondes : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits.*

6. Infrastructure

6.1. Etude du sol

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car le choix d'un type de fondation et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physique et mécanique du sol.

Elles doivent cependant être suffisamment détaillées pour permettre :

- Le classement du site par rapport aux sites types.
- L'utilisation d'une méthode de calcul impliquant la prise en compte des propriétés du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Conclusion et recommandation du rapport d'étude du sol

Compte tenu des résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire de contrôle de qualité Béton-Sol.

au niveau du site devant servir de base d'assise à la réalisation de 2000 logements AADL « au lieu dit : Pôle d'excellence Wilaya de TIZI OUZOU », nous pouvons conclure que le terrain étudié **présente des conditions favorables pour recevoir le projet en question**, de ce fait, nous proposons ce qui suit :

Conditions de fondations :

Les paramètres de calcul des fondations sont les suivants :

structure	Contrainte (Q_{adm})	Ancrage(m)	Type de fondation
R+9+sous-sol	1,8 bar	2m	Fondation superficielle

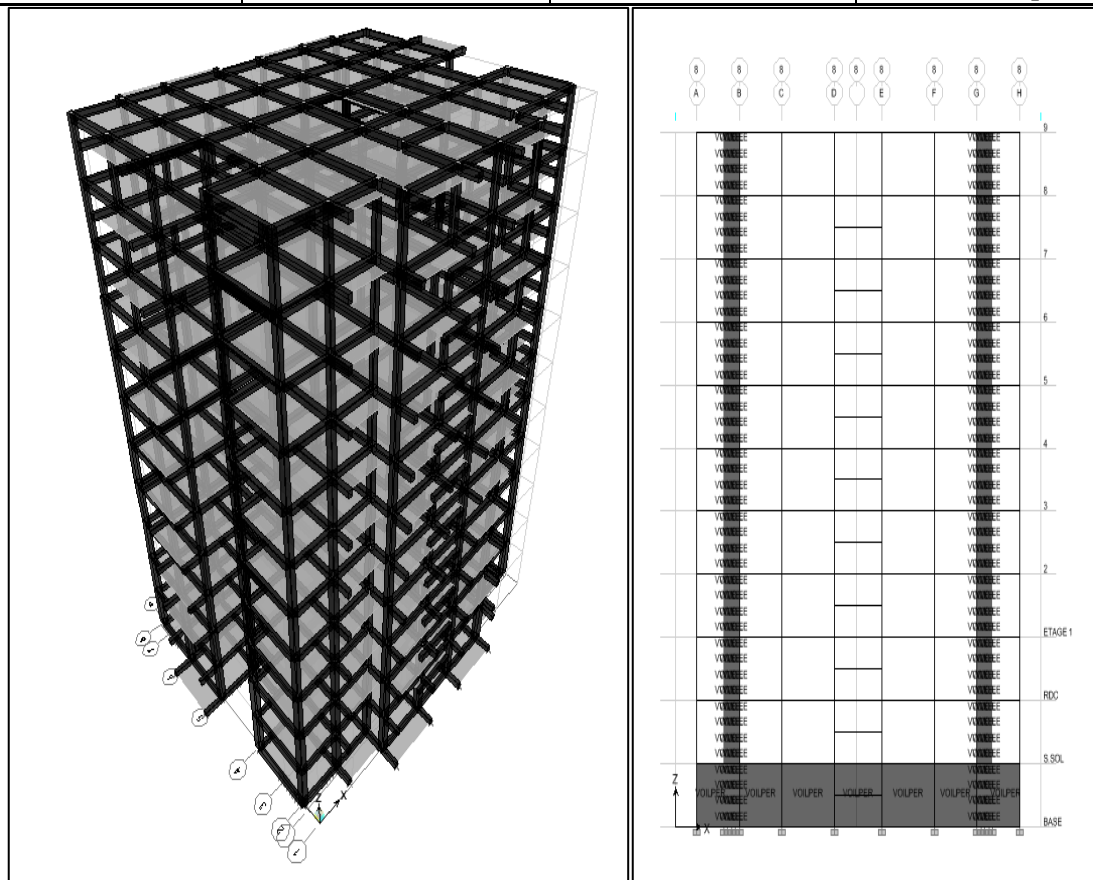


Figure 42 : Modèle de l'infrastructure

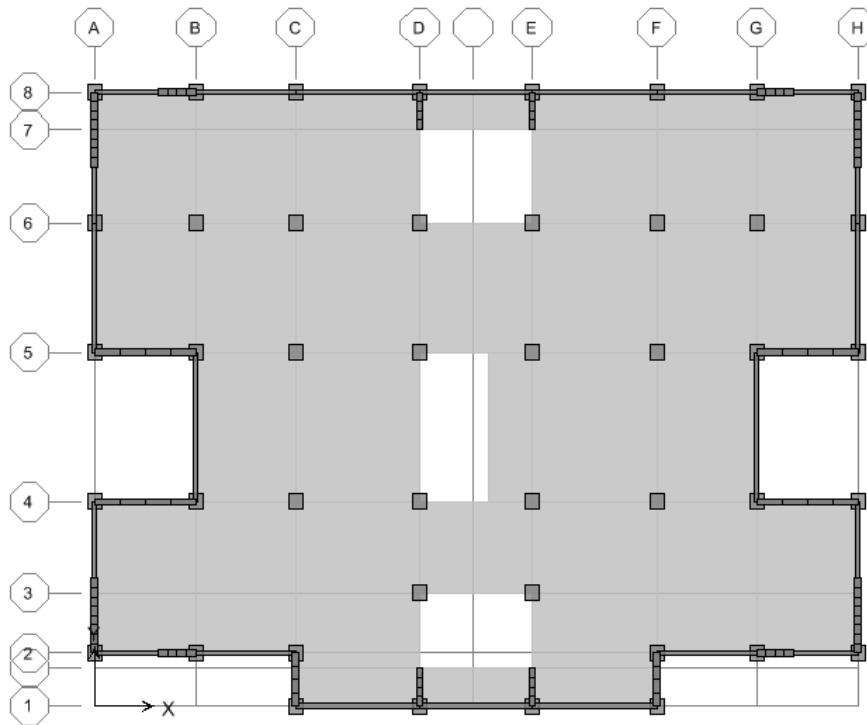


Figure 43 : Vue en plan du S. Sol

6.2. Type de fondation adopté

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier:

$$\overline{\sigma}_s = \frac{N_{\text{sup+inf}}}{S^{\text{fond}}_{\text{nécessaire}}} \Rightarrow S^{\text{fond}}_{\text{nécessaire}} = \frac{N_{\text{sup+inf}}}{\overline{\sigma}_s}$$

Avec: $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol

$N_{\text{sup+inf}}$: Poids de la super- structure et l'infrastructure

$S^{\text{fond}}_{\text{nécessaire}}$: Surface nécessaire de la fondation

Tableau 78 : Type de fondation adopté

NSup=R.D.C+9+S.Sol (KN)	Poids infra	$N_{\text{sup+inf}}$	$\overline{\sigma}_s$ (bars)	$S^{\text{fond}}_{\text{nécessaire}}$ (cm ²)	S_{bloc} (cm ²)
50481,11	9216.89	59698	1.8	331,65	429.5

Donc : $\frac{S_{\text{fond}}^{\text{nécessaire}}}{S_{\text{bloc}}} > 70\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface

d'emprise du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier générale**.

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

6.3. Radier général nervuré

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes. Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

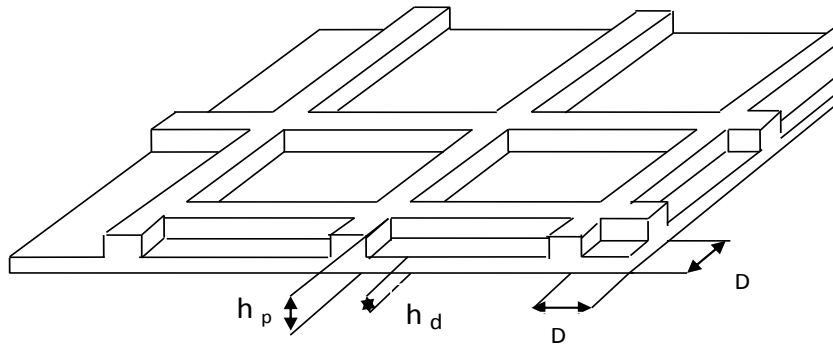


Figure 44 : Radier général nervuré

6.3.1. Pré dimensionnement du radier

6.3.1.1. Dalle du radier

La hauteur minimal de la dalle est conditionné par:

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{435}{20} = 21,75 \text{ cm} \text{ Soit } h_d = 40 \text{ cm}$$

Avec l_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

6.3.1.2. Les nervures (poutres croisées)

- La condition de coffrage : $h_p \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{435}{10} = 43,5 \text{ cm}$

- La condition de rigidité : $L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \dots\dots\dots(01)$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes.

Avec : L_e : Longueur élastique: $L_e = \left(\frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots(02)$

E : Module d'élasticité du béton (E=32164,195 MPA)

I : Moment d'inertie de la semelle (I=bh³/12)

b : La largeur de la bande = 1.00 m K: Coefficient de raideur du sol: K=40000 kN /m³

De (01) et (02) : $L_e = \left(\frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} > \frac{2.L_{max}}{\pi} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{3.K}{E} \left(\frac{2.L_{max}}{\pi} \right)^4 \right)} = 0.603m$

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

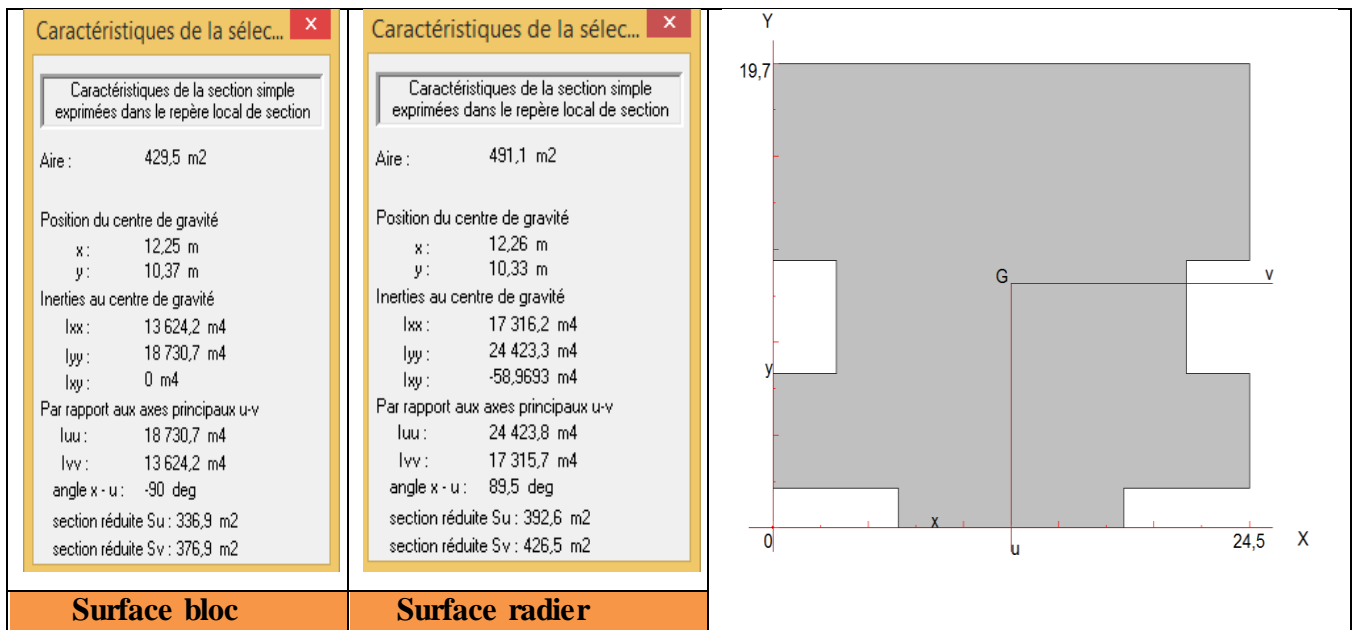
- la dalle: h_d=40cm
- la nervure principale: (b x h)_p=(55*70) cm²
- la nervure secondaire: (b x h)_s=(45*60) cm²

6.3.1.3. Le Débord

Le débordement est limité par $D \geq \max (h / 2; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ Soit un débordement $D = 60 \text{ cm}$

6.3.2. Caractéristiques géométriques du radier

6.3.2.1. Surface, Centre de gravité et les inerties du radier



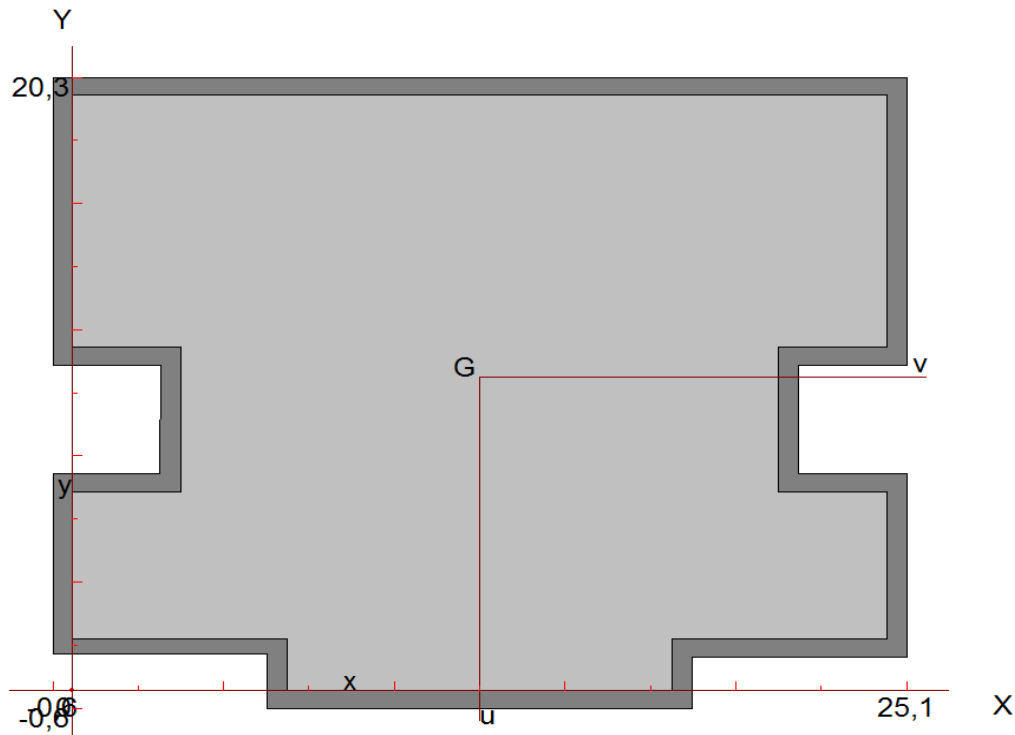


Figure 45 : Vue en plan Radier

Tableau 79 : Les caractéristiques géométriques

Caractéristiques géométriques	
Surface Bloc (m ²)	429,5
Surface Radier (m ²)	491,2
Centre de gravité du radier (Xg, Yg)	(12.26, 10.33)
Inertie/xx, yy (Ixx, Iyy) m ⁴	(17316.2, 24423.3)
Inertie/uu, vv (Iuu, Ivv) m ⁴ -Axes principaux d'inertie	(24423.8, 17315.7)

Les dimensions du radier prises en compte pour le calcul : $\begin{cases} A_{/xx}=11.60\text{m} \\ B_{/yy}=19.70\text{m} \end{cases}$

6.3.3. Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité (Xg, Yg)

Section Cut Forces													
	Section	Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3	X	Y	Z	Angle	Group
▶	POIDS	ELU	0,00	0,00	-69839,18	240,714	-22574,510	0,000	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	ELS	0,00	0,00	-50841,11	178,307	-16441,008	0,000	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	GQEX_MAX	0,19	2899,26	-50841,11	65125,406	-16436,734	5742,436	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	GQEX_MIN	-0,19	-2899,26	-50841,11	-64768,792	-16445,282	-5742,436	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	GQEY_MAX	2855,89	0,20	-50841,11	182,578	47287,085	4826,401	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	GQEY_MIN	-2855,89	-0,20	-50841,11	174,036	-80169,101	-4826,401	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	08GEX_MAX	0,19	2899,26	-34253,22	65089,745	-11126,403	5742,436	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	08GEX_MIN	-0,19	-2899,26	-34253,22	-64804,453	-11134,951	-5742,436	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	08GEY_MAX	2855,89	0,20	-34253,22	146,916	52597,416	4826,401	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS
	POIDS	08GEY_MIN	-2855,89	-0,20	-34253,22	138,375	-74858,770	-4826,401	12,250	10,370	1,000	90,0000	PIODS

Tableau 80 : Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité

Section	Comb	F3=P	M1	M2	X	Y	Angle
POIDS	ELS	-50841,11	240.714	-22574.510	12.25	10.37	90
POIDS	ELU	-69839,18	178.307	-16441.008	12.25	10.37	90
POIDS	GQ+EX	-50841.11	65125.406	-16436.734	12.25	10.37	90
POIDS	GQ-EX	-50841.11	-64768.792	-16445.282	12.25	10.37	90
POIDS	GQ+EY	-50841.11	182.578	47287.085	12.25	10.37	90
POIDS	GQ-EY	-50841.11	174.036	-80169.101	12.25	10.37	90
POIDS	08G+EX	-34253.22	65089.745	-11126.403	12.25	10.37	90
POIDS	08G-EX	-34253.22	64804.453	-11134.951	12.25	10.37	90
POIDS	08G+EY	-34253.22	146.916	52597.416	12.25	10.37	90
POIDS	08G-EY	-34253.22	138.375	-74858.770	12.25	10.37	90

6.3.4. Justification du radier

6.3.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible: $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N = N_{super} + N_{infra}$$

Avec:

- N super : effort normal du aux charges verticales de la super structure

D'après le tableau précédent: N super = N_{R.D.C+9+S.Sol} = 50841,11KN

- N infra : effort normal dû au poids propre de l'infra structure (radier, terres) :

$$N_{infra} = N_{radier} + N_{terre}$$

$$N_{infra} = \begin{cases} N_{radier} = \begin{cases} \text{Dalle} : \rho_{béton} \times S_{radier} \times h_{radier} \\ \text{Nervure} : \rho_{béton} \times (h_{nervure} - h_{radier}) \times b_{nervure} \times Longueur_{nervure} \end{cases} \\ N_{terre} = \text{Terre} : \rho_{terre} \times (S_{radier} - S_{batiment}) \times h_{S.SOL} = \rho_{terre} \times D_{débord_{radier}} \times P_{périmètre_{radier}} \times h_{S.SOL} \end{cases}$$

$$N_{infra} = 9216.89KN = \begin{cases} N_{radier} = \begin{cases} \text{Dalle} : 25 \times 491.2 \times 0,40 = 4912KN \\ \text{Nervure} : 25 \times 0,55 \times (0,65 - 0,4) \times 263.7 = 906.46KN \end{cases} \\ N_{terre} = 18 \times (491.2 - 429.5) \times 3,06 = 3398.436KN \end{cases}$$

Tableau 81 : Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

N = N _{super} + N _{infra}	S _{radier}	σ (bars)	σ _{sol}	Observation
60058 KN	491.2 m ²	1,22	1,8	✓
→La contrainte sous le radier est inférieure à σ_{sol} = 1,8bars				

6.3.4.2. Vérification au soulèvement

à l'ELS G+Q : $\sigma_{moy-fondation-ELS} < \bar{\sigma}_{sol}$

à l'ELU:1,35G+1,5Q : $\sigma_{moy-fondation-ELU} < 1,5 * \bar{\sigma}_{sol}$

à l'ELU:G+Q±E x,y / 0,8G±E x,y : $\sigma_{moy-fondation-sismique} < 2 * \bar{\sigma}_{sol}$

Avec

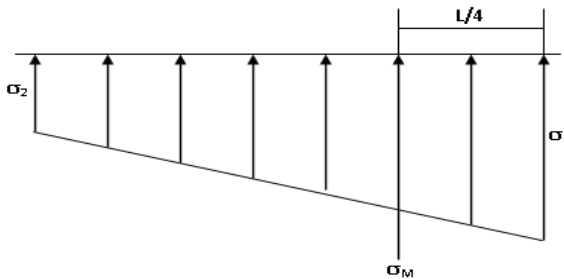
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$


Tableau 82 : Vérification au soulèvement

	Comb	N	M	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_{moy}	Observation
Sens XX A/xx=16.2m	ELS	50841.11	240.714	1.03	1.03	1.03	$< \overline{\sigma_{sol}} = 1.8$
	ELU	69839.18	178.307	1.42	1.42	1.42	$< 1,5 * \overline{\sigma_{sol}}$
	GQ-E _x	50841.11	64768.792	1.24	0.825	1.136	$< 2 * \overline{\sigma_{sol}}$
Sens YY A/yy=26.1m	ELS	69839.18	22574.510	1.51	1.33	1.465	$< \overline{\sigma_{sol}}$
	ELU	50841.11	16441.008	1.1	0.968	1.076	$< 1,5 * \overline{\sigma_{sol}}$
	GQ+ E _y	50841.11	47287.085	1.22	0.844	1.126	$< 2 * \overline{\sigma_{sol}}$
→ Les contraintes moyennes sous le radier sont inférieure à $\overline{\sigma_{sol}} = 1,8bars$							

6.3.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

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

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Soit : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Avec :

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$

M_s : moment stabilisant / M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

Comme, on peut également vérifier que, selon l'article A10.1.5 : $e = \frac{M}{N} < L/4$

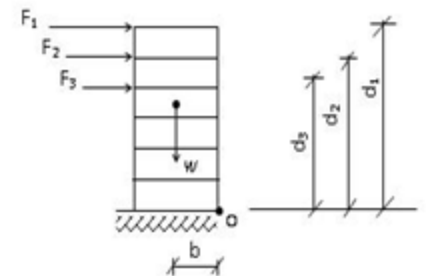


Tableau 83 : Vérification de la stabilité au renversement

Comb	N	M ₁	e _x	A _{xx} / 4	Obser	M ₂	e _y	B _{yy} / 4	Obser
GQ+EX	50841.11	65125.406	1.28	11.6 m/4=2.9 m	✓	-16436.73	0.32	19.7 m/4=4.925 m	✓
GQ-EX	50841.11	-64768.79	1.27		✓	-16445.28	0.32		✓
GQ+EY	50841.11	182.578	0.0035		✓	47287.08	0.93		✓
GQ-EY	50841.11	174.036	0.0034		✓	-80169.10	1.57		✓
08G+EX	34253.22	65089.745	1.9		✓	-11126.40	0.32		✓
08G-EX	34253.22	64804.453	1.89		✓	-11134.95	0.32		✓
08G+EY	34253.22	146.916	0.0042		✓	52597.416	1.53		✓
→ Pas risque de renversement									

6.3.4.4. **Vérification de l'effort de sous pression**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

Avec W : poids total du bâtiment à la base du radier
 α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)
 γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$).
 h : profondeur de l'infrastructure ($h = h_{S, \text{sol}} + h_{P, D, R} = 3.86 \text{ m}$).
 S : surface de radier ($S = 491.2 \text{ m}^2$).

$$W_{\text{tot}} = 43639,8419 \text{ KN} > 1.5 \times 10 \times 3.86 \times 491.2 = 28440.48 \rightarrow C.V$$

Les vérifications de 3.4.1 à 3.4.4 peuvent être résumées dans la page suivante :

6.3.4.5. **Vérification au poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°
 Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : **effort normal à la base** du poteau ou voile considéré à l'état limite ultime.

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (Niveau S. Sol) :

Sous le poteau C27

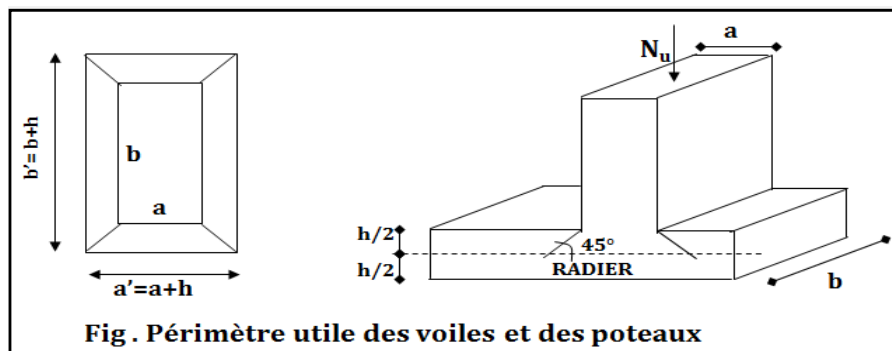


Figure 46 : Périmètre utile du poteau

$$N_u = 197.938 \text{ t} \rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.45 + 0.5 + 2 \times 0.65) = 4.5 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \cdot 4.5 \cdot 0.65 \cdot 25 \cdot 100}{1.5} = 219,37 \text{ t}$$

6.3.5. **Ferraillage de la dalle du radier**

Le radier se calculera comme plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce, La fissuration est considérée préjudiciable.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

6.3.5.1. Section d'acier

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

- Le sens de la petite portée: $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 - Le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y \cdot M_x$
- Les valeurs des μ_x, μ_y sont en fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

Les moments en travée et les moments sur appuis.

- panneau intermédiaire : Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_x; M_{ty} = 0.75M_y$
Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.5M_x, M_{ay} = 0.5M_y$
- panneau de rive : Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x, M_{ty} = 0.85M_y$
Moment sur appuis : $M_{tx} = 0.3M_x, M_{ty} = 0.3M_y$

Pour le panneau le plus sollicité :

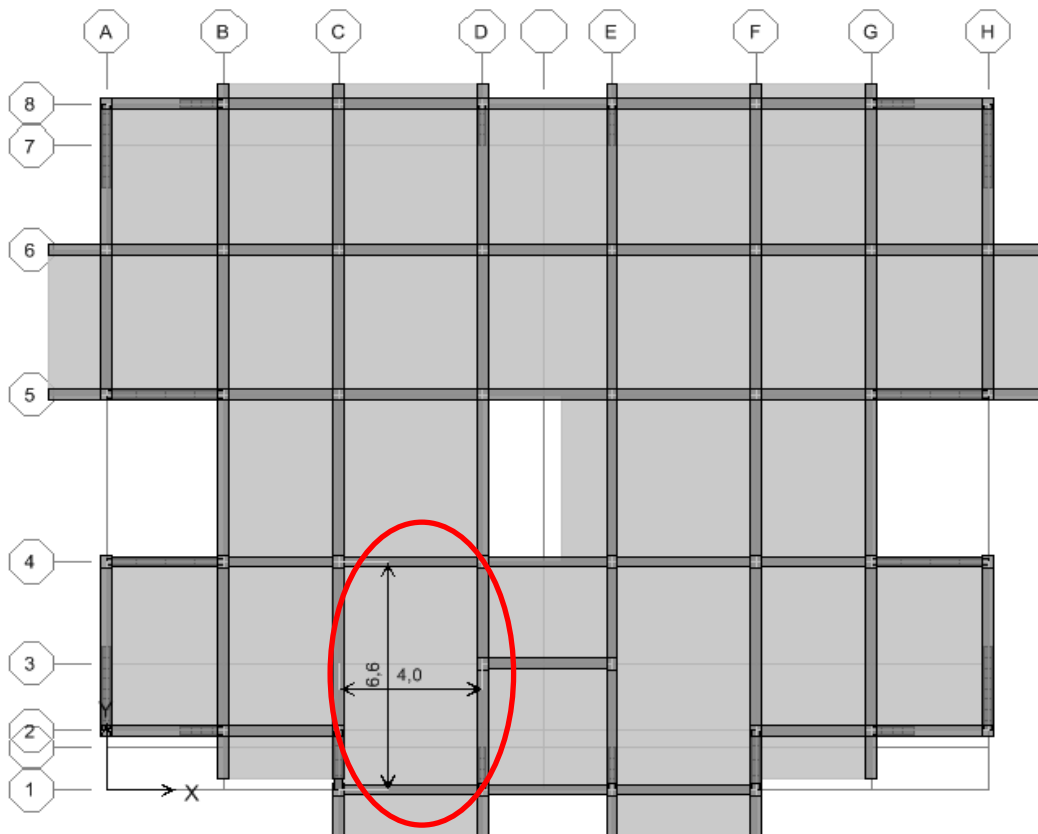


Figure 47 : Panneaux de dalle du radier (e = 45cm)

Tableau 84 : Les sections d'acier dans le sens XX et YY

		ELU $v = 0$	ELS $v = 0.2$
	L_x (m)	4-0.55 (largeur P.D.R) = 3,45	
	L_y (m)	6,6-0.55 (largeur P.D.R) = 6,05	
	ρ	0,57	
	μ_x	0.0865	0.0910
	μ_y	0.2582	0.4357
	q KN/m ²	142	103
Sens xx	M_{Ox} (KN.m)	146,2	111.56
	M_{Ox} appuie (KN.m)	73.1	55.78
	As_x appuie (cm ²)	6.14	/
	As_x appuie retenue	T12 e=15cm \equiv 7T12 Fil + 4T 12 e=30cm CHAP	
	M_{Ox} travée (KN.m)	109.65	83.67
	As_x travée (cm ²)	9.32	/
	As_x travée retenue	T12 e=15cm Fil + 4T 12 e=30cm CHAP \equiv 12.44 cm²	
Sens yy	M_{Oy} (K N.m)	37.75	48.61
	M_{Oy} appuie (KN.m)	18.87	23.49
	As_y appuie (cm ²)	1.56	/
	As_y appuie retenue	T12 e=15cm \equiv 7 T12= 7.92cm²	
	M_{Oy} travée (KN.m)	28.31	35.23
	As_y travée (cm ²)	2.35	/
	As_y travée retenue	T12 e=15cm \equiv 7 T12= 7.92cm²	
b=1ml, h=0.4m, Fe400, f_{c28} =25MPa			

- **Espacement** $e \leq \min(3h; 33cm) = 33cm \rightarrow e=20$ cm.

6.3.5.2. **Vérification des contraintes**

Tableau 85 : La vérification des contraintes

		Mser (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
XX	Tr	83.67	12.44	7,92	4.49	15	198.4	201.6	vérifiée
	Ap	55.78	12.44	7,92	2.99	15	132.3	201.6	vérifiée
YY	Tr	35.23	7.92	7,92	2.58	15	138.1	201.6	vérifiée
	Ap	23.49	7.92	7,92	1.72	15	92.1	201.6	vérifiée

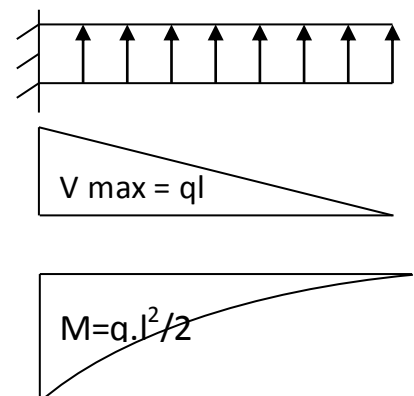
6.3.6. **Ferrillage Débord**

Le débord du radier est assimilé à un console de longueur $L=1,1$ m. le calcul de ferrillage sera fait pour une bande de largeur égale à un mètre sous flexion simple et en fissuration préjudiciable.

$h=0,40$ m, $b=1ml$, $d=0,9 \cdot h = 0.36$ cm, $L = 0.6$ m

6.3.6.1. **Sollicitation:** $M_u = \frac{q_u}{2} L^2$ $M_{ser} = \frac{q_{ser}}{2} L^2$

$$V_u = q_u \cdot L$$

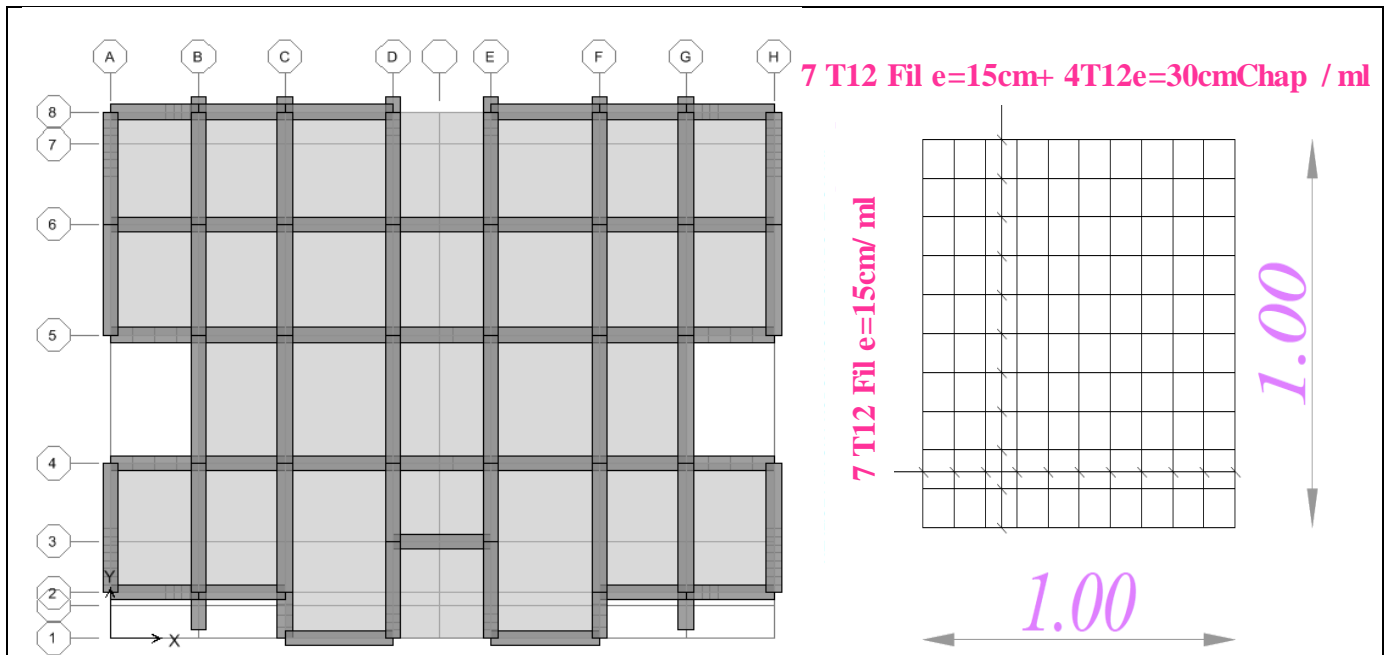


Avec : $q_{u/ser} = \sigma_{moy\ ultime/service} * 1\ ml$

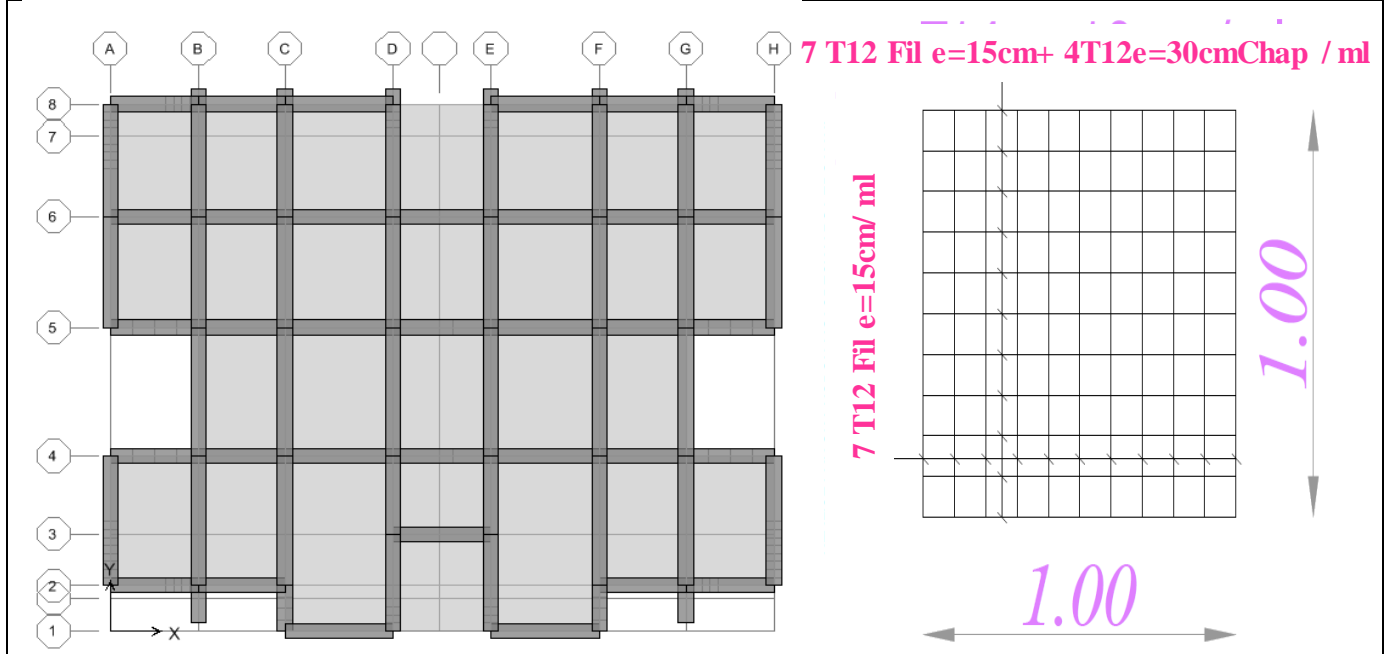
M_u (KN.m)	25.56
A_u (cm ²)	2.12 cm ²
V_u (KN)	44.1
$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.1225$	$\bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

Nota :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.



Ferraille Radier Nappe Supérieure (Travée)



Ferraille Radier Nappe Inférieure (Appuie)

6.3.7. Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

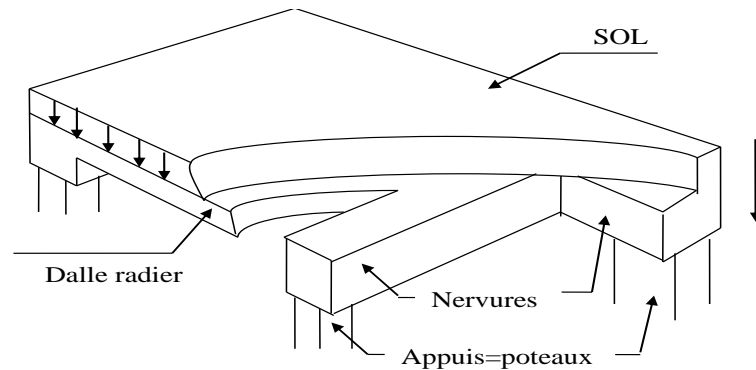


Figure 48 : La poutre nervure dans l'infrastructure

Pour déterminer les sollicitations nous utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes, se composent de tronçons formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau et parallèles à son grand côté.

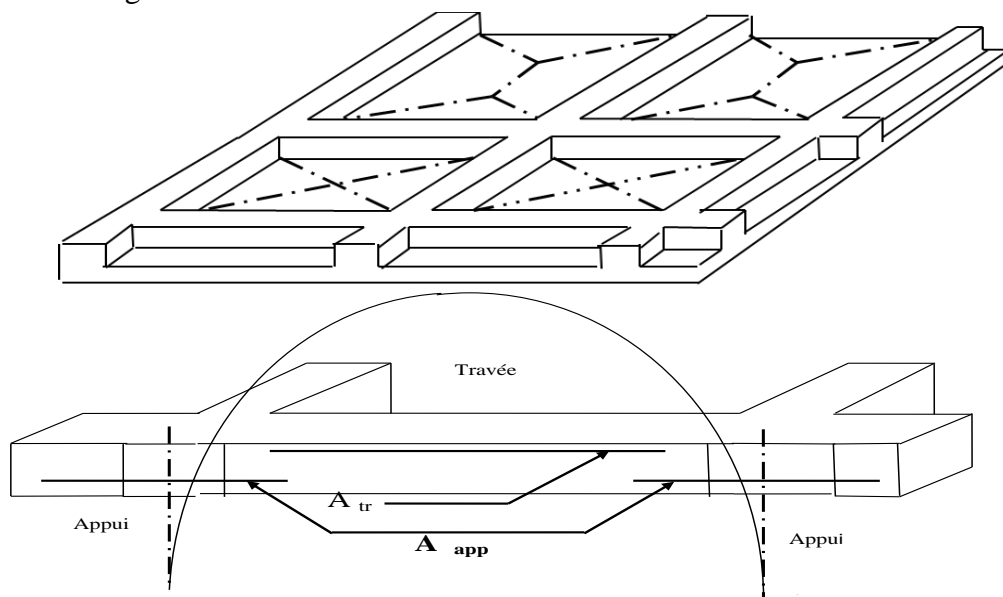
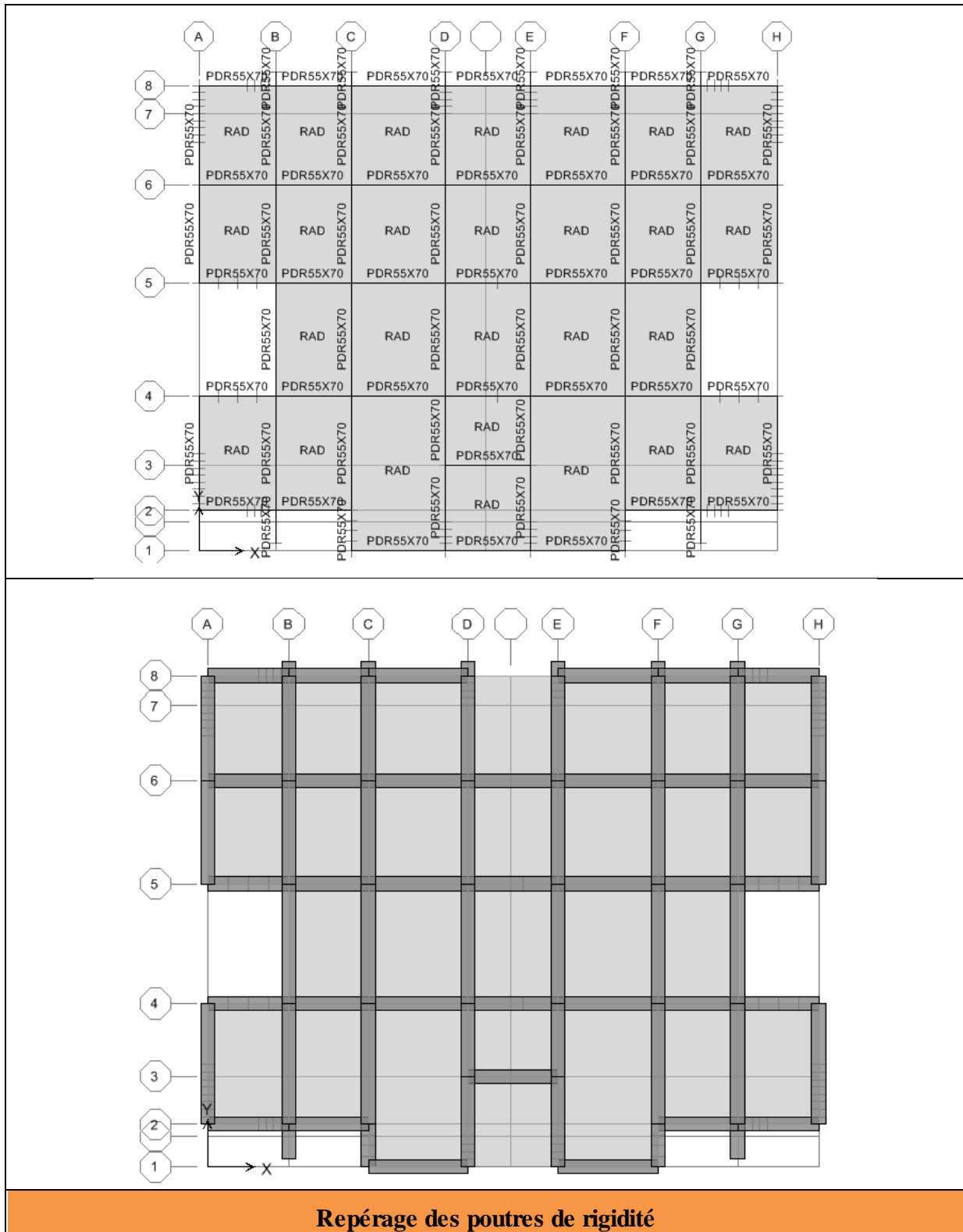


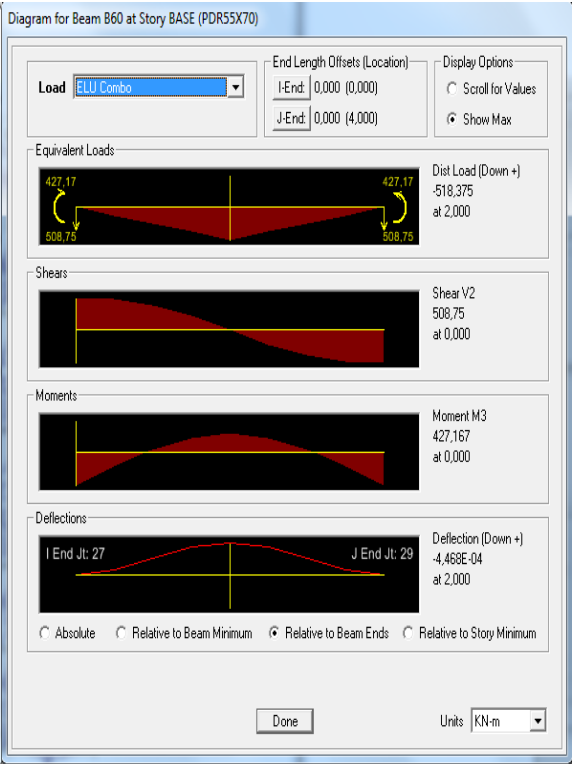
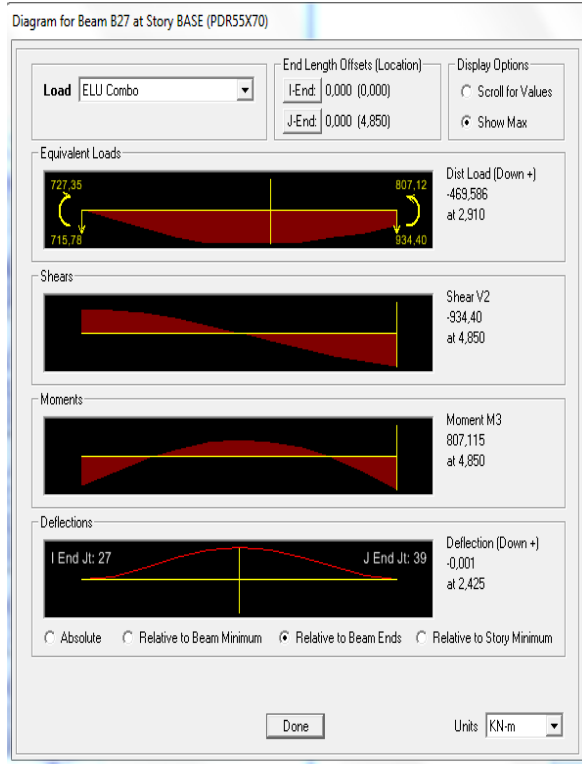
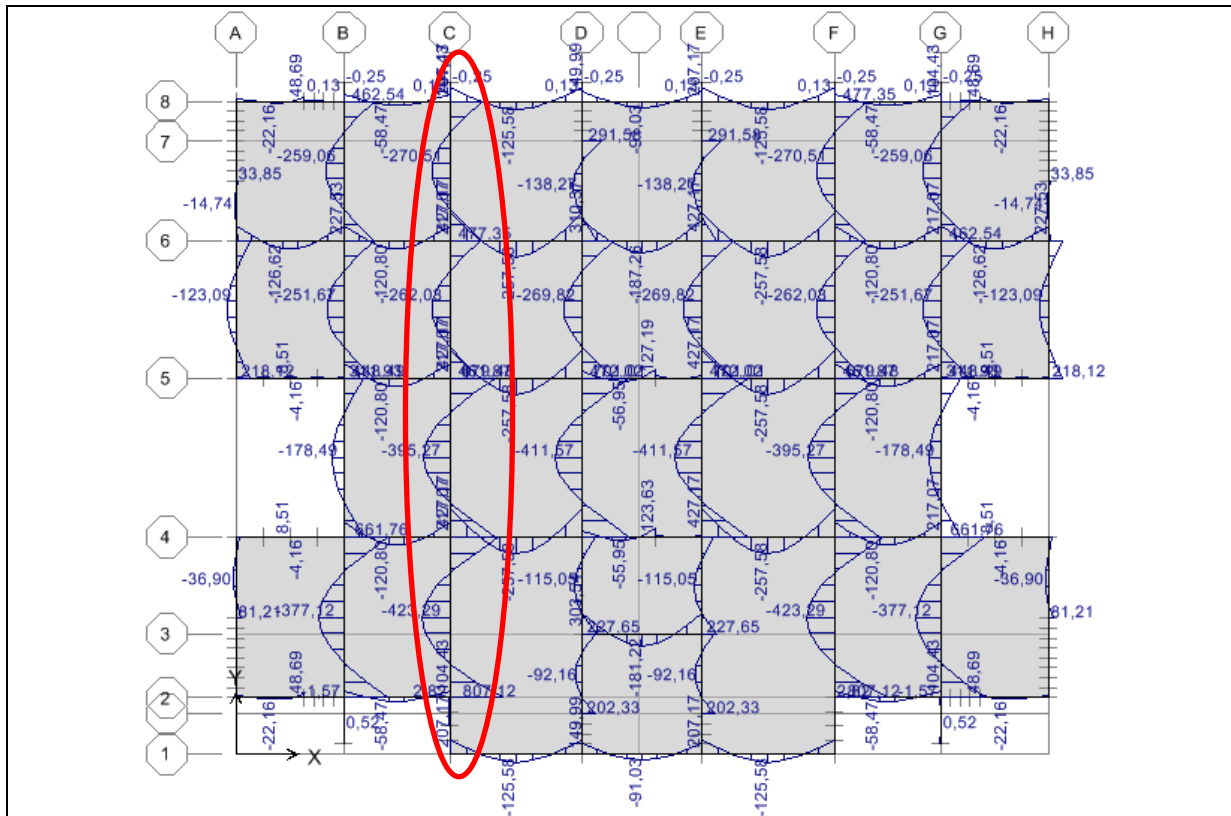
Figure 49 : Transmission des charges des dalles aux nervures (Poutre de rigidité)

Note : Un model simple utilisé pour évaluer les sollicitations dans les nervures à l'aide du même logiciel utilisée préalablement (ETABS).

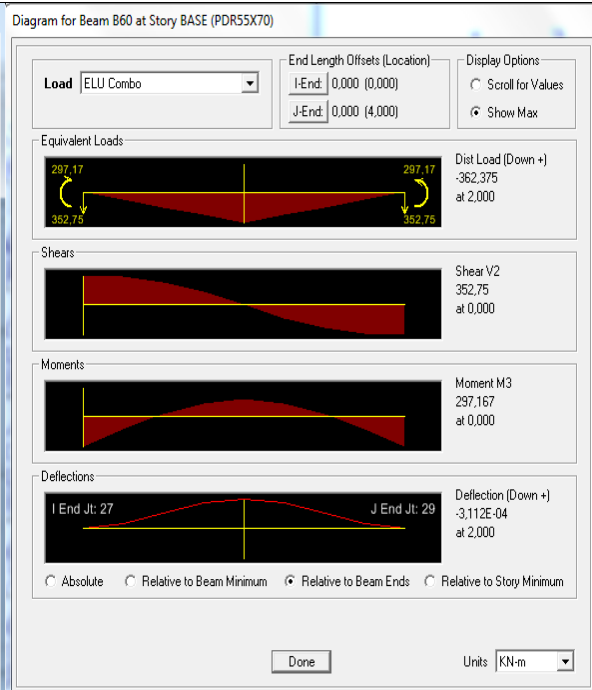
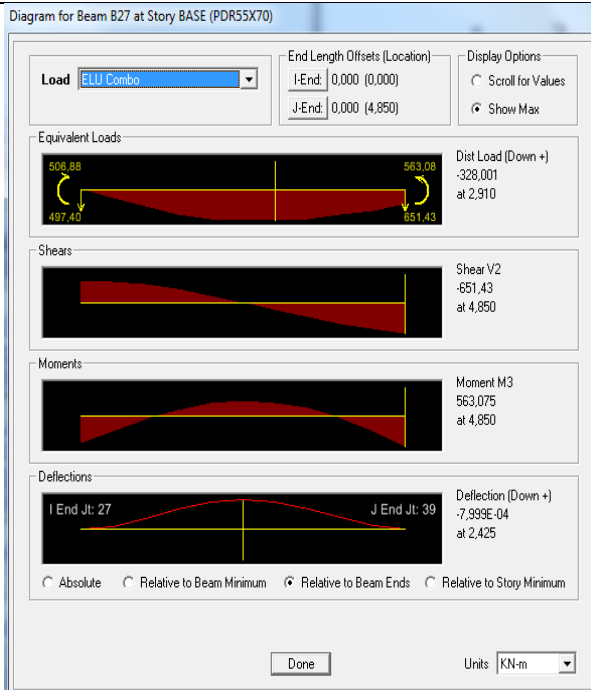
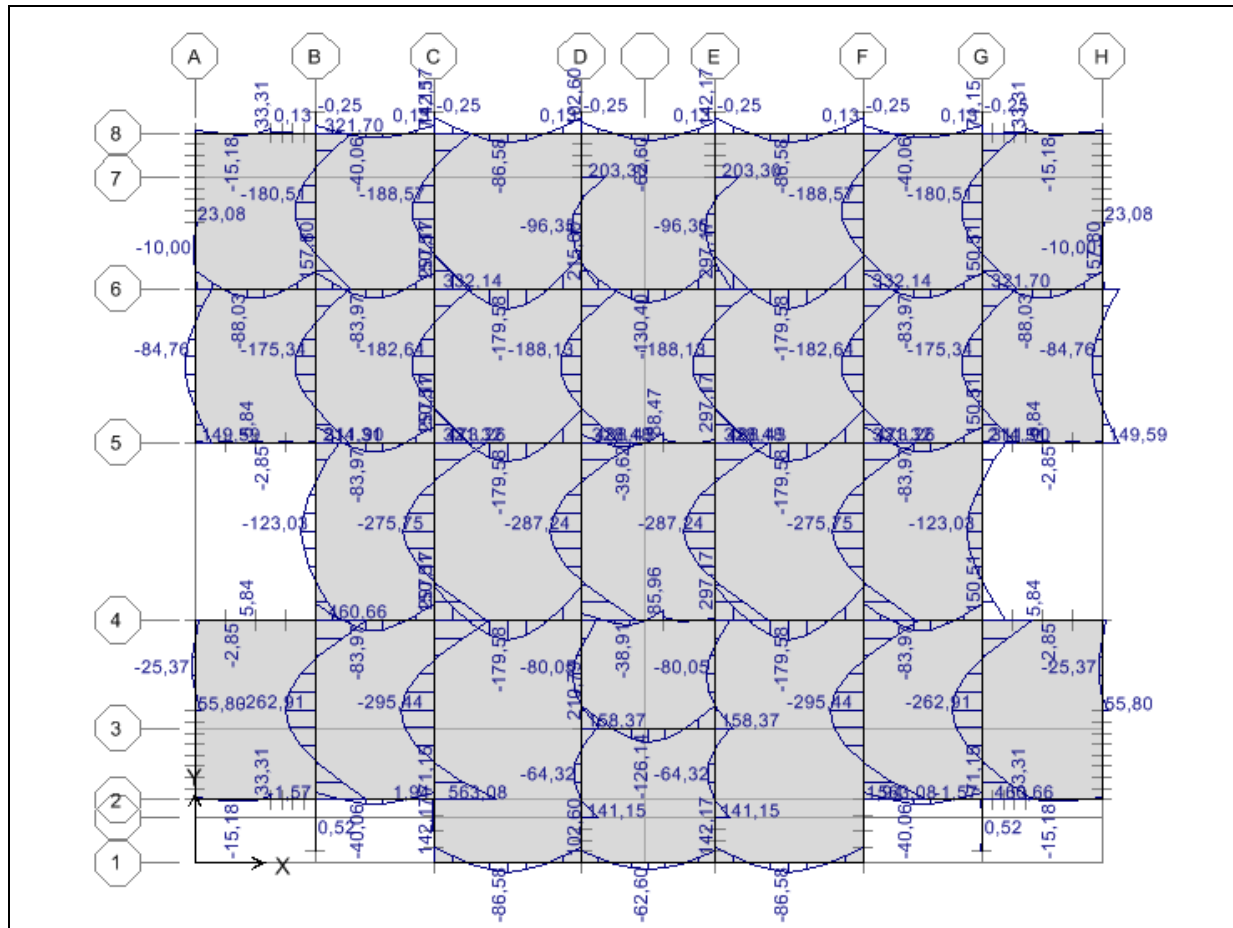


Repérage des poutres de rigidité

6.3.7.1. Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures



Sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'E.L.U



Sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'E.L.S

6.3.7.2. Ferrailage longitudinale

Tableau 86 : Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée

Poutre de rigidité	Moment(KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adopté}
Principales	Appui	807.11	38.59	12.16 cm ²	5HA20fil + 12HA20Chap ≅ 53.41 Cm²
	Travée	423.29	19.46		5HA16fil + 5HA20Chap ≅ 25.76 cm²
Secondaire	Appui	427.16	19.64		5HA14 + 10HA16≅ 27.81 cm²
	Travée	257.58	11.66		5HA14 + 5HA16≅ 17.75 cm²

6.3.7.3. Ferrailage transversale

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{L\min}\right) = \min\left(\frac{70}{35}, \frac{55}{10}, 14mm\right) = 8mm$$

- Les espacements retenus:

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = 16,8cm$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 35cm$

Les espacements retenues : En zone nodale et en travée $S_t = 15cm$

En dehors de la zone nodale $S_t = 20cm$

6.3.7.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau 87 : Vérification de l'effort tranchant

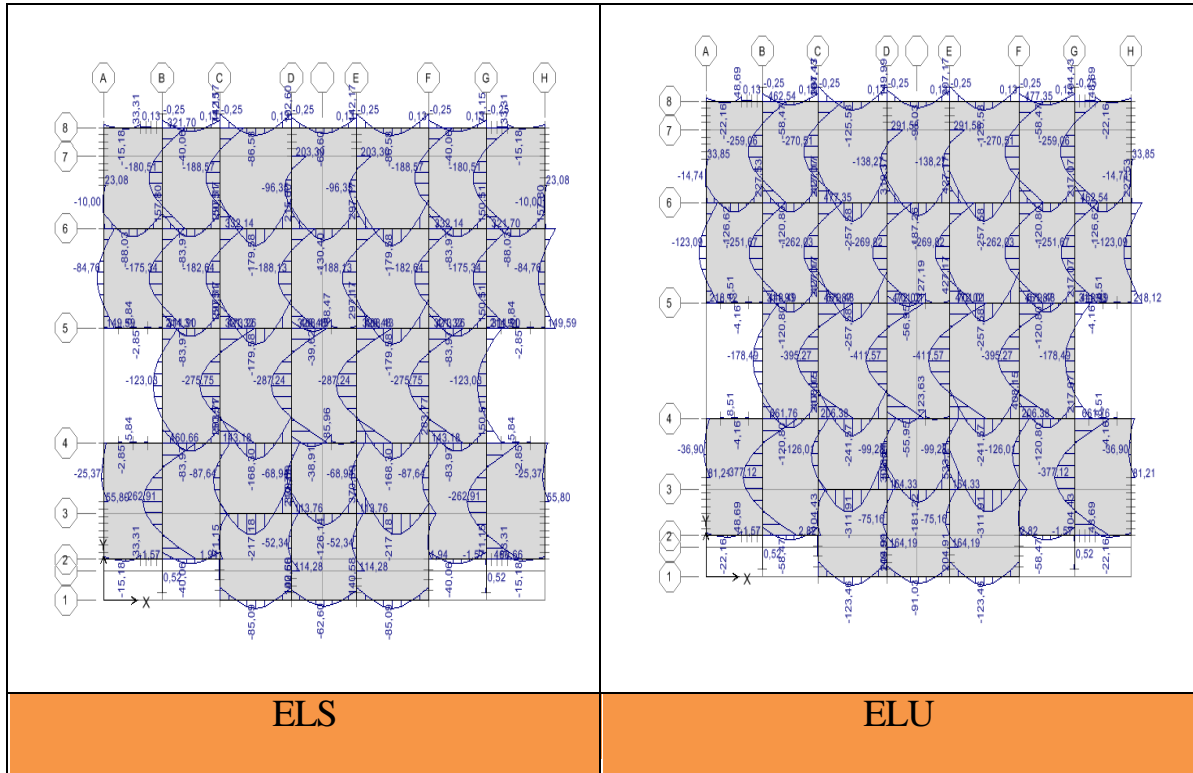
	Tu max (KN)	$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{1,5} f_{c28}; 4MPa\right) = 2,5Mpa$
P.D.R Principale	934.40	1.48 MPA	2.5 MPA
P.D.R Secondaire	508.75	0.8 MPA	2.5 MPA

6.1.2.1. Vérification des contraintes

Tableau 88 : Vérification des contraintes

	P.D.R Principale									Obs
	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²) (fillante: 5T16)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s'$ (MPa)	
Appuis	563.06	53.41	10.05	10	15	182.1	201.6	135.6	400	OK
Travée	295.44	32.04	10.05	6.95	15	198	201.6	81.0	400	OK
P.D.R Secondaire										
Appuis	297.16	27.81	7.70	4.93	15	54.3	201.6	181.7	400	OK
Travée	179.58	17.75	7.70	3.52	15	35.8	201.6	169	400	OK

NB :Vue que le ferrailage dans la poutre de rigidité principale au niveau des appuis est trop dense; on adopte la solution suivante dans le but d'abaisser le ferrailage



P.D.R Principale										
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²) (fillante: 5T16)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ' (MPa)	σ _s ' (MPa)	Obs
Appuis	473.26	41.47	10.05	9,26	15	176.7	201.6	114.6	400	OK
Le ferrailage retenu: 5HA16fil + 10HA20Chap										

6.1.2.2. Schémas de ferrailage d'une nervure principale

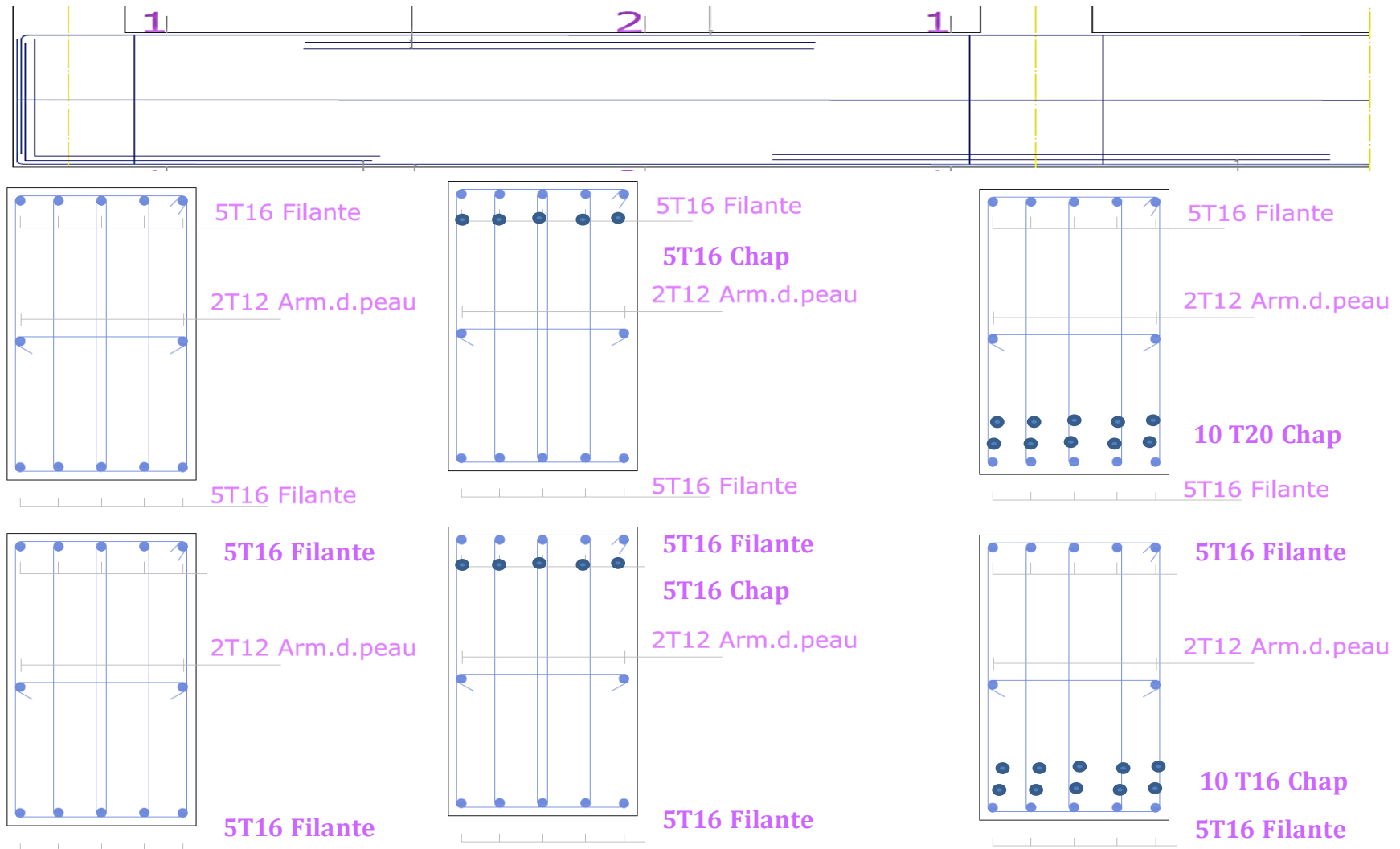


Figure 50: Schéma de ferrailage des poutres de rigidité –Principale et secondaire-

6.4. Voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.4.1. Caractéristiques du Sol :

Le poids spécifique $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
L'angle de frottement $\varphi = 22^\circ$.
La cohésion $c = 1.08 \text{ KN/m}^2$

} Rapport du sol.

6.4.2. Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :

La hauteur $h = 3.06 \text{ m}$.
La longueur $L = 4 - 0.45 = 3.55 \text{ m}$
L'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

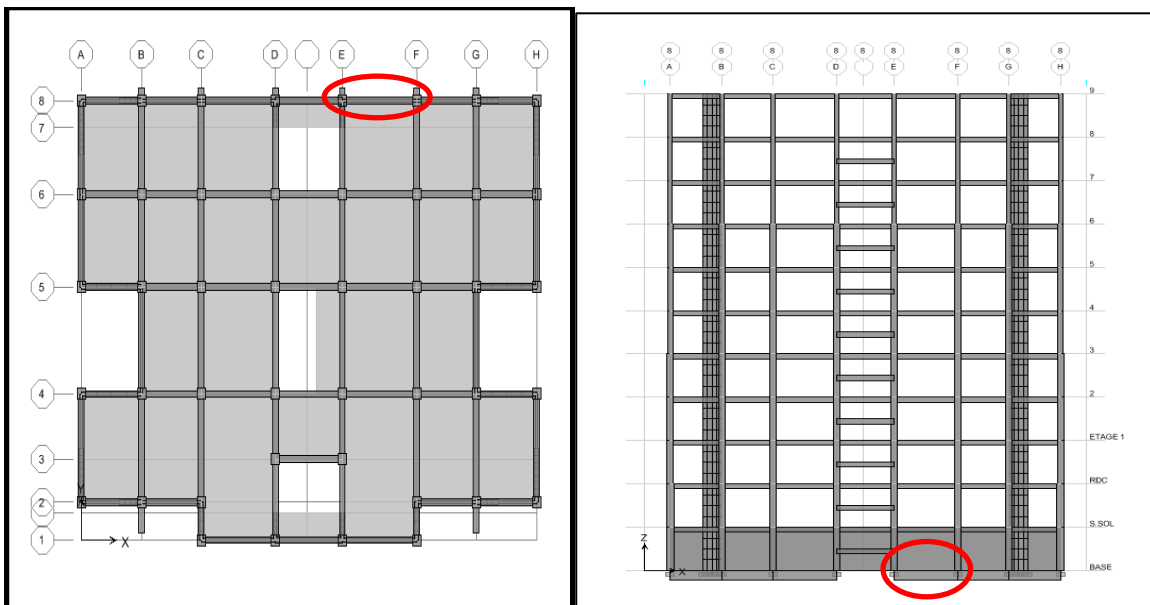


Figure 51 : Panneau du voile périphérique le plus sollicité

6.4.3. Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

6.4.3.1. La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})).$$

$$G = 3.55 * (20 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2}) - 2 * 1.08 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2})) = 27.13 \text{ KN/ml.}$$

6.4.3.2. **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = q * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

$$Q = 4.54 \text{ KN/ml.}$$

6.4.4. **Ferraillage du Voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU:

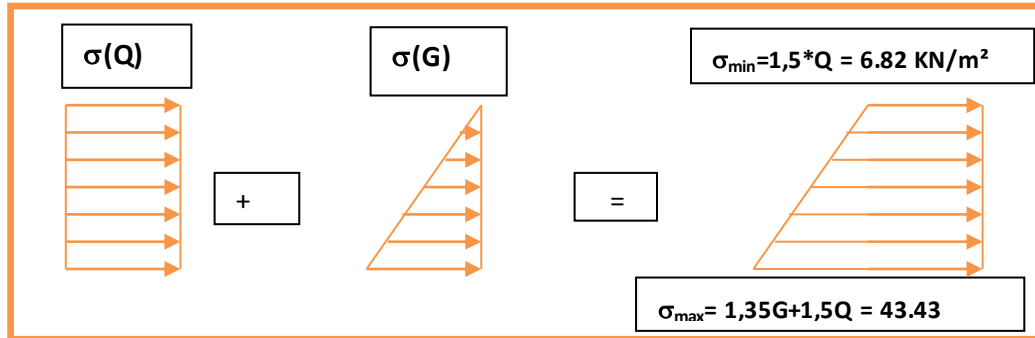


Figure 52: Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 * 43.43 + 6.82}{4} = 34.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 34.28 \text{ KN/ml.}$$

Pour le ferraillage on prend le panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$L_y = 3.55 \text{ m} \quad h = 16 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle est portée dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0.86 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 0.0496 * (3.06)^2 * 34.28 = 15.92 \text{ KN*m.}$$

$$M_{0y} = 15.92 * 0.7052 = 11.22 \text{ KN*m.}$$

$$M_{tx} = 0.75 * M_{0x} = 11.94 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 9.53 \text{ KNm.}$$

$$M_{ap} = 0.5 * M_{0x} = 7.96 \text{ KNm.}$$

Tableau 89 : Les sections d'armatures pour le voile périphérique

	Sens	M (kN.m)	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{min} BAEL91(cm ²)
Travée	X - X	11.94	2.71	7T10 = 5.5/ml	A _{min} = 0.08%*b*h = 1.28 cm ²
	Y - Y	9.53	2.15	7T10 = 5.5/ml	
appui		7.96	1.79	7T10 = 5.5/ml	

6.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que (B.A.E.L.91) : $\tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{34.28 * 3.55}{2} = 60.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.0422 \text{ Mpa.}$$

La fissuration est considérée comme nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.0422 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6.4.5.1. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \text{ ml} * Q = 4.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \text{ ml} * G + 1 \text{ ml} * Q = 31.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 * 31.67 + 4.54}{4} = 24.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 24.88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 13.18 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 10.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.75 * M_{0x} = 9.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 8.89 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{ap}} = 0.3 * M_{0x} = 6.59 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 * \frac{M_{\text{ser}}}{I} * (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2f_e/3, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Tableau 90 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique

		M(KN .m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	XX	9.88	5.95	172.7	vérifiée
	YY	8.89	5.35	155.4	vérifiée
Appui		6.56	3.95	114.7	vérifiée

6.4.5.2. Schéma de ferrailage du Voile Périphérique :

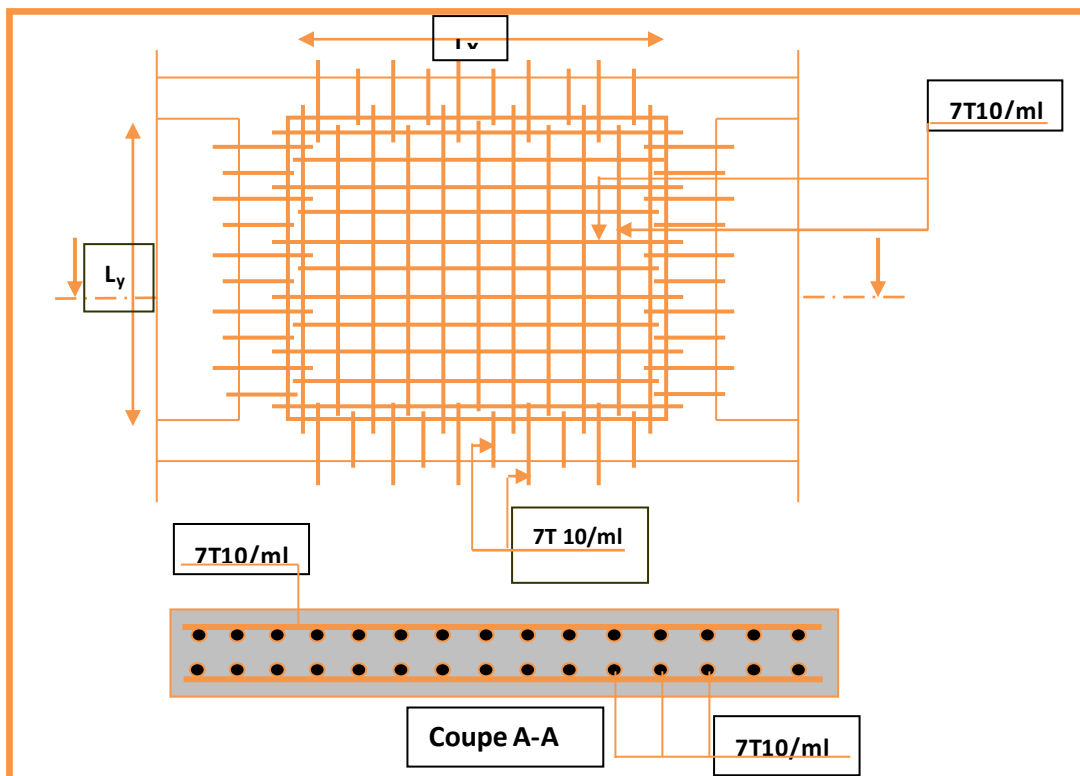


Figure 53 : Schéma du voile périphérique.

Etude comparative

Afin de procéder à faire une étude comparative entre le système (01) fait dans la présente étude et le système coffrage tunnel. Le but de ce chapitre est de présenter une comparaison entre les deux systèmes en tenant compte le facteur économique et technique (stabilité, résistance et réalisation).

Cette partie comporte :

- *Les caractéristiques structurelles :*

Dans lesquelles nous allons citer la différence entre les deux systèmes en terme de :

-Type de structure et aspect architectural.

-Eléments linéaires.

-Eléments surfaciques.

- *Le comportement sismique :*

Nous allons comparer les deux systèmes à travers :

-Les paramètres utilisés pour l'étude sismique

-Le spectre de réponse sismique

-Les modes de vibration considérés

-Périodes de vibration, participation massique et le poids sismique

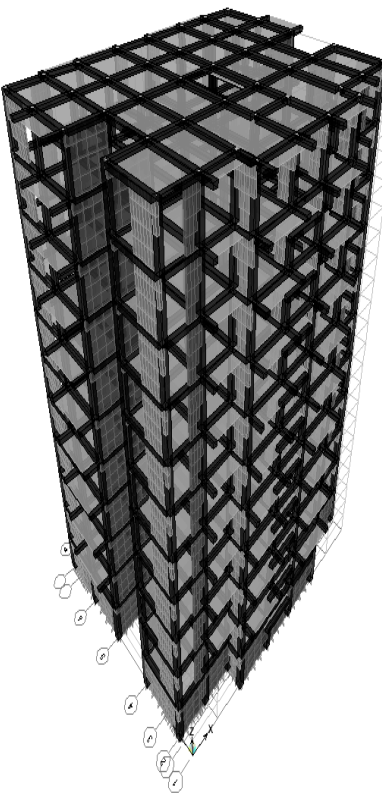
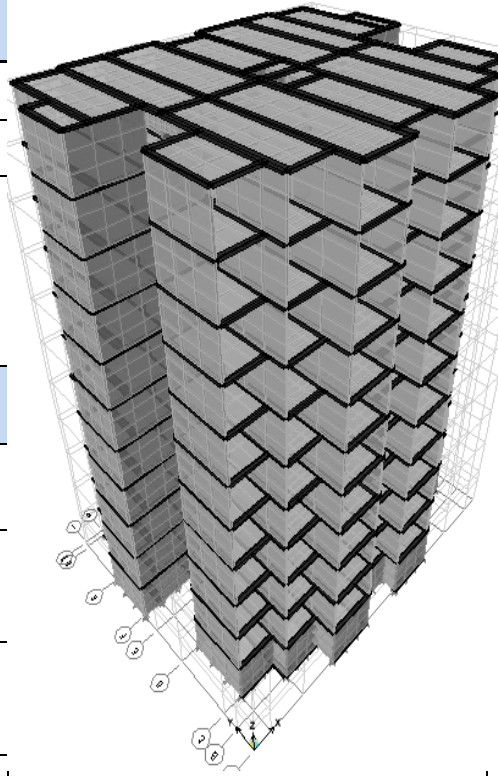
-Déplacements, moments et efforts tranchants

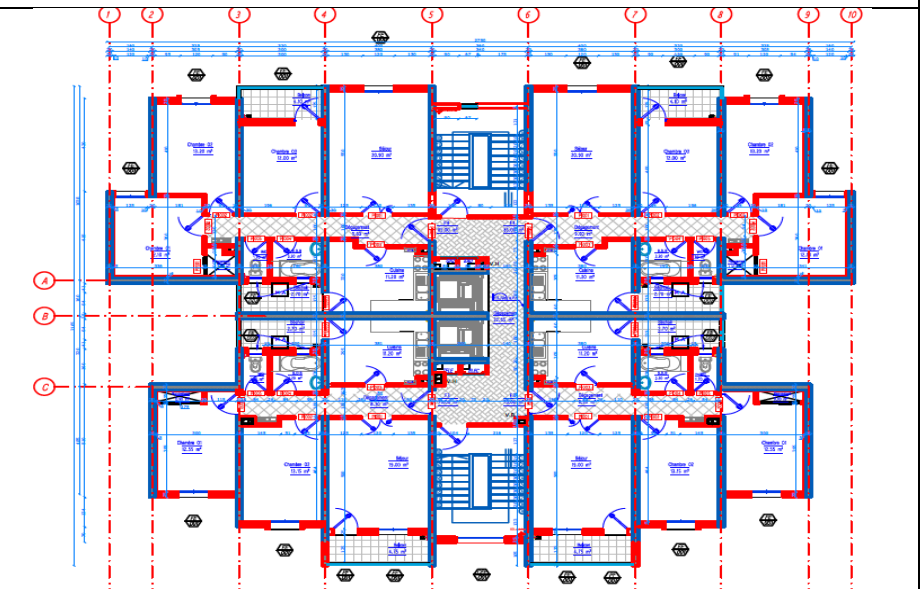
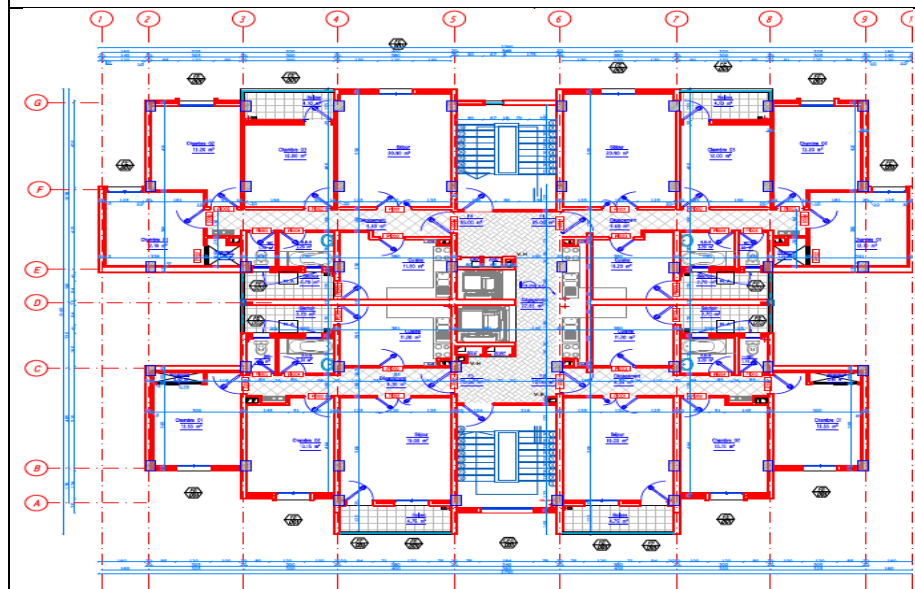
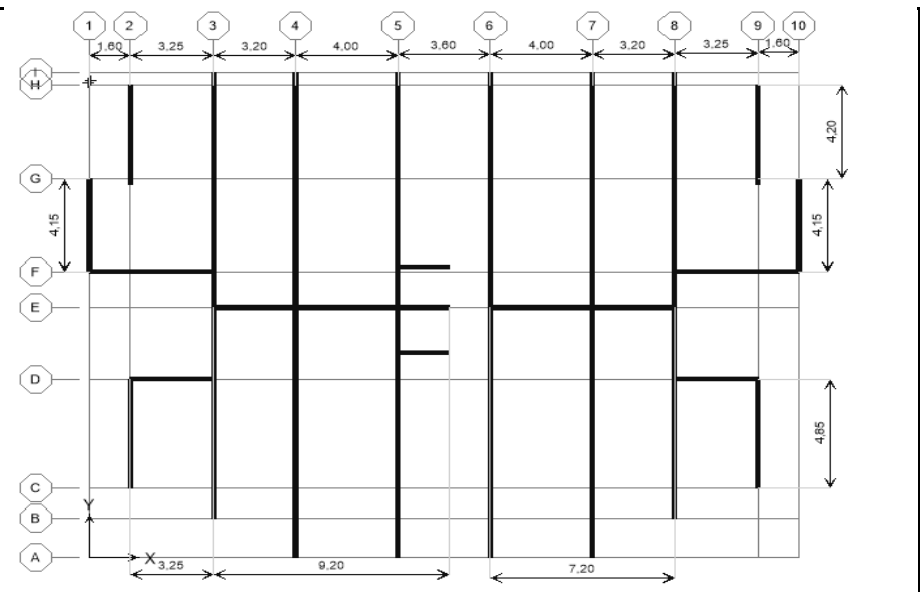
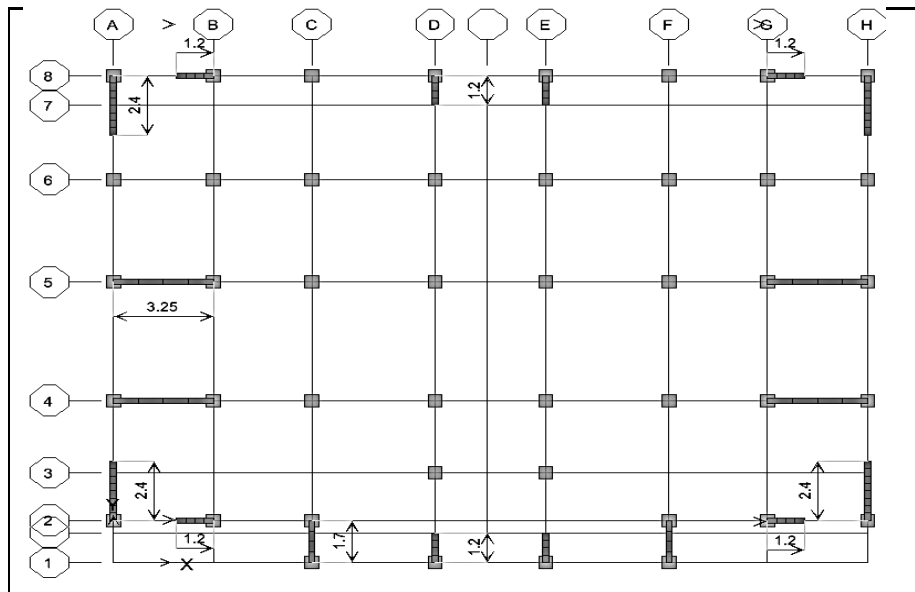
- *Le coté économique :*

Dans ce point une estimation approximative du bilan statistique sur le cout et la quantité des matériaux utilisés (acier et béton) des deux systèmes sera faite.

7. Etude comparative

7.1. Caractéristique structurelles

Structure (1): portiques (Poteaux-poutres) et Voiles		Structure (2): Entièrement Voiles	
Structure	Portique s : Poteau-poutre / Voiles	Structure	Entièrement Voiles
Système	Voiles Porteurs	Système	Voiles Porteurs
Eléments linéaires (Frame Sections)		Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Principale: (30x40)	Poutres Noyées (Beams)	Périphérique: (48x14)
	Secondaire: (30x35)		Centrale: (32x14)
Poteaux (Column)	S.Sol-RDC: (45x50)	Poteaux (Column)	/
	Etages 1-2-3:(40x45)		
	Etages 4-5-6:(35x40)		
	Etages 7-8-9:(30x45)		
Eléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck Sections)		Eléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck Sections)	
Voiles (Walls)	Ep = 20 cm	Voiles (Walls)	Ep = 16 cm
Plancher corps creux (Deck) Ep = 20cm (16 + 4)	Terrasse: G=5,75 Q =1	Plancher Dalles pleines (Slab) Ep = 14	Terrasse: G=6.4 Q =1
	Habitation: G=5,43 Q =1,5		Habitation: G =5.98 Q =1.5
	Commerce: G =5,43 Q =5		Commerce: G =5.98 Q =5
 <p>Modélisation 3D de la Super-structure</p>		 <p>Modélisation 3D de la Super-structure</p>	



Vue en plan étage courant : model ETABS et plan architecture

Vue en plan étage courant : model ETABS et plan architecture

7.1.1. Avantages et Inconvénients des deux structures

Avantages	Avantages
<p>👍 Les planchers sont en corps creux (16+4) → les charges permanentes sont faibles</p> <p>👍 La majorité des murs intérieure sont en maçonnerie → possibilité de réaménager l'architecture au futur: Création de: portes, espaces libres,...)</p> <p>👍 Poutres ont une hauteur 40 à 45cm → La hauteur libre de poteaux et voiles est de $3.06 - 0.4 = 2.66m$</p>	<p>👍 Les murs intérieurs sont des voiles d'épaisseur de 16cm et les planchers sont des dalles pleines de 14cm d'épaisseur → Pas de décrochement a l'intérieures des pièces (salon ; chambre ; cuisine...)</p> <p>👍 Hauteur du plancher est 14 cm → la hauteur libre d'étage: $3.06 - 0.14 = 2.92m$</p>
Inconvénients	Inconvénients
<p>👎 Hauteur du plancher est 20 cm → la hauteur libre d'étage: $3.06 - 0.2 = 2.86m$</p> <p>👎 Présence de décrochement a l'intérieures des pièces à cause de poteaux et de poutres (salon ; chambre ; cuisine...)</p> <p>👎 Au niveau intérieurs, les dimensions des poteaux sont importants → ce qui gêne l'architecture</p>	<p>👎 Les planchers sont des dalles pleines en béton armé d'épaisseur 14cm → les charges permanentes sont importantes.</p> <p>👎 Les murs intérieurs sont des voiles de contreventements → Pas de possibilité de réaménagement au futur (création d'ouverture, espaces libres,...)</p>

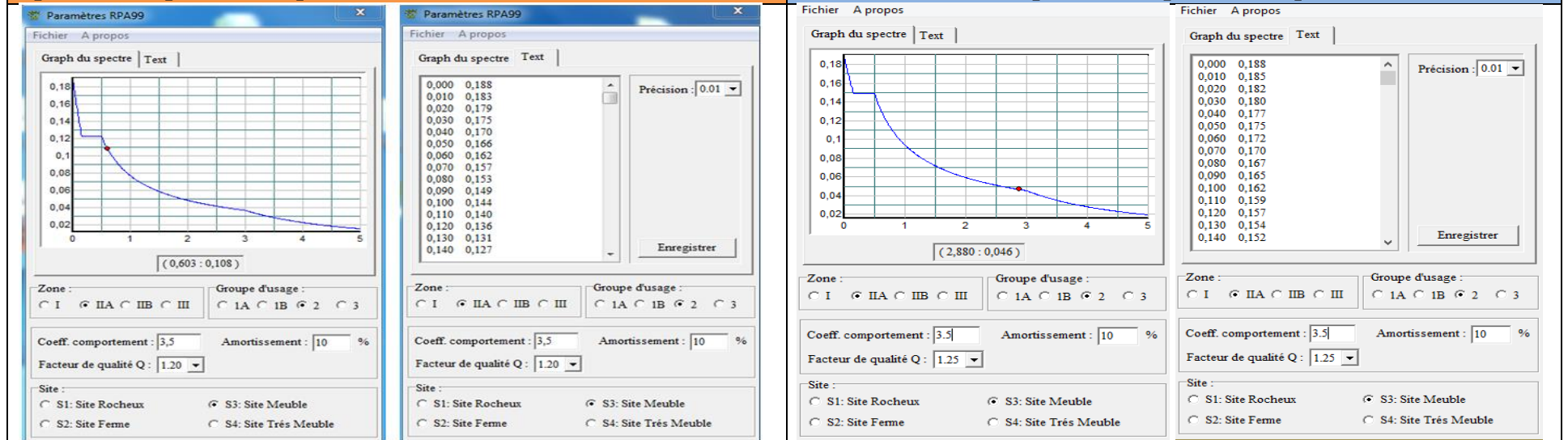
7.1.2. Discussion et Interprétation

<p>👎 Surfaces habitables de système 2 (pas de décrochement) sont importantes par rapport au système 1 ⇒ Système 2= 💰 💰 > Système 1= 💰</p> <p>👎 Poids du plancher pour 1ml du système 1 < système 2 ⇒ Système 1= 💰 💰 > Système 2= 💰</p> <p>👎 Vis-à-vis l'architecture, elle préfère des espaces libres importantes (en plan et en hauteur) ⇒ Système 2= 💰 💰 > Système 1= 💰</p>

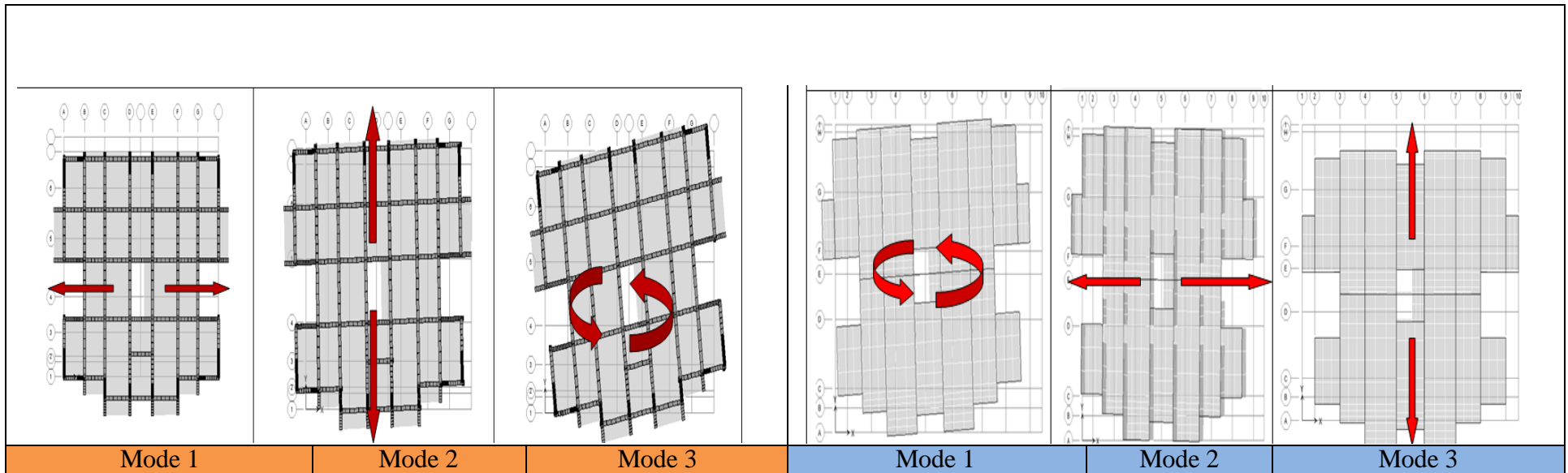
7.2. Comportement sismique

7.2.1. Paramètres utilisés pour l'étude sismiques

Structure (1): portiques (Poteaux-poutres) et Voiles		Structure (2): Entièrement Voiles	
Zone sismique	Zone IIa Groupe 2	Zone sismique	Même classement
Importance de l'ouvrage	Moyenne	Importance de l'ouvrage	
Site	Meuble S ₃	Site	
Système de contreventement	Voile porteur	Système de contreventement	
Configuration du bloc	R+9+S.SOL	Configuration du bloc	
Méthode d'analyse sismique	Dynamique Modale Spectrale	Méthode d'analyse sismique	
Paramètres utilisées pour l'étude sismique		Paramètres utilisées pour l'étude sismique	
Coefficient d'accélération "A"	1.15	Coefficient d'accélération "A"	1.15
Facteur de qualité "Q"	1.20	Facteur de qualité "Q"	1.25
Coefficient de comportement "R"	3.5	Coefficient de comportement "R"	3.5
Coefficient de pondération " β "	0.2/0.4	Coefficient de pondération " β "	0.2/0.3
L'amortissement " ξ (%)	10	L'amortissement " ξ (%)	10
Spectre de réponse sismique		Spectre de réponse sismique	



7.2.2. La réponse sismique des deux structures



Périodes de vibration / Participation massiques et nombre de modes à considérer

Mode	période	UX	Uy	Rz	ΣUX	Σ Uy	Σ Rz
1	0,838	0,0	69,9	0,0	0 0	69,971	0,0
2	0,788	67,21	0,0	0,388	67,215	69,971	0,388
3	0,732	0,298	0,0	70,22	67,514	69,971	70,61
4	0,246	0,0	14,2	0,0	67,514	84,243	70,61
5	0,219	4,323	0,0	10,06	71,837	84,243	80,67
6	0,207	12,12	0,0	3,939	83 96	84,243	84,61
7	0,117	0,0	6,2	0,0	83,967	90,473	84,61
8	0,105	0,779	0,0	5,291	84,746	90,473	89,90
9	0,093	6,2784	0,0	0,769	91,02	90,47	90,67

→ 9 Modes de vibration

Mode	période	UX	Uy	Rz	ΣUX	Σ Uy	Σ Rz
1	0,355	4,22	0	66,80	4,22	0	66,80
2	0,351	71 14	0,0014	3,89	75,36	0,0014	70,69
3	0,242	0,001	72,02	0	75,36	72,02	70,69
4	0,105	15,10	0,00	0,05	90,47	72,020	70,74
5	0,093	0,08	0	17,12	90,55	72,02	87,87
6	0,067	0,00	17,06	0	90,55	89,08	87,87
7	0,055	4,77	0,00	0,01	95,32	89,08	87,88
8	0,044	0,00	0	5,96	95,33	89,08	93,85
9	0,038	2,33	0	0,00	97,66	89,08	93,85
10	0,033	0	5,44	0	97,66	94,53	93,85

→ 10 Modes de vibration

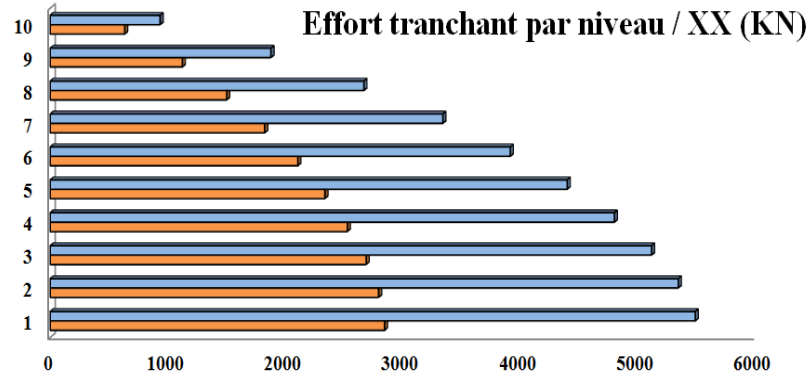
⊗ La période de vibration du système 2 <<<< système01

⊗ La structure du système 1 est choisie par le concepteur → il peut gérer la réponse de la structure (disposition de voiles), contrairement au

système 2, ou la disposition de voiles est déjà imposé.

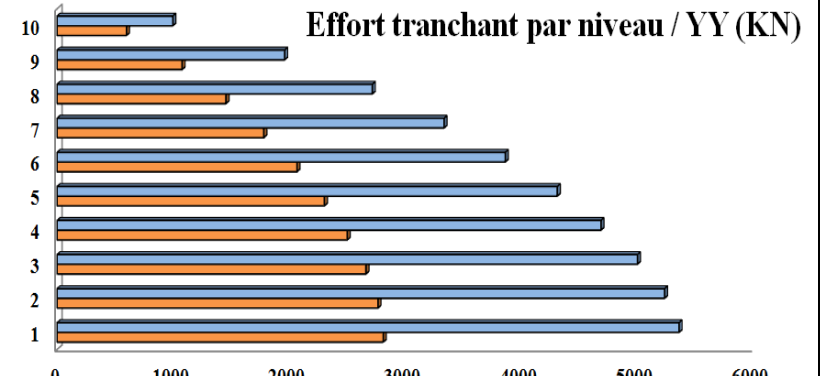
Efforts tranchants / Moments et Déplacement par niveau

Sens XX



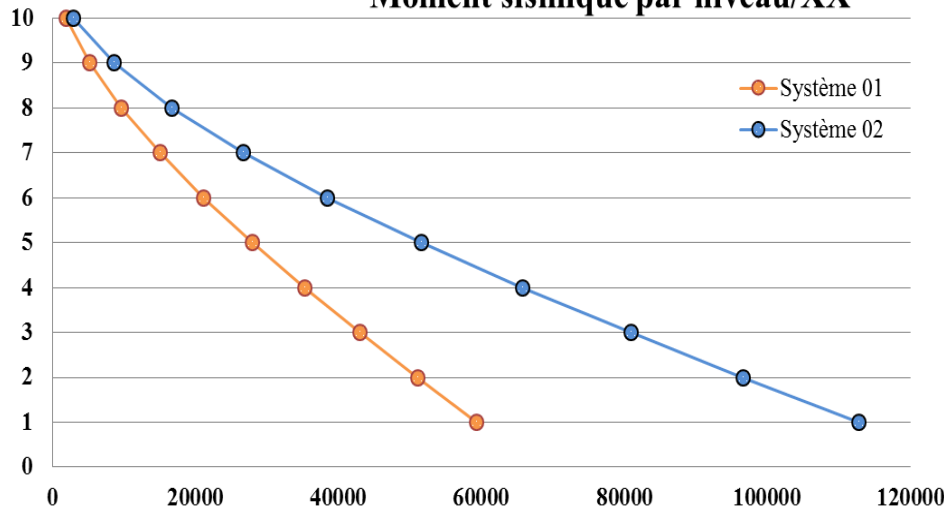
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
■ Système 02	5488,19	5343,14	5115,83	4799,75	4398,74	3914,06	3340,24	2668,55	1877,76	934,69
■ Système 01	2844,2	2793,85	2687,12	2527,59	2336,77	2106,32	1824,43	1501,42	1124,07	632,78

Sens YY

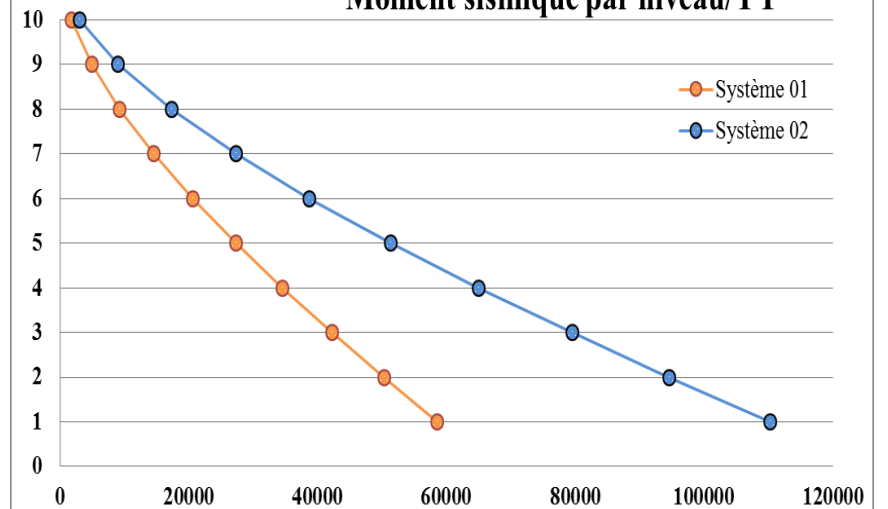


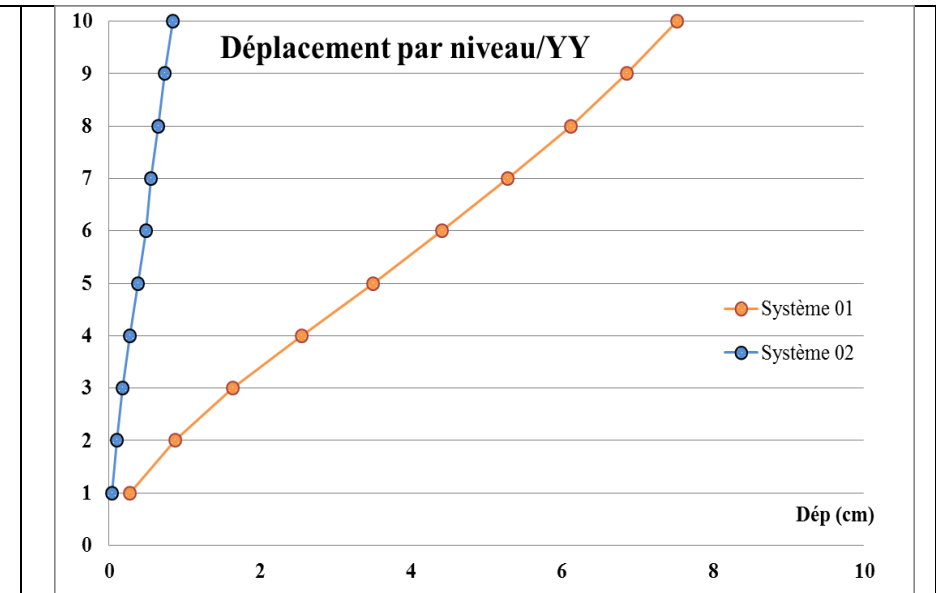
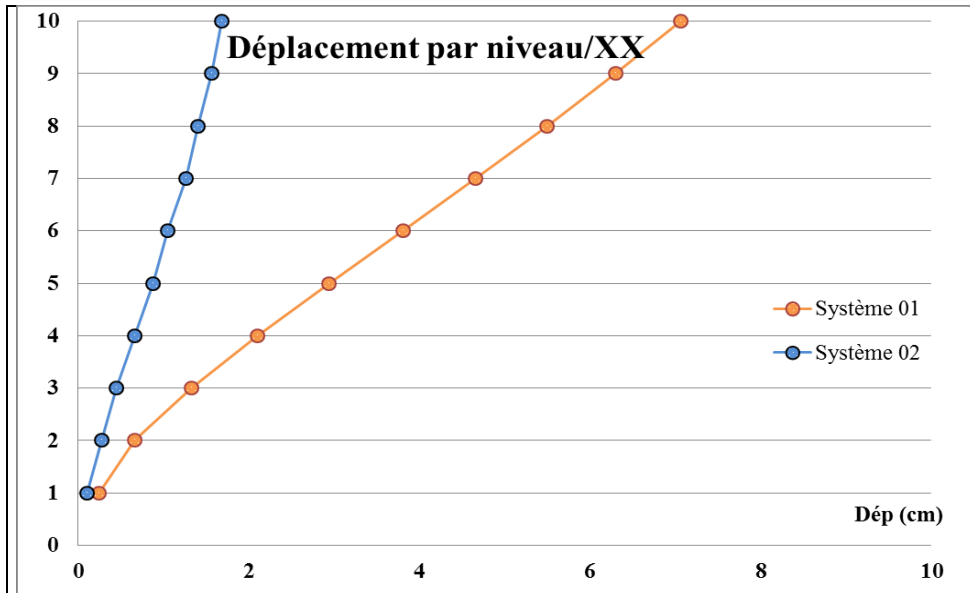
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
■ Système 02	5360,29	5234,88	5001,24	4686,59	4310,28	3862,01	3333,94	2715,88	1960,49	996,8
■ Système 01	2810,07	2764,95	2661,24	2499,69	2303,06	2066,78	1780,94	1454,86	1076,69	597,32

Moment sismique par niveau/XX

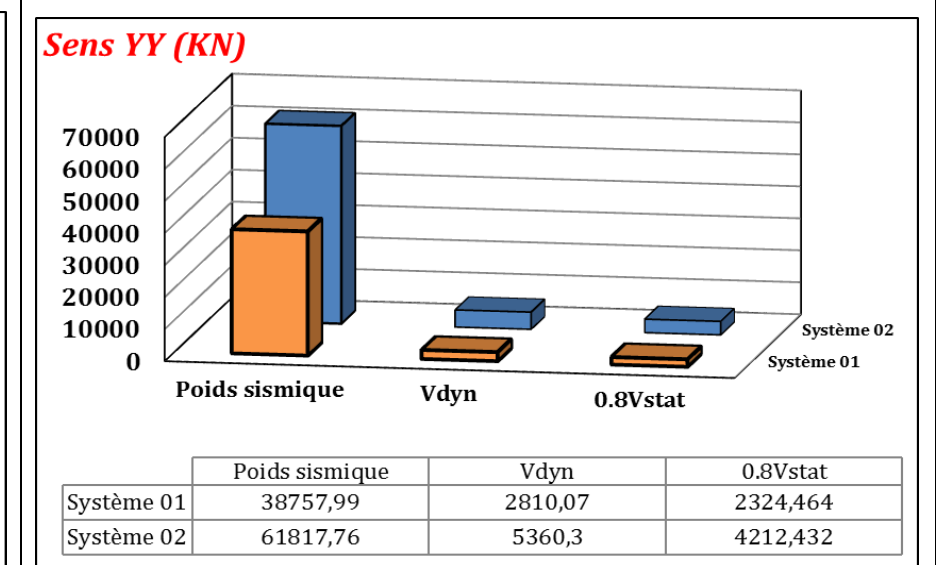
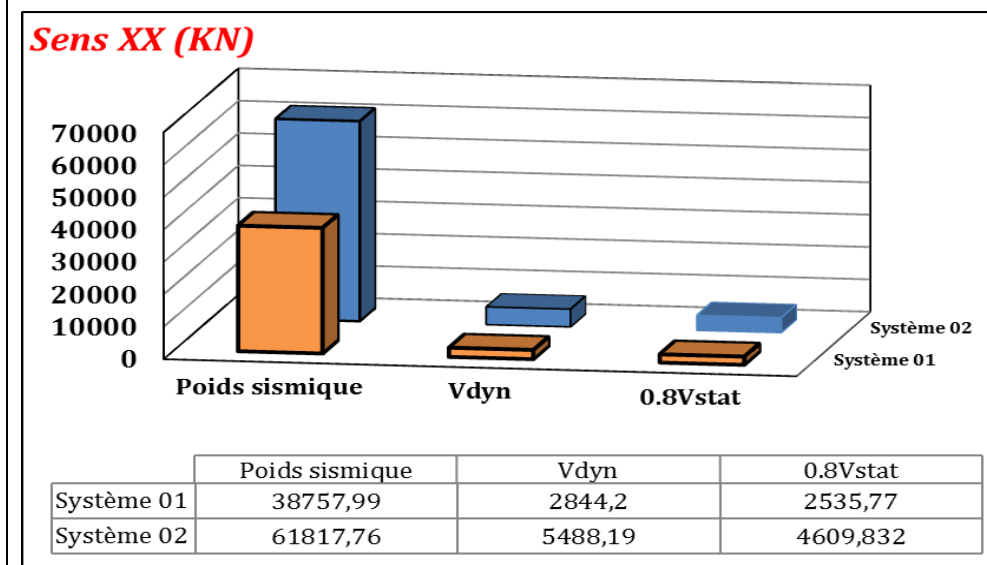


Moment sismique par niveau/YY





Poids, Effort sismique statique et dynamique à la base de la structure



7.2.3. Interprétation des résultats

- ✗ Les efforts sismiques à la base des deux systèmes sont presque les mêmes, cela est dû au fait que la structure est doublement symétrique (deux plan de symétrie: XX et YY).
- ✗ L'effort tranchant trouvé dans le 1^{er} système est trop faible par rapport à celui trouvé dans le 2^{ème} ($V_{\text{système1}} \approx 1/2 V_{\text{système2}}$), selon les deux directions (XX, YY)
- ✗ Les mêmes résultats trouvés pour les moments;
- ✗ Le déplacement trouvé au sommet :
 - $-\delta_{eKx1} = 7,07 \text{ cm} > \delta_{eKx2} = 1,68 \text{ cm}$
 - $-\delta_{eKy1} = 7,52 \text{ cm} > \delta_{eKy2} = 0,84 \text{ cm}$
- ✗ Le poids sismique trouvé : $W_{\text{système1}} = 38757,9 \text{ KN} \ll W_{\text{système2}} = 61817,76 \text{ KN}$
- ✗ L'effort tranchant : $V_{\text{dynamique et statique 1}} \ll V_{\text{dynamique et statique 2}}$
- ✗ La période $T_{\text{système1}} = 0,83 \text{ sec} \gg T_{\text{système2}} = 0,35 \text{ sec}$

7.2.4. Discussions

- ✗ La différence entre les résultats trouvés dans l'effort tranchant et le moment sismique est due au fait que le poids de la 2^{ème} structure est plus important que celui de la 1^{ère}.
- ✗ La rigidité de la structure a une influence importante sur les déplacements et les périodes
 - Rigidité $\uparrow \nearrow \Rightarrow$ les déplacements $\downarrow \searrow$ et la période $\downarrow \searrow$
- ✗ Le système 2 est considéré comme rigide (le déplacement est très faible au sommet avec une période courte) contrairement au 1^{er} qui est considéré comme ductile, les portiques (poteaux, poutres) permettent de se déformer.
- ✗ La capacité de se déformé: l'aptitude de la structure de se déplacer et de se déformé avant la rupture
- ✗ Le système 1 à une capacité importante de se déformé (présence de portiques)
 - \Rightarrow Système1 \Rightarrow Rupture ductile
- ✗ contrairement au système 2 (la capacité de se déformé \approx nulle: présence de voile)
 - \Rightarrow Système2 \Rightarrow rupture fragile
- ✗ La capacité de résistance: l'aptitude de la structure d'absorber l'action sismique durant un séisme
- ✗ Le système 2 à une capacité importante de résistance:
 - \Rightarrow Système2 \Rightarrow entièrement en voile: inertie et rigidité $\uparrow \nearrow$ capacité de résistance $\uparrow \nearrow$

7.3. Devis quantitatif approximatif des matériaux utilisés pour la superstructure

7.3.1. Béton

Système 1		Système 2	
Poutres	341,88	/	/
Poteaux	237,53	/	/
Voiles	186,66	Voiles	744.86
Dalle de compr	185.02	Dalle	647.58

Béton (m³)

	Poutres	Poteaux	Voiles	Dalles
Système 1	341.88	237.53	186.66	185.02
Système 2	0	0	744.86	647.58

7.3.2. Acier

Barre acier	Système 1			Système 2	
	Poids (Quintal)	Cout unitaire(DA)	Cout totale(DA)	Poids(Quintal)	Cout totale
Ø8	97	12500,00	1212500,0	50	625000,00
Ø10	58	7500,00	435000,00	9	67500,00
Ø12	112	7500,00	795000,00	42	315000,00
Ø14	254	7500,00	1905000,0	/	/
Ø16	96	7500,00	720000,00	/	/
Ø20	CHAP				
Treillis soudé Ø6	80 rouleaux Ø6	5200,00	416000,00	168 rouleaux Ø6	873600,00
Treillis soudé Ø8	/	8000,00	/	253 rouleaux Ø8	2024000,00
		Total	5483500,00	Total	3905100,00

7.3.1. Discussion et Interprétation

- ☒ Les aciers les plus utilisés dans le 1^{er} système sont les barres de haute adhérence (poteau, poutre, voile).
- ☒ Dans le 2^{ème} système, les treillis soudés sont les plus utilisés (dalles pleines, voiles)
- ☒ La quantité de béton (m³) de la super structure du 1^{er} système est de 30% par rapport au 2^{ème} système (⇒ ciment, gravier, sable).

7.4. Partie Infrastructure

	Système 1	Système 2
	Radier général nervuré	Radier général
Dalle radier	40	50
Ferraillage	Fil : T12 e=15cm ≡ 7T12 Chap : T12 e=30cm ≡ 4T12	Fil : T12 e=15cm ≡ 7T12 Chap : T14 e=15cm ≡ 7T14 T20 e=15cm ≡ 7T20
P.D.R	55*70	/
Ferraillage	Fil : 2*5T16 ; Chap : 5T20	/
Réalisation	Temps ↗ ; main d'œuvre ↗	Facile et rapide

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 le logiciel de calcul « ETABS ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'optimiser 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.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous 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.

Bibliographie

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003) ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 ;
- Règle BAEL91 ;
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2 ;
- Cours du béton armé 3^{ème} année et Master. (Université du Bejaia) ;
- Cours de DDS master I (Université du Bejaia) ;
- Mémoire de fin d'étude encadré par Mme BOUSSAA, juin 2016 ;
- Mémoire de fin d'étude encadré par M.OUARI, juin 2015;
- Mémoire de fin d'étude encadré par M.BOUROUBA, juin 2014 ;

Liste de figures

FIGURE 1. PLAN DE MASSE DU PROJET	3
FIGURE 2. PLAN R.D.C	4
FIGURE 3. PLAN ETAGE: 1 → 9.....	5
FIGURE 4 . PLAN ETAGE: S. SOL.....	6
FIGURE 5 : FAÇADE PRINCIPALE	7
FIGURE 6 : FAÇADE POSTERIEURE	8
FIGURE 7 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES EN PLAN ET EN ELEVATION.....	9
FIGURE 8 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES DU BETON.....	11
FIGURE 9 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES LIMITE DU BETON.	12
FIGURE 10 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER.	14
FIGURE 11 : SCHEMA REPRESENTATIF DE L'ACROTERE.....	16
FIGURE 12 : COUPE TRANSVERSALE SUR UN PLANCHER	17
FIGURE 13 : LA DISPOSITION DE POUTRELLE.....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE 14 : COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE ET ETAGE COURANT	18
FIGURE 15 : COUPE TRANSVERSALE D'UN MUR EXTERIEUR ET INTERIEUR.....	20
FIGURE 16 : SCHEMA REPRESENTATIF DE L'ESCALIER	20
FIGURE 17 : LA CAGE D'ASCENSEUR	22
FIGURE 18 : COUPES DES VOILES EN PLAN ET EN ELEVATION	23
FIGURE 19 : POTEAU LE PLUS SOLLICITE	24
FIGURE 20 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE	27
FIGURE 21 : SECTION DE L'ACROTERE A FERRAILLE	29
FIGURE 22 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	31
FIGURE 23 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE LA DALLE DE COMPRESSION	52
FIGURE 24 : SCHEMA STATIQUE	52
FIGURE 25 : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE BRISEE	54
FIGURE 26 : SOLLICITATIONS SUR LA POUTRE PALIERE.....	54
FIGURE 27 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE ET L'ESCALIER.....	56
FIGURE 28 : LIMITES DES DECROCHEMENTS EN PLAN.	59
FIGURE 29 : LIMITES DES DECROCHEMENTS EN ELEVATION	59
FIGURE 30 : SPECTRE DE REPONSE SISMIQUE DE CALCUL UTILISE SELON LE R.P. A99/2003.....	65
FIGURE 31 : DETERMINATIONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS PAR NIVEAU/XX.....	71
FIGURE 32 : DISPOSITION CONSTRUCTIVES POUR LES POUTRES SELON R.P. A99/03.....	85
FIGURE 33 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UNE POUTRE PRINCIPALE –LA PLUS SOLLICITEE-	86
FIGURE 34 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UNE POUTRE SECONDAIRE –LA PLUS SOLLICITEE-.....	87
FIGURE 35 : REPERAGE DES POTEAUX (VUE EN PLAN)	93
FIGURE 36 : FERRAILLAGE DES POTEAUX (COUPE VERTICALE)	100
FIGURE 37 : FERRAILLAGE DES POTEAUX (VUE EN PLAN)	101
FIGURE 38 : DIMENSIONNEMENT DES NŒUDS POTEAUX-POUTRES.....	102
FIGURE 39 : REPERAGE DES VOILES.....	105
FIGURE 40 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE VX3	115
FIGURE 41 : MODELE DE L'INFRASTRUCTURE	123
FIGURE 42 : VUE EN PLAN DU S. SOL	124
FIGURE 43 : RADIER GENERAL NERVURE	125
FIGURE 44 : VUE EN PLAN RADIER.....	127
FIGURE 45 : PERIMETRE UTILE DU POTEAU.....	130
FIGURE 46 : PANNEAUX DE DALLE DU RADIER (E = 45CM)	131
FIGURE 47 : LA POUTRE NERVURE DANS L'INFRASTRUCTURE.....	134

FIGURE 48 : TRANSMISSION DES CHARGES DES DALLES AUX NERVURES (POUTRE DE RIGIDITE).....	134
FIGURE 49: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES DE RIGIDITE –PRINCIPALE ET SECONDAIRE-.....	140
FIGURE 50 : PANNEAU DU VOILE PERIPHERIQUE LE PLUS SOLLICITE	141
FIGURE 51: REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE VOILE.	142
FIGURE 52 : SCHEMA DU VOILE PERIPHERIQUE.	144

Liste de Tableaux

TABLEAU 1 . USAGE DES NIVEAUX DU BLOC ETUDIE	4
TABLEAU 2 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BLOC ETUDIE.....	9
TABLEAU 3 : SITUATION DE SECURITE	11
TABLEAU 4 : LIMITE D'ELASTICITE f_e EN FONCTION DU TYPE D'ACIER	13
TABLEAU 5 : DETERMINATION DE LA LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION	18
TABLEAU 6 : CHARGE ET SURCHARGE DES PLANCHERS	18
TABLEAU 7 : CHARGE ET SURCHARGE MURS	20
TABLEAU 8 : CHARGE ET SURCHARGE ESCALIER (PAILLASSE ET PALIER).....	21
TABLEAU 9 : PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	22
TABLEAU 10 : LA DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE	25
TABLEAU 11 : DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	25
TABLEAU 12 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	27
TABLEAU 13 : SOLLICITATIONS DU CALCUL DE L'ACROTERE	28
TABLEAU 14 : LES TYPES DE POUTRELLES	32
TABLEAU 15 : COMBINAISONS D'ACTION	32
TABLEAU 16 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T1 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	35
TABLEAU 17 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T2 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	35
TABLEAU 18 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T3 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	36
TABLEAU 19 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T4 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	36
TABLEAU 20 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T5 DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	36
TABLEAU 21 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T1 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT.....	37
TABLEAU 22 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T2 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT.....	37
TABLEAU 23 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T3 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT.....	37
TABLEAU 24 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T4 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT.....	38
TABLEAU 25 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T5 DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT.....	38
TABLEAU 26 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T1 DANS LE PLANCHER R.D.C	38
TABLEAU 27 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T2 DANS LE PLANCHER R.D.C	38
TABLEAU 28 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T3 DANS LE PLANCHER R.D.C	39
TABLEAU 29 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T4 DANS LE PLANCHER R.D.C	39
TABLEAU 30 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRELLE T5 DANS LE PLANCHER R.D.C	39
TABLEAU 31 : SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES POUTRELLES	40
TABLEAU 32 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES DIFFERENTES POUTRELLES.....	49
TABLEAU 33 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE COMPRESSION DE BETON.	49
TABLEAU 34 : VERIFICATION DES ETATS LIMITENT DE DEFORMATION	50
TABLEAU 35 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	51
TABLEAU 36 : CHARGES ET SURCHARGE DES VOLEES D'ESCALIER- (KN, M).....	53
TABLEAU 37 : CHARGES ET SURCHARGE DES VOLEES D'ESCALIER- (KN, M).....	53
TABLEAU 38 : FERRAILLAGE DES VOLEE (01) ET (02) (KN, M).....	53
TABLEAU 39 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	54
TABLEAU 40 : CHARGES ET SURCHARGES SUR LA POUTRE PALIERE.....	54
TABLEAU 41 : SOLLICITATIONS DANS LA POUTRE PALIERE (KN,M).....	54
TABLEAU 42 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	55
TABLEAU 43 : VALEURS DE T_1 ET T_2	58
TABLEAU 44 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	62

TABLEAU 45 : DETERMINATION DE COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A.....	63
TABLEAU 46 : DETERMINATION DE FACTEUR DE QUALITE Q.....	63
TABLEAU 47 : DETERMINATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE « R ».....	63
TABLEAU 48 : DETERMINATION DE « β » SELON LE TABLEAU 4.5 (R.P.A99/2003)	64
TABLEAU 49 : DETERMINATION DU « ξ (%) » SELON LE TABLEAU 4.2 (R.P.A99/2003) :	64
TABLEAU 50 : LES MODES DE VIBRATION DE LA STRUCTURE	66
TABLEAU 51 : LES PERIODES DE VIBRATION	67
TABLEAU 52 : LES POIDS ET CENTRE DE GRAVITE DE LA STRUCTURE.....	67
TABLEAU 53 : DETERMINATION DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS PAR NIVEAU SUIVANT XX	68
TABLEAU 54 : DETERMINATION DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS PAR NIVEAU SUIVANT YY	69
TABLEAU 55 : DEPLACEMENT DE LA STRUCTURE PAR NIVEAU	70
TABLEAU 56 : EFFORT SISMIQUE A LA BASE.....	71
TABLEAU 57 : DETERMINATIONS DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE.....	73
TABLEAU 58 : EXCENTRICITE ACCIDENTELLE ET ADDITIONNELLE.....	73
TABLEAU 59 : VERIFICATION DE DEPLACEMENT INTER-ETAGES	74
TABLEAU 60 : VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ	75
TABLEAU 61 : LES SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES POUTRES	81
TABLEAU 62 : EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES	81
TABLEAU 63 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (ETAGE : 8).....	82
TABLEAU 64 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DANS LES POTEAUX	93
TABLEAU 65 : L'EFFORT NORMAL REDUIT DANS LES POTEAUX SOUS COMBINAISON SISMIQUE.....	94
TABLEAU 66 : DIAGRAMMES DES SOLLICITATIONS (N, M _{2,3}) DANS LES POTEAUX.....	95
TABLEAU 67 : DIAGRAMMES DES SOLLICITATIONS (N, M _{2,3}) DANS LES POTEAUX.....	96
TABLEAU 68 : DIAGRAMMES DES SOLLICITATIONS (V _{2,3}) DANS LES POTEAUX	96
TABLEAU 69 : SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES DANS LES POTEAUX	97
TABLEAU 70 : CALCUL DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL DANS LES POTEAUX	98
TABLEAU 71 : CALCUL DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL DANS LES POTEAUX	99
TABLEAU 72 : VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX	99
TABLEAU 73 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LES POTEAUX	99
TABLEAU 74 : LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX.....	103
TABLEAU 75 : VERIFICATION DE LA ZONE NODALE EN PLAN	103
TABLEAU 76 : SOLLICITATION SISMIQUE DANS LES VOILES.....	105
TABLEAU 77 : SOLLICITATION STATIQUE DANS LES VOILES.....	106
TABLEAU 78 : TYPE DE FONDATION A DOPTE.....	124
TABLEAU 79 : LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	127
TABLEAU 80 : RESULTANTE DES FORCES (N, M1, M2, V) PAR RAPPORT AU CENTRE DE GRAVITE.....	128
TABLEAU 81 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL SOUS LES CHARGES VERTICALES.....	128
TABLEAU 82 : VERIFICATION AU SOULEVEMENT.....	129
TABLEAU 83 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT	129
TABLEAU 84 : LES SECTIONS D'ACIER DANS LE SENS XX ET YY	132
TABLEAU 85 : LA VERIFICATION DES CONTRAINTES	132
TABLEAU 86 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE POUR LA POUTRE LA PLUS SOLLICITEE.....	138
TABLEAU 87 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	138
TABLEAU 88 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	138
TABLEAU 89 : LES SECTIONS D'ARMATURES POUR LE VOILE PERIPHERIQUE	143
TABLEAU 90 : VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LE VOILE PERIPHERIQUE	143