

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHES CIENTIFIQUE**

UNIVERSITE DE BLIDA 01

Faculté de technologie

Département de génie civil



MEMOIREDEFIND'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option :Structure

THEME:

**Etude d'une résidence multi usage en RDC
+10+Attique + 3 sous-sol en béton armé**

Réalisé par : **BOUHAFS NABILA
MERANNILA BOUCHRA**

Encadré par :

Dr. TAFRAOUT SALIM

Blida, Juillet2023

ملخص

أصبح البناء في المناطق الزلزالية هو الهدف الرئيسي لمصممي البناء، لأن عمليات التحقيق بعد الزلازل السابقة أظهرت أن جميع انهيارات الهياكل تقريباً ناتجة بشكل أساسي عن عدم الامتثال للمعايير والأنظمة المضادة للزلازل وهذا سواء من حيث التصميم أو الحساب أو أحكام البناء أو البناء ضد هذا النوع من الإجهاد. لذلك، بما أن مشروعنا يقع في مدينة البليدة، المصنفة حسب قواعد البنائيات المضادة للزلازل الجزائري RPA99 الإصدار 2003 في منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة)، فإننا نقدم في هذه الأطروحة الدراسة الإنشائية المضادة للزلازل لبرج خرساني مسلح مكون من ثلاثة أقبية وطابق أرضي و10 طوابق مع سقف لا يمكن الوصول إليه. يتم ضمان دعامة الهيكل من خلال نواة خرسانية مسلحة وأشرفة على الأطراف وكذلك البوابات. تم تطوير النماذج الرقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETABS من أجل الحصول على التصميم الذي يفي بكل من معايير الاستقرار العام للهيكل ومقاومة العناصر الهيكلية، مع الحفاظ على الجانب المعماري للمشروع. يتم حساب والتحقق من العناصر الهيكلية وأقسام التعزيز وما إلى ذلك بشكل أساسي وفقاً للقواعد المعمول بها في الجزائر (CBA93 / BAEL)، وذلك بالاعتماد على القوى المسجلة في النماذج العددية.

الكلمات الدالة:

التصميم الزلزالي، برج الخرسانة المسلحة، النمذجة الرقمية ثلاثية الأبعاد، لوائح الزلازل الجزائرية RPA99 الإصدار 2003 / BAEL / CBA93

Résumé

Construire parasismique dans les zones sismiques est devenu l'objectif principal par les concepteurs des constructions, car l'investigation post-sismique des séismes précédents a montré que la quasi-totalité des effondrements des ouvrages sont principalement provoqués par le non-respect des normes et des codes du parasismiques et ce, qu'il soit en termes de conception, de calcul, de dispositions constructives, ou de construction contre ce type de sollicitation. Par conséquent, vu que notre projet est situé à Blida, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) en zone de forte séismicité (zone III), nous exposons dans ce mémoire l'étude structurale parasismique d'une tour en béton armé, composée de trois sous-sols, un Rez-de-chaussée et 10 étages avec une toiture inaccessible. Le contreventement de la structure est assuré par un noyau en béton armé, des voiles en périphérie ainsi que les portiques. Des modèles numériques 3D ont été élaborées en utilisant le logiciel ETABS afin d'obtenir la conception qui satisfait à la fois les critères de

stabilité globale de la structure et la résistance des éléments structuraux, tout en conservant l'aspect architecturale du projet. Le calcul et vérification des éléments structuraux, les sections d'armatures, etc... sont principalement faits conformément aux règles en vigueur en Algérie (CCM97/CBA93/ BAEL), en se basant sur les efforts enregistrés dans les modèles numériques.

Mots clés :

Conception parasismique, Tour en béton armé, Modélisation numérique 3D, Règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003), CBA93 /BAEL.

Abstract

Build against earthquake in seismic zones has become the main objective of construction designers, where the post-seismic investigation of previous earthquakes has shown that almost all the collapses of structures are mainly caused by non-compliance with standards and seismic codes, whether in terms of design, calculation, construction provisions, or construction against this type of actions. Therefore, because that our project is located in Blida, classified by the Algerian earthquake design code (RPA 99 version 2003) in a zone of high seismicity (zone III), we present in this thesis the structural earthquake resistant design study of a reinforced concrete tower, composed of three basements, a ground floor and 10 floors with an inaccessible roof. The bracing of the structure is ensured by a reinforced concrete core, shear walls on the periphery as well as the gentries. 3D digital models were developed using the ETABS software in order to obtain the design that satisfies both the criteria of overall stability of the structure and the resistance of the structural elements, while maintaining the architectural aspect of the project. The calculation and verification of structural members, reinforcement sections, etc... are mainly done in accordance within the actual rules in Algeria (CCM97/CBA93/BAEL), based on the inner efforts recorded by the numerical models.

Key words:

Seismic design, reinforced concrete tower, 3D numerical model, Algerian earthquake design code (RPA99 modified 2003), CBA93 /BAEL.

Remerciements

*Toute d'abord, nous remercions le bon dieu tout puissant sur la force et le courage la volonté et la patience pour aboutir à ce travail de fin d'étude.
Mercis à nos parents, frère et sœurs de nous avoir soutenus pendant notre cursus universitaire.*

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Dr. TAFRAOUT SALIM pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leur grande générosité lors de l'élaboration de ce projet.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à toutes et à tous

Dédicace

Ce qui reste à la fin d'un long voyage qui aboutit à un but ce n'est pas le gout amer des épreuves traversées mais la satisfaction que procure le sentiment de réussite, de l'accomplissement de l'objectif qui était de réaliser ce modeste

travail que je dédie

A Ma chère mère, mon cher père, sans eux,

Je n'aurais pas abouti à ce stade d'études, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler, que Dieu les garde en bonne santé.

A mes chères sœurs.

A toute ma famille.

A tous les enseignants du département de génie civil de Blida.

A tous mes amies, en particulier ma binôme Merannila bouchra,

Saidoun Asma.

A toute la promotion 202 3

A toute personne qui m'a soutenu.

Bouhafs Nabila

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail : Au meilleur des pères

A ma très chère maman

Qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très cher frère.

A ma sœur et ses enfants que j'adore.

A mon cher mari, pour la patience et le soutien dont il a fait preuve pendant toute la durée de ce travail et à qui je voudrais exprimer mes affections et mes gratitude.

A mon binôme NABILA celui avec qui le travail a été agréable durant toute l'année !

Mon encadreur bien sûr : " Ms S. TAFRAOUT" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

Meranilla bouchra

Liste Des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

C_d : Coefficient dynamique.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

C_p : Coefficient de pression nette.

q_{dyn} : Pression dynamique.

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence.

q_j : Pression dû au vent.

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_r : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

S_r : Degré de saturation.

γ_d : Poids volumique sèche.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

W_{sat} : Teneur en eau saturé.

W_L : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

S_c : Tassement œnométrique.

S_c^T : Tassement total.

S_c^{adm} : Tassement admissible.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

LISTE DE FIGURE

Figure I 1 : Localisation de l'ouvrage.	4
Figure I 2: Coupe longitudinale.	5
Figure I 3: Coupe transversale.	5
Figure I 4 Plancher à corps creux	7
Figure I 5: le type d'escaliers droit.	7
Figure I 6: le type d'escaliers balancé.	8
Figure I 7: le type d'escaliers mécanique.	8
Figure I 8: Brique creuse.	9
Figure I 9: Schéma d'acrotère.	9
Figure I 12: dalles en porte-à-faux.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I 13 : dalles cantilever renforcées.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I 14: la résistance en fonction de l'âge du béton.	11
Figure I 15: Diagramme parabole rectangle Contraintes -Déformations du béton.	12
Figure I 16 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.	13
Figure II 1: Dalle en corps creux	18
Figure II 2: le panneau le plus sollicité.	19
Figure II 3: coupe de voile en élévation.	21
Figure II 4: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	23
Figure II 5. Les trois types de poteau.	29
Figure II 6. Poteaux centraux.	32
Figure II 7.poteaux d'angle.	35
Figure II 8: poteaux d'angle.	38
Figure III 1: Dimensions de l'acrotère.	44
Figure III 2: schéma statique.	45
Figure III 3: Diagrammes des efforts à L'ELU.	46
Figure III 4: Section de calcul de l'acrotère.	47
Figure III 5: distance de l'axe neutre.	48
Figure III 6: Schema de ferrailage de l'acrotère.	50
Figure III 7 l'escalier balance.	51
Figure.III.9 : Chargement d'escalier	57
Figure.III.10 : Schema de ferailage d'escaliers	63
Figure III 8: Coupe du plancher en corps creux.	64
Figure III 9:Dimensions De La Poutrelle.	65
Figure.III.13:Disposition constructive des armatures des poutrelles.	79
Figure.III.14 : disposition constructive des armatures de la table de compression.	80
Figure.III .15 : Disposition constructive des armatures du balcon.	84
Figure III 10: Schéma statique et concept d'ascenseur.	85
Figure III 11: Evaluation des charges appliquées à la dalle.	87
Figure III 12: Disposition constructive des armatures des dalles machine.	90
Figure IV 1Spectre de réponse.	100
Figure IV 2:vue en 3d variante 1.	101
Figure IV 3. Modèle variante 1(de 1er jusqu'à 10ème étage + Attique.	102
Figure IV 4. mode de vibration vue en plan et Vue 3D(variante 1).	104

Figure IV 5:vue en 3d variante 2.....	106
Figure IV6 : Modèle variante 2 (de 1er jusqu'à 10ème étage + Attique).	107
Figure IV 7:mode de vibration vue en plan et Vue 3D(variante 2).	109
Figure IV 8:3D modèle finale.....	113
Figure V 1Ferrailage des poteaux.	145
Figure V 2	160
Figure V 3Arrêt des barres.	160
Figure V.8. Plan de repérage des voiles.	170
Figure : VI.1 REACTIONS A L'ELS (Moitié du bloc).....	179
FIGURE :VI.2. REACTIONS A L'ELU (moitié du bloc)	180
Figure VI.3 : Semelle isolée sous poteau	181
FIGURE : VI.4.Cotation des travées	182
Figure VI.5. : Semelles filantes sous poteaux	183
Figure VI.6. : Radier général nervuré	184
Figure VI.5 : Schéma du radier	192
Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier sens	194
Figure VI.8 : Ferrailage des nervures	195

LISTE DE TABLEAU

Tableau I 1: les caractéristiques géométriques.	6
Tableau II 1: les dimensions de Plancher à corps creux.	20
Tableau II 2: dimensionnement des voiles.	22
Tableau II 3: charge permanente du Terrasse inaccessible en corps creux.	22
Tableau II 4 Tableau II.4 : charge permanente du Terrasse accessible en dalle pleine. ..	23
Tableau II 5: charge permanente du Terrasse inaccessible en dalle pleine.	23
Tableau II 6: charge permanente de l'étage courant en corps creux plancher.	24
Tableau II 7: charge permanent de l'étage courant en Plancher a dalle pleine.	24
Tableau II 8 : charge permanente du sous-sol.	25
Tableau II 9: charge permanent de balcon.	25
Tableau II.10 : charge parmanent de mue extérieurs.	26
Tableau II 11: dimensionnement de la surface de chaque poteau.	29
Tableau II 12: les charge d'exploitation.	30
Tableau II 13: Poids revenant au poteaux centré.	34
Tableau II 14: Poids revenant aux poteaux d'angle.	37
Tableau II 15: Poids revenant aux poteaux de rive.	40
Tableau II 16: Dimensions des éléments porteurs.	42
Tableau III 1: combinaison des charges.	46
Tableau III 2: Nombre de contre marches.	53
Tableau III 3: L'épaisseur de la paillasse.	53
Tableau III 4: Angle d'inclinaison de la paillasse.	53
Tableau III 5: Charges Permanentes de 1er sous-sol.	54
Tableau III 6: Charges Permanentes de 2eme et 3eme sous-sol	55
Tableau III 7: Charges Permanentes de RDC, 1er et 2eme étage.	55
Tableau III 8: Charges Permanentes de 3eme a 10eme étage attique :	56
Tableau III 9: Charge à l'ELU et l'ELS.	57
Tableau.III.10 : calcul des armatures de l'escalier	58
Tableau III 10: Choix des armatures de l'escalier.	59
Tableau III 11: Vérification à l'ELS.	61
Tableau III 12: Vérification de la flèche de l'escalier.	62
Tableau III 13: Les résultats de Calcul de la flèche.	63
Tableau III 14: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	69
Tableau III 15: Sollicitation dans les poutrelles de type 1.	69
Tableau III 16: récapitulative des efforts a ELU	70
Tableau III 17: récapitulatif des efforts a ELS.	71
Tableau III 18: Sollicitations à l'ELU et L'ELS des poutrelles.	72
Tableau III 19:: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	73
Tableau.III.21: récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	73
Tableau III 20: récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	76
Tableau III 21: vérification la flèche.	78
Tableau III 22: vérification de la flèche	79
Tableau III 23: Les schéma de ferrailage des poutrelles.	79

Tableau III 24: combinaison des charges.	82
Tableau III 25: Les efforts internes.	82
Tableau III 26: Ferrailage du balcon.	83
Tableau III 2729 : Vérification des contraintes du balcon.	84
Tableau III 28: combinaison des charges.	86
Tableau III 29:Les sollicitations à l'ELU.	87
Tableau III 30: calcul des Moments en travées et aux appuis à l'ELU.	87
Tableau III 3133 : ferrailage de la dalle locale des machines.	88
Tableau III 32:Les sollicitations a l'ELS.	89
Tableau III 33: calcul des Moments entravées et aux appuis à l'ELS.	89
Tableau III 34: Résultats de calcul des contraintes dans la dalle locale machine.	89
Tableau IV 2:Période et facteurs de participation massique du modèle.	104
Tableau IV 3:Période et facteurs de participation massique du modèle.	109
Tableau IV 4Vérification des déplacements selon x-x et selon y-y.	111
Tableau IV 5:Vérification de l'effort normal pour les poteaux.	112
Tableau IV : 6nouvelle section des poteaux	114
Tableau IV.7.Période et facteurs de participation massique du modèle.	114
Tableau IV 8Vérification des déplacements selon x-x et selon y-y.	117
Tableau IV 9:Vérification de l'effort normal pour les poteaux.	118
Tableau IV 10:Vérification Les effets P-Δ.	119
Tableau V 1: Contraintes du béton et de l'acier.	123
Tableau V 2: Ferrailages des poteaux (N_{max}^+, M^{corr}).	125
Tableau V 3:Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{Y^{max}}, N^{corr}$).	125
Tableau V 4:Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{Y^{max}}, N^{corr}$).	126
Tableau V 5Ferrailages des poteaux(N_{max}^+, M^{corr}).	126
Tableau V 6Ferrailages des poteaux (N_{max}^-, M^{corr}).	127
Tableau V 7Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{Y^{max}}, N^{corr}$).	128
Tableau V 8Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{Z^{max}}, N^{corr}$).	128
Tableau V 9Ferrailages des poteaux (N_{max}^+, M^{corr}).	129
Tableau V 10Ferrailages des poteaux (N_{max}^-, M^{corr}).	130
Tableau V 11Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{Y^{max}}, N^{corr}$).	131
Tableau V 12 :Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{Z^{max}}, N^{corr}$).	132
Tableau V 13: les vérifications de RPA et BAEL.	133
Tableau V 14Choix des armatures des poteaux.	133
Tableau V 15Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{sermax}, M_{sercorr}$).	134
Tableau V.17. Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser/y}^{min}, N_{ser}^{corr}$).	135
Tableau V 16: Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser/zmin}, N_{sercorr}$).	136
Tableau V 17Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	138
Tableau V 18Espacements maximales selon RPA99 version 2003.	140
Tableau V 19Choix des armatures transversales pour les poteaux.	140
Tableau V 20Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.	142
Tableau V 21 :Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).	147
Tableau V 22Ferrailage des poutres principales avec voile (Situation durable).	147
Tableau V 23Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).	148

<u>Tableau V 24</u>	<u>Ferraillage des poutres principales sans voile (situation accidentelle).</u>	<u>148</u>
<u>Tableau V 25</u>	<u>Ferraillage des poutres principales avec voile (situation accidentelle). ...</u>	<u>148</u>
<u>Tableau V 26</u>	<u>Ferraillage des poutres principales sans voile (Situation durable).</u>	<u>149</u>
<u>Tableau V 27</u>	<u>Ferraillage des poutres principales sans voile (Situation durable).</u>	<u>149</u>
<u>Tableau V 28</u>	<u>Ferraillage des poutres principales avec voile (Situation durable).</u>	<u>149</u>
<u>Tableau V 29</u>	<u>Ferraillage des poutres principales sans voile (Situation durable).</u>	<u>150</u>
<u>Tableau V 30</u>	<u>Ferraillage des poutres secondaires sans voile (Situation durable).....</u>	<u>150</u>
<u>Tableau V 31</u>	<u>Ferraillage des poutres secondaires avec voile (Situation durable).</u>	<u>150</u>
<u>Tableau V 32</u>	<u>Ferraillage des poutres secondaires sans voile (situation accidentelle)....</u>	<u>151</u>
<u>Tableau V 33</u>	<u>Ferraillage des poutres secondaires avec voile (situation accidentelle). .</u>	<u>151</u>
<u>Tableau V 34</u>	<u>Ferraillage des poutres secondaires sans voile (Situation durable).....</u>	<u>151</u>
<u>Tableau V 35</u>	<u>Ferraillage des poutres secondaires avec voile (Situation durable).</u>	<u>152</u>
<u>Tableau V 36</u>	<u>Choix des armatures pour les poutres principales sans voile.</u>	<u>152</u>
<u>Tableau V 37</u>	<u>Choix des armatures pour les poutres principales avec voile.</u>	<u>152</u>
<u>Tableau V 38</u>	<u>Choix des armatures pour les poutres principales sans voile.</u>	<u>153</u>
<u>Tableau V 39</u>	<u>Choix des armatures pour les poutres secondaires sans voile</u>	<u>153</u>
<u>Tableau V 40.</u>	<u>Choix des armatures pour les poutres secondaires avec voile</u>	<u>153</u>
<u>Tableau V 41</u>	<u>Vérification de la condition de non fragilité la poutre principale</u>	<u>154</u>
<u>Tableau V 42</u>	<u>Vérification de la condition de non fragilité la poutre secondaire</u>	<u>154</u>
<u>Tableau V 43</u>	<u>Vérification des poutres principales sans voile à l'ELS.</u>	<u>155</u>
<u>Tableau V 44</u>	<u>Vérification des poutres principales avec voile à l'ELS.</u>	<u>156</u>
<u>Tableau V 45</u>	<u>Vérification des poutres principales sans voile à l'ELS.</u>	<u>156</u>
<u>Tableau V 46</u>	<u>Vérification des poutres secondaires sans voile à l'ELS.....</u>	<u>156</u>
<u>Tableau V 47</u>	<u>Vérification des poutres secondaires avec voile à l'ELS.</u>	<u>157</u>
<u>Tableau V 48</u>	<u>Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile</u>	<u>157</u>
<u>Tableau V 49</u>	<u>Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse avec voile</u>	<u>158</u>
<u>Tableau V 50</u>	<u>Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile de travée L=2,7 m</u>	<u>158</u>
<u>Tableau V 51</u>	<u>Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile</u>	<u>158</u>
<u>Tableau V 52</u>	<u>Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres non porteur avec voile.....</u>	<u>158</u>
<u>Tableau V 53</u>	<u>Calcul des armatures transversales.....</u>	<u>159</u>
<u>Tableau V 54</u>	<u>récapitulatif du calcul de la flèche.....</u>	<u>161</u>
<u>Tableau V.39.</u>	<u>Calcul des armatures du voile V1 L= 5.35m</u>	<u>172</u>
<u>Tableau VI.6 :</u>	<u>Contrainte sous le radier à l'ELU.....</u>	<u>190</u>
<u>Tableau VI.7 :</u>	<u>Contrainte sous le radier à l'ELS</u>	<u>190</u>
<u>Tableau VII.8 :</u>	<u>Calcul des moments à l'ELU</u>	<u>192</u>
<u>Tableau VII.9 :</u>	<u>Calcul des moments à l'ELS</u>	<u>192</u>
<u>Tableau VI.10 :</u>	<u>Ferraillage des panneaux du radier</u>	<u>193</u>
<u>Tableau VI.11 :</u>	<u>Vérification des contraintes à l'ELS.....</u>	<u>193</u>
<u>Tableau VI-12</u>	<u>EFFORTS AU NIVEAU DES NERVURES.....</u>	<u>194</u>

SOMMAIRE

<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	17
<u>Chapitre I :</u>	3
<u>Présentation de l'ouvrage</u>	3
I.1. Introduction	4
I.2. La zone d'implantation.....	4
I.3. Description architecturale de l'ouvrage.....	5
I.4. Présentation de l'ouvrage	5
I.5. Les caractéristiques géométriques	6
I.6. Les Caractéristiques des matériaux :	9
Conclusion :	16
<u>Chapitre II :</u>	17
<u>Prédimensionnement</u>	17
Introduction.....	18
II.2. Pré dimensionnement des planchers :	18
II.3. Pré dimensionnement des voiles :	21
II.4. Evaluation des charges [DTR BC.2.32, 92]	22
II.5. Pré dimensionnement des Portiques.....	27
II.6. Les poteaux :	28
II.7. Conclusion :	42
<u>CHAPITRE III :</u>	43
<u>Calcul Des éléments Secondaire</u>	43
III.1. Introduction :.....	44
III.2. Acrotère :	44
III.4. Etude des planchers :	64
III.5. Etude des dalles pleines :	81
III.6. Etude de l'ascenseur	85
<u>CHAPITRE IV :</u>	91
<u>ETUDE DYNAMIQUE</u>	91
IV.1. Introduction:	92
IV.2. Description du logiciel ETABS:.....	92
IV.3. Étude sismique :	92
IV.4. Les étapes de modélisation :	93
IV.5. Terminologie :	93
IV.6. Modélisation des éléments structuraux :	93
IV.7. Considération de la masse :	94
V.9. Méthode statique équivalente :	94
Conclusion	120
<u>CHAPITRE V :</u>	121
<u>FERRAILLAGE DES ELEMENTS Structuraux</u>	121
V.1. Introduction :.....	122
V.2. Ferrailage des poteaux	122
V.3. Schème de ferrailage des poteaux :	143
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :	146
V.3. Ferrailage des voiles :	167
Schéma FERRAILLAGE DES VOILES.....	175
<u>CHAPITRE VI:</u>	177
<u>Calcul l'infrastructure</u>	177

VII.1 Introduction :	178
VI.2 Fonctions assurées par les fondations :	178
VI.3 Choix de type de fondations :	178
VI.4 Calcul des fondations :	179
Conclusion générale	196
Les plans	203

***INTRODUCTION
GENERALE***

Introduction Générale

L'industrie de construction a connu un développement et une remarquable progression, en passant des petites maisons rudimentaires aux grandes tours et ouvrages d'art. Elle se caractérise de jour en jour par les défis portés par les concepts architecturaux les plus complexes, avec beaucoup des formes géométriques irrégulières et des grandeurs très importantes en plan et en élévation, ce qui a poussé les ingénieurs concepteurs de faire appel à des techniques de construction très efficaces, surtout quand le projet se situe dans une zone de forte sismicité.

Dans le but d'approfondir nos connaissances dans le domaine de conception et de calcul des structures et apprendre à exploiter les données d'un projet de bâtiment, tout en récapitulant l'essentiel de ce qu'on a appris lors de notre cursus de formation universitaire, nous présentons dans ce mémoire une étude structurale d'une tour à multi usage en rez-de-chaussée avec 10 étages et trois sous-sols (RDC+10+ 3 S-SOL), la terrasse est une toiture inaccessible. Le projet implanté à la ville de Blida, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Pour cela, nous allons essayer de proposer une conception structurale efficace, de manière à faire face au phénomène sismique, en considérant à la fois les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité de l'ouvrage.

Lors de l'analyse et le dimensionnement des éléments de la structure, l'ingénieur doit respecter et utiliser les règlements de la conception et la construction en vigueur en Algérie afin d'assurer une structure ductile et efficace sur le plan structural, architectural, économique, etc... le bon fonctionnement de l'ouvrage, le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Les principaux règlements utilisés sont :

- Le règlement parasismique Algériens (RPA99 V 2003) ;
- Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR-BC-2.41, CBA93) ;

Ainsi que d'autres documents techniques y afférant.

Le présent mémoire est constitué principalement de cinq chapitres et une conclusion générale, structurés comme suit :

Introduction Générale

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, une fois que la modélisation est élaborée, la structure est soumise à une analyse modale-spectrale en utilisant au spectre défini par le RPA99 version 2003
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une Résidence (R+10 étage à usage d'habitation). Ce dernier est constitué d'une structure en béton armé. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.2. La zone d'implantation

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude « **INGENIUM CONSULTANCY** » dans un cadre pédagogique. Il sera implanté dans la ville de Blida, situé dans **LA RUE 02, AVENUE EL CHAHID GACEM MOUHAMED**. La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs : **BLOC A** (hôtel et malle R+10 + attique + 3 sous-sols), **BLOC C** et **BLOC D** (résidence R+10 + attique + 3 sous-sols)



Figure I 1 : Localisation de l'ouvrage.

I.3. Description architecturale de l'ouvrage

La parla est un projet dans la wilaya de Blida consistant en un hôtel contenant 80 chambres et résidence R+10 contenant 267 appartements plus un étage attique et un mall. Pour les aires de stationnements on a conçu 3 niveaux de sous-sols avec plus de 940 places de parking. Il existe 3 niveaux de podium, le volume podium est coroner par une esplanade qui elle-même constitue la base du bâtiment d'hôtel et des 4 autres bâtiments résidentiels, ainsi, avec des balades extérieures, jardins, et aires de jeux pour enfant et exercices pour jeunes et adultes, l'esplanade joue le rôle d'un rez-de-chaussée en suréléver, les fonctions crèche et salles de sports sont accessible uniquement au résidents à travers l'esplanade, les bâtiments résidentiels sont accessible à travers une route de desserte secondaire dédié exclusivement aux résidents.



Figure I 2: Coupe longitudinale.

I.4. Présentation de l'ouvrage

Le présent travail a pour but d'étudier d'une résidence comportant un rez-de-chaussée et 10 étages plus attique reposant sur une infrastructure avec 3 sous-sols, qui est situé sur l'un des plus grands et plus larges boulevards de la ville de Blida. Nous sommes chargés d'étudier un bloc b/c de résidence en béton armé composé :

- 1^{er} sous-sol utilisé comme : parking de malle.
- 2^{eme} et 3^{eme} sous-sol utilisés comme : parking résident.
- Un rez-de-chaussée et 1^{er} étage : usage commercial.



Figure I 3: Coupe transversale.

- Niveau 2^{ème} à 10^{ème} étages plus attique : usage habitation.

La configuration du bâtiment présente une (irrégularité) en plan et en élévation. D'après classification des RPA version 2003 :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée comme zone de forte sismicité (zone III), dans le groupe d'usage 2, le site est considéré comme meuble (S3).

I.5. Les caractéristiques géométriques

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

Tableau I 1: les caractéristiques géométriques.

Hauteur totale du résidence	42,12m
Hauteur du 1 ^{er} sous-sol	3,60m
Hauteur du 2 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	3,06m
Hauteur du RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	4,32m
Hauteur du 3 ^{ème} à 10 ^{ème} étages plus attique	3,24m
Longueur totale	84,24m
Largeur totale	56,4m

I.5.1. Les planchers :

Les planchers ce sont généralement des aires planes destinées à séparer les différents niveaux du bâtiment, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Dans notre projet on trouve des planchers à dalles pleine pour (les balcons et les sous-sols) et des planchers à corps creux.

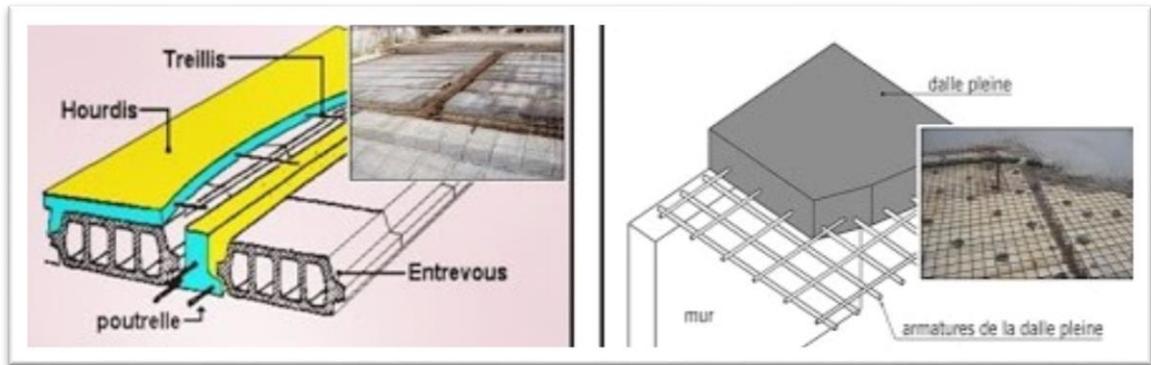


Figure I 4 Plancher à corps creux.

Figure (I.3) : dalle pleine.

I.5.2. Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. En outre, les escaliers jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur tel que le nôtre. Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

Par conséquent, notre bâtiment va comporter :

- Des escaliers droits
- Des escaliers balancés.
- Des escaliers mécaniques.

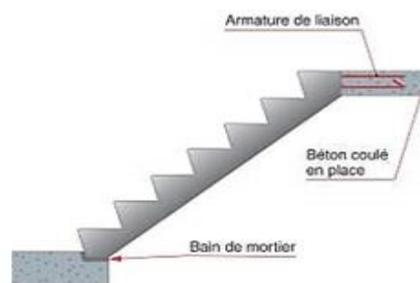


Figure I 5: le type d'escaliers droit.



Figure I 6: le type d'escaliers balancés.



Figure I 7: le type d'escaliers mécanique.

I.5.3. Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.5.4. Les maçonneries :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

Dans notre projet on a :

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

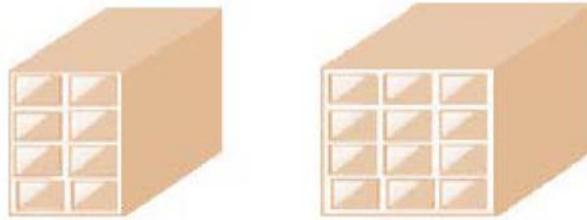


Figure I 8: Brique creuse.

I.5.5. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture, sa hauteur est de 80cm.

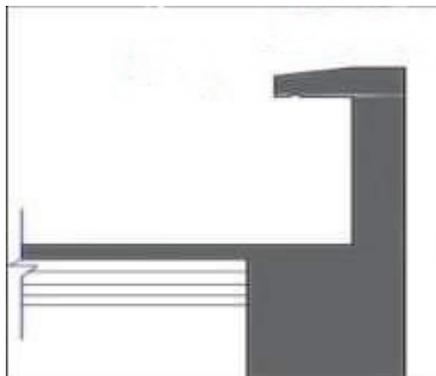


Figure I 9: Schéma d'acrotère.

I.5.6. L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à déplacer les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Notre structure est de type poteau-poutre contreventé par un noyau central en béton armé.

I.6. Les Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction. Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

I.6.1. Béton :**I.6.1.1. Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Un entretien facile
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes

I.6.1.2. Les constituants du béton :**➤ Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

➤ **L'eau :**

C'est l'eau de gâchage.

I.6.1.3. Résistance du béton :

➤ **Résistance mécanique à la compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre

16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. [RPA 99 article 7 .2.1 Page 46]

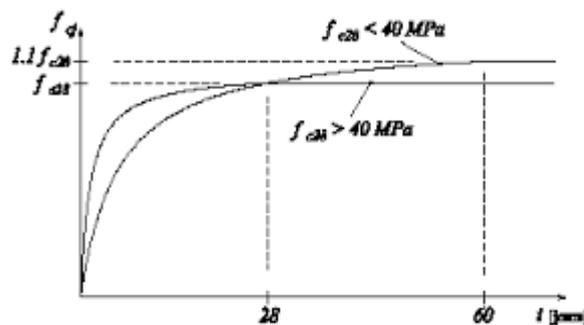


Figure I 10: la résistance en fonction de l'âge du béton.

On peut admettre en première approximation que pour $j \leq 28$ jours la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$F_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

BAEL 91 Art (A.2.1.11)

$$F_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Avec :

F_{cj} : Résistance du béton à l'âge j .

J : l'âge en jours.

- Pour : $J \leq 60$ jours on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

- Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 30\text{Mpa}$

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée(f_{tj}), est conventionnellement

Définie par les relations :

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

BAEL 91 Art (A.2.1.1.2)

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

- Pour notre cas : $f_{c28} = 30\text{Mpa}$ donc : $f_{t28} = 2,4\text{Mpa}$

I.6.1.4. Contrainte limite :

➤ **État limite ultime (ELU) :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$- \epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

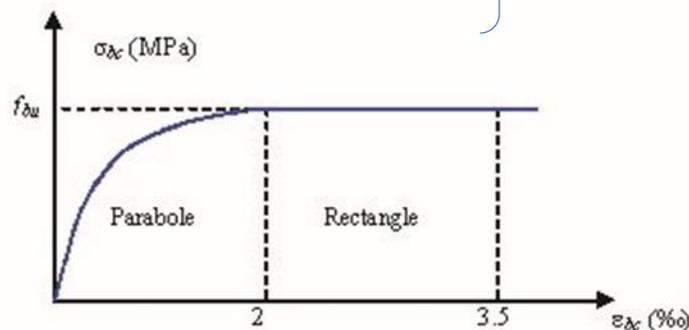


Figure I 11: Diagramme parabole rectangle Contraintes -Déformations du béton.

La contrainte limite de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable.} \\ 1,25 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

Donc : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton a la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

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.

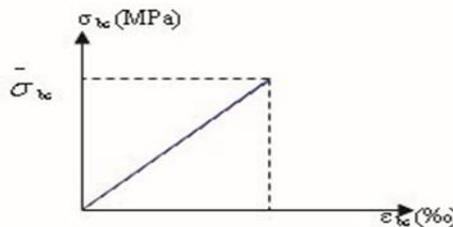


Figure I 12 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

I.6.2. Acier :

I.6.2.1. Définition :

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et

éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

I.6.2.2. Différents types d'aciers :

On utilisera trois types d'armatures :

- Hautes adhérences de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structures).
- Treillis soudés de nuance Fe500 (dans la dalle de compression des poutrelles).
- Ronds lisses de nuance Fe235 (les armatures transversales des poutrelles).

I.8.2.3. Contrainte limite :

➤ État limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \dots \dots \dots \text{cas général} \\ 1 \dots \dots \dots \text{cas accidentel} \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Tel que :}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité.

➤ Etat limite de service (ELS) :

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

- Cas 1 : fissuration peu préjudiciable : pas de vérification

$$\sigma_s = f_e (\text{Mpa})$$

- Cas2 : fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta + f_j} \text{ (Mpa)}$$

- Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta + f_j} \text{ (Mpa)}$$

Avec :

f_j : Résistance à la traction du béton à l'âge de « j » jours.

η : Coefficient de fissuration :

$h = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés

$h = 1.6$ pour les hautes adhérences

I.6.2.4. Actions et sollicitations**I.6.2.4.1. Actions**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles **proviennent donc :**

✓ **Actions permanentes(G) :**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides

✓ **Les actions variables (Qi)**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

✓ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent

I.6.2.4.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

- ✓ Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$

Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des réglés en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution. Donc On a opté pour un béton de résistance de 30 MPa, car ce choix est plus économique les sections du béton seront réduites. On a choisi de travailler avec l'acier de nuance 500 MPa au lieu de 400 MPa car ce dernier n'est plus disponible dans le marcher depuis des années.

Chapitre II : *Prédimensionnement*

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.
- Plancher a dalle pleine pour les parkings.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de cors creux (hourdis) et de dalle de compression.

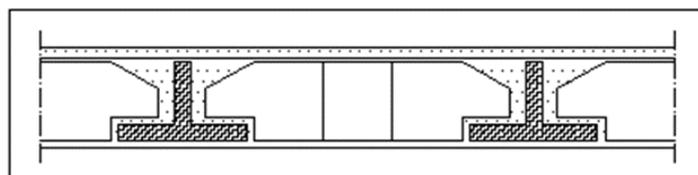


Figure II 1: Dalle en corps creux .

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93.

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens de disposition des poutrelles.

Dans notre projet le panneau les plus défavorables c'est :

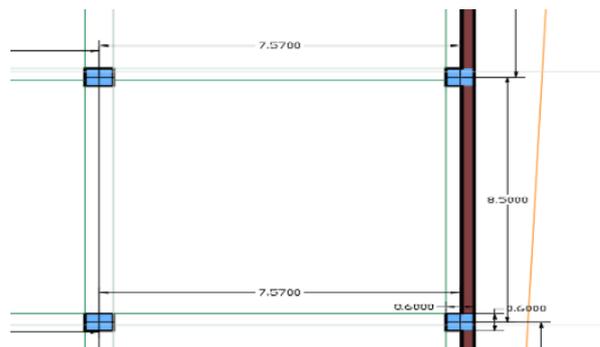


Figure II 2: le panneau le plus sollicité.

L'entre axe verticale est de : 8,50 m

L'entre axe horizontale est de : 6,3 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **Horizontale** .

On aura alors :

h_t : La hauteur du plancher

On choisit : $h_t = 25\text{cm}$ on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20 + 5) tel que :

d = 20 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis)).

e = 5 (épaisseur de la table de compression).

Tableau II 1: les dimensions de Plancher à corps creux.

Elément	Planchers à corps creux
Longueur	$L = 6,3 - 0,60 = 5,7 \text{ m}$
Pré dimensionnement	$22,8 \leq h_t \leq 28,5$ $h_t = 25 \text{ cm}$
Type choisi	(20 + 5) cm

II.2.2. Dalle pleine :

➤ **Critère de résistance au feu :**

- $e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour 02 heures de coupe-feu.
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Donc : $e = 11 \text{ cm}$

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➤ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

les dalles reposent sur (3 et 4) appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 7,57 \text{ m} = 757 \text{ cm}$$

$$\frac{757}{50} \leq e \leq \frac{757}{40} \implies 15,14 \text{ cm} \leq e \leq 18,925 \text{ cm} \implies \text{donc on prend } e = 18 \text{ cm}$$

$$e_p (\text{ dalle pleine}) = \text{Max}(11 \text{ cm}, 13 \text{ cm}, 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

Et les dalles reposent sur deux appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 5,50 \text{ m} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{35} \leq e \leq \frac{550}{30} \implies 15,71 \text{ cm} \leq e \leq 18,33 \text{ cm} \implies \text{donc on prend } e = 18 \text{ cm}$$

$$e_p (\text{ dalle pleine}) = \text{Max}(11 \text{ cm}, 13 \text{ cm}, 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

II.2.3. Conclusion :

Donc pour les dalles on a :

- Dalle en corps creux : $ht = (20+5)$ cm.
- Dalle pleine : $e = 18$ cm.

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue : très souvent. Les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit

être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Avec :

L : longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

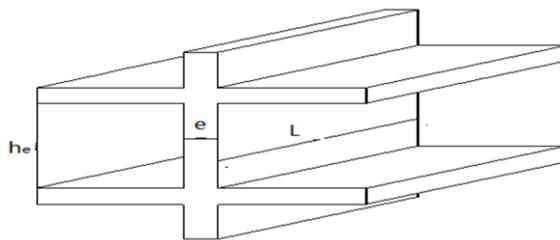


Figure II 3: coupe de voile en élévation.

D'après le « RPA 99 version 2003 » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions rigidité aux extrémités.

Pour notre cas un voile dont une extrémité se termine par un poteau ou un voile : $a \geq \frac{h_e}{22}$

On a :

Tableau II 2: dimensionnement des voiles.

Les niveaux	1 ^{er} sous-sol	2 ^{eme} et 3 ^{eme} sous-sol	RDC+1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} → 10 ^{eme} étage
h_e	$3.60 - 0.6 = 3m$	$3.06 - 0.6 = 2.46m$	$4.32 - 0.6 = 3.72m$	$3.24 - 0.6 = 2.64m$
$h_e/22$	13.64cm	11.18cm	16.91cm	12cm

II.3.1 Conclusion :

On opte pour les étages courants est les sous-sols est le RDC : **a = 30cm**

II.4. Evaluation des charges [DTR BC.2.32, 92]

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

Notre structure présente plusieurs types de planchers :

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux ;
- Plancher courant en corps creux (RDC jusqu'au 10^{ème} étage+ étage attique) ;
- Plancher a dalle pleine pour les parkings (les 3 sous-sol)

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1 Plancher Terrasse inaccessible en corps creux :

Tableau II 3: charge permanente du Terrasse inaccessible en corps creux.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Couche de gravier	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
Béton en forme de pente	22	0.10	2.2
Faille de polyane	-	-	0.01
Dalle à corps creux (20+5)	-		3.40
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G=6,94Kn/m²			

La charge permanente totale qu'on a est $G = 6,94 \text{ kN/m}^2$.

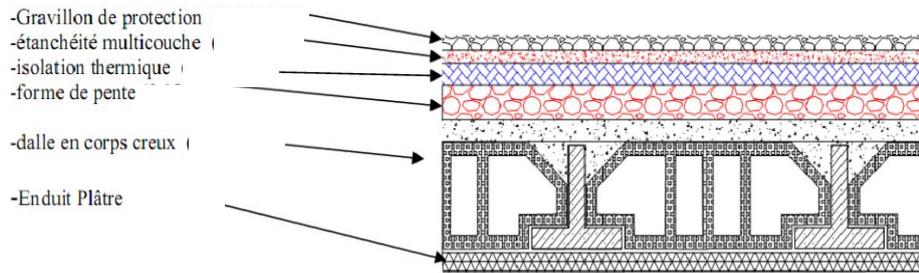


Figure II 4: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

II.4.1.2 Plancher Terrasse accessible en dalle pleine :

Tableau II 4 Tableau II.4 : charge permanente du Terrasse accessible en dalle pleine.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Revetement carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
Béton en forme de pente	22	0.10	2.2
Dalle pleine 18	25	0,18	4,5
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
$G=7,98Kn/m^2$			

La charge permanente totale qu'on a est $G = 7,98kN/m^2$.

II.4.1.3. Plancher Terrasse inaccessible en dalle pleine :

Tableau II 5: charge permanente du Terrasse inaccessible en dalle pleine.

Désignation des éléments	Poids volumiques (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Couche de gravier	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
Béton en forme de pente	22	0.10	2.2

Dalle pleine	25	0,18	4,5
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G=8,03Kn/m²			

La charge permanente totale qu'on a est **G = 8,03 kN/m²**.

II.4.1.4. Plancher étage courant : (usage d'habitation)

➤ **Charges permanentes en corps creux :**

Tableau II 6: charge permanente de l'étage courant en corps creux plancher.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (<i>kN/m³</i>)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage scellé	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.03	0.54
Dalle en corps creux (20+5)	-	-	3.40
Enduit platre	10	0.02	0.2
Cloiso de separation	-	-	1
Enduit platre	10	2 × 0.02	0.4
G=6,34Kn/m²			

La charge permanente totale qu'on a est **G = 6,34 kN/m²**.

➤ **Plancher a dalle pleine :**

Tableau II 7: charge permanent de l'étage courant en Plancher a dalle pleine.

Désignation de éléments	Poids volumiques γ (<i>kN/m³</i>)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage scellé	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.18	4,5
Enduit en platre	10	0.02	0.2

Cloiso brique creuse	-	-	1
Enduit en platre	10	2×0.02	0.4
G=7,44KN/m²			

La charge permanente totale qu'on a est **G = 7,44 kN/m²**.

II.4.2. Les sous-sols :(parkings)**Tableau II 8 : charge permanente du sous-sol.**

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Dalle pleine	25	0,18	4,5
G_{ss}=4,4Kn /m²			

La charge permanente totale qu'on a est **G = 4,4 Kn/m²**.

II.4.3. Balcon :**Tableau II 9: charge permanent de balcon.**

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (Kn/m ²)
Carrelage scellé	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.18	4,5
Enduit en platre	10	0.02	0.2
Cloiso brique creuse	-	-	1
Enduit en platre	10	2×0.02	0.4
G=7,44KN/m²			

La charge permanente totale qu'on a est **G = 7,44 kN/m²**.

II.4.4. Maçonnerie**II.4.4.1. Murs extérieurs :****Tableau II.10 : charge permanente de mue extérieurs.**

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Briques creuses		0.15	1,3
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
L'âme d'air	0	0.05	0
Brique creuses		0,10	0,9
$G=2,76\text{Kn} /\text{m}^2$			

La charge permanente totale qu'on a est $G = 2,76 \text{ Kn/m}^2$.

0

➤ **Charges d'exploitations :**

- ✓ La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible

est $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$.

- ✓ La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible

est $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

- ✓ La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher d'étage courant est

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

- ✓ La charge d'exploitation à prendre pour l'étage services est $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

II.5. Pré dimensionnement des Portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.5.1. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 modifié 99** » [BAEL,99] et vérification selon « **RPA 99 version 2003** » [RPA,03].
- Vérification de la flèche pour la section choisie.

II.5.1.1. Poutres principales (porteuses) :

- **D’après le « BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99] :**

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a: L=8,5m=850cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 56,667 \leq h \leq 85 \text{ On prend: } h=60\text{cm.}$$

- **Détermination de la largeur « b » :**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 18 \leq b \leq 40 \text{ On prend : } b=35\text{cm.}$$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [RPA,03]:** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{60}{35} = 1,71 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array}$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \text{ [CBA,93]}$$

$$\frac{60}{850} = 0,07 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

II.5.1.2. Poutres secondaires (non porteuses) :

- D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [BAEL,99]:

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur « h » :**

On a: L=7,57m=757cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 50,4667 \leq h \leq 75,7 \quad \text{On prend: } h=60\text{cm.}$$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 18 \leq b \leq 40 \quad \text{On prend } b= 30 \text{ cm}$$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »** [RPA,03] : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ Vérifier} \\ h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ Vérifier} \\ \frac{60}{30} = 2 \leq 4 \text{ Vérifier} \end{array}$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$ [CBA,93]

$$\frac{60}{757} = 0,079 > 0,0625 \quad \text{Vérifier}$$

II.6. Les poteaux :

II.6.1. Principe :

Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des

charges d'exploitation.

II.6.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- On doit tout d'abord choisir le poteau le plus sollicité sachant qu'il y'a 3 types de poteaux :
 - Poteau centrale.
 - Poteau d'angle.
 - Poteau de rive.

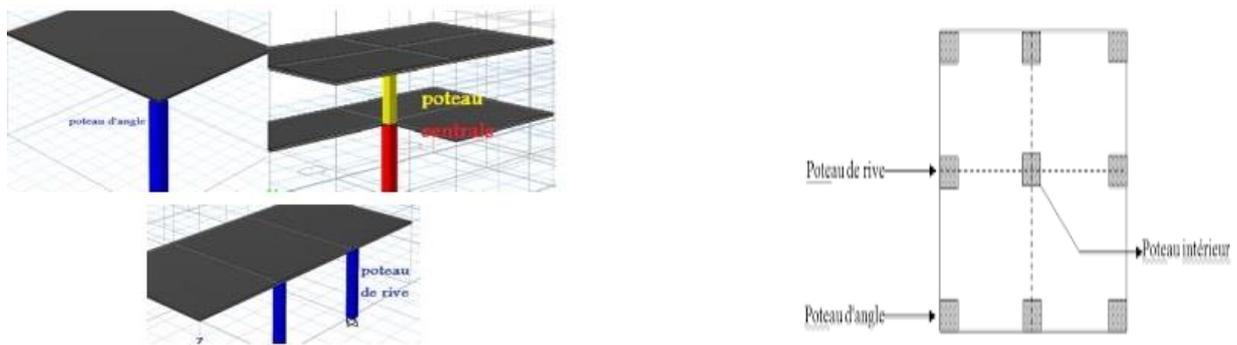


Figure II 5. Les trois types de poteau.

- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « RPA99 version 2003 » [RPA,03].
- Vérifier la section à l'E.L.S.

➤ **Surface de chaque poteau**

Tableau II 10: dimensionnement de la surface de chaque poteau.

Poteau D'angle (m ²)	Poteau de rive (m ²)	Poteau centrale (m ²)
S=12,869	S=21,764	S=52,568

➤ **Descente de charges :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions gravitaires (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa

transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

➤ **Loi de dégression :**

D’après le DTR.BC.22 (Art.6.3), la surcharge d’exploitation sera calculée en effectuant la loi de dégression des charges qui s’applique uniquement pour les planchers des étages à usage d’habitation qui consiste à réduire la surcharge à chaque étage. Comme il est rare que toutes les charges d’exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5 Q.

La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91 modifié**

99 » [BAEL,99]

Avec : n : Nombre d’étage ; Q₀ : La charge d’exploitation sur la terrasse ;

Q₁, Q₂, …, Q_n : Les charges d’exploitation des planchers respectifs

Tableau II 11: les charge d’exploitation.

Niveau des planchers	Charge	ε charge d’exploitation	ε charge kn /m2
Attique	Q₀=1	$\Sigma_0=Q_0$	1,000
Etage 10 ^{eme}	Q₁=1,5	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,500
Etage 9 ^{eme}	Q₂=1,5	$\Sigma_2= Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,850
Etage 8 ^{eme}	Q₃=1,5	$\Sigma_3= Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,050
Etage 7 ^{eme}	Q₄=1,5	$\Sigma_4= Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,100
Etage 6 ^{eme}	Q₅=1,5	$\Sigma_5= Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,000
Etage 5 ^{eme}	Q₆=1,5	$\Sigma_6= Q_0+0,75(Q_1+ \dots +Q_6)$	7,750
Etage 4 ^{eme}	Q₇=1,5	$\Sigma_7= Q_0+0,71(Q_1+\dots +Q_7)$	8,455
Etage 3 ^{eme}	Q₈=2,5	$\Sigma_8= Q_0+0,69(Q_1+\dots +Q_8)$	9,970
Etage 2 ^{eme}	Q₉=2,5	$\Sigma_9= Q_0+0,67(Q_1+\dots +Q_9)$	11,385
Etage 1 ^{eme}	Q₁₀=2,5	$\Sigma_{10}= Q_0+0,65(Q_1+\dots +Q_{10})$	12,700
RDC	Q₁₁=2,5	$\Sigma_{11}= Q_0+0,64(Q_1+\dots +Q_{11})$	14,120

SOUS SOL1	Q12=2,5	$\Sigma 12= Q_0+0,63(Q_1+\dots\dots\dots +Q12)$	15,490
SOUS SOL2	Q13=2,5	$\Sigma 13= Q_0+0,62(Q_1+\dots\dots\dots +Q13)$	16,810
SOUS SOL3	Q14=2,5	$\Sigma 14= Q_0+0,61(Q_1+\dots\dots\dots +Q14)$	18,080

II.6.3. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u \geq \frac{1}{\beta} \left[\frac{B_r \cdot f_{bc}}{0.9} + 0.85 A' \sigma_{S10} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q.

β ; Coefficient, supérieur à l'unité $0.85/\alpha$

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}= 30$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de la section réelle de 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02) (b-0,02)$) [m²].

- ✓ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [BAEL, 99] : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$
- ✓ On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\beta = 0.85/\alpha = \begin{cases} 1 + 0.2(\lambda / 35)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.85 (\lambda^2 / 1500) & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35$ alors $\beta = 1,2$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \cdot \frac{A'}{B_r} \sigma_{S10}}$$

$B_r \geq 0,53 NU$

➤ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [RPA,03] :**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

II.6.3.1. Les poteaux centraux :

$S = (4,25 + 3,9) \times (3,8 + 2,65) = 52,568\text{m}^2$

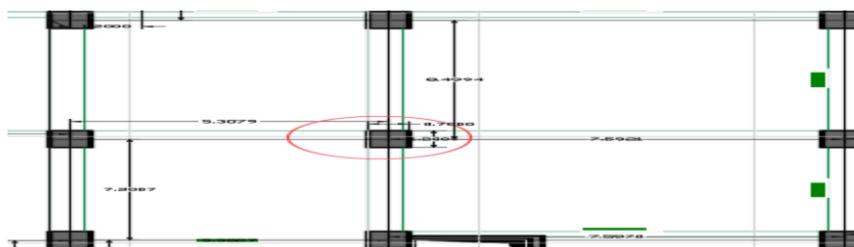


Figure II 6. Poteaux centraux.

• **Poids revenant au poteau d'un étage Attique :**

- Poids du plancher terrasse $G \cdot S = 6,94 \cdot 52,568 = 366,925 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.35) \cdot 25 \cdot 8,15 = 24,96 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire ... $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.3) \cdot (6,45-0.7) \cdot 25 = 15,094 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (3,24-0,6) \cdot (0,70 \cdot 1,2) \cdot 25 = 55,44 \text{ Kn}$ **462,419KN**

-Poids revenant au poteau d'un étage attique $G_{14} = 462,419 \text{ KN}$

• **Poids revenant aux poteaux du 10^{ème} a 3^{ème} étages ;**

- Poids du plancher courant $G \cdot S = 6,24 \cdot 52,568 = 328,024 \text{ Kn}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.35) \cdot 25 \cdot 8,15 = 24,96 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire ... $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.3) \cdot (6,45-0.7) \cdot 25 = 15,094 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (3,24-0,6) \cdot (0,70 \cdot 1,2) \cdot 25 = 55,44 \text{ kN}$

-Poids revenant aux poteaux du 10^{ème} a 3^{ème} étage :

$$G_6 = G_{13} = G_{12} = G_{11} = G_{10} = G_9 = G_8 = G_7 = 423,518 \text{ Kn}$$

• **Poids revenant au poteau du RDC +1^{er}+2^{ème}étage :**

- Poids du plancher terrasse..... $G \cdot S = 6,24 \cdot 52,568 = 328,024 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.35) \cdot 25 \cdot 8,15 = 24,96 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.30) \cdot (6,45-0.7) \cdot 25 = 15,094 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (4,32-0,6) \cdot (0,70 \cdot 1,2) \cdot 25 = 78,12 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du RDC+ 1^{er}+2^{ème} étage $G_3 = G_5 = G_4 = 446,198 \text{ Kn}$

• **Poids revenant au poteaux du SOUS SOL 1;**

- Poids du plancher courant $G \cdot S = 4,4 \cdot 52,568 = 231,299 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} * h * b * \rho_b = ((0.6-0.25) * 0.35) * 25 * 8,15 = 24,96 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} * h * b * \rho_b = ((0.6-0.25) * 0.3) * (6,45-0.7) * 25 = 15,094 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (3,6-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 63 \text{ kN}$
- Poids revenant des poteaux de sous sol1: $G_2 = 431,078 \text{ KN}$

• **Poids revenant au poteaux du SOUS SOL 2+3;**

- Poids du plancher courant $G * S = 4,4 * 52,568 = 231,299 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} * h * b * \rho_b = ((0.6-0.25) * 0.35) * 25 * 8,15 = 24,96 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} * h * b * \rho_b = ((0.6-0.25) * 0.3) * (6,45-0.7) * 25 = 15,094 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (3,06-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 51,66 \text{ kN}$
- Poids revenant des poteaux de sous-sol 2+3 : $G_1 = G_0 = 323,013 \text{ KN}$

II.6.3.1.1. Exemple de calcul :

• **Etude de RDC :**

- $N_G = 5189,157 \text{ KN}$
 - $N_Q = 674,973 \text{ KN}$
 - $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 8017,822 \text{ kN}$
 - $Br \geq 0,53 N_u$ $Br \geq 4249,445 \text{ Cm}^2$
 - $Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$; On a : $a = b$
 - Donc :
 - $Br = (a - 0,02)^2$ $a = \sqrt{Br + 2} = 65,188 \text{ Cm}$
 - $a = b = 65,188 \text{ cm}$
- Le choix ; $a = b = 70 \text{ cm}$

Tableau II 12: Poids revenant au poteaux centré.

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (m ²)	a=b (cm)	Le choix	RPA (cm ²)
Attique	462,419	52,568	703,118	372,652	21,304	45X45	30X30
P10	885,937	131,420	1393,145	738,367	29,173	45X45	30X30
P9	1309,45	202,387	2071,344	1097,813	35,133	45X45	30X30
P8	1732,97	265,468	2737,716	1450,990	40,092		

						50X50	30X30
P7	2156,49	320,665	3392,260	1797,898	44,402	50X50	30X30
P6	2580,00	367,976	4034,976	2138,537	48,244	55X55	30X30
P5	3003,52	407,402	4665,864	2472,908	51,728	55X55	30X30
P4	3427,04	444,462	5293,204	2805,398	54,966	60X60	30X30
P3	3850,56	487,831	5930,007	3142,904	58,062	60X60	30X30
P2	4296,76	528,046	6592,696	3494,129	61,111	65X65	30X30
P1	4742,95	599,275	7301,907	3870,011	64,209	65X65	30X30
RDC	5189,15	674,973	8017,822	4249,445	67,188	70X70	30X30
SOUS SOL 1	5620,23	748,043	8709,381	4615,972	69,941	70X70	30X30
SOUS SOL 2	5943,24	818,484	9251,110	4903,089	72,022	75X75	30X30
SOUS SOL 3	6266,26	886,296	9788,897	5188,115	74,029	75X75	30X30

II.6.3.2. Les poteaux d'angle:

$S = 3,4 \times 3,785 = 12,869 \text{m}^2$

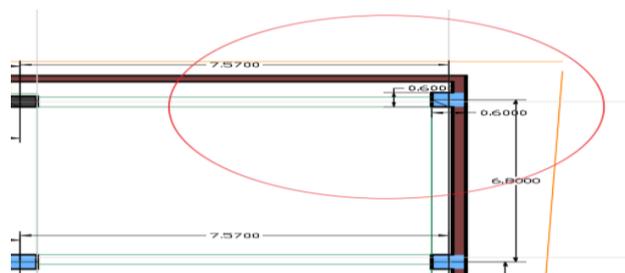


Figure II 7. poteaux d'angle.

• **Poids revenant au poteau du 1^{er} étage :**

- Poids du plancher terrasse $G \cdot S = 7,34 * 12,869 = 94,458 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,35) * 25 * 3,4 = 10,413 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,3) * (3,785 - 0,6) * 25 = 8,36 \text{kN}$
- Poids du poteau..... $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (4,32 - 0,6) * (0,60 * 0,60) * 25 = 33,48 \text{Kn}$
- poids du acrotère..... $G \cdot S = 2,755 * 7,185 = 19,795 \text{KN}$
- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_4 = 166,506 \text{kN}$

• **Poids revenant au poteau du RDC :**

- Poids du plancher terrasse $G \cdot S = 6,24 * 12,869 = 80,303 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,35) * 25 * 3,4 = 10,413 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,3) * (3,785 - 0,6) * 25 = 8,36 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (4,32 - 0,6) * (0,60 * 0,6) * 25 = 33,48 \text{Kn}$
- poids du acrotère..... $G \cdot S = 2,755 * 7,185 = 19,795 \text{KN}$
- Poids revenant au poteau du RDC étage : $G_3 = 152,351 \text{kN}$

• **Poids revenant aux poteaux du sous-sol1 :**

- Poids du plancher courant $G \cdot S = 6,24 * 12,869 = 80,303$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,35) * 25 * 3,4 = 10,413 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,3) * (3,785 - 0,6) * 25 = 8,36 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (3,6 - 0,6) * (0,60 * 0,6) * 25 = 27 \text{KN}$
- poids du acrotère..... $G \cdot S = 2,755 * 7,185 = 19,795 \text{KN}$
- Poids revenant des poteaux de sous-sol1 : $G_2 = G_1 = 145,871 \text{KN}$

• **Poids revenant au poteaux du SOUS SOL2+ 3;**

- Poids du plancher courant $G \cdot S = 4,4 * 12,869 = 56,624 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,35) * 25 * 3,4 = 10,413 \text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0,6 - 0,25) * 0,3) * (3,785 - 0,6) * 25 = 8,36 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (3,06 - 0,6) * (0,60 * 0,6) * 25 = 22,14 \text{KN}$
- poids du acrotère..... $G \cdot S = 2,755 * 7,185 = 19,795 \text{KN}$
- Poids revenant des poteaux de sous sol 2+3: $G_0 = 117,332 \text{Kn}$

II.6.3.2.1.Exemple de calcul:

- **Etude de RDC :**
 - $N_G = 318,857 \text{ kN}$
 - $N_Q = 64,345 \text{ KN}$
 - $N_u = 1,35 N_{G6} + 1,5 N_{Q6} = 526,974 \text{ KN}$
 - $Br \geq 0,53 N_u \quad Br \geq 279,296 \text{ cm}^2$
 - $Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a=b$
 - **Donc :**
 - $Br = (a - 0,02)^2 \quad a = \sqrt{Br+2} = 18,712 \text{ Cm}$
 - $a=b=18,712 \text{ cm}$
- Le choix ; $a=b=30 \text{ cm}$

Tableau II 13: Poids revenant aux poteaux d’angle.

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (m^2)	a=b (cm)	Le choix	RPA (cm^2)
P1	166,506	32,173	273,042	144,712	14,030	30X30	30X30
RDC	318,857	64,345	526,974	279,296	18,712	30X30	30X30
SOUS SOL 1	464,728	93,300	767,333	406,687	22,166	30X30	30X30
SOUS SOL 2	582,060	119,038	964,338	511,099	24,608	30X30	30X30
SOUS SOL 3	699,392	141,55	1156,518	612,954	26,758	30X30	30X30

II.6.3.3. Les poteaux De rive:

$S = (4,25+3,9) \times 3,785 = 21,764m^2$

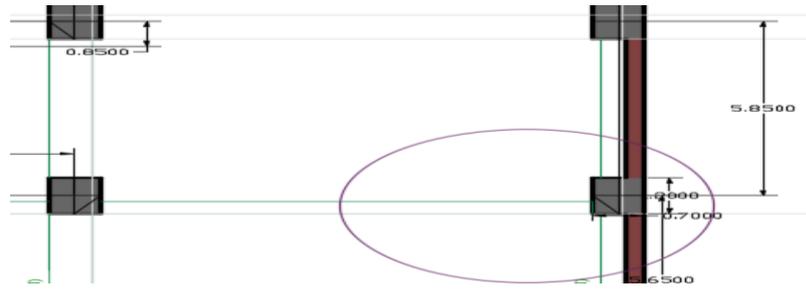


Figure II 8: poteaux d'angle.

• **Poids**

revenant au poteau d'un étage Attique :

- Poids du plancher terrasse $G \cdot S = 6,94 \cdot 21,764 = 151,042kN$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.35) \cdot 25 \cdot 5,75 = 17,609kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.3) \cdot (3,785-0.7) \cdot 25 = 8,36kN$
- Poids du poteau $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (3,24-0,6) \cdot (0,70 \cdot 1,2) \cdot 25 = 55,44kN$
- poids du acrotère $G \cdot S = 2,755 \cdot 5,75 = 15,841K$

-Poids revenant au poteau d'un étage attique $G_{14} = 248,292kN$

• **Poids revenant aux poteaux du 10^{eme} a 3^{eme} étages :**

- Poids du plancher courant $G \cdot S = 6,24 \cdot 21,764 = 135,807kN$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.35) \cdot 25 \cdot 5,75 = 17,609kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.3) \cdot (3,785-0.7) \cdot 25 = 8,36 kN$
- Poids du poteau..... $h_p \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = (3,24-0,6) \cdot (0,70 \cdot 1,2) \cdot 25 = 55,44kN$
- poids du acrotère..... $G \cdot S = 2,755 \cdot 5,75 = 15,841kN$

-Poids revenant aux poteaux du 10^{eme} a 3^{eme} étage :

$G_{13} = G_{12} = G_{11} = G_{10} = G_9 = G_8 = G_7 = G_6 = 233,057kN$

• **Poids revenant au poteau du 2^{eme} etage :**

- Poids du plancher courant $G \cdot S = 6,24 \cdot 21,764 = 135,807kN$
- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.35) \cdot 25 \cdot 5,75 = 17,609kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \cdot h \cdot b \cdot \rho_b = ((0.6-0.25) \cdot 0.3) \cdot (3,785-0.7) \cdot 25 = 8,36 kN$

- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (4,32-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 78,12 \text{Kn}$

- poids du acrotère..... $G * S = 2,755 * 5,75 = 15,841 \text{KN}$

- Poids revenant au poteau du 2ème étage : $G_5 = 255,737 \text{Kn}$

- **Poids revenant au poteau du 1^{er} étage :**

- Poids du plancher courant..... $G * S = 7,34 * 11,071 + 6,24 * 10,693 = 147,985 \text{kN}$

- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} * h * b * \rho_b = ((0,6-0,25) * 0,35) * 25 * 5,75 = 17,609 \text{kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} * h * b * \rho_b = ((0,6-0,25) * 0,3) * (3,785-0,7) * 25 = 8,36 \text{ kN}$

- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (4,32-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 78,12 \text{Kn}$

- poids du acrotère..... $G * S = 2,755 * 5,75 = 15,841 \text{KN}$

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : $G_4 = 267,915 \text{KN}$

- **Poids revenant au poteau du RDC :**

- Poids du plancher courant..... $G * S = 7,34 * 21,764 = 159,748 \text{kN}$

- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} * h * b * \rho_b = ((0,6-0,25) * 0,35) * 25 * 5,75 = 17,609 \text{kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} * h * b * \rho_b = ((0,6-0,25) * 0,3) * (3,785-0,7) * 25 = 8,36 \text{ kN}$

- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (4,32-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 78,12 \text{Kn}$

- poids du acrotère..... $G * S = 2,755 * 5,75 = 15,841 \text{KN}$

- Poids revenant au poteau du RDC étage : $G_4 = 279,678 \text{KN}$

- **Poids revenant au poteaux du SOUS SOL 1;**

- Poids du plancher courant..... $G * S = 7,34 * 11,071 + 6,24 * 10,693 = 147,985 \text{kN}$

- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} * h * b * \rho_b = ((0,6-0,25) * 0,35) * 25 * 5,75 = 17,609 \text{kN}$

- Poids de la poutre secondaire ... $L_{ps} * h * b * \rho_b = ((0,6-0,25) * 0,3) * (3,785-0,7) * 25 = 8,36 \text{ kN}$

- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (3,6-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 63 \text{KN}$

- poids du acrotère..... $G * S = 2,755 * 5,75 = 15,841 \text{K}$

- Poids revenant des poteaux de sous-sol 1 : $G_2 = 252,795 \text{KN}$

- **Poids revenant au poteaux du SOUS SOL2+ 3;**

- Poids du plancher courant $G * S = 4,4 * 21,764 = 95,762 \text{KN}$

- Poids de la poutre principale..... $L_{pp} * h * b * \rho_b = ((0.6-0.25) * 0.35) * 25 * 5,75 = 17,609 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire ... $L_{ps} * h * b * \rho_b = ((0.6-0.25) * 0.3) * (3,785-0.7) * 25 = 8,36 \text{ kN}$

- Poids du poteau..... $h_p * a * b * \rho_b = (3,06-0,6) * (0,70 * 1,2) * 25 = 51,66 \text{ Kn}$

- poids du acrotère..... $G * S = 2,755 * 5,75 = 15,841 \text{ K}$

-Poids revenant des poteaux de sous-sol 3 : $G_0 = G_1 = 189,232 \text{ Kn}$

II.6.3.3.1. Exemple de calcul :

Etude de RDC :

$N_G = 2916,078 \text{ KN}$

$N_Q = 279,450 \text{ KN}$

$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 4355,880 \text{ KN}$

$Br \geq 0,53 N_u \quad Br \geq 2308,616 \text{ Cm}^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a = b$

Donc :

$Br = (a - 0,02)^2 \quad a = \sqrt{Br} + 2 = 50,048 \text{ Cm}$

$a = b = 50,048 \text{ cm}$

Le choix ; $a = b = 55 \text{ cm}$

Tableau II 14: Poids revenant aux poteaux de rive.

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (m^2)	a=b (cm)	Le choix	RPA (cm^2)
Attique	248,292	21,764	367,840	194,955	15,963	30X30	30X30
P10	481,349	54,410	731,436	387,661	21,689	30X30	30X30
P9	714,406	83,791	1090,135	577,772	26,037	30X30	30X30
P8	947,463	109,908	1443,937	765,287	29,664	30X30	30X30

P7	1180,520	132,760	1792,843	950,207	32,825	35X35	30X 30
P6	1413,577	152,348	2136,851	1132,531	35,653	40X40	30X 30
P5	1646,634	168,671	2475,962	1312,260	38,225	40X40	30X 30
P4	1879,691	184,015	2813,605	1491,211	40,616	45X45	30X 30
P3	2112,748	201,970	3155,165	1672,237	42,893	45X45	30X 30
P2	2368,485	218,619	3525,384	1868,453	45,226	50X50	30X 30
P1	2636,400	248,110	3931,304	2083,591	47,646	50X50	30X 30
RDC	2916,078	279,450	4355,880	2308,616	50,048	55X55	30X 30
SOUS SOL 1	3168,873	309,702	4742,531	2513,541	52,135	55X55	30X 30
SOUS SOL 2	3358,105	338,865	5041,740	2672,122	53,693	55X55	30X 30
SOUS SOL 3	3547,337	366,941	5339,317	2829,838	55,196	60X60	30X 30

II.7. Conclusion :

Tableau récapitulatif :

Tableau II 15: Dimensions des éléments porteurs.

Niveau	Section de poteau central	Section de poteau de rive	Section de poteau d'angle	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
Attique	45X45	30X30	-	35X60	30X60	20
10 ^{-ème} étage	45X45	30X30	-	35X60	30X60	20
9 ^{-ème} étage	50X50	35X35	-	35X60	30X60	20
8 ^{-ème} étage	50X50	35X35	-	35X60	30X60	20
7 ^{-ème} étage	55X55	40X40	-	35X60	30X60	20
6 ^{-ème} étage	55X55	40X40	-	35X60	30X60	20
5 ^{-ème} étage	60X60	45X45	-	35X60	30X60	20
4 ^{-ème} étage	60X60	45X45	-	35X60	30X60	20
3 ^{-ème} étage	65X65	50X50	-	35X60	30X60	20
2 ^{-ème} étage	65X65	50X50	-	35X60	30X60	20
1 ^{-er} étage	70X70	55X55	30X30	35X60	30X60	20
RDC	70X70	55X55	30X30	35X60	30X60	20
SOUS SOL 1	75X75	60X60	30X30	35X60	30X60	20
SOUS SOL 2	75X75	60X60	30X30	35X60	30X60	20
SOUS SOL 3	75X75	60X60	30X30	35X60	30X60	20

CHAPITRE III :

Calcul Des éléments Secondaire

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de la structure.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de la structure.

Dans le présent chapitre nous présentons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, à savoir l'acrotère, les escaliers et les planchers.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « BAEL 91 modifié 99 » en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 ».

III.2. Acrotère :**III.2.1. Définition :**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

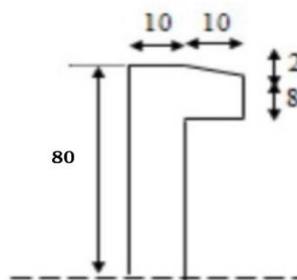


Figure III 1: Dimensions de l'acrotère.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=80\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

III.2.2. Evaluation des charges :

a. Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml.}$$

b. Charge permanente :

On considère une bande de 1 m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

ρ : Le poids volumique du béton tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$S = (0,8 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2}\right) = 0,089 \text{ m}^2.$$

Le poids propre de l'acrotère : $G1 = 25 \times 0,089 = 2,225 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G2 = 14 \times 0,02 \times (80 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,53 \text{ kN/ml}$

$$G = G1 + G2 = 2,755 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,755 \text{ kN/ml}$$

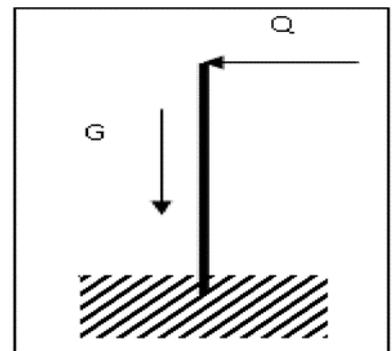


Figure III 2: schéma statique.

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5 Q$: on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures :

On a :

$$F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots \text{« RPA99 version 2003 » [2].}$$

Avec :

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$
- C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément console
- W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2,755 \text{ kN}$.

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,755 = 2,204 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$F_p = 2,204 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_h = F_p = 2.204 \text{ KN.}$$

$$1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G = 2.755 kN/ml** et **Q = 2.204 kN/ml**

III.2.3. Calcul des efforts :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

Tableau III 1: combinaison des charges.

	Etat limite ultime	Etat limite service
Effort normal (N)	$1.35G = 1.35 \times 2.755 = 3.75 \text{ KN}$	$G = 2.755 \text{ KN}$
Moment fléchissant (M)	$1.5Q_h \cdot h = 1.5 \times 2.204 \times 0.8 = 2.64 \text{ KNm}$	$Q_h \cdot h = 2.204 \times 0.8 = 1.76 \text{ KNm}$
Effort tranchant (T)	$1.5Q_h = 1.5 \times 2.204 = 3.306 \text{ KN}$	$Q_h = 2.204 \text{ KN}$

2.204 kN

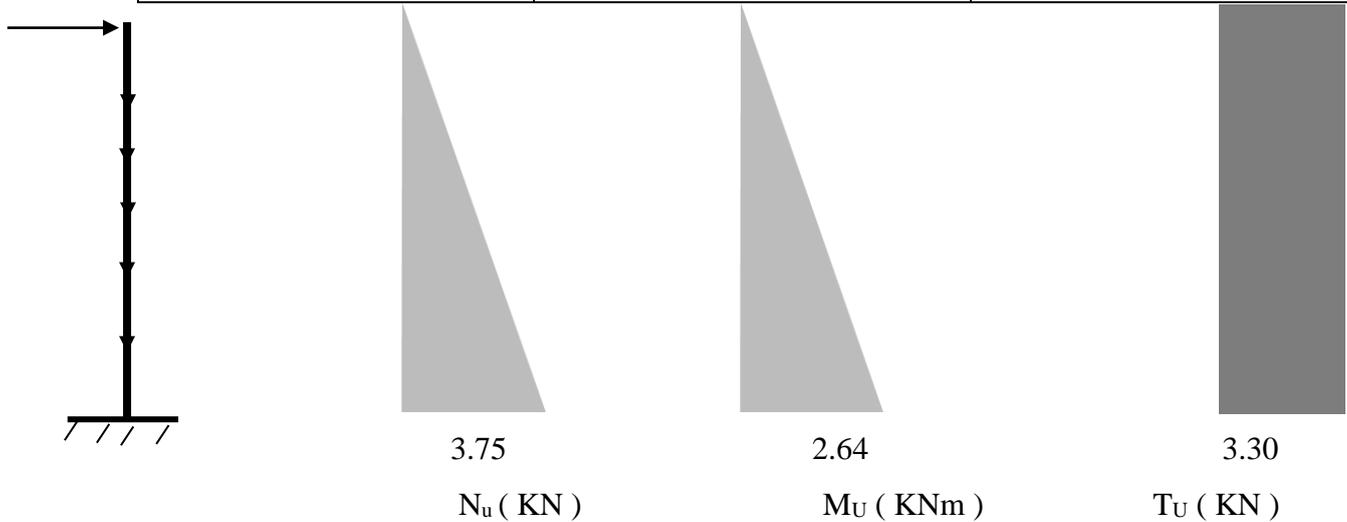


Figure III 3: Diagrammes des efforts à L'ELU.

III.2.4 Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm, } f_{c28} = 30 \text{ MPa} , Mu = 2.64 \text{ kN.m, } Nu = 3.75 \text{ kN}$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa} , c = c' = 2 \text{ cm} ; Fe = 500 \text{ MP.}$$

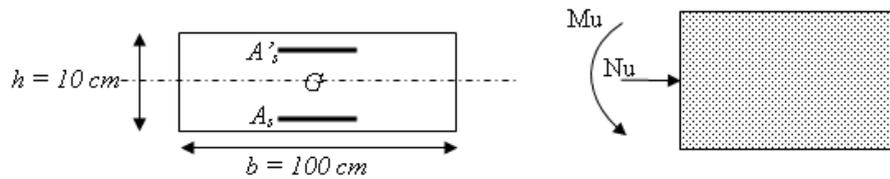


Figure III 4: Section de calcul de l'acrotère.

III.2.4.1. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.64}{3.75} \times 10^2 = 70.4 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} - c'$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

} Section partiellement comprimée (SPC).

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

III.2.4.2. Calcul du moment fictif «Mf»:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.75 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.025.$$

$\mu < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032.$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 7.90 \text{ cm}.$$

$$\mu = 0.025 < 0.186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}.$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 80.02 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 71.40 \text{ mm}^2.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2. \\ A_{s2} = 0.71 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable.

III.2.5. Vérification de la Section d'Acier Selon «BAEL 91MODIFIÉ 99» [BAEL,99] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la

règle de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23 b.d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,4/500) = 0,88 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smin} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2.$$

Donc :

On opte finalement pour 5T6=1,41cm², Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

III.2.6. Armatures de repartitions:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2.$$

On choisi 4T6=1,13cm².

III.2.7. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 » : [1].

Il faut vérifier As avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec:

$$f_{t28}=2,4 \text{ MPa}; f_e=500 \text{ MPa}; b=100 \text{ cm}; h= 10 \text{ cm}; d=10-2=8 \text{ cm}.$$

$$A_{smin} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,88 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2.$$

III.2.8. Vérification à L'E.L. S:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

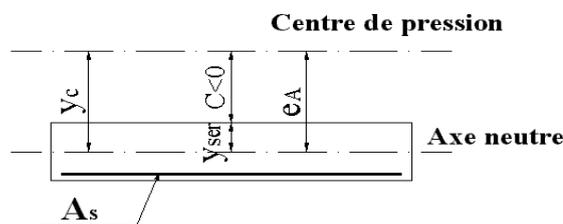


Figure III 5: distance de l'axe neutre.

On a $e_0 > \frac{h}{2} - c'$ ➔ La section est partiellement comprimée (SPC).

C: La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée ($C=d-e_A$).

$$\text{Avec: } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + d - \frac{h}{2} = 67 \text{ cm} \quad C = -59 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 »..... [1]

On doit résoudre l'équation suivant:

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec:

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} P = -3C^2 + 6n(C - C')\frac{A_s}{b} + 6n(d - C)\frac{A_s}{b} = -10432.146 \\ \text{et} \\ q = -2C^3 + 6n(C - C')\frac{2A_s}{b} + 6n(d - C)\frac{2A_s}{b} = 425609.89 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par:

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 1.29 \times 10^{10}$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.98 \Rightarrow \phi = 168.52^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 117.93$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -117.67 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 65.65 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 52.02 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 52.02 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 52.02 - 59 = -6.98 \text{ cm} < 8 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = -6.98 \text{ cm} \\ y_c = 52.02 \text{ cm} \end{cases}$$

III.2.8.1 Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 808.88 \text{ cm}^4. \quad \text{Avec : } \eta = 15.$$

III.2.8.2. Vérification des contraintes :

1. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.755.10^3 \times 58.84.10}{808.88.10^4} \right) x - 0.16 = -0.03MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.8.3. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

= 250MPa..... (η = 1.6) pour les aciers HA

σ_s = 24.7Mpavérifiée.

σ'_s = 17.69Mpavérifiée.

III.2.9. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 3MPa$$

$$\tau_u = \frac{3.306.10^3}{80.10^3} = 0.041Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

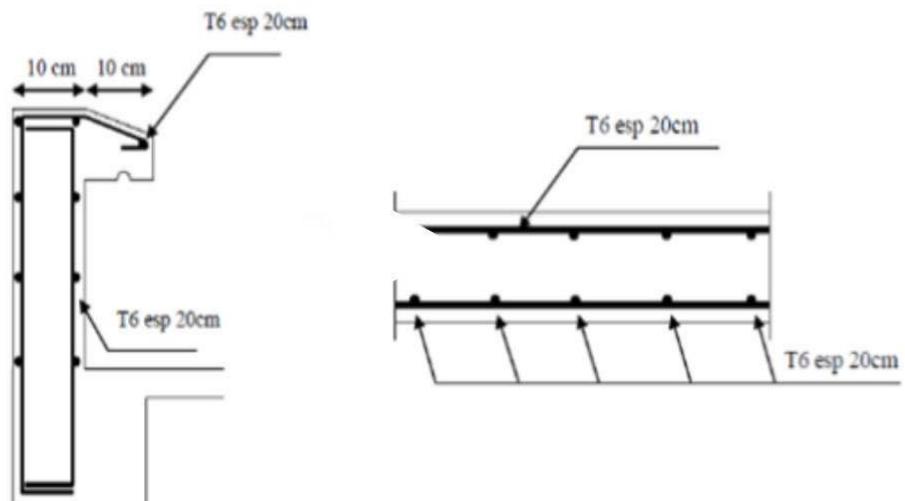


Figure III 6: Schema de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les escaliers:

III.3.1. Introduction:

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, Un escalier a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre. L'étude de notre escalier sera faite avec la méthode des trois moments (flexion simple), Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on Cite celui de notre projet :

Ce type d'escalier est un escalier balancé.

Un escalier balancé est un escalier à changement de direction sans palier intermédiaire, les changements de direction sont assurés par des marches dites « balancées ».

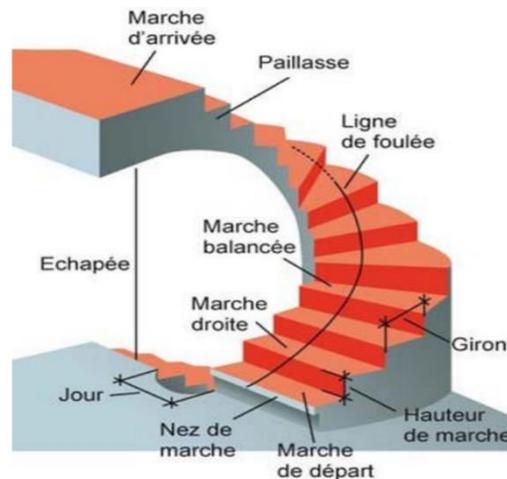


Figure III 7 l'escalier balance.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- ✓ La hauteur : de marche est la différence du niveau entre deux marches successives.
- ✓ La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).

- ✓ L'embranchement : est la longueur d'une marche.
- ✓ La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ✓ La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ✓ L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ✓ La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

III.3.3. Prédimensionnement :

- Le nombre des marchesn-1=18.

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse

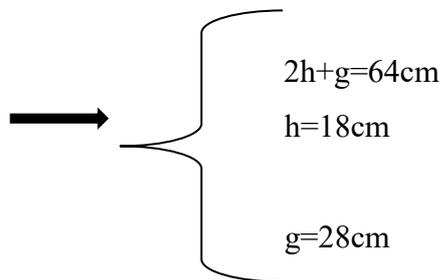
Alors :

$(59 \leq (g+2h) \leq 66)$ cm

$(16 \leq h \leq 18)$ cm

.....vérifié

$(22 \leq g \leq 33)$ cm



- Nombre de contre marches :

$h= 3,60$ (1^{er} sous-sol)

$h= 3,06$ (2^{eme} et 3^{eme} sous-sol)

$h= 4,32$ (RDC et 1^{er}, 2^{eme} étage)

$h= 3,24$ (3^{eme} a 10^{eme} étage + attique)

Avec : $n= \frac{h}{h'}$

Tableau III 2: Nombre de contre marches.

Hauteur	3,60	3,06	4,32	3,24
Nombre de contre marche	20	17	24	18

III.3.4. Détermination de l'épaisseur de la paille :

Tableau III 3: L'épaisseur de la paille.

$l = \sqrt{L^2 + H^2}$	$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$
$\sqrt{(2,84)^2 + (1,80)^2} = 3,36m$	11,20 cm \leq e \leq 16,80cm
$\sqrt{(2,84)^2 + (1,53)^2} = 3,23m$	10,77 cm \leq e \leq 16,15cm
$\sqrt{(2,84)^2 + (2,16)^2} = 3,57m$	11,90 cm \leq e \leq 17,85cm
$\sqrt{(2,84)^2 + (1,62)^2} = 3,27m$	10,90 cm \leq e \leq 16,35cm

On prend donc l'épaisseur e=15cm.

III.3.5. Angle d'inclinaison de la paille :

Tableau III 4: Angle d'inclinaison de la paille.

Hauteur d'étage	H	L'	α
1 ^{er} sous-sol	1,80	2,84	32,37°
2 ^{eme} et 3 ^{eme} sous-sol	1,53	2,84	28,31°
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	2,16	2,84	37,26°
3 ^{eme} \rightarrow 10 ^{eme} étage attique	1,62	2,84	29,70°

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L'}$$

Conclusion:

e= 15cm; h=18cm; g=28cm.

III.3.6. Evaluation Des Charges :

- ✓ Paillasse.
- ✓ Charges permanentes.

Tableau III 5: Charges Permanentes de 1er sous-sol.

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	0,25/cos32,37	25	7,39
2	Carrelage (hoz)	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose (hoz)	0,02	20	0,4
	Carrelage (ver)	0,02	20	0,4
	Mortier de pose (ver)	0,03	20	0,6
4	Poids propre de la marche	0,18 /2	25	2,25
5	Garde-corps	-	-	1
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Σ	G=12,8KN/m²

Tableau III 6: Charges Permanentes de 2eme et 3eme sous-sol .

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Poids propre de la paillasse	0,25/cos28,31	25	7,10
2	Carrelage (hoz)	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose (hoz)	0,02	20	0,4
	Carrelage (ver)	0,02	20	0,4
	Mortier de pose (ver)	0,03	20	0,6
4	Poids propre de la marche	0,18 /2	25	2,25
5	Garde-corps	-	-	1
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Σ	G=12,51KN/m²

Tableau III 7: Charges Permanentes de RDC, 1er et 2eme étage.

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Poids propre de la paillasse	0,25/cos37,26	25	7,85
2	Carrelage (hoz)	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose (hoz)	0,02	20	0,4
	Carrelage (ver)	0,02	20	0,4
	Mortier de pose (ver)	0,03	20	0,6

4	Poids propre de la marche	0,18 /2	25	2,25
5	Garde-corps	-	-	1
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Σ	G=13,26KN/m²

Tableau III 8: Charges Permanentes de 3eme a 10eme étage attique :

N°	Composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Poids propre de la paillasse	0.25/cos29.70	25	7.19
2	Carrelage (hoz)	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose (hoz)	0,02	20	0,4
	Carrelage (ver)	0,02	20	0,4
	Mortier de pose (ver)	0,03	20	0,6
4	Poids propre de la marche	0,18 /2	25	2,25
5	Garde-corps	-	-	1
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Σ	G=12,6KN/m²

Charge d'exploitationQ=2,50kN/m²

G_{paillasse} = 13,26 KN/m²

III.3.7. Schéma statique :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

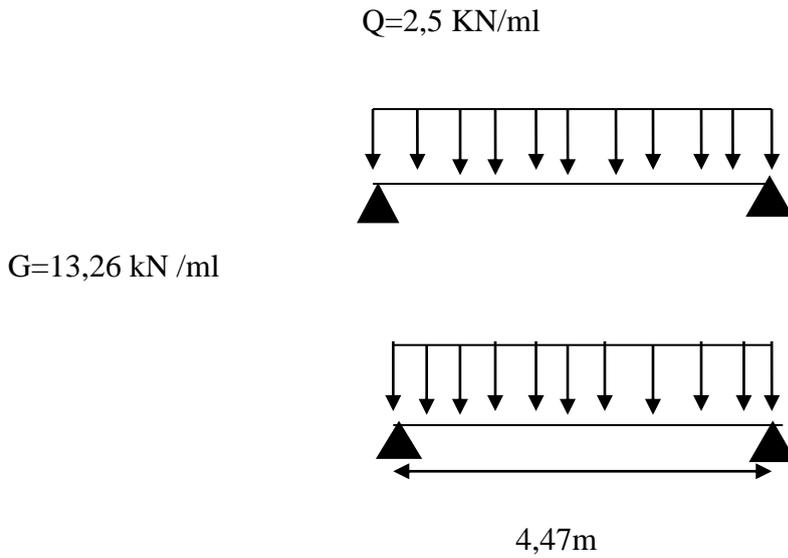


Figure.III.9 : Chargement d'escalier

III.3.8. Combinaison Des Charges :

E.L.U

$$q_u=1,35G+1,5Q \implies q_u = 21.65\text{KN/ml}$$

E.L.S

$$q_{ser}=G+Q \implies q_{ser} = 15,76\text{KN/ml}$$

III.3.9. Calcul des efforts interne :

$$M_u = \frac{q_l^2}{8} M_u \implies 28.94\text{KN.m} ; M_s = 21,07\text{KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u.l}{2} T_u \implies 35.40 \text{ KN}; T_s = 25.77\text{KN}$$

Remarque

Notre escalier est encasté partiellement à ses extrémités.

Donc : $M_{appui}=0,3M_u^{max}$

$M_{travée}=0,95M_u^{max}$

Tableau III 9: Charge à l'ELU et l'ELS.

	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max (KN)
ELU	8,68	27,49	35,40
ELS	6,32	20,02	25,77

III.3.10. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur *et* fissuration peu nuisible. Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :
 b=100cm h=20cm (Organigramme I).

- **Pour le béton** $f_{c28} = 30$ MPa; $f_{t28} = 2,4$ MPa; $f_{bc} = 17$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$;
 $c = 2,5$ cm
- **Pour l'acier (FeE500)** $f_e = 500$ MPa $\Rightarrow \sigma_s = 434,782$ MPa

h =15cm ; d = 12.5cm. ; b = 100cm (ferrailage pour 1 m)

III.3.11. Armature principale :

Tableau.III.10 : calcul des armatures de l'escalier

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_{s \text{ Adoptée}}$ [cm ²]
Travée	27,49	0,089	0,117	12,868	0	4,91	5T12+5T14	13,35
Appui	8,68	0,028	0,036	13,306	0	1,5	5T10	3,93

III.3.11.1Espacement :

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{10} = 10$ cm.

On prend : $esp=10$ cm

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20$ cm

On prend : $esp= 20$ cm

III.3.12. Armature de répartition :

✓ **Travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \longrightarrow 3,34 \leq A_r \leq 6,68$

Choix : 5HA10=3,93cm² avec esp =20 cm

✓ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \longrightarrow 0,98 \leq A_r \leq 1,97$

On prend : 5T10 avec $A_r = 3,93$ cm² et un espacement de $S_t = \frac{100}{5} = 20$ cm

• **Résumé**

On adopte la section d'armature suivante sans faire les vérifications

Tableau III 10: Choix des armatures de l'escalier.

	Armatures principales	Armatures de répartition
Travées	5T12+5T14	5T10
Appuis	5T10	5T10

III.3.13. Vérifications Nécessaires :

III.3.13.1. Vérification à l'ELU :

III.3.13.1.1. Condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

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

$$0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4 / 500 = 1,49 \text{cm}^2$$

- En travée

$$A_s = 13,35 \text{cm}^2 > A_{s\min} = 1,49 \text{cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié}$$

- Sur appui

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié}$$

III.3.13.1.2. Contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant) :

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que

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

Avec :

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (4 ; 5) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu}$$

nuisible).

$$T_{U\max} = 35,40 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{35.40 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0.262 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.13.1.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-si : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \quad \Leftrightarrow \quad \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction} \\ \text{-si : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \quad \Leftrightarrow \quad \text{il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \times 10^3 = 35,40 \times 10^3 - \frac{8,68 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -36,04 \times 10^3 \text{MPa} < 0 \quad \text{(Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction) } \dots\dots\dots \text{ pas de vérification de la section.}$$

III.3.13.2. Vérification à l'E.L.S :

La vérification ce fait d'après le " CBA 93 ".

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

III.3.13.2.1. Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

D'où :

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

Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) &= 0 \\ \Rightarrow y &= \frac{-n(As'+As) + \sqrt{n^2(As'+As)^2 + 2.b.n.(c'.As'+d.As)}}{b} \end{aligned}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c=c'=2,5\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=12,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; l=3.27\text{m} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

Tableau III 11: Vérification à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
Travée	20.02	13,35	6,72	35594,97	3,799	18	119,97	435	Vérifiée
Appui	6.32	3,93	4,05	13686,15	1,87	18	374,52	435	Vérifiée

III.3.13.3. Vérification de la flèche :

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{3.27} = 0,04 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{13,35}{100 \times 13,5} = 0,00989 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,04 < 0,1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées de longue

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Avec :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \end{cases} \quad L=3.27 < 5 \text{ m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive'}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{(1/3)} = 34179,557 \text{MPa}; \quad E_v = 3700 (f_{c28})^{(1/3)} = 11496.76 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III 12: Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
20.02	13,35	0.011	119,97	2,18	0,87	0,547	31127.4	16650,817	24735,075

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,038cm \\ f_v = 0,075cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,037cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{327}{500} = 0.65cm$$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,037cm < \bar{f} = 0,65cm$ Vérifiée

III.3.13.3.1. Conclusion :

- Les résultats de Calcul de la flèche

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III 13: Les résultats de Calcul de la flèche.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0,038	0,075	0,037	0.65	Vérifiée

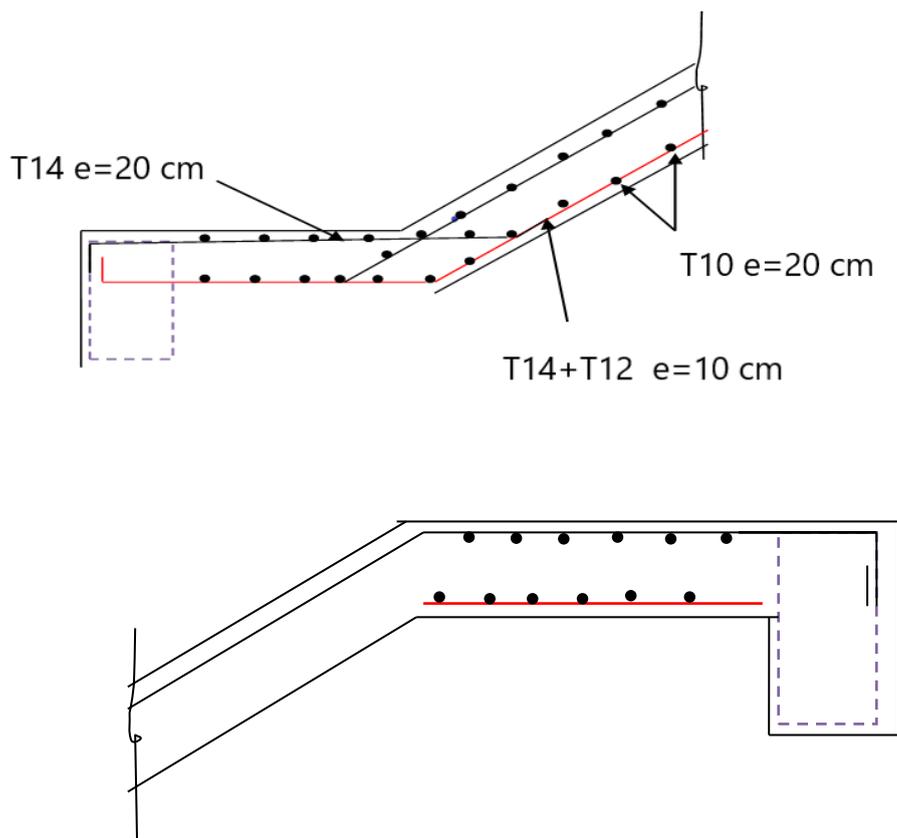


Figure.III.10 : Schema de ferailage d'escaliers

III.4. Etude des planchers :

III.4.1. Introduction :

Un plancher est élément porteur horizontal séparant deux étages d'une construction.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges Verticales puis les transmettent aux éléments porteurs.

Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre structure, nous avons deux types de plancher : plancher corps creux et dalle pleine.

III.4.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

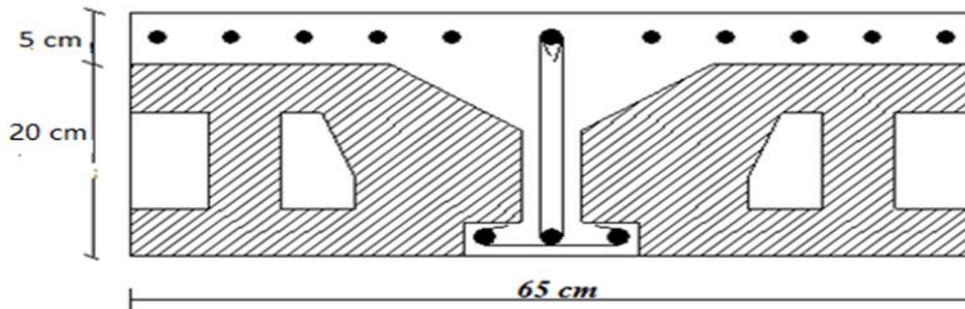
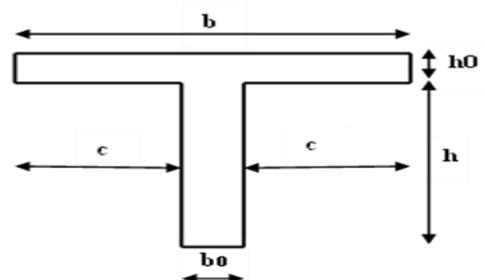


Figure III 8: Coupe du plancher en corps creux.

III.4.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé. Elles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les poutres dans les deux sens ont une portée égale, alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



On a :

h_t : hauteur du plancher = 25cm

h_0 : hauteur de la dalle de compression= 5cm

Figure III 9:Dimensions De La Poutrelle.

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20cm & ; & h_0 = 5cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 15cm \\ c = \frac{b-b_0}{2} = 25cm \end{cases}$$

III.4.2.2. Méthodes de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

III.4.2.3. Méthode forfaitaire [BAEL,99] :

LeBAEL91(Article.III,4) propose une méthode simplifiée dit e méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

III.4.2.3.1. Exposé de la méthode :

• $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

• $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

• $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots\text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots\text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée

III.4.2.3.2. Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

III.4.2.4. Méthode de CAQUOT [BAEL,99] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

III.4.2.4.1. Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

III.4.2.4.2. Exposé de la méthode :

✓ Moment sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives} \\ M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires} \end{array} \right.$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

✓ Moment en travée :

$$M_t = M_0 + \frac{M_i + M_{i-1}}{2}$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite

respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l'=1.....\text{pour une travée de rive.} \\ l'=0,8l.....\text{pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Où " l " représente la portée de la travée libre.

✓ Effort tranchant :

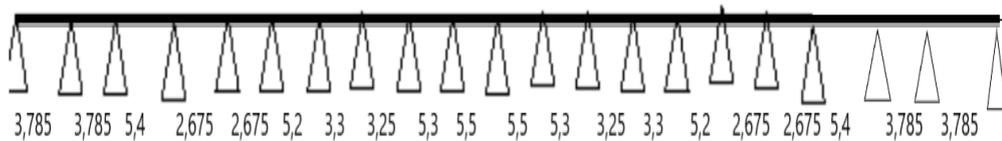
$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{array} \right.$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.4.2.5. Types de poutrelle 20 travée :



III.4.2.5.1. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

❖ **1^{ère} étape :** Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

III.4.2.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier. Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

✓ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,15 \times 0,05 \times 25 = 0,1875 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,25 \times 14 = 2,275 \text{ kN/ml}$

$G = 2,46 \text{ kN/ml}$

✓ Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

✓ Combinaison des charges :

ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 4,296 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_{ser} = G + Q = 3,11 \text{ kN/ml}$

✓ Calcul des moments : $L = 7,9 \text{ m}$ (la plus grande travée)

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4,296 \times (7,9)^2}{8} = 33,514 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3,11 \times (7,9)^2}{8} = 24,262 \text{ kNm}$$

III.4.2.5.1.2. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$M_u = 33,514 \text{ kNm}$; $b = 15 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 6,49 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

❖ **2^{ème} étape : Après** le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle

travaillera comme une poutrelle en « Té »

Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU: $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS: $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III 14: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

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 inaccessible	6,94	1	10,869	7,06	7,94	5,161
Etages d'habitation	6,24	1,5	10,674	6,938	7,74	5,031

Conclusion :

Le plancher terrasse accessible est le plus sollicité.

III.4.2.5.1.3. Calcul des sollicitations :

Tableau III 15: Sollicitation dans les poutrelles de type 1.

G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _U (KN/m)	P _s (KN/m)
6,94	1	7,06	5,0

Choix de la méthode de calcul :

❖ **Pour plancher terrasse :**

$G = 6,94 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

H1- $Q = 5 \text{ kn/m}^2 \leq \max(5; 2G)$ $Q = 5 \text{ kn/m}^2 \leq \max(5; 12,48)$ Vérifiée.

H2- $0.8 < (L_i/L_{i+1}) < 1.25 \Rightarrow$ n'est pas Vérifiée.

H4- L'inertie est constante pour toutes les travées.

H5- : Fissuration est préjudiciable

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire étant ne sont pas vérifiées alors on utilise la méthode la plus générale pour déterminer les efforts dans les travées, qui est la

méthode de CAQUOT.

- **Poutrelles à 20 travées :**

Les efforts obtenus présentés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III 16: récapitulative des efforts a ELU .

Travée	Pu	L(m)	M0(K N.m)	Md(KN.m)	Mg(KN.m)	Mt(KN.m)	Td(K N)	Tg(KN)
A-B	7,06	3,785	12,64	2,53	10,00	18,90	11,39	-15,33
B-C	7,06	3,785	12,64	10,00	12,25	23,77	12,77	-13,96
C-D	7,06	5,4	25,73	12,25	11,63	37,67	19,18	-18,95
D-E	7,06	2,675	6,31	11,63	3,80	14,03	12,37	-6,52
E-F	7,06	2,675	6,31	3,80	10,78	13,61	6,83	-12,05
F-G	7,06	5,2	23,86	10,78	11,04	34,77	18,31	-18,41
G-H	7,06	3,3	9,61	11,04	5,70	17,98	13,27	-10,03
H-K	7,06	3,25	9,32	5,70	11,39	17,87	9,72	-13,22
K-L	7,06	5,3	24,79	11,39	15,52	38,24	17,93	-19,49
L-M	7,06	5,5	26,70	15,52	16,08	42,49	19,31	-19,52
M-N	7,06	5,5	26,70	16,08	15,52	42,49	19,52	-19,31
N-O	7,06	5,3	24,79	15,52	11,39	38,24	19,49	-17,93
O-P	7,06	3,25	9,32	11,39	5,70	17,87	13,22	-9,72
P-Q	7,06	3,3	9,61	5,70	11,04	17,98	10,03	-13,27
Q-R	7,06	5,2	23,86	11,04	10,78	34,77	18,41	-18,31
R-S	7,06	2,675	6,31	10,78	3,80	13,61	12,05	-6,83
S-T	7,06	2,675	6,31	3,80	11,63	14,03	6,52	-12,37
T-V	7,06	5,4	25,73	11,63	12,25	37,67	18,95	-19,18
V-W	7,06	3,785	12,64	12,25	10,00	23,77	13,96	-12,77
W-U	7,06	3,785	12,64	10,00	2,53	18,90	15,33	-11,39

Tableau III 17: récapitulatif des efforts a ELS.

Travée	PS	L(m)	M0(KN.m)	Md(KN.m)	Mg(KN.m)	Mt(KN.m)
A-B	6,5	3,785	11,64	2,33	9,20	5,87
B-C	6,5	3,785	11,64	9,20	11,28	1,40
C-D	6,5	5,4	23,69	11,28	10,70	12,70
D-E	6,5	2,675	5,81	10,70	3,50	-1,29
E-F	6,5	2,675	5,81	3,50	9,93	-0,90
F-G	6,5	5,2	21,97	9,93	10,17	11,92
G-H	6,5	3,3	8,85	10,17	5,25	1,14
H-K	6,5	3,25	8,58	5,25	10,49	0,71
K-L	6,5	5,3	22,82	10,49	14,29	10,44
L-M	6,5	5,5	24,58	14,29	14,80	10,03
M-N	6,5	5,5	24,58	14,80	14,29	10,03
N-O	6,5	5,3	22,82	14,29	10,49	10,44
O-P	6,5	3,25	8,58	10,49	5,25	0,71
P-Q	6,5	3,3	8,85	5,25	10,17	1,14
Q-R	6,5	5,2	21,97	10,17	9,93	11,92
R-S	6,5	2,675	5,81	9,93	3,50	-0,90
S-T	6,5	2,675	5,81	3,50	10,70	-1,29
T-V	6,5	5,4	23,69	10,70	11,28	12,70
V-W	6,5	3,785	11,64	11,28	9,20	1,40
W-U	6,5	3,785	11,64	9,20	2,33	5,87

III.4.2.6. Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles:

Tableau III 18: Sollicitations à l'ELU et L'ELS des poutrelles.

Niveau du plancher	Types de poutrelles	$M_{max}^{A\text{ rive}}$ KN.m ELU	$M_{max}^{A\text{ intermediaire}}$ KN.m ELU	M_{max}^A KN .m ELS	V_{max}^U kn ELU	M_{max}^t KN.m ELU	M_{max}^t KN.m ELs
Plancher terrasse inaccessible	20 TRAVEE	10	16,08	14,8	19,52	42,49	11,92

III.4.2.7. Ferrailage des poutrelles:

III.4.2.7.1. Les sollicitations:

III.4.2.7.1.1. En travée:

$h=20\text{ cm} ; h_0=5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=15\text{cm} ;$

$d=0,9h=18\text{cm} ; F_{bc}=17\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

Si $M_u < M_t ab$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_t ab$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

On a : $M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} (d - \frac{h_0}{2}) = 85,64\text{kn.m}$

$M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme « annexe » donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III 19:: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M _{tu} (KN.m)	μ	μ _R	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	A	Z (cm)	σs(Mpa)	As (cm ²)	As choix (cm ²)
42,49	0,12	0,371	OUI	0	0,16	16,85	434,78	5,79	6,03

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,29cm^2 \quad \text{Vérfifiée}$$

$$A_s = \text{Max} \{1,29cm^2; ,5,79cm^2\} = 4,74cm^2 \quad \text{Choix : 3T16 (A}_s=6,03cm^2\text{)}.$$

III.4.2.7.1.2. sur appuis :

$$\text{On a : } M_{\text{appuis intermédiaire}}^{\max} = 16,08kNm < M_{\text{tab}} = 85,64kNm$$

$$M_{\text{appuis de rive}}^{\max} = 10kNm < M_{\text{tab}} = 85,64kNm$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀×h) en flexion simple

Tableau.III.21: récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

	M _{tu} (KN.m)	μ	μ _R	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	σs(Mpa)	As (cm ²)	As choix (cm ²)
Appuis intermédiaire	16,08	0,0445	0,371	OUI	0	0,057	17,59	434,78	2,1	4,02
Appuis de rive	10	0,028	0,371	OUI	0	0,035	17,45	434,78	1,31	4,02

III.4.2.7.1.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,297cm^2 \quad \text{Vérfifiée}$$

$$A_s = \text{Max} \{0,297cm^2; , 4,02cm^2\} = 4,02 cm^2 \quad \text{Choix : 2T16 (A}_s=4,02cm^2\text{)}.$$

III.4.2.7.1.2.2. Vérification à ELU :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}] = 4\text{Mpa}$$

$$V_{\max} = 19,52\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19,52 \times 10^3}{150 \times 180} = 0,723\text{Mpa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

III.4.2.7.1.2.3. Vérification des armatures longitudinales [BAEL,99] :

$$A_s = 6,03 \geq \frac{\tau_u}{\gamma_s} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ Verifiée}$$

III.4.2.7.1.2.4. Ferrailage transversal:

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t/35, b_0/10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimal des armatures

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 100/10, 10\} = 5.71\text{mm}$$

Longitudinale ($\Phi_L = 10\text{mm}$)

On adopte a un étrier Φ_6 .

Donc la section d'armatures transversale sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$.

III.4.2.7.1.2.5. Espacement S_t :

L'espacement des courssuccessifs d'armature transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

« BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99] :

$$1). S_t \leq A_t \frac{0,8X F_e}{b_0 X (\tau_u - 0,3 F_{t28} k)} \rightarrow S_t = 0,57 X \frac{0,8 X 500}{15(0,723 - 0,3 X 2,4)} = 50, \text{ cm}$$

Avec { flexion simple
 Fissuration peut préjudiciable → k=1
 Pas de reprise de bétonnage

$$2). S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) S_t = 16,2 \text{ m}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t X F_e}{b_0 X 0,4} \rightarrow S_t = \frac{0,57 X 500}{10 X 0,4} = 71,25\text{cm}$$

St=min (1,2,3)

Soit St =15cm

III.4.2.7.1.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table–nervure

$$\tau_U = \frac{C \times V_U}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa)=4Mpa$$

$$\tau_U = \frac{250 \times 19,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 650 \times 50} = 0,93 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

III.4.2.7.1.2.7. Vérification des armatures longitudinale seaux voisinages des appuis:

On doit vérifier que:

$$A_S \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_S = 6,03 \text{ cm}^2.$$

$$(1.15 / 500) \times ((28,23 \times 10^3 + 25,05 \times 10^6 / 0.9 \times 180)) = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$A_S \geq (1.15 / f_c) \times (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.2.7.1.2.8. Vérification de l’effort tranchant dans le béton:

On doit vérifier que: $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$. Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 19,52 \times 10^3 < 0.267 \times 162 \times 150 \times 30 = 194,643 \times 10^3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.2.7.1.2.3. Vérifications à l’ELS:

La vérification se fait d’après le " **BAEL91 modifié 99**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

III.4.2.7.1.2.3.1. Vérification de contrainte du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Avec $b = 65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0 = 15 \text{ cm}$ (appuis) ; $c = c' = 25 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

III.4.2.7.1.2.3.2. Position de l’axe neutre & Moment d’inertie :

On suppose que l’axe neutre se trouve dans la table de compression :

Vérifiée.

Alors : $\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y'-c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y' est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcule le moment d'inertie

$$\Rightarrow \begin{cases} y' = \frac{-n(A_s'+A_s) + \sqrt{n^2(A_s'+A_s)^2 + 2.b.n.(c'.A_s'+d.A_s)}}{b} \\ I = \frac{b}{3} y'^3 + nA'_s(y'-c')^2 + nA_s(d - y')^2 \quad \text{si } y' < h_0 \end{cases}$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Si $y' > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$ (Cas d'une section

Té

$$\Rightarrow \begin{cases} y = \frac{-(2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)) + \sqrt{(2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s))^2 + 4 \times b_0 \times ((b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s))}}{2 \times b_0} \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \quad \text{Si } y' > h_0 \end{cases}$$

-Contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa .$

Tableau III 20: récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

Niveau	Elément	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Plancher terrasse inaccessible	Travée	11,92	6,03	0	5,82	17689,78	8,51	Vérifiée
	Appui	14,8	4,02	0	4,93	12896,91	7,12	Vérifiée

III.4.2.7.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec: h=20cm; b₀=15cm; d=18cm; L=5,5m

On a : $\frac{20}{550} = 0,036 \geq 0,0625$ non verifie donc on doit faire une vérification de la flèche.

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,99]

Tel que :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

III.4.2.7.2.1. Position de l'axe neutre « y₁ » [BAEL,99] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

III.4.2.7.2.2. Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » [BAEL,99] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

III.4.2.7.2.3. Calcul des moments d'inerties fictifs [DAV,91] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 21: vérification la flèche.

Niveau	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Plancher terrasse inaccessi ble	14,8	4,02	0,0146	201,52	2,026	0,81	0,29	13,07	45939,7	1898 8,22	6609, 79

III.4.2.7.2.4. Calcul des modules de déformation [CBA,93] :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11392,19MPa$$

III.4.2.7.2.5. La flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

III.4.2.7.2.6. la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i < \bar{f} = 1,29cm$$

les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III 22: vérification de la flèche .

Niveau	Fi(cm)	Fv(cm)	Δf_T	\bar{f}	Condition
Plancher terrasse	0,03	0,26	0,23	1,29	Vérifiée

Remarque: la flèche est vérifiée

Tableau III 23: Les schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui
Plancher terrasse inaccessible		
Type	Travée	Appui

Figure.III.13:Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.4.2.7.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR). $A_2 = \frac{A_1}{2}$.

Tel que :

$L=65\text{cm}$; $F_e=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient :

$A_1=1,11\text{cm}^2/\text{ml}$. On prend : $4\text{T}6=1,13\text{cm}^2$

$$S_T = \frac{100}{2} = 20\text{cm}$$

III.4.2.7.4. Armatures de répartitions :

$$S_t = \frac{A_1}{2} = 0,565\text{cm}^2$$

Soit : $4\text{T}6=1,13\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$.

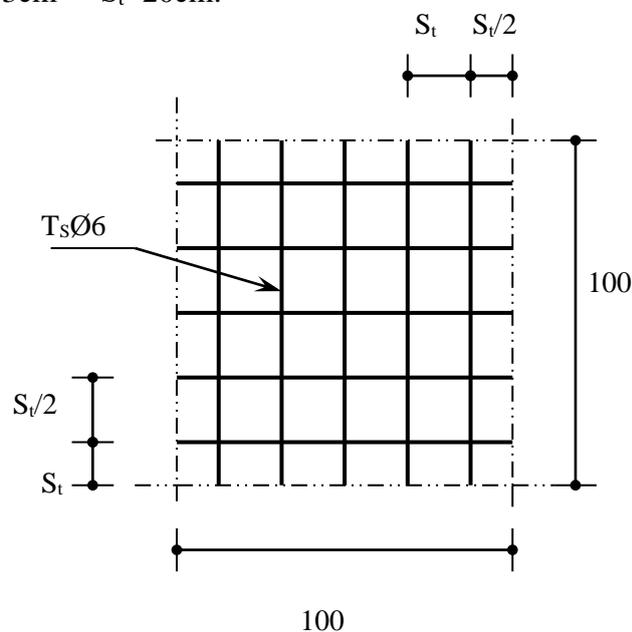


Figure.III.14 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4.2.8. Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

III.5. Etude des dalles pleines :**III.5.1. Introduction :**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

III.5.2. Balcons :**III.5.2.1. Introduction :**

Le bâtiment étudié comporte plusieurs types de balcons, Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière dalle à deux appuis.

III.5.2.2. Dalle pleine des balcons :

Dalle sur deux appuis de dimensions (5.30×1).

- Epaisseur du balcon :

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

- ✓ Résistance au feu :

e = 7 cm pour une heure de coup de feu

e = 11 cm pour deux heures de coup de feu

e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : e = 11 cm.

III.5.2.3. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » [6] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

Les dalles des balcons reposent sur deux appuis pour une portée L_x égale a :

$$L_x = 2.45\text{m} = 245\text{cm.}$$

$$\frac{245}{35} \leq e \leq \frac{245}{30} \rightarrow 7 \leq e \leq 8.17 \rightarrow \text{donc on prend } e = 8\text{cm.}$$

Alors : $e_p = \text{Max}(11, 15, 8) = 15\text{cm.}$

Dans notre cas on prend $e_p = 18\text{cm.}$

III.5.2.4. Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G=7.34\text{kN/m}^2$.
- Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur Brique creuse : $0.1 \times 0.9 = 0.9 \text{ kN/m}$

Enduit ciment : $2 \times 0.2 \times 22 = 0.88 \text{ kN/m}$

$G_{gc} = 0.9 + 0.88 = 1.78 \text{ kN/m}$.

- Charge d'exploitation : $Q=3,50\text{kN/m}^2$.

III.5.2.3. Détermination des efforts :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml.

III.5.2.3.1. Combinaison des charges :

Tableau III 24: combinaison des charges.

	Etat limite ultime	Etat limite service
La dalle pleine	$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$ $q_u = (1.35 \times 7.34) + (1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 15.16\text{KN/m}$	$q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$ $q_s = (7.34 + 3) \times 1\text{m} = 10.84\text{KN/m}$
Le garde-corps	$P_u = 2.45 \times 1.78 = 4.36\text{KN}$	$P_s = 1 \times 1.78 = 1.78\text{KN}$

III.5.2.3.2. Les moments et les efforts tranchants :

Tableau III 25: Les efforts internes.

	Etat limite ultime	Etat limite service
M	$M_{U1} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{13.51 \times 1}{2} = -6.76\text{KN.m}$ $M_{U2} = (P_u \times l) = (4.36 \times 1) = 4.36\text{KN.m}$ $M_{\text{tot}} = M_{U1} + M_{U2} = (-6.76) + (4.36) = -11.12\text{KN.m}$	$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right)$ $M_s = -\left(\frac{10.84 \times 1^2}{2} + 1.78 \times 1\right)$ $M_s = -7.2\text{KN.m}$
V	$V_u = (q_u \times l + P_u)$ $V_u = (15.16 \times 1 + 4.46)$ $V_u = 19.62\text{KN}$	$V_s = (q_s \times l + p_s)$ $V_s = (10.84 \times 1 + 1.78)$ $V_s = 12.62\text{KN}$

III.5.2.4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

Soit :

$M_u = -11.12 \text{ KN.m}$

$V_u = 19.62 \text{ KN}$

Application :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ Mpa}$

III.5.2.4.1. Les armatures principales : (Armature partie supérieure) :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III 26: Ferrailage du balcon.

$M_u(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s (\text{cm}^2)$	a	Z(mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adm48}(\text{cm}^2)$	ESP(c m)
11.12	0.0359	Oui	0	0.0457	132.532	0.192	5T12	5,65	20

:

III.5.4.2.4.2. Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.413 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.825 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12= 5,65cm², st =20cm.

III.5.2.5. Vérification (ELU) :

1) Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/BAEL91)

$A_{min} = 0.23 b d f_{tj} / f_c = 0.23 * 100 * 13.5 * (2.4 / 500) = 1.49 \text{ cm}^2$.

Donc $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1.49 \text{ cm}^2$ CV

2) Ecartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$St \leq \text{Min} (33 \text{ cm} ; 3h) \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq (33 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$ Vérifiée

- Les armatures de répartition : $St \leq \text{Min} (45 \text{ cm} ; 4h) \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq (45 \text{ cm})$ Vérifiée

3) Vérification a l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{19.62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.145 \text{Mpa} < 3 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$ (condition vérifiée).

III.5.2.6. Vérification vis-à-vis de l'ELS:

III.5.2.6.1. Vérification des contraintes:

$$M_{ser} = -7.2 \text{kNm/m}$$

La fissuration est préjudiciable; il faut que:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\eta\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right) = 250 \text{Mpa}.$$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} n = 15 \\ 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b \cdot y^2/2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b \cdot y^3/3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III 2729 : Vérification des contraintes du balcon.

Mser(kNm)	As(cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b ≤ σ _b	σ _s (Mpa)	σ _s ≤ σ _s
7.2	5,65	4	9782,02	2,94	Vérifié	104,88	ok

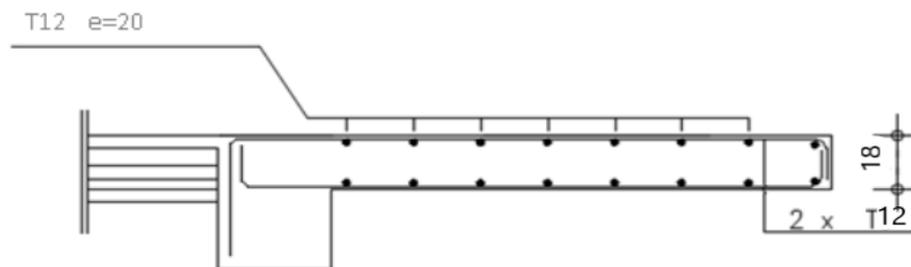


Figure.III .15 : Disposition constructive des armatures du balcon.

III.5.2.6.7. Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armature principales : $A_s = 5T12 = 5,65\text{Cm}^2$ avec $S_t=20\text{cm}$.
- Armature de répartition : $A_r=5HA12= 5,65\text{cm}^2$ avec $s_t =20\text{cm}$.

III.6. Etude de l'ascenseur**III.6.1. Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

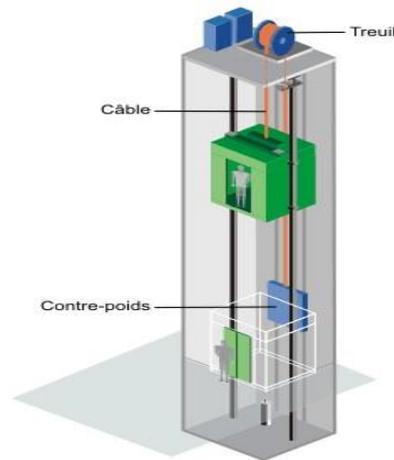
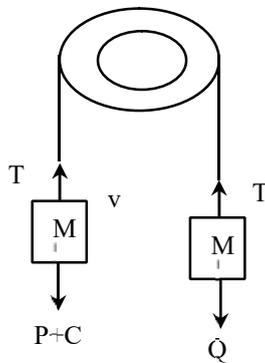


Figure III 10: Schéma statique et concept d'ascenseur.

III.6.2. Les caractéristiques

- Vitesse de levage : $V= 1.6 \text{ m /s}$
- Charge due à la salle de machine : $P_m =15\text{KN}$
- Charge due au poids propre de l'ascenseur : $D_m = 51 \text{ KN}$
- Charge due à la rupture des câbles : $F_c = 145 \text{ KN}$
- La charge nominale : $630\text{kg}= 6.3\text{KN}$

- Les dimensions de la cabine : $B_K \times T_K \times H_K = (110 \times 140 \times 220) \text{cm}^3$
- Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = 2 \times 1,85 \text{ m}^2$
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$

III.6.2. Étude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

III.6.3. Evaluation des charge et surcharge :

III.6.3.1. Calcul des sollicitations

$P = p_m + D_m + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{KN}.$

$G_1 = 25 \times 0.18 = 4.5 \text{KN} \dots \dots \dots$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{KN} \dots \dots \dots$ Poids du revêtement en béton (e=5cm).

$G_{TOT} = G_1 + G_2 = 4.5 + 1.1 = 5.6 \text{KN}.$

Avec :

$Q = 1 \text{KN/m}^2$

On adopte les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III 28: combinaison des charges.

ELU	$1.35G + 1.5Q$	$(1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 1)$	$q_u = 9.06 \text{KN/m}^2$
ELS	$G + Q$	$5.6 + 1$	$q_s = 6.6 \text{KN/m}^2$

III.6.3.2. Cas d'une charge répartie :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rho = \frac{2.6}{2.3} = 1.1 > 0.4 \dots \dots \dots$ La dalle travaille dans les

deux sens { $\rho = 1.1$
 $\mu_x = 0.037$
 $\mu_y = 1$

Avec :

v : coefficient de poisson \rightarrow $v = 0$ à l'ELU
 $v = 0.2$ à l'ELS \rightarrow

Tableau III 29: Les sollicitations à l'ELU.

Sens x-x'	$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 =$ $0.037 \times 9.06 \times (2.6)^2$	$M_0^x =$ 2.27KN.m
Sens y-y'	$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 1 \times 2.27$	$M_0^y =$ 2.27KN.m

III.6.3.3. Calcul des moments réels :

Tableau III 30: calcul des Moments en travées et aux appuis à l'ELU.

En travée	$M_1^x = M_1^y = 0.85 \times 2.27$	$M_1^x = M_1^y = 1.92\text{KN.m}$
En appui	$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 2.27$	$M_x^a = M_y^a = -1.14\text{KN.m}$

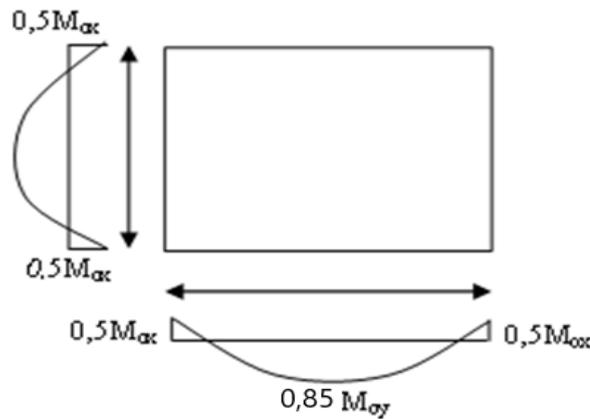


Figure III 11: Evaluation des charges appliquées à la dalle.

III.6.3.4. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple.

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=20\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18\text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=500\text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c2}=30\text{ Mpa}$, $f_{bc}=17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,4\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable $\phi \leq \frac{h}{10} \phi \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm}$.

On prend des barres de $\phi = 8mm$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) = 20 - \left(\frac{0.8}{2} + 2\right) = 17.6cm.$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) = 20 - \left(\frac{0.8}{2} + 0.8 + 2\right) = 16.8cm.$$

Alor

Tableau III 3133 : ferrailage de la dalle locale des machines.

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens x-x'/Sens y-y'	1.92	1.14	0.25	0.15	5T10=3.93	5T10=3.93

III.6.3.5. Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité :

On calcule A_{min} : On a des HA f E500 ⇒ ρ₀ = 0.0008 ; ρ = 1.1 ; h = 20cm ; b = 100cm.

III.6.3.5.1. En travée :

h > 12cm Sens x-x' : $A_{min}^x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh \implies 3.93cm^2 \geq 1.52cm^2$

ρ ≥ 0.4 : sens y-y' : $A_{min}^y \geq \rho_0.bh \implies 3.93cm^2 \geq 1.6cm^2$

III.6.3.5.2. En appui :

$A_a \leq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh \implies 0.15cm^2 \leq 1.52cm^2$

Et on a :

$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \implies 0.25 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

III.6.3.6. Calcul des espacements :

Sens x-x' : $St \leq \min (3e ; 33cm) \implies St \leq 33cm$

on adopte St = 20cm

Sens y-y' : $St \leq \min (4e ; 45cm) \implies St \leq 45cm$

on adopte St = 20cm

III.6.3.7. Vérification au cisaillement :

$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.06 \times 2.6}{2 \times \left(1 + \frac{1.1}{2}\right)} = 7.60KN.$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{7.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.176} = 0.043Mpa < \bar{\tau} = 0.05 f_{c228} = 1.25Mpa$

0.043Mpa < 1.25Mpa. Pas d'armatures transversales

III.6.3.8. Vérification à l'ELS : (v = 0.2)

III.6.3.8.1. État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 18Mpa$$

$Q_s = 6.6KN/m^2.$

$$\rho = 1.1 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

Tableau III 32:Les sollicitations a l'ELS.

Sens x-x'	$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 =$ $0.044 \times 6.6 \times (2.6)^2$	$M_0^x =$ 1.96KN.m
Sens y-y'	$M_0^y = \mu_y \times \square_\theta = 1 \times 1.96$	$\square_\theta =$ 1.96KN.m

III.6.3.8.2. Calcul des moments réels :

Tableau III 33: calcul des Moments entravées et aux appuis à l'ELS.

En travée	$\square_l = \square_j = 0.85 \times 1.96$	$\square_l = \square_j = 1.67KN.m$
En appui	$\square_\square = \square_\square = -0.5 \times \square_\theta = -0.5 \times 1.96$	$\square_\square = \square_\square = -0.98KN.m$

III.6.3.8.3. Calcul des contraintes :

Calcul de y : $\frac{\square \times \square^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(d \times A_s + d' \times A_s') = 0 ; A' = 0.$

Calcul de I : $\frac{\square_\theta \times \square^3}{3} + 15 \times A_s \times (d-y)^2 + A_s' \times (y-d')^2$

Tableau III 34: Résultats de calcul des contraintes dans la dalle locale machine.

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	1.96	3.93	3	7683.75	0.78
	yy	1.96	3.93	3	7683.75	0.78
Appui	/	0.98	3.93	3	7683.75	0.38

III.6.3.9 : Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

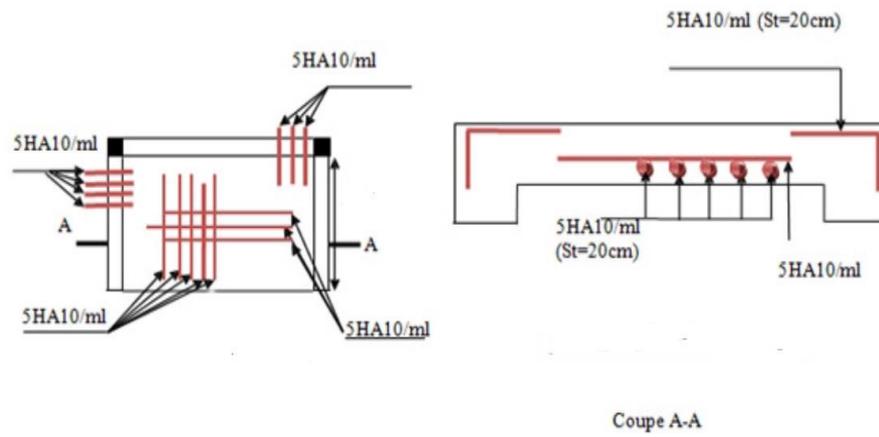


Figure III 12: Disposition constructive des armatures des dalles machine.

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction:

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des actions sismiques à travers une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception, à savoir : la résistance, le respect de l'aspect architectural et l'économie du projet.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité définis par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul de structures ETABSVersion20.0.0

IV.2Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul 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 la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différents codes à travers le monde tels que (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un grand avantage par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces 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. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels tels que : (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3.Étude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours de créer initialement un modèle numérique de calcul qui converge le plus possible au modèle physique réel de la structure. D'une manière générale, l'objectif principal d'une étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude est souvent très complexe pour la faire par un calcul manuel,

surtout quand les bâtiments ont une des géométries non régulières tel que le cas de notre structure, c'est la raison pour laquelle on fait appel à des logiciels bien appropriés afin d'établir des modèles numériques qui permettent l'obtention de ces informations d'une manière suffisamment simplifier et précise.

IV.4. Les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- 2-Spécification des propriétés mécaniques du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- 4-Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- 5-Affectation des charges revenant aux éléments.
- 6-Introduction des combinaisons d'actions.
- 7-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.5. Terminologie :

Grid line : ligne de grille.

Joints : nœuds.

Frame : portique (cadre).

Shell : voile.

Element : élément.
(DDL).

Restraints : degrés de liberté

Loads : charge.
d'application de la charge.

Uniformedloads : point

Define : définir.

Material : matériaux.

Concrete : béton.

Steel : acier.

Frame section : coffrage.

Column : poteau.

Beam : poutre.

Responsespecrum : spectre de

réponse.

IV.6. Modélisation des éléments structuraux :

- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
- ✓ Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
- ✓ Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
- ✓ Les voiles sont représentés par des éléments coques « Wall » à quatre nœuds.

- ✓ Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables (infiniment rigides) dans leurs plans. et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles (deck).

IV.7.Considération de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ définie par le RPA99 version2003, en considérant ($\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 2.5 t/m^3 .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.8.Choix de la Méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement parasismique en vigueur à savoir le "*RPA99 version 2003*". Ce dernier propose trois méthodes régies par des conditions d'application particulières, qui tiennent compte de la forme des structures à étudier et la qualification du personnel utilisateur. Ces méthodes se présentent comme suit :

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

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente prescrites par le RPA 99 version 2003 ne sont pas vérifiées pour le cas du notre bâtiment, car la structure est située en Zone de sismicité III dont la hauteur est supérieure à $30m$, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique, utilisée dans l'ensemble des cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise par le (RPA99v2003).

V.9..Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces Statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ Une ductilité suffisante
- ✓ Une capacité à dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par l'action sismique/

V.9.1..Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (Chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre conditions de hauteur énoncées en a.

IV.9.2.la méthode modale spectrale

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

IV.9.2.1.Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

IV.9.2.2.Analyse spectrale :

Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).
 Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure
 Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

IV.9.2.3.Définition des paramètres du spectre de réponse :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Pour notre cas :

- Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commerciaux, dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Donc, il est classé en *groupe usage 2* .
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de blida(zone III).
- Donc : $A=0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, Ce facteur est fonction de la catégorie du

site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.

Catégorie S3 \rightarrow site meuble. $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$
 η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7 \quad \text{Formule 4.3 des RPA99/version 2003}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Nous avons une structure avec un noyau et un remplissage en maçonnerie rigide, Donc d'après le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

$$\varepsilon = 7\% \rightarrow \eta = 0.88.$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

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

formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min (T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$$C_T = 0.05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 42.12m$$

D: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 84,14 \text{ m}$$

$$D_y = 56,4 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (42,12)^{3/4} \longrightarrow T = 0,83 \text{ sec (dans les deux directions).}$$

- Suivant la direction (x – x) $T_x = 0,09 \frac{42,12}{\sqrt{84,14}} = 0,41 \text{ sec.}$
- Suivant la direction (y – y) $T_y = 0,09 \frac{42,12}{\sqrt{56,4}} = 0,51 \text{ sec.}$

D'après l'RPA99 version 2003, dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

Donc :

$$\text{Selon (x-x) : } T_x = \min (0,83 ; 0,41) = 0,41 \text{ sec}$$

$$\text{Selon (y-y) : } T_y = \min (0,83 ; 0,51) = 0,51 \text{ sec.}$$

➤ Calcul de D :

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5(0,88) \left(\frac{0,50}{0,41}\right)^{2/3} = 2,51$$

$$D_y = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5(0,88) \left(\frac{0,50}{0,51}\right)^{2/3} = 2,17$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 v2003.

- On a choisi un R=3,5.

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{(Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère	Pq		Sens-X
	Sens-X		
1. Condition minimal sur les files de contreventement	0		0
2. Redondance en plan	0		0
3. Régularité en plan	0,05		0,05
4. Régularité en élévation	0		0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05		0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1		0,1
Pq	0.20		0.20

Donc :

$$Q//xx=1+(0+0+0,05+0+0,05+0.1) = 1.20$$

$$Q//yy=1+(0+0+0,05+0+0,05+0.1) = 1.20$$

W : poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \quad \text{tel que : } W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(formule 4.5 RPA99 version 2003)}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher « i » ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i » ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

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

$\beta = 0,2$ (tableau 4.5 : valeur du coefficient de pondération β)

La figure suivante résume l'ensemble des valeurs utilisées pour le spectre de réponse

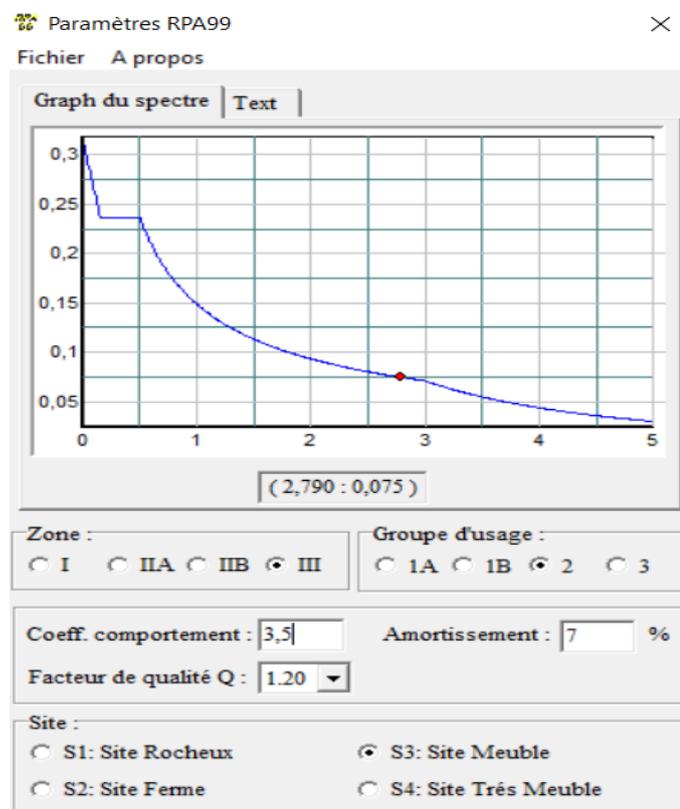


Figure IV 1 Spectre de réponse.

IV.9.2.4. Analyse de la structure

Plusieurs variantes ont été investies afin de faire sortir une conception structurale adéquate qui répond le mieux aux critères de dimensionnements des éléments, qu'ils soient en termes de résistance ou de déformation. Les résultats de l'analyse dynamique de chaque variante sont présentés en ce qui suit :

IV.9.2.4.1. Modèle (variante 1) : Dans cette variante la structure est principalement contreventée par les voiles des cages d'escalier et d'ascenseurs uniquement, tel qu'il est présenté en ce qui suit

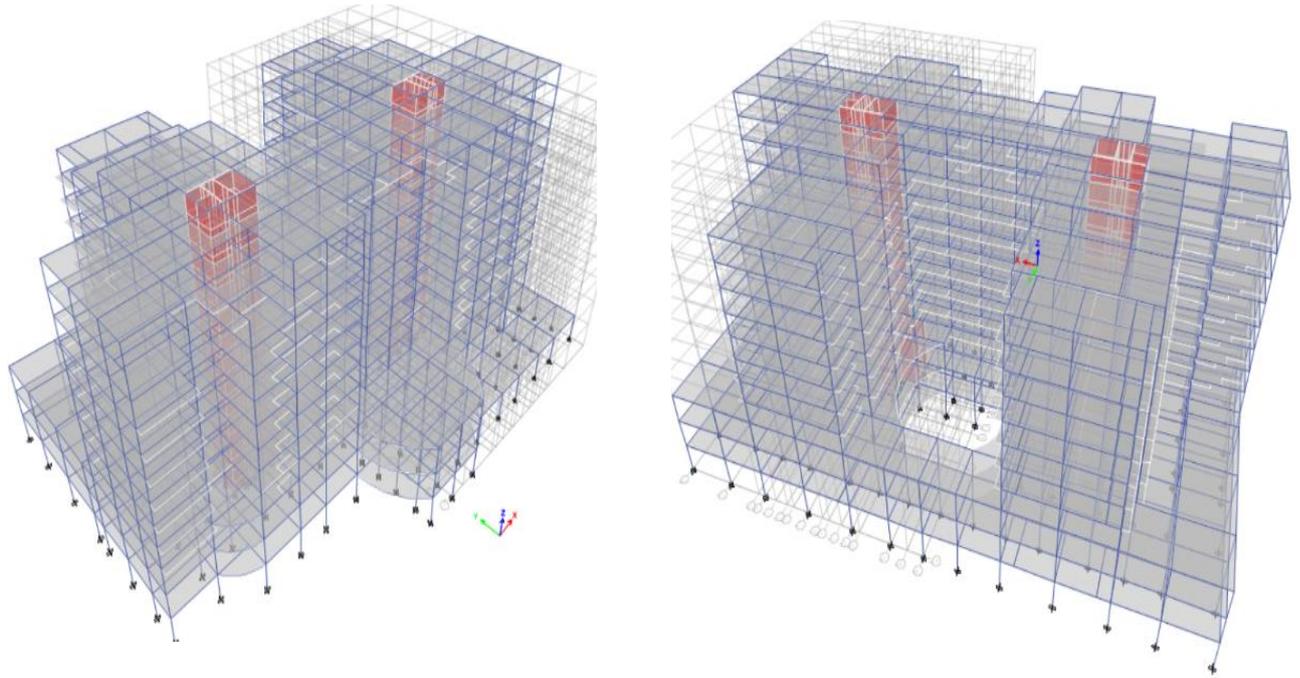
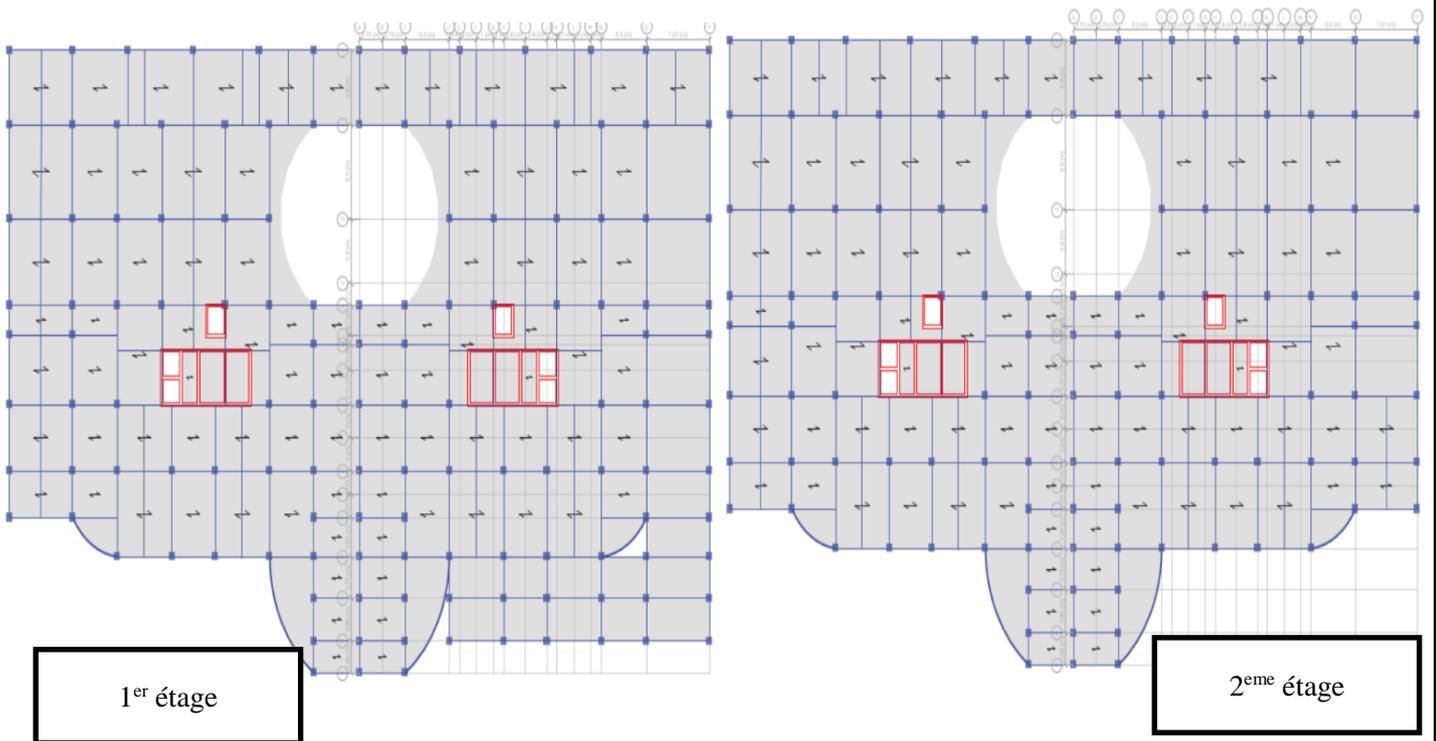


Figure IV 2:vue en 3d variante 1.



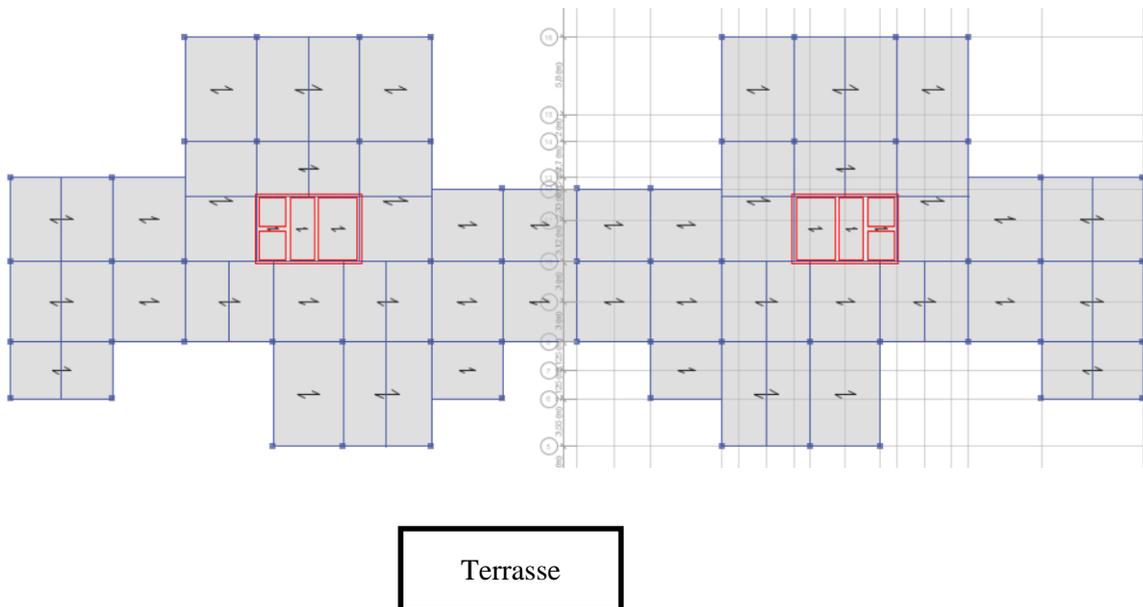
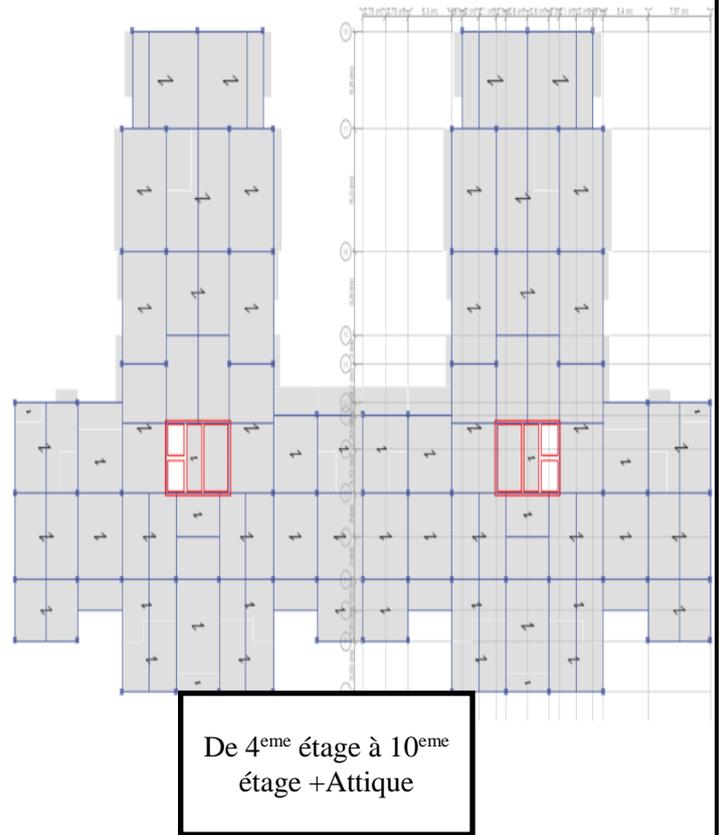
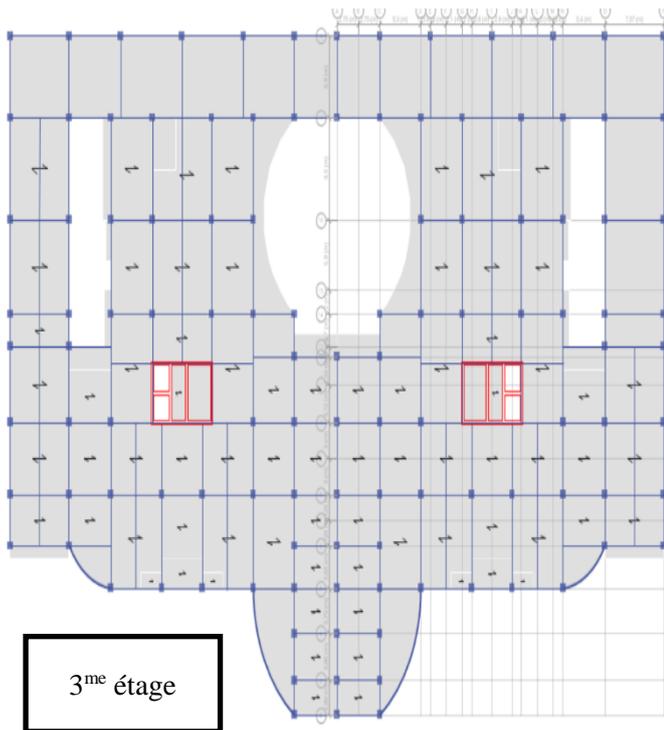
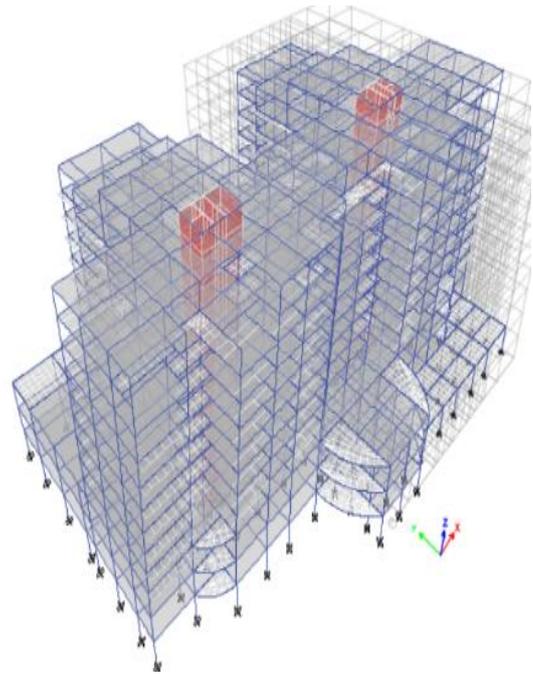
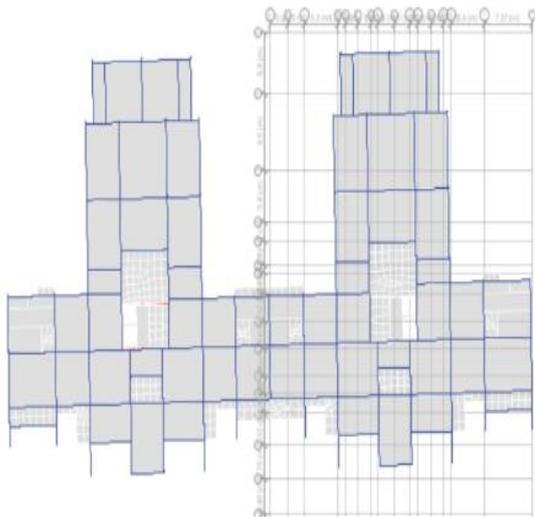
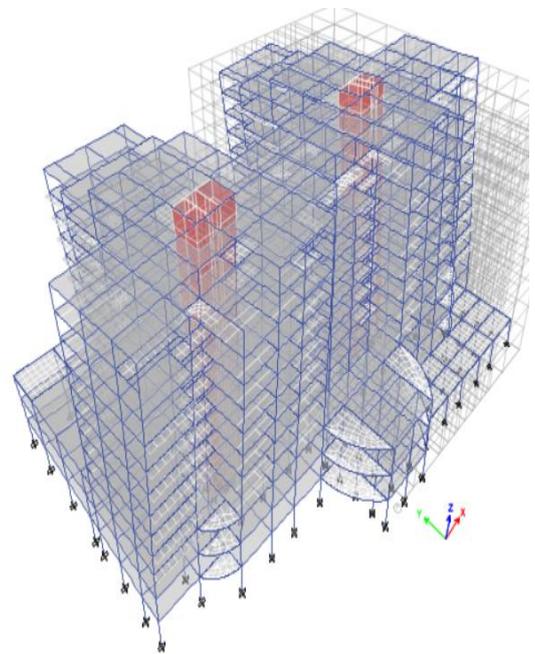
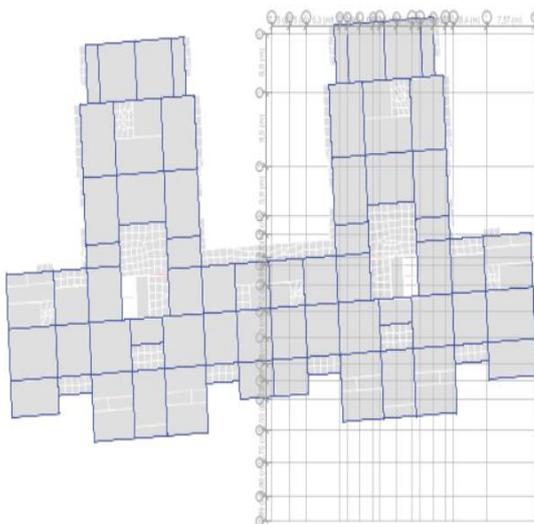


Figure IV 3. Modèle variante 1 (de 1er jusqu'à 10^{eme} étage + Attique).



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration

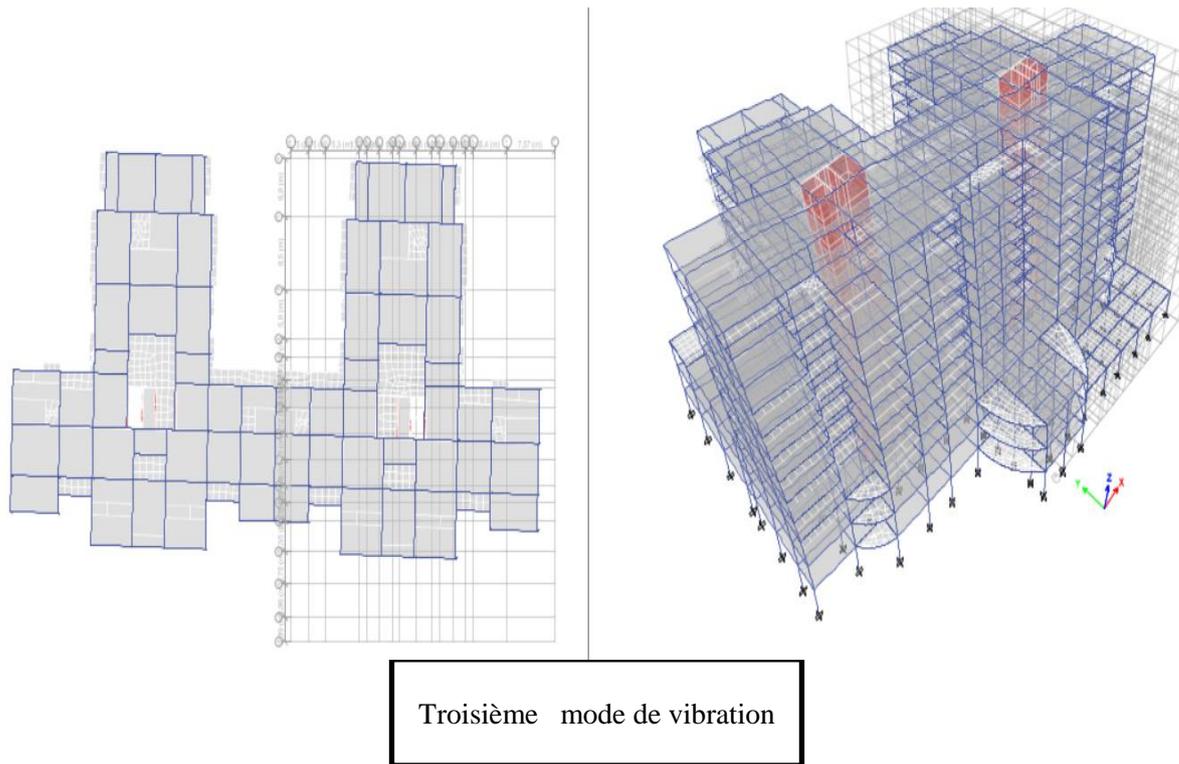


Figure IV 4. mode de vibration vue en plan et Vue 3D(variante 1).

IV.9.2.4.2. Résultats de l'analyse dynamique de la variante 1:

Tableau IV 1: Période et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,999	0,0041	0,5912	0,0041	0,5912	0,0489	0,0489
2	0,983	0,0608	0,0474	0,0649	0,6386	0,5295	0,5784
3	0,851	0,5597	3,632E-05	0,6246	0,6386	0,0652	0,6436
4	0,305	0,0135	0,0004	0,638	0,639	0,1848	0,8284
5	0,267	0,0001	0,2	0,6381	0,839	0,0004	0,8288
6	0,229	0,2059	6,607E-06	0,8441	0,839	0,0116	0,8404
7	0,208	0,0019	0,0001	0,846	0,839	0,0006	0,841
8	0,171	0,0056	0,0007	0,8516	0,8398	0,0207	0,8618
9	0,158	0,0006	0,0002	0,8523	0,8399	0,0408	0,9025
10	0,132	0,0003	0,0064	0,8525	0,8463	0,0127	0,9152
11	0,127	0,0007	0,0703	0,8532	0,9166	0,0001	0,9153
12	0,116	0,0658	0,001	0,919	0,9177	0,0035	0,9187

IV.9.2.4.3. Constatations :

-La participation massique globale dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode couplé, avec un taux participation massique de translation dominant dans le y-y de l'ordre de 59%.

- Le 2^{ème} mode est mode de torsion.

- Le 3^{ème} mode est similaire au premier mode, avec un taux de participation massique de 56% toujours sur le sens X-X.

IV.9.2.4.4. Commentaire :

Dans le but d'améliorer d'avantage la réponse dynamique de la structure, des voiles ont été ajoutés sur la direction X-X ,Y-Y. Après avoir fait plusieurs simulations, voici en ce qui suit les résultats du modèle retenu.

IV.9.2.4.5. Vérification de la Période

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

-Une période fondamentale :

$$T=0,999s > 1.3T_e = 0,663s \Rightarrow \text{Condition est non vérifiée.}$$

IV.9.2.4.6. Commentaire :

Les résultats dynamiques enregistrés pour cette variante ont montré un comportement modal de la structure relativement flexible avec un deuxième mode c'est de torsion Cette réponse, a engendré des résultats très excessifs en matière de déplacement de la structure et en matière d'efforts sismiques.

C'est pour cette raisons des simulations ont été alors élaborés tout en ajoutant des voiles de contreventement à la structure afin de rigidifier d'avantage la stabilité de la structure et réduire les efforts dans les éléments structuraux

Parmi les modèles analysés, nous présentons en ce qui suit la variante ayant donné les résultats les plus satisfaisants.

IV.9.2.5 Renforcement de l'ossature du bâtiment

IV.9.2.5.1 Modèle (variante 2) : Dans cette variante, les voiles de contreventement ont été disposées de manière symétrique afin d'équilibrer la structure faisant l'objet de notre étude. La configuration choisie est illustrée dans les figures ci-dessous.

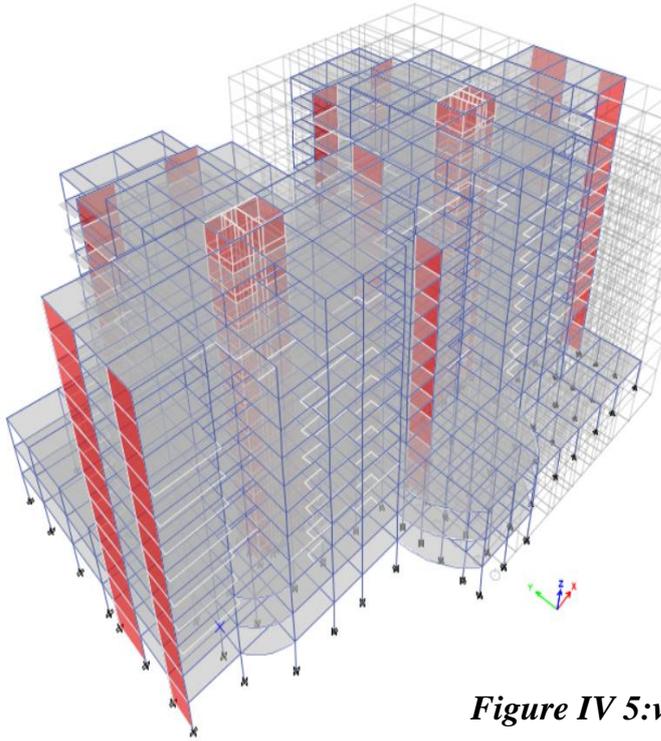


Figure IV 5:vue en 3d variante 2.



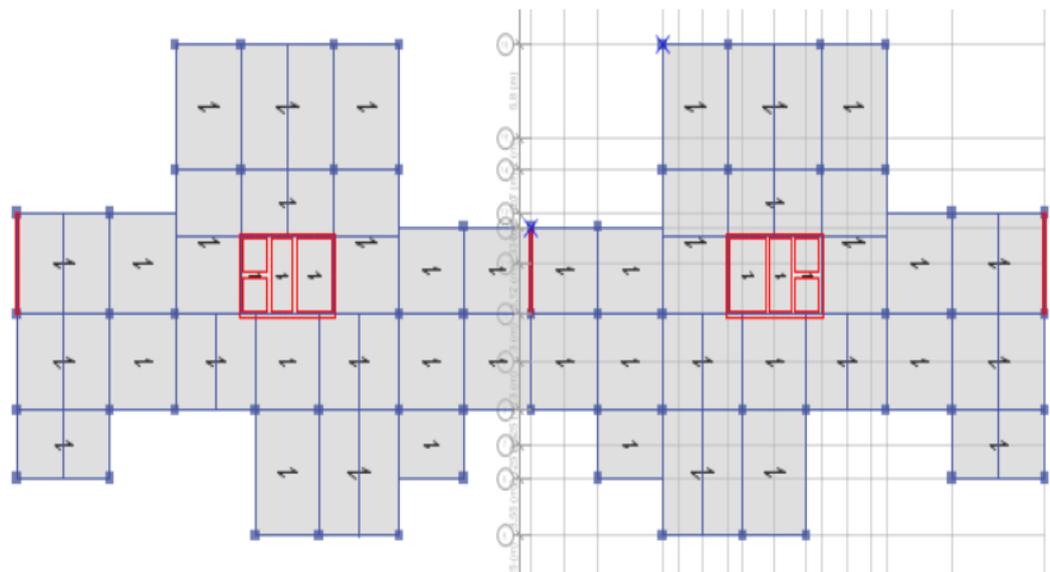
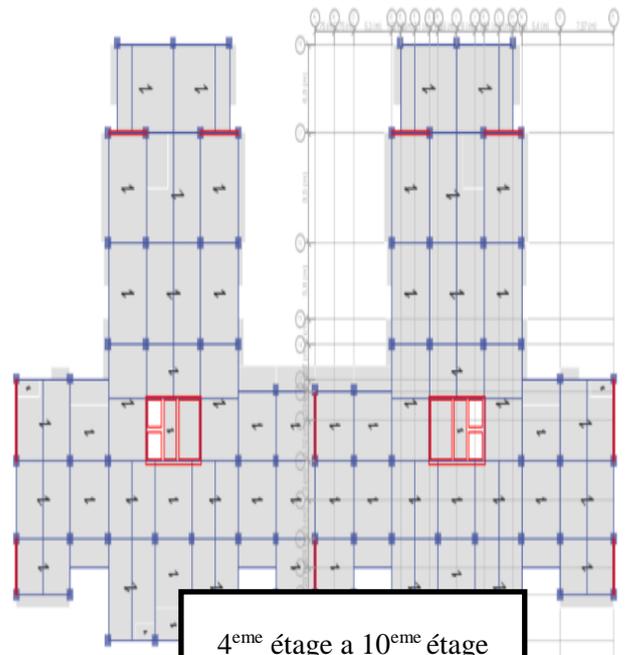
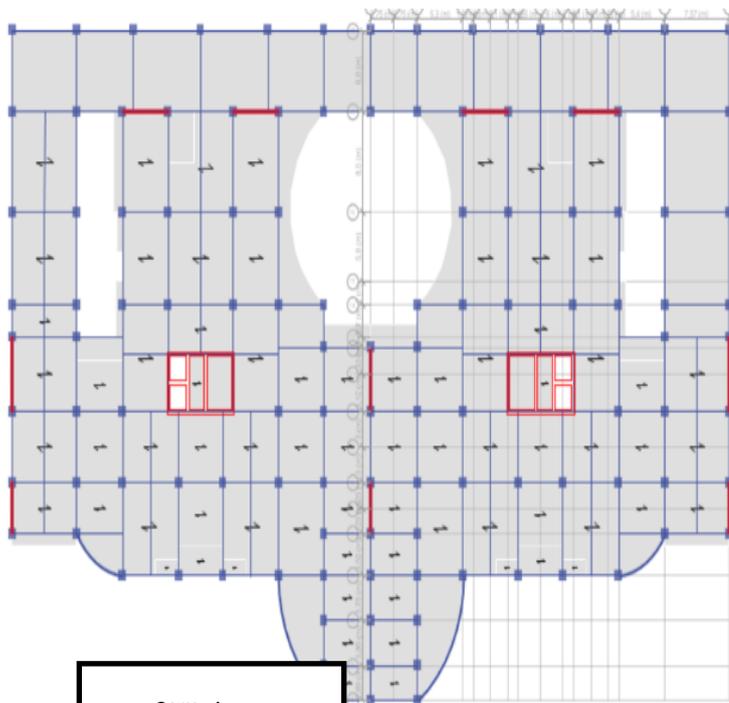
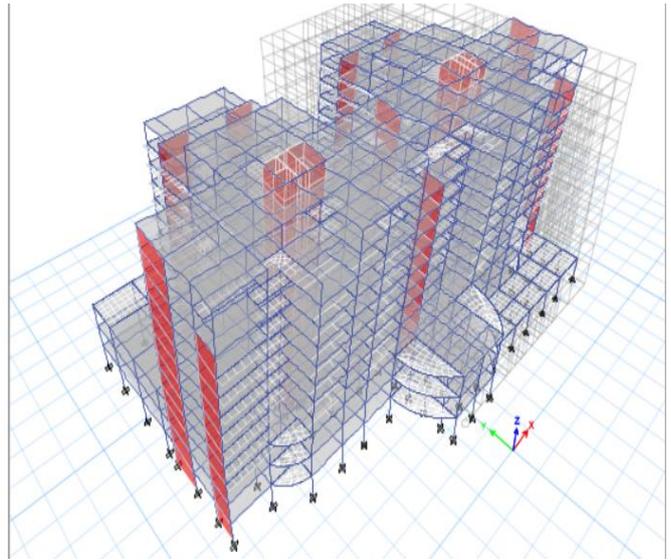
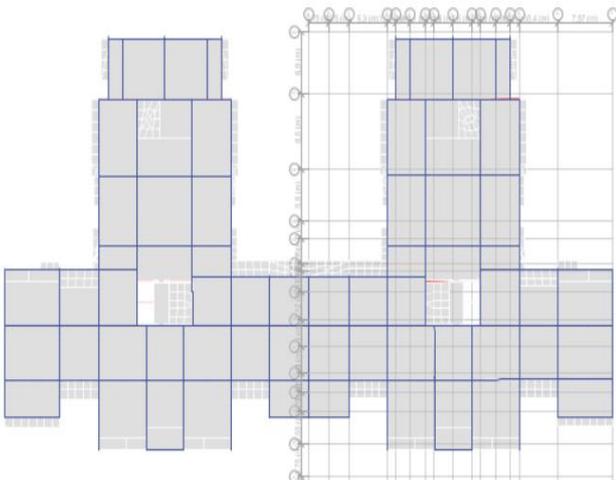
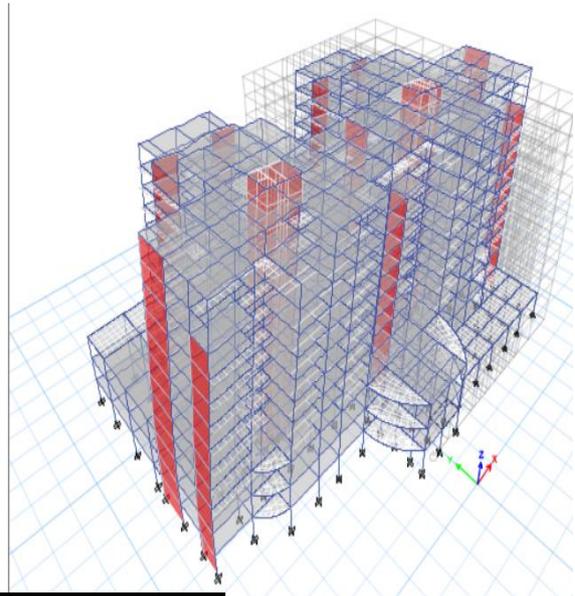
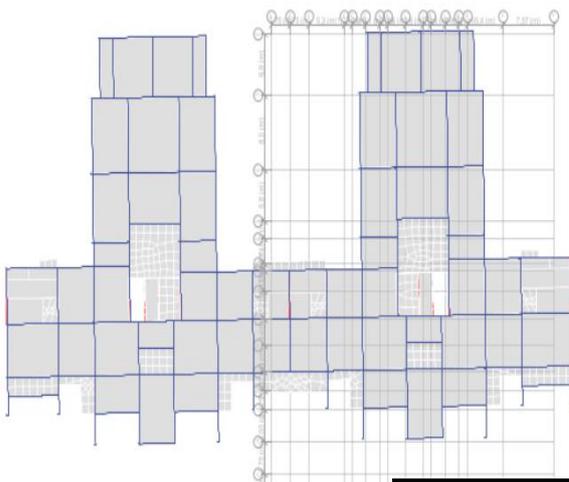


Figure IV6 : Modèle variante 2 (de 1er jusqu'à 10ème étage + Attique).



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration

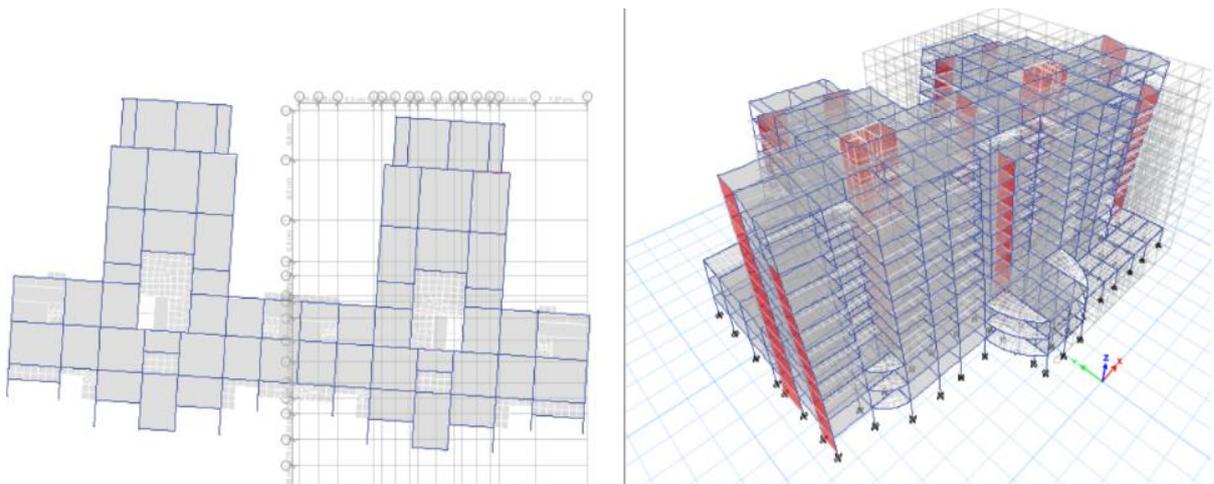


Figure IV 7.:mode de vibration vue en plan et Vue 3D(variante 2).

IV.9.2.5.2. Résultats de l'analyse Dynamique de la 2^{ème} variante :

Tableau IV 2:Période et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,88	1,245E-05	0,6337	1,245E-05	0,6337	0,0009	0,0009
2	0,822	0,6115	3,753E-05	0,6115	0,6338	0,0132	0,0141
3	0,762	0,0128	0,0003	0,6243	0,6341	0,6031	0,6172
4	0,225	0,0002	0,1999	0,6246	0,834	0,0021	0,6193
5	0,215	0,1667	0,0012	0,7913	0,8352	0,0451	0,6644
6	0,206	0,0003	0,0007	0,7916	0,8359	0,0217	0,6861
7	0,199	0,0546	0,001	0,8462	0,8369	0,1458	0,8319
8	0,121	0,0006	0,0068	0,8468	0,8438	0,0001	0,832
9	0,106	0,0221	0,0357	0,8689	0,8795	0,0173	0,8494
10	0,103	0,0403	0,0306	0,9092	0,9101	0,0032	0,8526

IV.9.2.5.2.Constatations:

La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y avec un taux de participation massique de 63%.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X avec un taux de participation massique de 61%.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion avec un taux de 60%.

IV.9.2.5.3. Vérification de la Période

L'analyse dynamique de la structure a conduit aux résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T=0,88$ s
- $T=0,88s > 1.3T_e = 1.3 \times 0.51 = 0,663s, \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

IV.9.2.5.4. Vérification avec le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:

Soit : $V = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W$

$W= 385806,149kN ; R=3,5 ; D_x=2,51 ; D_y=2,2 ; Q=1,2 ; A=0,25.$

On a :

$V^x = \frac{0,25 \times 2,51 \times 1,2}{3,5} \times 385806,149 = 83003,44KN \rightarrow 0,8V^x = 66402,75KN$

$V^y = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,2}{3,5} \times 385806,149 = 75728,24KN \rightarrow 0,8V^y = 60582,59KN$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS** on a :

$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 66778,65kN \\ F_y = V_t^y = 60582,57kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$, les rapports sont de l'ordre 1.0, aucune amplification n'est nécessaire pour les deux directions.

IV.9.2.5.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations

latérales dans le plan (O, X, Y). Dans ce paragraphe, nous allons établir la vérification des déplacements sous l'action sismique conformément à l'article 4-4-3 du RPA 99 V2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif à un niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

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

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible égale à : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Avec :

h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Les résultats obtenus sont très satisfaisants pour les deux directions, l'ensemble est groupé dans les tableaux ci-après.

Données : $R=3,5$

Tableau IV 3Vérification des déplacements selon x-x et selon y-y.

Niveau <i>x</i>	Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
Attique	42,12	45,313	69,537	158,5955	243,3795	14,57 75	23,02 3	32,4	Ok
10 ^{ème}	38,88	41,148	62,959	144,018	220,3565	15,29 15	23,37 3	32,4	Ok
9 ^{ème}	35,64	36,779	56,281	128,7265	196,9835	15,64 15	23,75 45	32,4	Ok
8 ^{ème}	32,4	32,31	49,494	113,085	173,229	15,96 35	23,84 55	32,4	Ok
7 ^{ème}	29,16	27,749	42,681	97,1215	149,3835	15,84 45	23,56 9	32,4	Ok
6 ^{ème}	25,92	23,222	35,947	81,277	125,8145	15,61 35	23,47 1	32,4	Ok

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** est vérifiée.

N.B : d'après l'Art 4.4.3 de **le RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey).

IV.9.2.5.6. Justification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter et limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, le règlement parasismique Algérien (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) limite l'effort normal de compression en utilisant la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge $G + Q \pm E$

B_c : L'aire de la section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton ($f_{c28} = 30$ Mpa).

Remarque :

L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

- G + Q_+^- Ex
 - 0,8G \mp Ex
 - G + Q_+^- Ey
 - 0,8G \mp Ey
- Cette vérification concerne les poteaux qui ne sont pas solidaires aux voiles
 -Les résultats obtenus sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau IV 4: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

<i>Niveaux</i>	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>N_d</i> (N)	<i>v</i>	Vérification
1 ^{er} étage	70X70	9158438,6	0,623	NON
2 ^{eme} étage	70X70	7611207,4	0,518	NON
3 ^{eme} étage	65X65	6155033,9	0,486	NON
4 ^{eme} étage	65X65	5480084,2	0,432	NON

5 ^{eme} étage	60X60	3692746,2	0,342	NON
6 ^{eme} étage	60X60	2798887,3	0,259	OUI
7 ^{eme} étage	55X55	1851606,6	0,204	OUI
8 ^{eme} étage	55X55	1294098,1	0,143	OUI
9 ^{eme} étage	50X50	758614	0,101	OUI
10 ^{eme} étage	50X50	492333,9	0,066	OUI
Attique	45X45	264875,4	0,044	OUI
Terrasse	45X45	112223	0,018	OUI

IV.9.2.5.7 Commentaires :

L'effort normal réduit ν dépassent 0,3 dans quelque étage. A cet effet, nous avons augmenté les sections des poteaux.

IV.9.2.6. Modèle Finale (variante 3) :

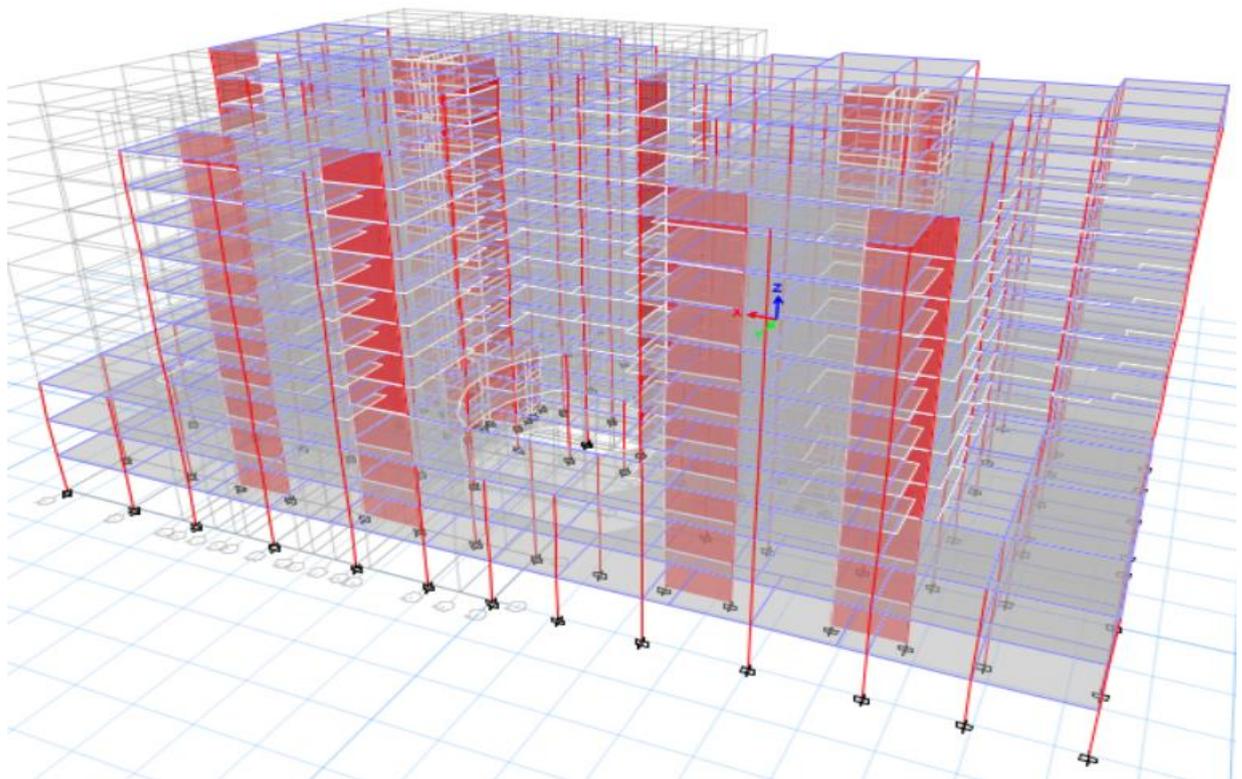


Figure IV 8:3D modèle finale.

Tableau IV : 5nouvelle section des poteaux .

Niveaux	Section (bxh) cm ²
1 ^{er} étage	100X100
2 ^{eme} étage	100X100
3 ^{eme} étage	90X90
4 ^{eme} étage	90X90
5 ^{eme} étage	85X85
6 ^{eme} étage	85X85
7 ^{eme} étage	80X80
8 ^{eme} étage	80X80
9 ^{eme} étage	75X75
10 ^{eme} étage	75X75
Attique	70X70
Terrasse	70X70

IV.9.2.6.1.Résultats de l'analyse Dynamique :

Tableau IV.6.Période et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,804	0,0002	0,634	0,0002	0,634	0,0013	0,0013
2	0,775	0,6067	0,0003	0,6069	0,6342	0,02	0,0213
3	0,692	0,0197	0,0005	0,6266	0,6347	0,5919	0,6132
4	0,211	0,0004	0,1694	0,627	0,8041	0,0038	0,617
5	0,209	0,04	0,0154	0,667	0,8195	0,0046	0,6216
6	0,205	0,1388	0,0124	0,8058	0,8318	0,025	0,6466
7	0,182	0,0361	0,0023	0,8418	0,8341	0,1838	0,8304
8	0,114	0,0018	0,0086	0,8436	0,8427	0,0002	0,8306
9	0,103	0,0336	0,0255	0,8772	0,8682	0,0161	0,8467
10	0,099	0,0308	0,0358	0,908	0,9039	0,0001	0,8468

IV.9.2.6.2 Constatations :

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation dominant parallèle à Y-Y, le taux de participation massique de 63%.

- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèle à X-X, le taux de participation massique de 60%.

- Le 3^{ème} mode est un mode de Rotation .

IV.9.2.6.3. Vérification avec le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:

Soit : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

$W = 417352,011 \text{KN} ; R = 3,5 ; D_x = 2,51 ; D_y = 2,2 ; Q = 1,2 ; A = 0,25.$

On a :

$V^x = \frac{0,25 \times 2,51 \times 1,2}{3,5} \times 417352,011 = 89790,3 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 71832,24 \text{ KN}$

$V^y = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,2}{3,5} \times 417352,011 = 78700,66 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 62960,53 \text{ KN}$

D’après le fichier des résultats de l’ETABS on a :

$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 72223,32 \text{ KN} \\ F_y = V_t^y = 65557,9 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

Analyse des résultats : La condition est vérifiée.

IV.9.2.6.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L’une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l’article 5.10 du RPA99 version 2003 l’inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l’étage.

Avec : $\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x$ et $\delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$ et $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le

sens

$x-x$ (et dans le sens $y-y, \Delta_K^y$).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$

(idem dans le sens $y-y, \delta_{eK}^y$).

Données :; $R=3,5$

Tableau IV 7 Vérification des déplacements selon x-x et selon y-y.

Niveau x	Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observer
Attique	42,12	42,952	42,598	150,332	149,093	13,006	12,782	32,4	Ok
10 ^{ème}	38,88	39,236	38,946	137,326	136,311	14,1505	13,7235	32,4	Ok
9 ^{ème}	35,64	35,193	35,025	123,1755	122,5875	14,3815	14,273	32,4	Ok
8 ^{ème}	32,4	31,084	30,947	108,794	108,3145	14,833	14,7245	32,4	Ok
7 ^{ème}	29,16	26,846	26,74	93,961	93,59	14,889	14,833	32,4	Ok
6 ^{ème}	25,92	22,592	22,502	79,072	78,757	14,791	14,7525	32,4	Ok
5 ^{ème}	22,68	18,366	18,287	64,281	64,0045	14,203	14,2275	32,4	Ok
4 ^{ème}	19,44	14,308	14,222	50,078	49,777	13,5275	13,412	32,4	Ok
3 ^{ème}	16,2	10,443	10,39	36,5505	36,365	10,773	10,752	32,4	Ok
2 ^{ème}	12,96	7,365	7,318	25,7775	25,613	13,174	13,209	32,4	Ok
1 ^{ème}	8,64	3,601	3,544	12,6035	12,404	8,246	8,26	32,4	Ok
RDC	4,32	1,245	1,184	4,3575	4,144	4,3575	4,144	32,4	OK

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de le **RPA 99 version 2003** est vérifiée.

N.B : d'après l'Art 4.4.3 de le **RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey).

IV.9.2.6.5. Justification de l'effort normal réduit :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge G + Q ± E

B_c : L'aire de la section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton ($f_{c28} = 30$ Mpa).

Tableau IV 8: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	B_c (cm ²)	N_d (N)	ν	vérification
1 ^{er} étage	100X100	7463423,3	0,249	Vérifiée
2 ^{eme} étage	100X100	6936471,4	0,231	Vérifiée
3 ^{eme} étage	90X90	6355655,7	0,235	Vérifiée
4 ^{eme} étage	90X90	5687280,1	0,210	Vérifiée
5 ^{eme} étage	85X85	5020004,8	0,207	Vérifiée
6 ^{eme} étage	85X85	4355897,9	0,179	Vérifiée
7 ^{eme} étage	80X80	3694397,5	0,170	Vérifiée
8 ^{eme} étage	80X80	3055995,9	0,141	Vérifiée
9 ^{eme} étage	75X75	2435873,2	0,127	Vérifiée
10 ^{eme} étage	75X75	1849681,2	0,096	Vérifiée
Attique	70X70	1177259,8	0,070	Vérifiée
Terrasse	70X70	536598	0,032	Vérifiée

IV.9.2.6.6. Vis à vis de l'effet p-δ:

L'effet P-Δ est principalement est le moment additionnel produit par la déformation verticale à la tête de la structure sous la sollicitation latérale séismique. Connu également sous l'effet du 2^o ordre, (l'effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99 version 2003}) \text{ [RPA, 03]}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

"K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K". $V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ 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 $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionné

Tableau IV 9: Vérification Les effets P-Δ.

Niveaux	P_K (kN)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (mm)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
Attique	20256,33	13,006	12,78	49468,03	8115,954	3240	0,0016	0,010	OK
10 ^{ème}	50926,43	14,150 5	13,72	48235,67	18940,47	3240	0,0046	0,011	OK
9 ^{ème}	82025,34	14,381 5	14,27	45735,04	27612,89	3240	0,0080	0,013	OK
8 ^{ème}	111513,8	14,833	14,72	42504,60	34167,93	3240	0,0120	0,015	OK
7 ^{ème}	141472,8	14,889	14,83	40007,35	39710,97	3240	0,0163	0,016	OK
6 ^{ème}	171358,7	14,791	14,75	37131,82	44626,31	3240	0,0211	0,017	OK
5 ^{ème}	201809,2	14,203	14,23	33829,33	49011,26	3240	0,0262	0,018	OK
4 ^{ème}	232259,8	13,527 5	13,41	30099,44	52857,88	3240	0,0322	0,018	OK
3 ^{ème}	263354,3	10,773	10,75	25859,10	56228,11	3240	0,0339	0,016	OK
2 ^{ème}	311276,1	13,174	13,21	20841,00	60610,59	4320	0,0455	0,016	OK
1 ^{ème}	362245,6	8,246	8,26	14274,13	63978,96	4320	0,0484	0,011	OK
RDC	417352,0	4,3575	4,14	6182,114	65557,90	4320	0,0681	0,006	OK

Conclusion

Après avoir exposé les réponses dynamiques des différentes variantes analysées, nous concluons que la variante finale retenue satisfait l'ensemble des conditions prescrites par le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003), cette variante est celle utilisé par la suite pour le calcul des armatures dans les chapitres suivants.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES
ELEMENTS Structuraux

V.1.Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre bâtiment.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié en 1999 [BAEL, 99] et les vérifications se feront selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 [RPA, 03].

-Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

-Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

V.2.Ferrailage des poteaux**V.2.1.Introduction :**

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr} .

L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr} .

Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr} .

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables des combinaisons d'état limite ultime (E.L.U) et l'Etat limite accidentelle (ELA) les situations suivantes :

➤ Leur pourcentage est limité par:

- $0,9 \% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)

- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec : A_s : La section d'acier ; B : Section du béton [cm^2].

➤ Le diamètre minimal est de 12mm.

➤ La longueur minimale de $l_R = 50 \times \varnothing$ en zone de recouvrement.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm. Et ne doit pas être inférieur à 3,75cm.

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'intérieur des zones nodales.

➤ Pour la zone nodale dans les poteaux ,les longueurs «h' »à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit:

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

V.2.3.Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou un généraliser le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généraliser le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par les deux logiciels **SOCOTEC v1.02**.

V.2.4.Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

V.2.5.Présentation des Résultats :

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.2.5.1.Situation durable : 1,35G + 1,5Q

a. (N_{max}^+, M^{corr})

Tableau V 2: Ferrailages des poteaux (N_{max}^+, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	Sollicitati on	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X100	8710,8912	112,6424	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	7092,465	178,5182	SEC	0	0	81,225
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	5512,9551	199,3582	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	4011,0502	209,3322	SEC	0	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	2546,5049	208,8473	SEC	0	0	57,6
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	1164,8767	44,56	SEC	0	0	50,62

b. (M_Y^{max}, N^{corr})

**Tableau V 3:Ferrailages des poteaux en situation durable
(M_Y^{max}, N^{corr}).**

Niveaux	Section s (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitat ion	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X100	275,3694	4880,8009	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	345,0166	466,7611	SPC	3,39	0	81,225
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	191,2003	2398,8222	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	199,8506	2564,72	SEC	0	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	274,9052	1615,1007	SEC	0	0	57,6

10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	315,8915	447,3554	SPC	5,3	0	50,62

c. (M_Z^{max}, N^{corr})

Tableau V 4: Ferrillages des poteaux en situation durable (M_Y^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kN)	N ^{cor} (kNm)	Sollicitation	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X100	257,5004	2503,2296	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	486,7167	574,1822	SPC	5,88	0	81,225
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	-237,0458	4691,0032	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	-241,3672	3216,8939	SEC	0	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	251,0379	1776,2362	SEC	0	0	57,6
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	-251,5638	1041,3927	SEC	0	1,28	50,62

V.2.5.2.Situation accidentelle 1 : G + Q + E

a. (N_{max}^+, M^{corr})

Tableau V 5 Ferrillages des poteaux (N_{max}^+, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{cor} (kNm)	Sollicitation	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X100	7463,4233	-695,1249	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	6355,6557	-710,4307	SEC	0	0	81,225

,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	90X90	5020,0049	-699,9035	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	85X85	3694,3975	-666,7986	SEC	0	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	2435,8732	-601,7759	SEC	0	0	57,6
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	1177,2598	-576,2128	SPC	5,25	0	50,62

b. (N_{max}^- , M^{corr})

Tableau V 6 Ferrillages des poteaux (N_{max}^- , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	Sollicitat ion	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X100	-2667,2258	170,3716	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	-1170,0425	185,1901	SET	12,07	11,33	81,225
,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	90X90	-701,2459	252,5168	SET	13,02	1,01	72,9
6 ^{ème} ,7 ^{ème}	85X85	-403,7444	294,7032	SPC	11,35	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	-162,7934	280,7719	SPC	9,01	0	57,6
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	-22,6905	322,1475	SPC	9,32	0	50,62

c. (M_Y^{max}, N^{corr})

Tableau V 7 Ferrillages des poteaux en situation durable (M_Y^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC, 1 ^{er}	100X100	1015,5725	3759,145	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	1774,3383	-1140,715	SET	14,99	7,81	81,225
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	734,7173	4355,8979	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	721,522	733,5503	SPC	10,91	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	763,4574	563,3929	SPC	15,08	0	57,6
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	893,6265	156,1324	SPC	24,58	0	50,62

d. (M_Z^{max}, N^{corr})

Tableau V 8 Ferrillages des poteaux en situation durable (M_Z^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC, 1 ^{er}	100X100	684,3877	3453,5702	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	730,4617	4043,4324	SEC	0	0	81,225
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	447,6867	3148,6597	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	430,3733	1805,1519	SEC	0	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	425,8881	1073,7578	SPC	0,67	0	57,6

10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	543,4223	332,7184	SPC	12,28	0	50,62
--------------------------------	-------	----------	----------	-----	-------	---	-------

V.2.5.3.Situation accidentelle 2 :0,8 G + E

a. (N_{max}^+, M^{corr})

Tableau V 9 Ferrailages des poteaux (N_{max}^+, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	Sollicitat ion	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X10 0	6062,3009	684,7582	SEC	0	0	90
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	5192,1757	681,1858	SEC	0	0	81,225
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	4105,7647	666,823	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	3011,804	628,6465	SEC	0	0	65,025
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	1973,826	562,2304	SEC	0	0	57,6
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	952,4354	518,6232	SPC	5,58	0	50,62

(N_{max}^-, M^{corr})

Tableau V 10 Ferrailages des poteaux (N_{max}^- , M^{corr}).

<i>Niveaux</i>	<i>Sections (cm²)</i>	<i>N^{max} (kN)</i>	<i>M^{cor} (kNm)</i>	<i>Sollicitati on</i>	<i>A'_s (cm²)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (RPA) (cm²)</i>
<i>RDC, 1^{er}</i>	100X100	- 2979,279	164,5642	SET	33,28	26,3	90
<i>2^{ème}, 3^{ème}</i>	95X95	- 1303,459	210,7703	SET	17,75	8,31	81,225
<i>,4^{ème}, 5^{ème}</i>	90X90	- 1100,550	231,306	SET	16,5	5,5	72,9
<i>6^{ème}, 7^{ème}</i>	85X85	- 698,5924	271,5562	SET	13,84	0,12	65,025
<i>8^{ème}, 9^{ème}</i>	80X80	- 352,1349	257,0907	SPC	10,35	0	57,6
<i>10^{ème}, ATTIQUE</i>	75X75	-117,199	212,0219	SPC	7,15	0	50,62

b. (M_Y^{max}, N^{corr})

**Tableau V 11 Ferrillages des poteaux en situation durable
(M_Y^{max}, N^{corr}).**

<i>Niveaux</i>	<i>Sections (cm²)</i>	<i>M^{max} (kN)</i>	<i>N^{cor} (kNm)</i>	<i>Sollicitation</i>	<i>A's (cm²)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_{s(RPA)}^{min} (cm²)</i>
<i>RDC, 1^{er}</i>	100X100	1008,3021	- 3528,2079	<i>SET</i>	0	0	90
<i>2^{ème}, 3^{ème}</i>	95X95	1784,5543	1849,5611	<i>SEC</i>	23,87	0	81,225
<i>,4^{ème}, 5^{ème}</i>	90X90	694,5617	3558,63	<i>SEC</i>	0	0	72,9
<i>6^{ème}, 7^{ème}</i>	85X85	673,5004	170,6153	<i>SPC</i>	15,14	0	65,025
<i>8^{ème}, 9^{ème}</i>	80X80	699,8268	214,9944	<i>SPC</i>	16,63	0	57,6
<i>10^{ème}, ATTIQUE</i>	75X75	823,1511	65,7272	<i>SPC</i>	023,29	0	50,62

c. (M_Z^{max}, N^{corr})

**Tableau V 12 :Ferrailages des poteaux en situation durable
(M_Z^{max}, N^{corr}).**

<i>Niveaux</i>	<i>Sections (cm²)</i>	<i>M^{max} (kN)</i>	<i>N^{cor} (kNm)</i>	<i>Sollicitat ion</i>	<i>A'_s (cm²)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A^{min}_{s(RPA)} (cm²)</i>
<i>RDC, 1^{er}</i>	100X100	682,1113	2133,8506	<i>SET</i>	0	0	90
<i>2^{ème}, 3^{ème}</i>	95X95	713,8777	2851,3309	<i>SEC</i>	0	0	81,225
<i>,4^{ème}, 5^{ème}</i>	90X90	419,2278	2254,1142	<i>SEC</i>	0	0	72,9
<i>6^{ème}, 7^{ème}</i>	85X85	403,0721	1389,2455	<i>SEC</i>	0	0	65,025
<i>8^{ème}, 9^{ème}</i>	80X80	400,8844	830,5383	<i>SPC</i>	2,34	0	57,6
<i>10^{ème}, ATTIQUE</i>	75X75	497,4081	248,7384	<i>SPC</i>	11,75	0	50,62

Tableau V 13: les vérifications de RPA et BAEL.

Niveau (b×h)cm ²	AsminBAEL(cm ²)		AsminRPA(cm ²)	Asmax	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C=3%B	Z.R=6%B
RDC, 1 ^{er} (100×100)	16	20	90	300	600
2 ^{ème} , 3 ^{ème} (95×95)	15,2	18,05	81,225	270,75	541,5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} (90×90)	14,4	16,2	72,9	243	486
6 ^{ème} , 7 ^{ème} (85×85)	13,6	14,45	65,025	216,75	433,5
8 ^{ème} , 9 ^{ème} (80×80)	12,8	12,8	57,6	192	384
10 ^{ème} + Attique ,	12	11,25	50,62	168,75	337,5

Tableau V 14 Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{max} adopté e/face	Choix des armatures	A _s ^{min} (cm ²)	Choix de la section	A _s ^{to} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	100X100	33,28	34,36	7T25	72,9	24T25	117,84
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	23,87	24,54	5T25	65,025	16T25	78,56
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	16,5	18,85	6T20	57,6	20T20	62,8
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	15,14	15,71	5T20	50,625	16T20	78,56
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	16,63	18,85	6T20	44,1	20T20	62,8

10 ^{ème} , ATTIQUE (75X75)	75X75	24,58	25,13	8T20	38,025	28T20	87,92
---	-------	-------	-------	------	--------	-------	-------

V.2.6.Choix des Armatures:

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant

V.2.7.Vis a Vis de l'Etat Limite de Service:

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (voir annexe I), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18MPa \text{ (BAEL, 99)}$$

Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110\sqrt{n} f_{tj})\right)$ (MPa) (BAEL, 99).
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$ (MPa) (BAEL, 99).

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A.}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) ($N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr}$)

Tableau V 15Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nsermax, Msercorr).

Niveaux	Section s (cm ²)	N_{ser}^{max} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	A_{S}^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificatio n
---------	------------------------------------	--------------------------	--------------------------	-------------------------------------	---------------------	---------------------------	------------------------	------------------------------	------------------

RDC, 1 ^{er}	100X100	6355,1477	82,0269	117,84	62,2	250	7,2	18	Vérifier
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	5173,7541	129,9736	78,56	67	250	5,88	18	Vérifier
,4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	4021,3368	145,1901	62,8	64,2	250	4,67	18	Vérifier
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	85X85	2926,1154	152,4625	78,56	51,4	250	3,5	18	Vérifier
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	1858,3264	152,1088	62,8	44,8	250	3,03	18	Vérifier
10 ^{ème} , ATTIQUE	75X75	853,9707	32,2795	87,92	15,9	250	1,5	18	Vérifier

B) ($M_{ser/y}^{max}, N_{ser}^{cor}$)

Tableau V.17. Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser/y}^{min}, N_{ser}^{corr}$)

Niveau <i>x</i>	Sections (<i>cm</i> ²)	M_{ser}^{max} (<i>kNm</i>)	N_{ser}^{corr} (<i>kN</i>)	A_{S}^{adp} (<i>cm</i> ²)	σ_s (<i>MPa</i>)	$\bar{\sigma}_s$ (<i>MPa</i>)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (<i>MPa</i>)	Vérification <i>n</i>
RDC, 1 ^{er}	100X100	- 200,399 3	- 3557,987 6	117,84	76,8	250	5,24	18	Vérifier
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	- 249,844 4	-338,9208	78,56	0	250	2,17	18	Vérifier
,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	90X90	138,905 2	-1752,099	62,8	34,1	250	2,3	18	Vérifier
6 ^{ème} , 7 ^{ème} e	85X85	145,406 9	- 1873,653 1	78,56	37	250	2,49	18	Vérifier

8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	200,280 3	- 1181,0711	62,8	39,5	250	2,73	18	Vérifier
10 ^{ème} , ATTIQ UE	75X75	- 230,555	-328,016	87,92	0	250	3,55	18	Vérifier

c) ($M_{ser/z}^{max}, N_{ser}^{cor}$)

Tableau V 16: Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser/zmin}, N_{sercorr}$).

Niveau x	Section s (cm ²)	M _{ser} ^{MA} x (kNm)	N _{ser} ^{CORR} (kN)	A _S ^{adp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	100X100	- 197,69 17	- 1436,39 59	117,8 4	0	250	2,75	18	Vérifier
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	95X95	- 356,39 79	- 420,853 9	78,5 6	0	250	3,04	18	Vérifier
,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	90X90	- 172,64 33	- 3421,21 22	62,8	89	250	6,07	18	Vérifier
6 ^{ème} ,7 ^{ème} e	85X85	- 175,81 28	- 2346,44 01	78,5 6	76,7	250	5,27	18	Vérifier
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	80X80	- 182,52 87	- 1295,10 08	62,8	0	250	4,17	18	Vérifier
10 ^{ème} , ATTIQ UE	75X75	- 183,18 09	- 760,520 8	87,9 2	0	250	3,8	18	Vérifier

V.2.8.Vérification de l’Effort Tranchant:

V.2.8.1.Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL,99]:

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l’effort tranchant à l’état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limité aux valeurs suivantes :

✓ **Selon le BAEL 91 modifie 99 [BAEL,99] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

✓ **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement.

a : Dimension de la section droite du poteau

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V 17 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC+1 ^{er}	100X100	102,04	0,11	3,024	0,04	1,2	3	Vérifiée
2 ^{ème}	95X95	120,21	0,15	3,18	0,04	1,2	3	Vérifiée
3 ^{ème}	95X95	129,95	0,16	2,39	0,04	1,2	3	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	90X90	102,8	0,14	2,52	0,04	1,2	3	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	85X85	106,022	0,16	2,67	0,04	1,2	3	Vérifiée
8 ^{ème} + 9 ^{ème}	80X80	137,16	0,24	2,84	0,04	1,2	3	Vérifiée
10 ^{ème} + Attique	75X75	164,98	0,33	3,024	0,04	1,2	3	Vérifiée

V.8.2. Ferrailage transversal des poteaux:.

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

✓ **Selon BAEL91 modifié 99 [BAEL,91] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.
 b : Largeur de la section droite.
 h : Hauteur de la section droite.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 φ_t : Diamètre des armatures transversales.
 φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

✓ **Selon le RPA99 version 2003 [RPA,03] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec : A_t : Section d'armatures transversales.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_u : Effort tranchant à l'ELU.
 f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
 h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500MPa$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V 18 Espacements maximales selon RPA99 version 2003.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Øt (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er} ,	100X100	14T25	25	10	25
3 ^{ème} , 2 ^{ème}	95X95	10T25	25	10	25
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	90X90	12T20	20	10	20
7 ^{ème} , 6 ^{ème}	85X85	10T20	20	10	20
9 ^{ème} , 8 ^{ème}	80X80	12T20	20	10	20
ATTIQUE, 10 ^{ème}	75X75	16T20	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V 19 Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} ,	100X100	3,024	3,024	3,75	102,04	N	10	0,08	16T8	8
						C	25	0,2	16T8	8
2 ^{ème}	95X95	3,024	3,18	3,75	120,21	N	10	0,094	12T8	6

						C	25	0,23	12T8	6
3 ^{ème} ,	95X95	2,268	2,39	3,75	129,95	N	10	0,1	12T8	6
						C	25	0,26	12T8	6
4 ^{ème} ,5 ^{ème}	90X90	2,268	2,52	3,75	102,8	N	10	0,085	16T8	8
						C	20	0,17	16T8	8
7 ^{ème} ,6 ^{ème}	85X85	2,268	2,67	3,75	106,02 2	N	10	0,093	12T8	6
						C	20	0,18	12T8	6
9 ^{ème} ,8 ^{ème}	80X80	2,268	2,84	3,75	137,16	N	10	0,13	16T8	8
						C	20	0,26	16T8	8
10 ^{ème} ,AT TIQUE,	75X75	2,268	3,024	3,75	164,98	N	10	0,16	18T8	9
						C	20	0,33	18T8	9

V.2.9.Longueur de Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de : Lr=50Øl en zone III.

Pour : Ø=20mm.....Lr=100cm ,

Ø=16mm.....Lr=80cm

V.2.10.FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL:

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée

par :
$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r: Section réduite du poteau considéré $B_r=(a-2)(b-2)cm^2$

α: Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f: Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r=(a-2)(b-2)$ [cm^2].

D'après le fichier *ETABS*, l'effort normal total revenant au poteau du 3^{ème} sous sol :

$N_{u(ss3)} = 7290,9385kN$.

V.2.10.1 Calcul du ferrailage :

- $i = 30,31$ cm
- $\lambda = \frac{0,7 \cdot 3,06 \cdot 10^2}{30,31} = 7,07 < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,85$$

$$B_r = (105 - 2) \times (105 - 2) = 10609 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{10717,28 \times 1000}{0,85} - \frac{10609 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -252,24 \text{ cm}^2$$

$A_s^{\min} = 0,9\% B$ (Selon le *RPA99 version 2003*)

$A_s = A_s^{\min} = 99,225 \text{ cm}^2$ On prend : $20T25 + 4T16 = 106,24 \text{ cm}^2$.

V.2.10.2 Vérification à l'ELS : $N_{ser(ss2)} = 7290,9385kN$

Tableau V 20 Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.

Section (cm^2)	$N_{ser}(kN)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
100X100	7290,9385	7,76	18	OK

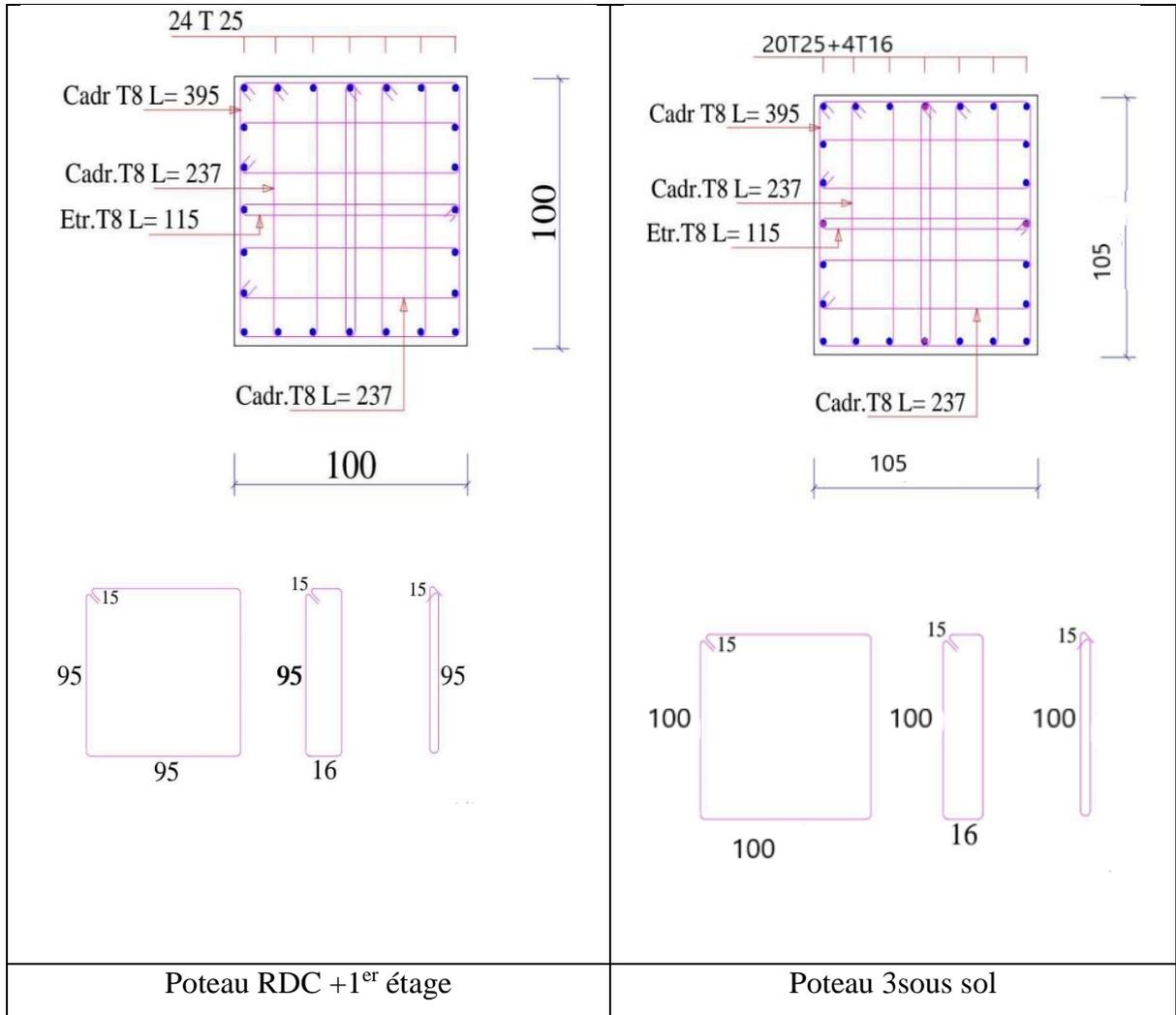
V.2.10.3. Détermination des armatures transversales :

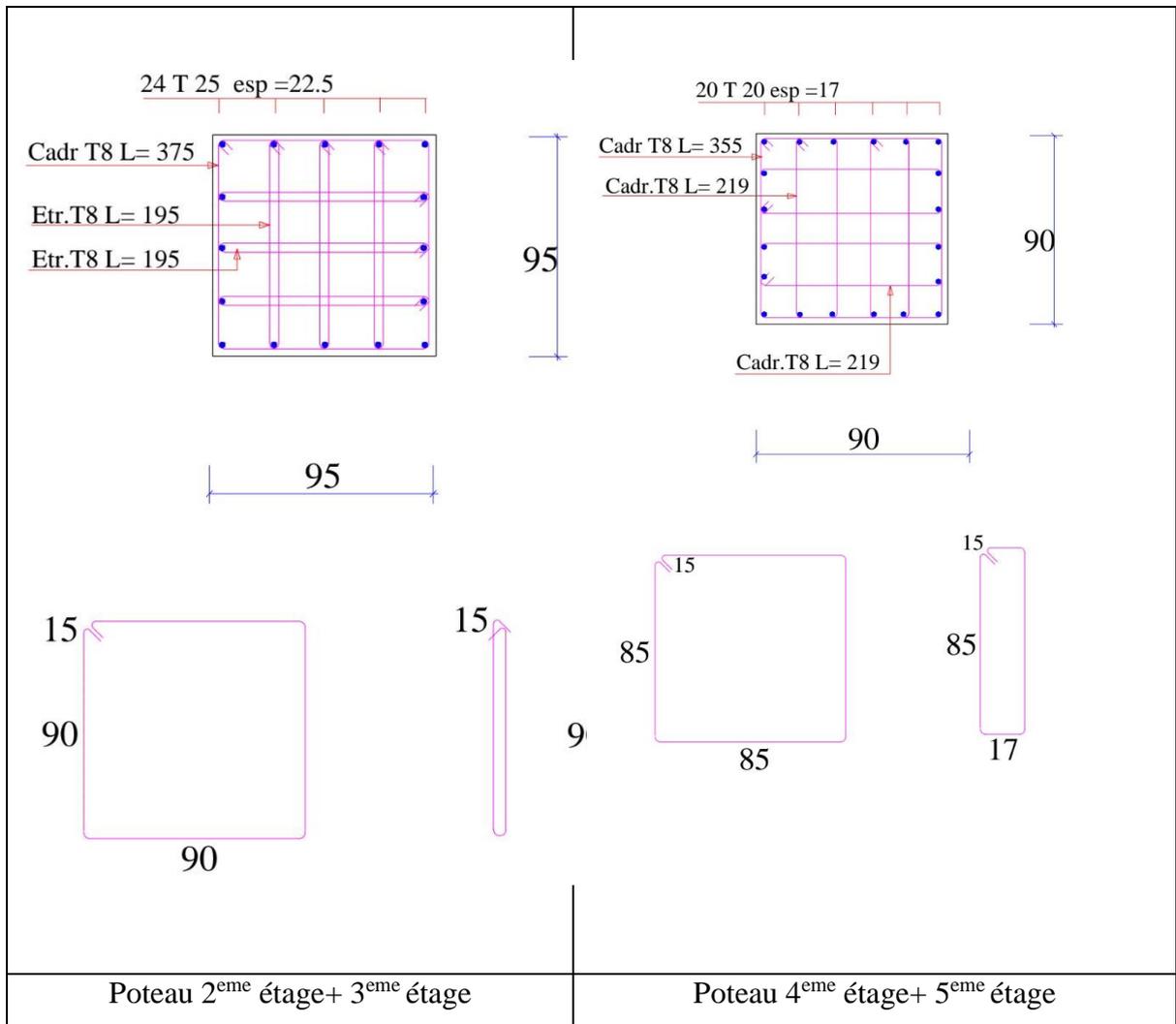
Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 16T8 = 8 \text{ cm}^2$.

-T20..... $L_r = 100 \text{ cm}$.

-T16..... $L_r = 80 \text{ cm}$.

V.3.Schème de ferrailage des poteaux :





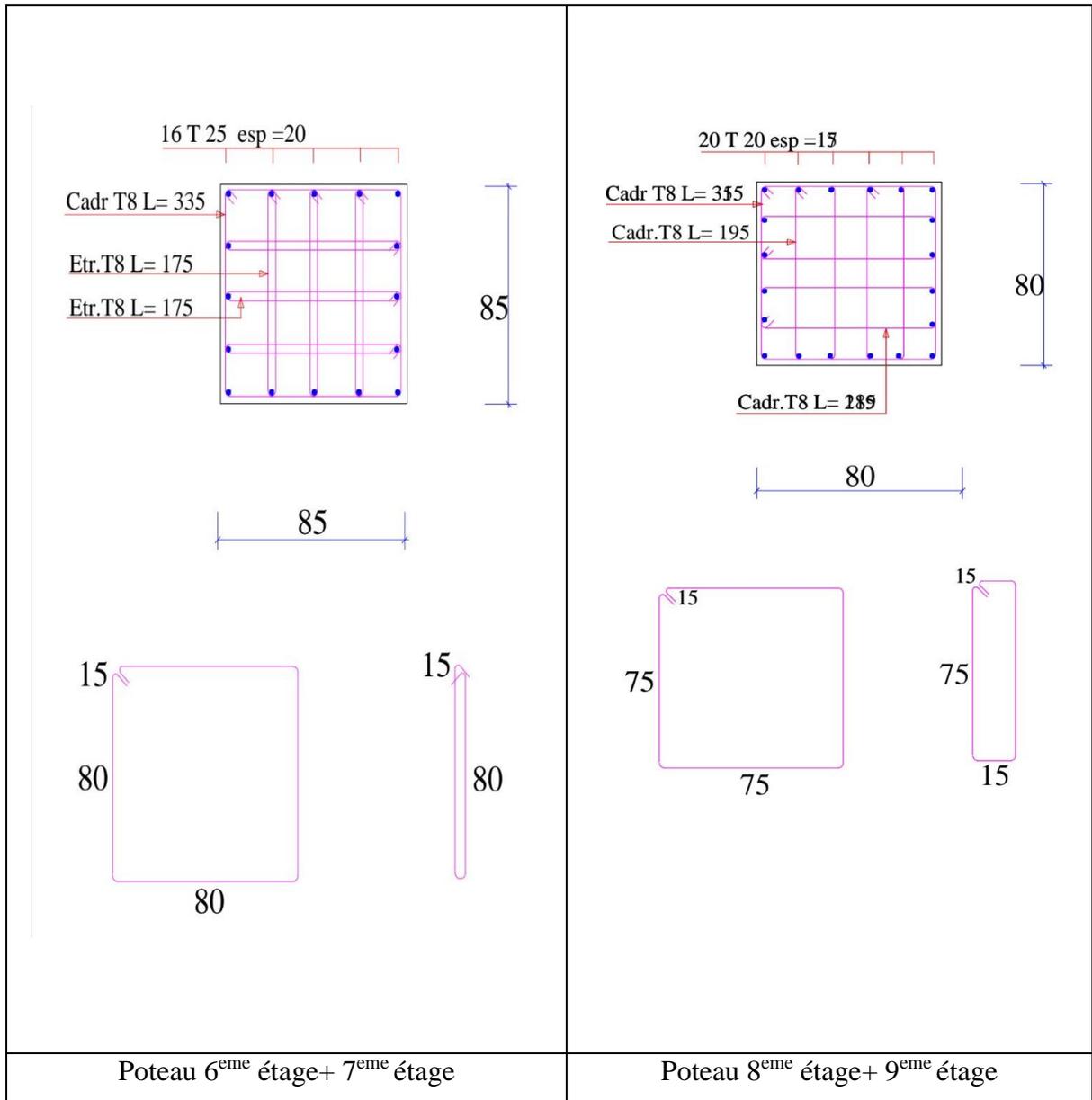


Figure V 1 Ferrailage des poteaux.

V.3.FERRAILLAGE DES POUTRES :**V.3.1.Introduction:**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable \rightarrow ELU: $1,35G+1,5Q$ \rightarrow ELS: $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle $\rightarrow G+Q+E \rightarrow 0.8 G \pm E$

V.3.2Recommandations selon RPA99 version 2003 :

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

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

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

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

5- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par : $At = 0,003 \times St \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) & Z. N. \\ St \leq \frac{h}{4} & Z. C. \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

\emptyset : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.3.Calcul du ferrailage

La structure ne comporte deux types de poutres :

Poutre principale 35 x 60

Poutre secondaire 30 x 60.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

As : Section d'armatures tendus.

As' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et Le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

V.3.3.1.poutres principales :

a) Situation durable : 1,35G + 1,5Q

- **Poutre sans voile**

Tableau V 21 :Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).

Niveaux	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)	As'(cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	235,08	0	10,17
		Appui	489,12	23,32	0
Terrasse	35X60	Travée	171,71	0	7,28
		Appui	326,82	14,59	0

- **Poutre avec voile**

Tableau V 22Ferrailage des poutres principales avec voile (Situation durable).

Niveaux	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)	As'(cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	97,81	0	4,06
		Appui	259,92	11,34	0
Terrasse	35X60	Travée	64,26	0	2,64

		Appui	247,63	10,75	0
--	--	--------------	--------	--------------	----------

- Les Poutres des travée L=2,7 m

Tableau V 23 Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).

Nivea ux	Section(cm²) (bxh)	Position	M^{max} (kNm)	As(cm²)	As'(cm²)
Etage courant	35X60	Travée	76,92	0	3,17
		Appui	329,64	14,73	0

b) Situation accidentelle : G + Q + E

- **Poutre sans voile**

Tableau V 24 Ferrailage des poutres principales sans voile (situation accidentelle).

Nivea ux	Section(cm²) (bxh)	Position	M^{max} (kNm)	As(cm²)	As'(cm²)
Etage courant	35x60	Travée	252,72	0	13,94
		Appui	1002,51	68	0
Terrasse	35X60	Travée	132 ,24	0	7,13
		Appui	783,23	49,2	0

- **Poutre avec voile**

Tableau V 25 Ferrailage des poutres principales avec voile (situation accidentelle).

Nivea ux	Section(cm²) (bxh)	Position	M^{max} (kNm)	As(cm²)	As'(cm²)
Etage courant	35X60	Travée	60,45	0	3,22
		Appui	884,84	57,44	0

Terrasse	35X60	Travée	51,4	0	2,73
		Appui	716,12	44,1	0

- Poutre des travée L=2,7 m

Tableau V 26 Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).

Niveaux	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)	As'(cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	576,11	0	34,17
		Appui	1590,24	109	23,44

c) Situation accidentelle : 0,8G+E

- **Poutre sans voile**

Tableau V 27 Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).

Niveaux	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)	As'(cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	251,15	0	13,85
		Appui	991,51	66,95	0
Terrasse	35X60	Travée	99,86	0	5,35
		Appui	682,93	41,66	0

- **Poutre avec voile**

Tableau V 28 Ferrailage des poutres principales avec voile (Situation durable).

Niveaux	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)	As'(cm ²)
Etage courant	30x	Travée	84,25	0	4,5
		Appui	832,54	53,11	

Terrasse	30x40	Travée	37,75	0	2
		Appui	659,29	39,96	0

- Poutre des travée L=2,7 m

Tableau V 29 Ferrailage des poutres principales sans voile (Situation durable).

Niveau	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)	As'(cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	586,96	0	34,91
		Appui	1559,42	107	21,73

V.3.3.2.poutres secondaire :

a) Situation durable : 1,35G + 1,5Q

- Poutre sans voile

Tableau V 30 Ferrailage des poutres secondaires sans voile (Situation durable).

Niveau	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)
Etage courant	30x60	Travée	371,44	17,29
		Appui	475,36	23,39
Terrasse	30x60	Travée	296,78	13,35
		Appui	378,39	17,67

- Poutre avec voile

Tableau V 31 Ferrailage des poutres secondaires avec voile (Situation durable).

Niveau	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)
Etage courant	30x	Travée	239,13	10,5
		Appui	282	12,6
Terrasse	30x40	Travée	270,32	12,02

		Appui	276,43	12,32
--	--	--------------	--------	--------------

b) Situation accidentelle : G + Q + E

- **Poutre sans voile**

Tableau V 32Ferrailage des poutres secondaires sans voile (situation accidentelle).

Niveau x	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)
Etage courant	30x60	Travée	344,65	13,08
		Appui	687,67	28,97
Terrasse	30x60	Travée	272,33	10,15
		Appui	186,56	6,81

- **Poutre avec voile**

Tableau V 33Ferrailage des poutres secondaires avec voile (situation accidentelle).

Niveau x	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)
Etage courant	30x60	Travée	221,83	8,17
		Appui	694,56	29,33
Terrasse	30x60	Travée	234,1	8,64
		Appui	554,37	22,32

c) Situation accidentelle : 0,8G+E

- **Poutre sans voile**

Tableau V 34Ferrailage des poutres secondaires sans voile (Situation durable).

Niveau x	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)
Etage courant	30x60	Travée	330,68	12,5
		Appui	582,13	23,65

Terrasse	30x60	Travée	243,49	9,01
		Appui	381,29	14,61

- Poutre avec voile

Tableau V 35 Ferrailage des poutres secondaires avec voile (Situation durable).

Niveau x	Section(cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (kNm)	As(cm ²)
Etage courant	30x60	Travée	239,22	8,84
		Appui	640,58	26,54
Terrasse	30x60	Travée	178,31	6,5
		Appui	490,32	19,37

V.3.4.Choix des armatures :

Le choix des armatures pour les poutres est présenté dans les tableaux suivants :

V.3.4.1.Poutres principales :

- sans voile

Tableau V 36 Choix des armatures pour les poutres principales sans voile.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{max} (ZC) (Cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	13,94	84	126	10,5	5T20	15,71
		Appui	68				14T25	68,74
Terrasse	35X60	Travée	7,28	84	126	10,5	7T14	10,78
		Appui	49,2				12T25	58,92

- avec voile

Tableau V 37 Choix des armatures pour les poutres principales avec voile.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{max} (ZC)	A_s^{max} (ZR)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
---------	-------------------------------	----------	-----------------------------------	---------------------	---------------------	--	------------------------	-----------------------------------

				(Cm ²)	(cm ²)			
Etage courant	35X60	Travée	4,5	84	126	10,5	7T14	10,78
		Appui	57,44				12T25	58,92
Terrasse	35X60	Travée	2,73	84	126	10,5	7T14	10,78
		Appui	44,1				9T25	44,19

- Poutre de travée L=2,7

Tableau V 38 Choix des armatures pour les poutres principales sans voile.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_S^{cal} (cm ²)	A_S^{max} (ZC) (Cm ²)	A_S^{max} (ZR) (cm ²)	A_S^{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures	A_S^{adp} (cm ²)
Etage courant	35X60	Travée	34,91	84	126	10,5	9T25	44,19
		Appui	109				15T25+4T20	112,93

V.3.4.2. Poutres secondaire :

- Sans voile :

Tableau V 39 Choix des armatures pour les poutres secondaires sans voile .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_S^{cal} (cm ²)	A_S^{max} (ZC) (Cm ²)	A_S^{max} (ZR) (cm ²)	A_S^{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures	A_S^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x60	Travée	17,29	72	108	9	8T20	25,13
		Appui	28,97				6T25	29,45
Terrasse	30x60	Travée	13,35	72	108	9	6T20	18,85
		Appui	17,67				8T20	25,13

- avec voile :

Tableau V 40. Choix des armatures pour les poutres secondaires avec voile .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_S^{cal} (cm ²)	A_S^{max} (ZC) (Cm ²)	A_S^{max} (ZR) (cm ²)	A_S^{min} RPA (cm ²)	Choix des armatures	A_S^{adp} (cm ²)
Etage	30x60	Travée	10,5	72	108	9	3T25	14,73

courant		Appui	29,33				6T25	29,45
Terrasse	30x60	Travée	12,06	72	108	9	6T20	18,85
		Appui	22,32				8T20	25,13

V.3.5. Condition de Non Fragilité

Il faut vérifier la condition suivante : $A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ [BAEL,99]

Avec : $f_{t28}=2,4MPa$; $f_e=500MPa$.

Tableau V 41 Vérification de la condition de non fragilité la poutre principale .

Section(cm²)	Position	$A_{s(choisi)}^{\min}$ (cm²)	A_s^{\min}(cm²) s	Vérification
<i>PP(35X60) sans voile étage courant</i>	Travée	15,71	2,61	<i>Vérifiée</i>
	Appui	68,74	2,1	<i>Vérifiée</i>
<i>PP(35X60) sans voile terrasse</i>	Travée	10,78	2,61	<i>Vérifiée</i>
	Appui	58,92	2,61	<i>vérifiée</i>
<i>PP(35X60) avec voile étage courant</i>	Travée	10,78	2,61	<i>Vérifiée</i>
	Appui	58,92	2,1	<i>vérifiée</i>
<i>PP(35X60) avec voile terrasse</i>	Travée	10,78	2,61	<i>Vérifiée</i>
	Appui	44,19	2,61	<i>Vérifiée</i>
<i>Pp (35X60) Sans voile de travée 2,7 m</i>	Travée	44,19	2,61	<i>Vérifiée</i>
	Appui	112,93	2,61	<i>vérifiée</i>

Tableau V 42 Vérification de la condition de non fragilité la poutre secondaire

Section(cm²)	Position	$A_{s(choisi)}^{\min}$ (cm²)	A_s^{\min}(cm²) s	Vérification
<i>PS(30X60) sans</i>	Travée	25,13	1,79	<i>Vérifiée</i>
	Appui	29,45	1,79	<i>Vérifiée</i>

<i>voile étage courant</i>				
<i>PS(30X60) sans voile terrasse</i>	Travée	18,85	<i>1,79</i>	<i>Vérifiée</i>
	Appui	25,13	<i>1,79</i>	<i>vérifiée</i>
<i>PS(30X60) avec voile étage courant</i>	Travée	14,73	<i>1,79</i>	<i>Vérifiée</i>
	Appui	29,45	<i>1,79</i>	<i>vérifiée</i>
<i>PS(30X60) avec voile terrasse</i>	Travée	18,85	<i>1,79</i>	<i>Vérifiée</i>
	Appui	25,13	<i>1,79</i>	<i>Vérifiée</i>

V.3.6.Vérification Vis a Vis de L’ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l’état limite de service sous M_{ser} (voir annexe I), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110\sqrt{n} f_{tj})\right)$.

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, 110\eta\right)$.

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}$..

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

V.3.6.1.Poutres principales :

Sans voile

Tableau V 43Vérification des poutres principales sans voile à l’ELS.

Niveau	Position	Mser	As	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
--------	----------	------	----	---------------	---------------------	------------	----------------------	--------------

		(kN.m)	choisi	(MPa)		(MPa)		
Terrasse	Travée	12,07	15,71	0,64	18	15,4	250	oui
	Appui	-100,16	68,74	3,57		0		
Etage courant	Travée	125,79	10,78	7,54	18	230	250	oui
	Appui	-56,63	58,92	2,08		0		

- avec voile

Tableau V 44 Vérification des poutres principales avec voile à l'ELS.

Niveau	Position	Mser (kN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	80,86	10,78	10,78	18	147,8	250	oui
	Appui	-158,59	58,92	5,83		0		
Etage courant	Travée	47,01	10,78	2,82	18	86	250	oui
	Appui	-180,54	44,19	7,09		0		

- Poutre de travée L=2,7 m

Tableau V 45 Vérification des poutres principales sans voile à l'ELS.

Niveau	Position	Mser (kN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	77,21	44,19	3,03	18	37,5	250	oui
	Appui	-117,66	112,93	3,83		0		

V.3.6.2. Poutres secondaires :

- Sans voile

Tableau V 46 Vérification des poutres secondaires sans voile à l'ELS.

Iveau	Position	Mser (kN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	270,37	25,13	13,8	18	224,6	250	oui
	Appui	329,416	29,45	16,1		0		
Etage courant	Travée	217,78	14,73	12,1	18	236,9	250	oui
	Appui	276,78	25,13	14,1		0		

- avec voile

Tableau V 47 Vérification des poutres secondaires avec voile à l'ELS.

Niveau	Position	Mser (kN.m)	As choisi	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	174,02	14,73	10,4	18	238,7	250	oui
	Appui	195,68	29,45	9,55		0		
Etage courant	Travée	197,99	18,85	11	18	215,4	250	oui
	Appui	175,25	25,13	8,93		0		

V.3.7. Vérification de l'Effort Tranchant :

V.3.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'Effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V 48 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile .

Niveau	Section(cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	35x40	356,39	1,69	3	OK
Terrasse	35x40	239,3	1,14	3	OK

Tableau V 49 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse avec voile .

Niveau	Section(cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	35x40	189,37	0,9	3	OK
Terrasse	35x40	180,99	0,86	3	OK

Tableau V 50 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile de travée L=2,7 m .

Niveau	Section(cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	35x40	240,26	1,14	3	OK

Tableau V 51 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile .

Niveau	Section(cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x60	80,81	0,45	3	OK
Terrasse	30x60	42,35	0,23	3	OK

Tableau V 52 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres non porteur avec voile.

Niveau	Section(cm ²)	T max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x60	80,81	0,45	3	OK

Terrasse	30x60	42,48	0,24	3	OK
-----------------	--------------	-------	------	---	-----------

V.3.7.2. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500MPa$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [BAEL,99] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,71 \text{ cm}$

On prend : $\phi_l = 8\text{mm}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 53 Calcul des armatures transversales.

sens	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp} (cm)$		$A_t^{max} (cm^2)$	Choix
			$S_t(cm)$	$S_t(cm)ZN$	$S_t(cm)ZC$	ZN	ZC		
PP (35X60) Sans voile	356,39	1,69	48,6	15	30	10	20	1,8	5T8
PP (35X60) avec voile	189,37	0,9	48,6	15	30	10	20	1,8	5T8
PP (35X60)	240,26	1,14	48,6	15	30	10	20	1,8	5T8

Sans voile de travée 2,7 m									
PS (30X60) Sans voile	80,81	0,45	48,6	15	30	15	20	1,8	4T8
PS (30X60) avec voile	80,81	0,45	48,6	15	30	15	20	1,8	4T8

V.3.8.Recouvremment des Armatures Longitudinales

On a : $L_r = 50\phi$ (zone III).
 L_r : Longueur de recouvrement.



Figure V 2

On a :

- $\phi = 20mm \dots \dots \dots L_r = 100$
- $\phi = 16mm \dots \dots \dots L_r = 80c$
- $\phi = 14mm \dots \dots \dots L_r = 70cm.$
- $\phi = 12mm \dots \dots \dots L_r = 60cm.$

V.3.9.Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$\frac{L^{MAX}}{4}$ Appuis en travée de rive
 Armatures supérieures : $h' \geq$
 $\frac{L^{MAX}}{5}$ Appuis en travée intermédiaire.

Avec : $L = \text{Max}$
 $(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

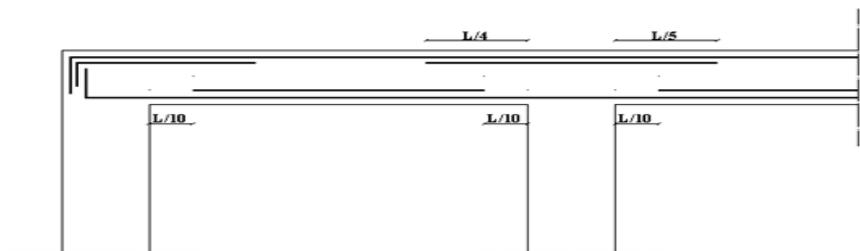


Figure V 3 Arrêt des barres.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \begin{cases} \text{si } L > 5 \text{ cm} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : \bar{f}

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant l'Excel.

$$L_{pp} = 8,5 - 0,9 = 7,6 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 7,57 - 0,9 = 6,67 \text{ m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

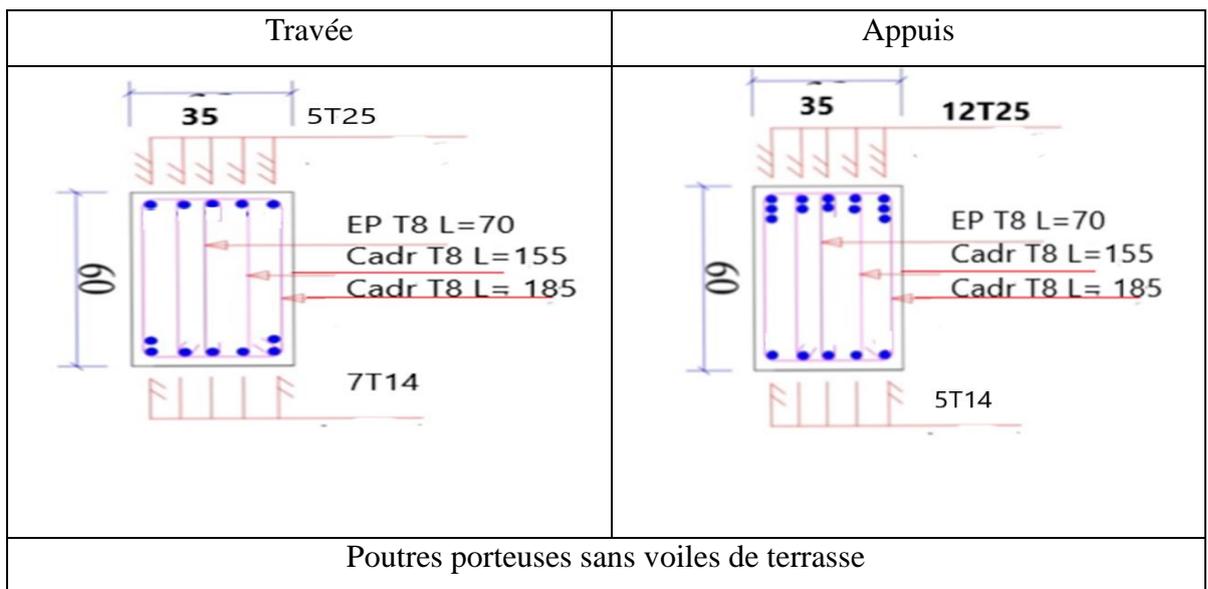
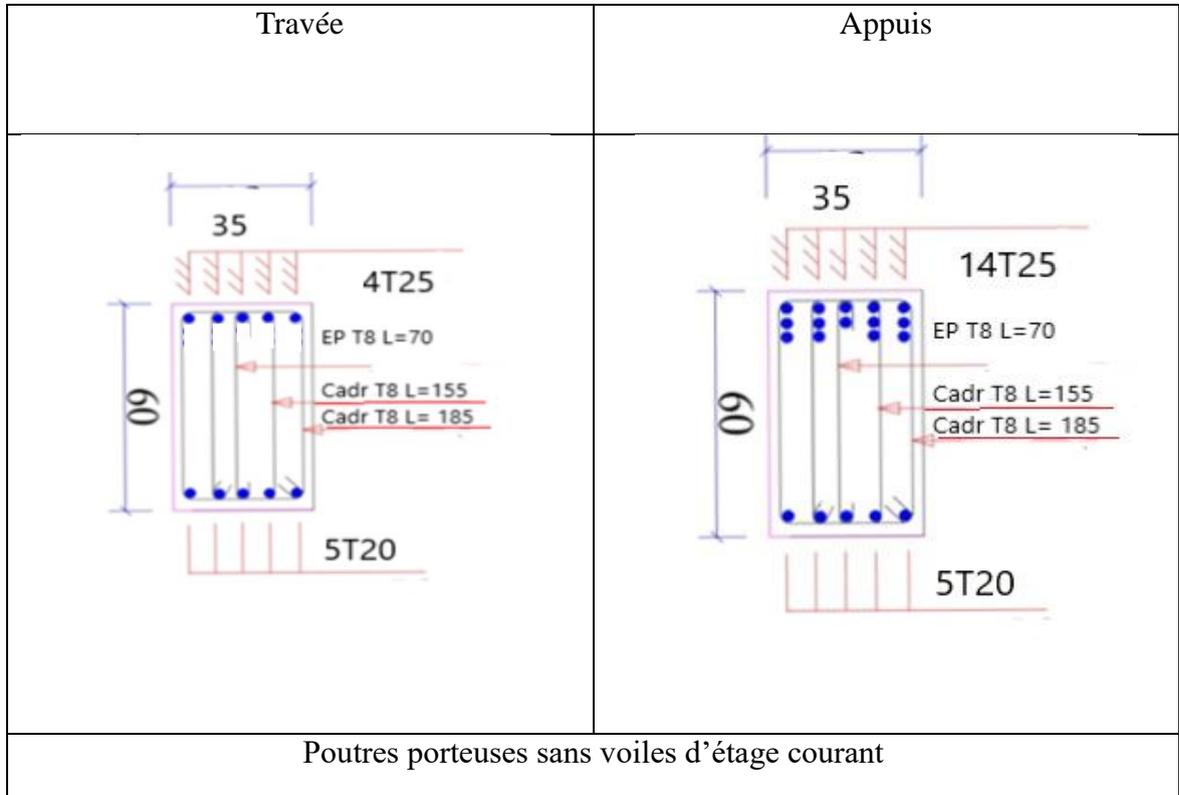
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

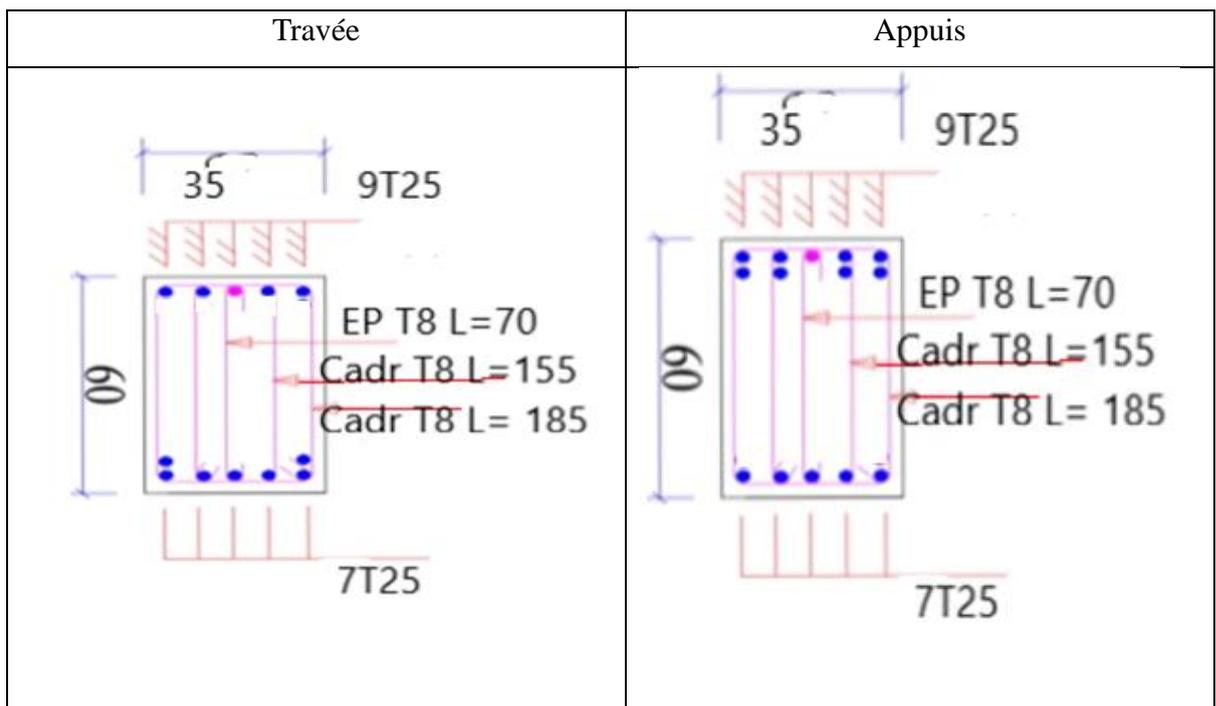
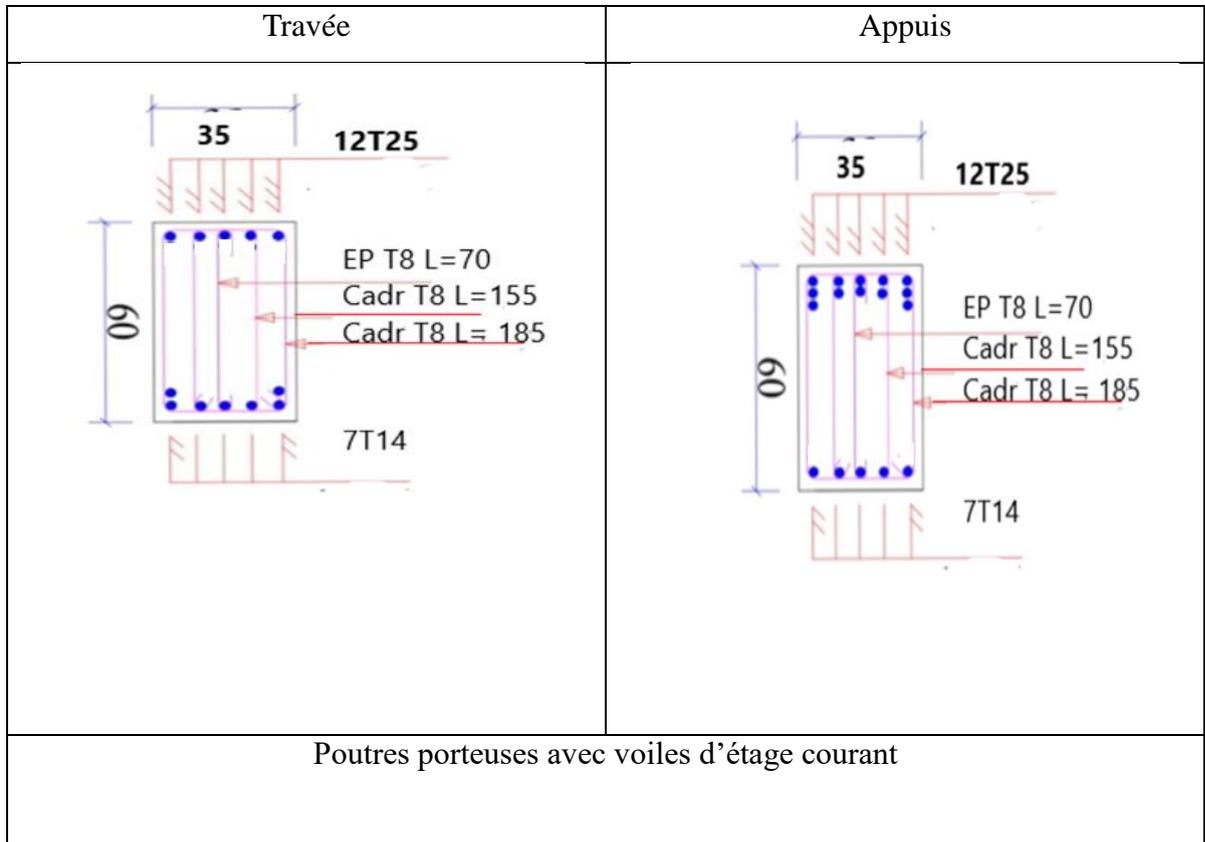
Tableau V 54 récapitulatif du calcul de la flèche.

Cas	Sectio n	Mser (kn.m)	AS (cm ²)	EI (Mpa)	EV (Mpa)	FI (mm)	FV (mm)	Δf (mm)	Fad m (mm)	Vérificatio n
Pp Sans voile	35X60	356,3 9	68,7 4	34179,5 6	11392,1 9	1,28	0,01 7	1,23 3	9	vérifiée
Pp avec voile	35X60	189,3 7	58,9 2	34179,5 6	11392,1 9	0	0	0	5,95	vérifiée
PP sans voile L=2, 7 m	35X60	240,2	113	34179,5	11392,2	0	0	0	3,2	vérifie
Ps sans voile	30X60	329,4 2	29,4 5	34179,5 6	11392,1 9	0	0	0	8,4	vérifiée

Pp avec voile	30X60	197,9 9	29,4 5	34179,5 6	11392,1 9	0	0	0	11,1	vérifiée
---------------	-------	------------	-----------	--------------	--------------	---	---	---	------	----------

V.3.10.Schéma de ferrailage des poutres :

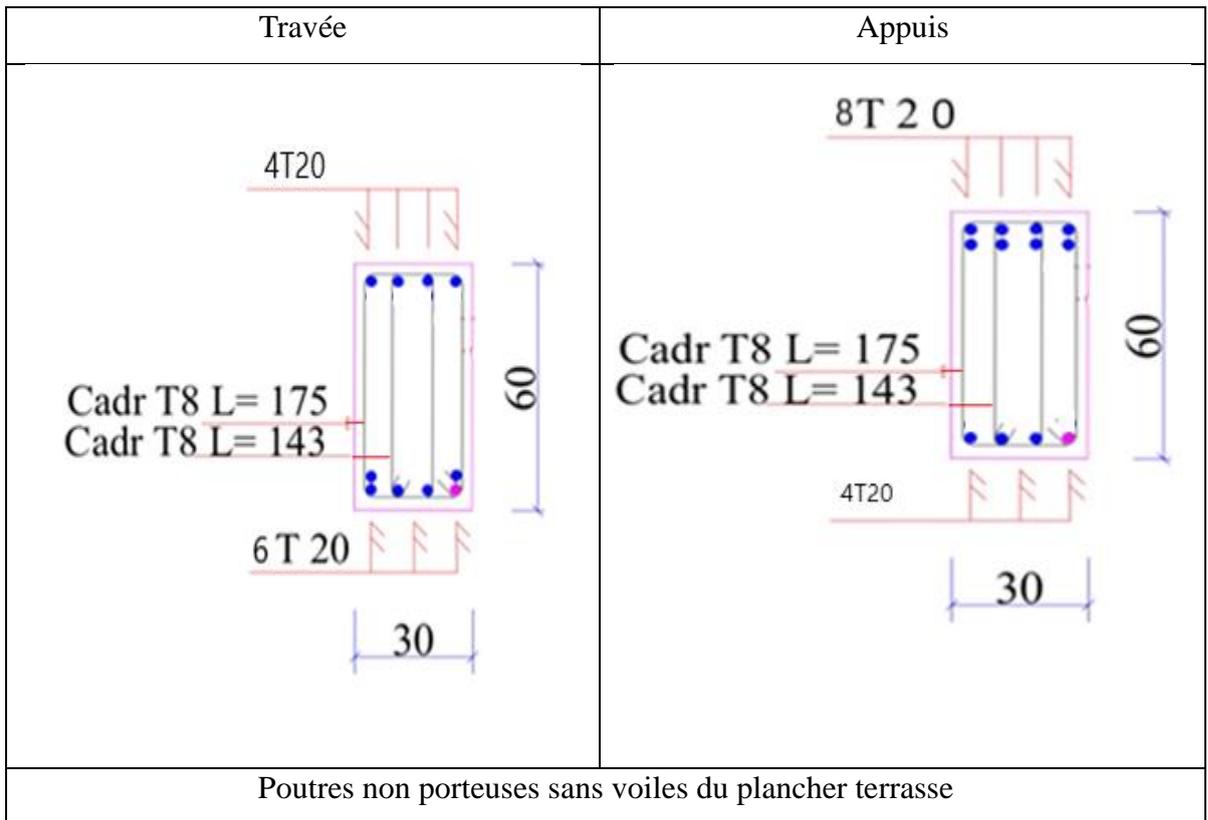
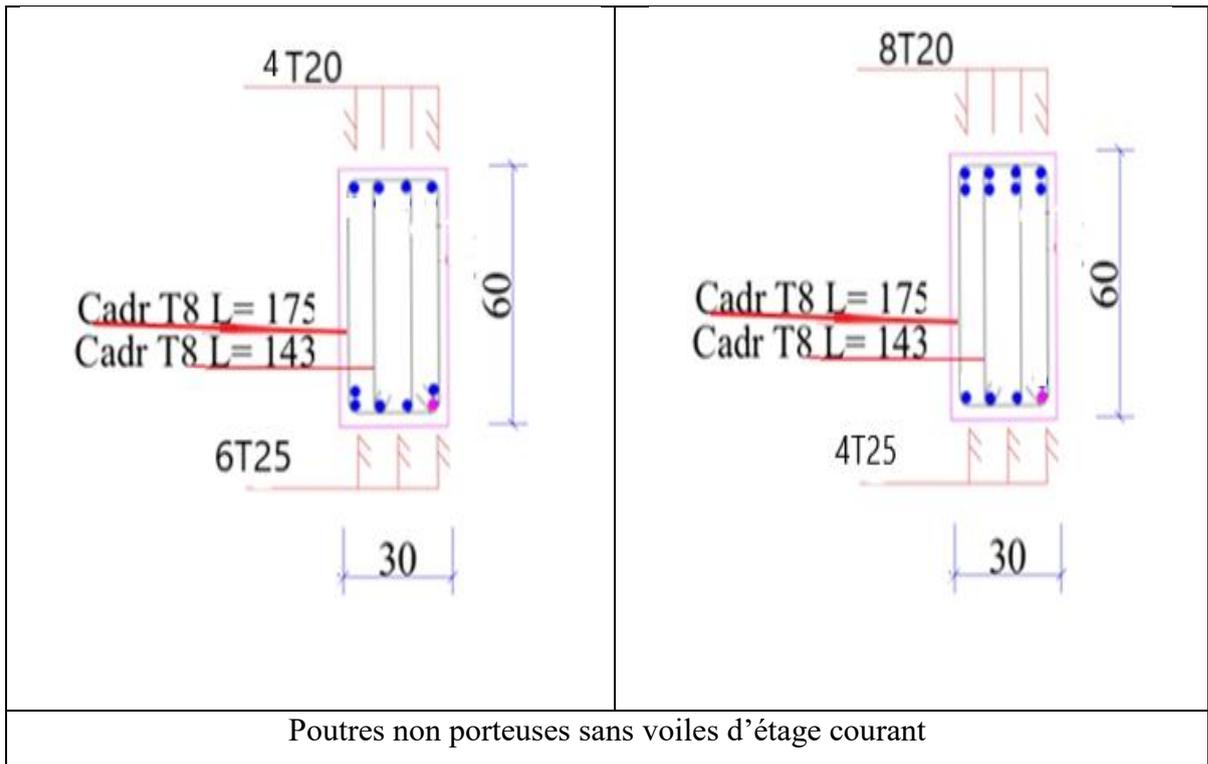


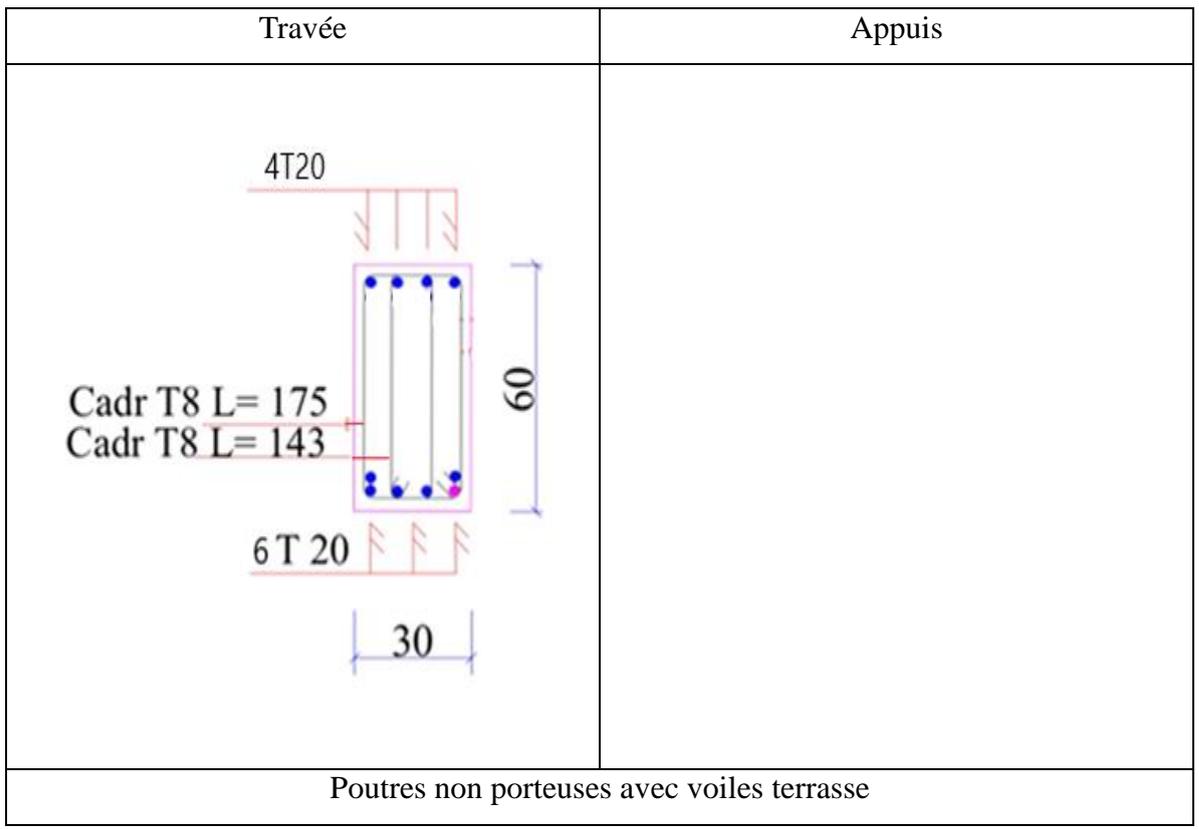
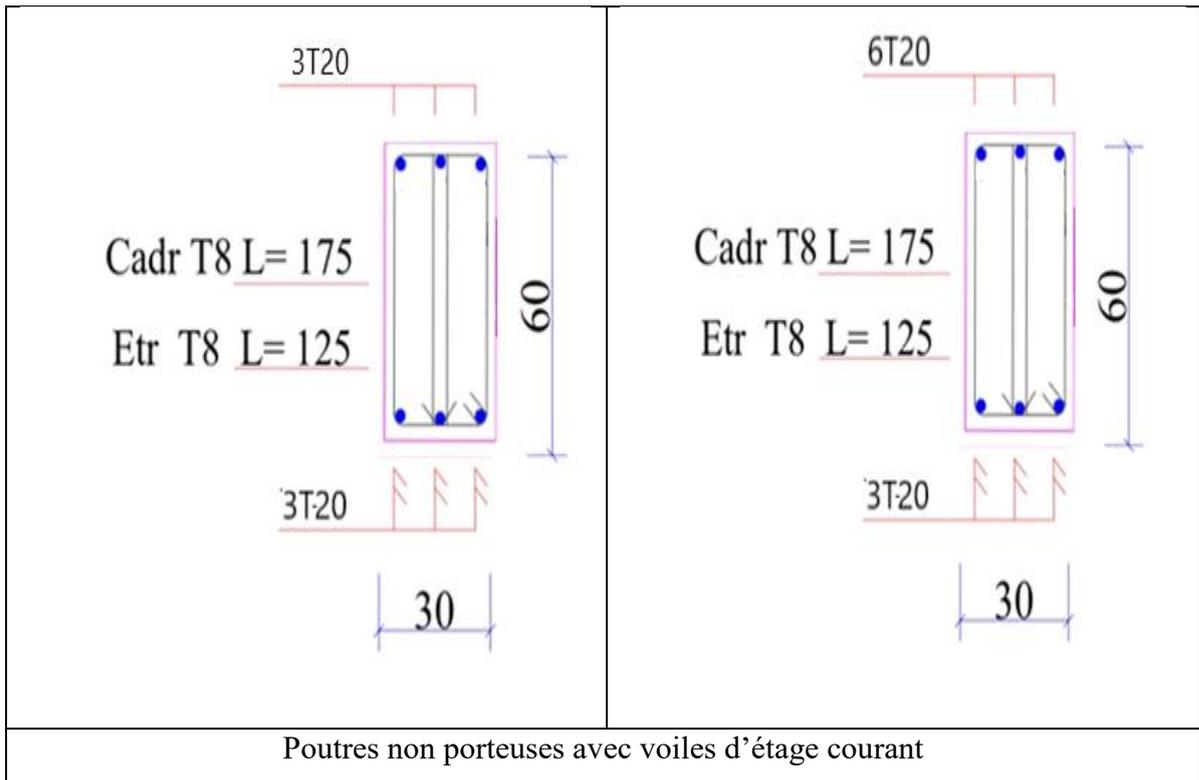


Poutres porteuses avec voiles de plancher terrasse	

Travée	APPUIS
Poutres porteuses de travée L=2,7 m sans voiles d'étage courant	

Travée	Appuis
--------	--------





V.3. Ferrailage des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement RPA et les vérifications selon le règlement BAEL et CBA.

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme ;
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des efforts.

V.3.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (séisme), on distingue différents types de construction en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par des voiles

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portique, appelé contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.3.3. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol ;
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement ;

V.3.4. Ferrailages des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V.3.5. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 VERSION 2003**) les combinaisons à

considérer dans notre cas sont les suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.3.6. Prescriptions imposées par RPA 99/2003 :

1. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99V2003** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de section horizontale du béton tendu ;
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de la voile ;
- c) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($S_t \leq 15 \text{ cm}$)

Si des efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions représentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ

V.3.7. Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieures à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile ;

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les nappes horizontales doivent être disposées vers l'extérieure ;
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{L}{10}$ de l'épaisseur du voile ;
- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - **40 Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles ;
 - **20 Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles

V.3.8. Vérifications à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \sigma_b \quad \overline{\sigma_b} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

Avec :

N ser : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armature adoptée ;

V.3.9. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

- **Vérifications à L'ELS**

D'après BAEL

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = (0,2 \times f_{cj}) = (0,2 \times 30) = 6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \times d}, \overline{V} = 1,4 Vu \text{ calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile ;

d : Hauteur utile (0,9 h) ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

- **D'après :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement ;

$\bar{\tau}_u : \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ Fissuration préjudiciable

V.3.10. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur « **d** » est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} , \frac{2L}{3} \right)$$

L : longueur de la zone comprimée ;

Pour déterminer les armatures verticales on utilise la méthode des efforts qui se fait pour une bande de largeur (d), Pour le ferrailage du voile on a partagé l'élément en trois zone.

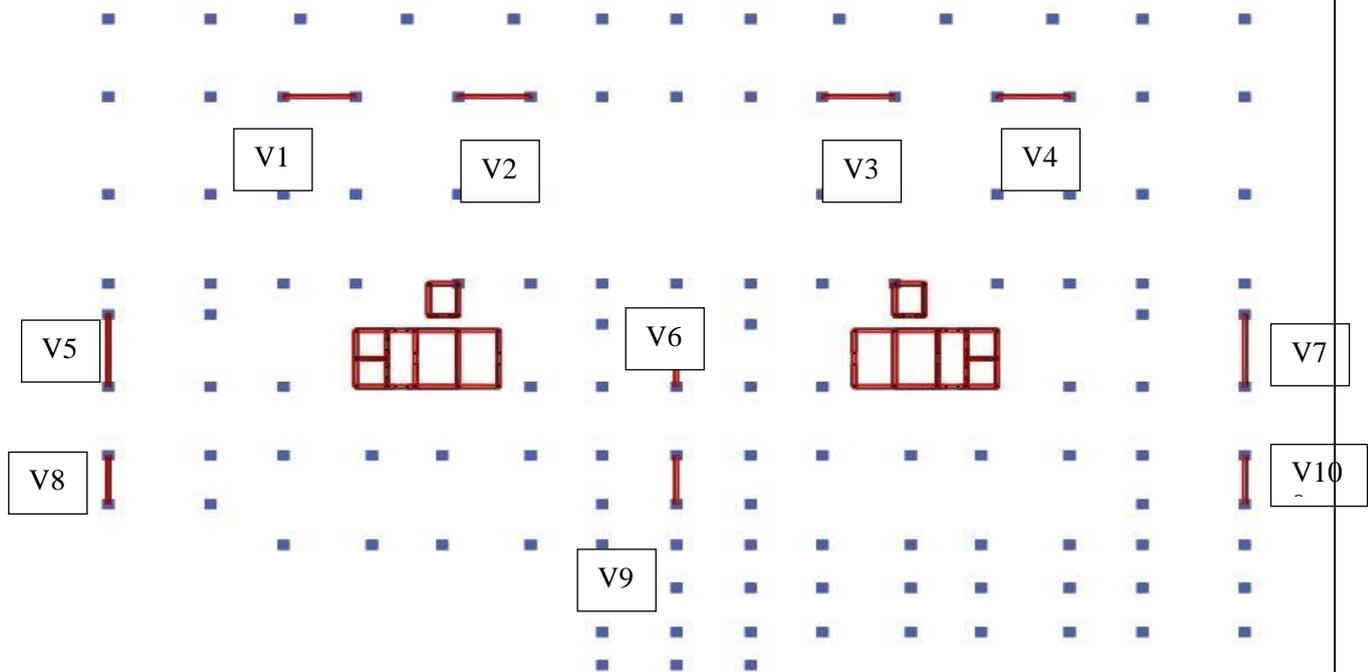


Figure V.8. Plan de repérage des voiles.

V.3.11. Exemple de calcul :

(Voile V1)

A. Détermination des sollicitations :

0.8G + Ex : Mcorr= 39810KN.m ; Pmax = 11543.27KN

0.8G + Ex : Mcorr= 3136.07,41 KN.m ; Pmin = 957.29KN

0.8G + Ex : Mmax= 40785,47 KN.m ; Pcorr = 7281KN

L = 5.35m

e=30cm.

B. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

v et v' : bras de levier

$$I = \frac{b.L^3}{12} = \frac{0,3 \times 5.35^3}{12} = 3.83 \text{ m}^4$$

$$B = (L \times b) = (5.35 \times 0,3) = 1.605 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = 2.68 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{7281}{1.605} + \frac{40785 \times 2.68}{3.83} = +2396.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{7281}{1.605} - \frac{40785 \times 2.68}{3.83} = -3303.44 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de L' :

$$Lc = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 5.35 \times \left(\frac{3303.44}{2396.27 + 3303.44} \right) = 3.10 \text{ m}$$

$$Lt = L - Lc = 5.35 - 3.10 = 2.25 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{4.32}{2} ; \left(\frac{2}{3} \right) \times 3.10 \right) = 2.07 \text{ m}$$

$$I' = \frac{b \times Lt^3}{12} = 0.28 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{2.25}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$B' = 0,30 \times 2.25 = 0.675 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{B'}{2} \times (\sigma_1) \right) = 808.74 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1}{f_e} = \frac{808.74 \times 10}{500} = 161.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = \frac{161.7}{2 \times 2.25} = 35.93 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

C. Armature minimale de RPA99 :

D'après l'article 7.7.4.1 [2] : $A_{RPA} = 0,2\% \times b \times L_t$

b : épaisseur du voile ;

L_t = longueur de la section tendue ;

$$A_{RPA} = 0,2\% \times 30 \times 225 = 13.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = \frac{13.50}{(2 \times 2.25)} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

D. Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 30 \times 535 = 24.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} /ml/face = 4.50 \text{ cm}^2 /ml/face$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_s ; A_{min} ; A_{RPA}) = 35.93 \text{ cm}^2$$

E. Espacement :

$$\text{En zone courante : } St \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$$

F. Armature horizontales :

$$A_h = \frac{\tau_u^{adm} . a . St}{f_e}$$

avec $\tau_u = \tau_u^{adm} = 1,4 Vu$ avec $Vu = 4126\text{KN}$

$$A_h = \frac{4.126 \times 1,4 \times 30 \times 30}{500} = 10,34\text{cm}^2$$

G. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de bétonnage.

$$A_{vj} = 1.1 \cdot (T/f_e), \text{ et } T = 1.4V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

$$V_u = 4126\text{KN} \rightarrow A_{vj} = 1.1 \cdot 1.4 \cdot 4126 / 500 = 12.71 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.39. Calcul des armatures du voile V1 L= 5.35m

Voile		V1
Caractéristique géométrique	Largeur e (m)	0,3
	Longueur L (m)	5.35
Les sollicitations	M (KN .m)	40785
	N (KN)	7281
	Vu (KN)	4126
	Li(m)	2.25
Armature verticales	As (cm²)	161.72

	As (cm²/ml(face)	35.93	
	As RPA (cm²/ml/face)	3	
	As min (cm²/ml/face)	4.50	
	Choix d'armatures	(6T20+10T16)x2	
	As adopté (cm²)	77.88	
	Espacements	10	20
Armature horizontales	Ah (cm²)	10.34	
	Choix	10T12	
	Ah adopté (cm²)	11.30	
	Espacement	25	
Armatures de couture	Avj (cm2)	1.52	
Armature transversales	At adopté (cm²)	4épingle deHA8/m	
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_u	1,52
	$\bar{\tau}_b = 6\text{MPa}$	τ_b	1,85

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{11543 \times 10^{-3}}{(0.3 \times 5.35) + (15 \times 77.88 \times 10^{-4})} = 6.70 \text{MPa} < 18 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA version 2003 art.7.7.2 :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 4126 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.9 \times 5.35} = 4 \text{MPa} < 0.2 f_c 28 = 6 \text{MPa}$$

- D'après le BAEL 91 modifié 99:

Il faut que : $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u : \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa.}$$

$$\tau = 0.29 \text{MPa} < 3 \text{MPa}$$

(Voile V5)

A. Détermination des sollicitations :

0.G + Ex : M_{corr}= 41163KN.m ; P_{max} = 9579KN

0.G + Ex : M_{corr}= 3181 KN.m ; P_{min} = 285KN

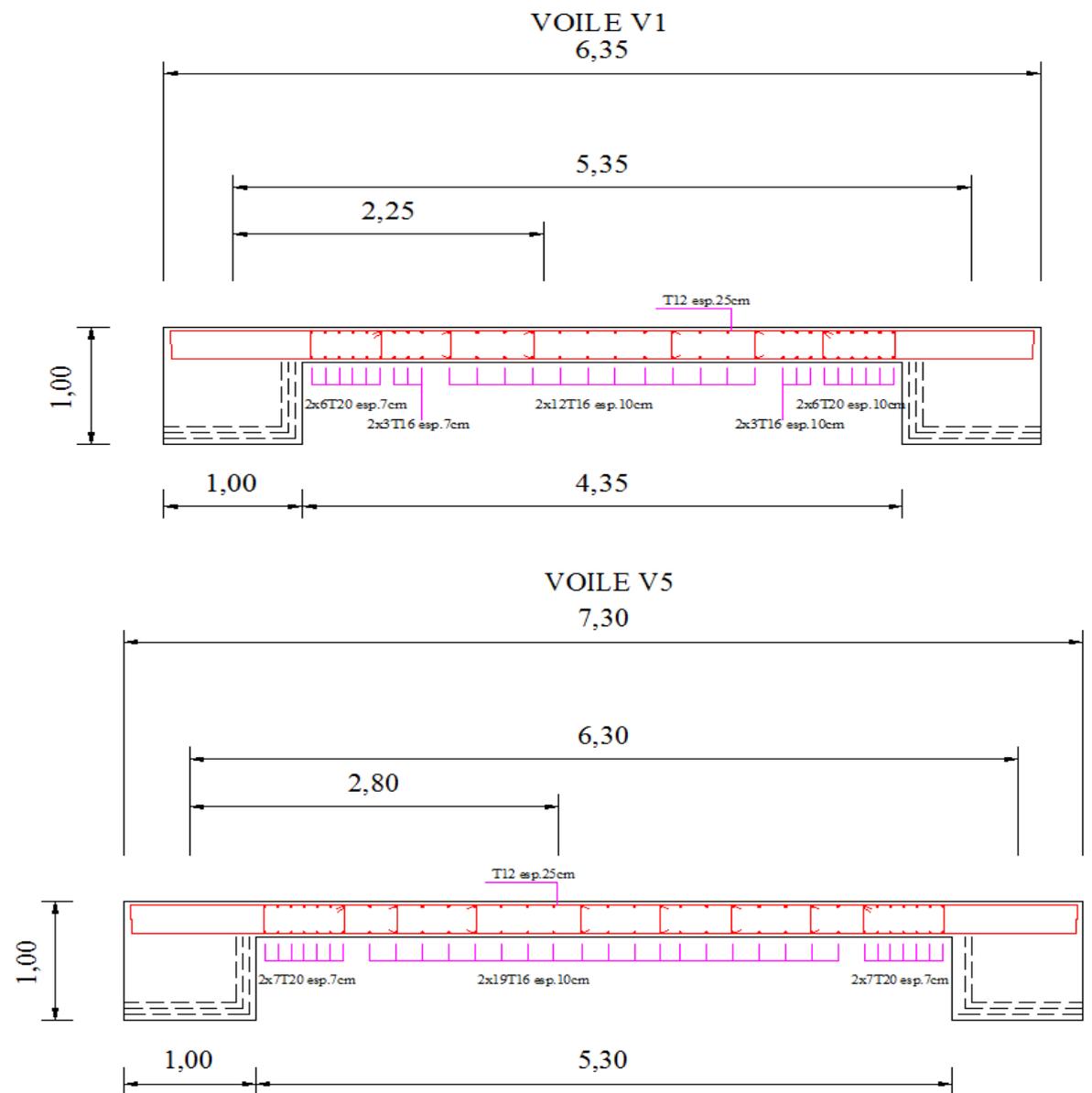
0.G + Ex : M_{max}= 59228 KN.m ; P_{corr} = 6678KN

L = 6.30m

e=30cm.

Voile		V5	
Caractéristique géométrique	Largeur e (m)	0,3	
	Longueur L (m)	6.30	
Les sollicitations	M (KN .m)	59228	
	N (KN)	6678	
	Vu (KN)	281	
	L _t (m)	2.78	
Armature verticales	As (cm ²)	220	
	As (cm ² /ml(face)	39.57	
	As RPA (cm ² /ml/face)	3	
	As min (cm ² /ml/face)	4.50	
	Choix d'armatures	(7T20+10T16)x2	
	As adopté (cm ²)	42.08	
	Espacements	7	10
Armature horizontales	Ah (cm ²)	10.34	
	Choix	10T12	
	Ah adopté (cm ²)	11.30	
	Espacement	25	
Armatures de couture	Avj (cm2)	1.52	
Armature transversales	At adopté (cm ²)	4épingle deHA8/m	
Vérifications	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	τ_u	1,52
	$\bar{\tau}_b = 6\text{MPa}$	τ_b	1,85

Schéma FERRAILLAGE DES VOILES



CHAPITRE VI:

Calcul l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.3 Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

VI.4 Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (ETABS) :

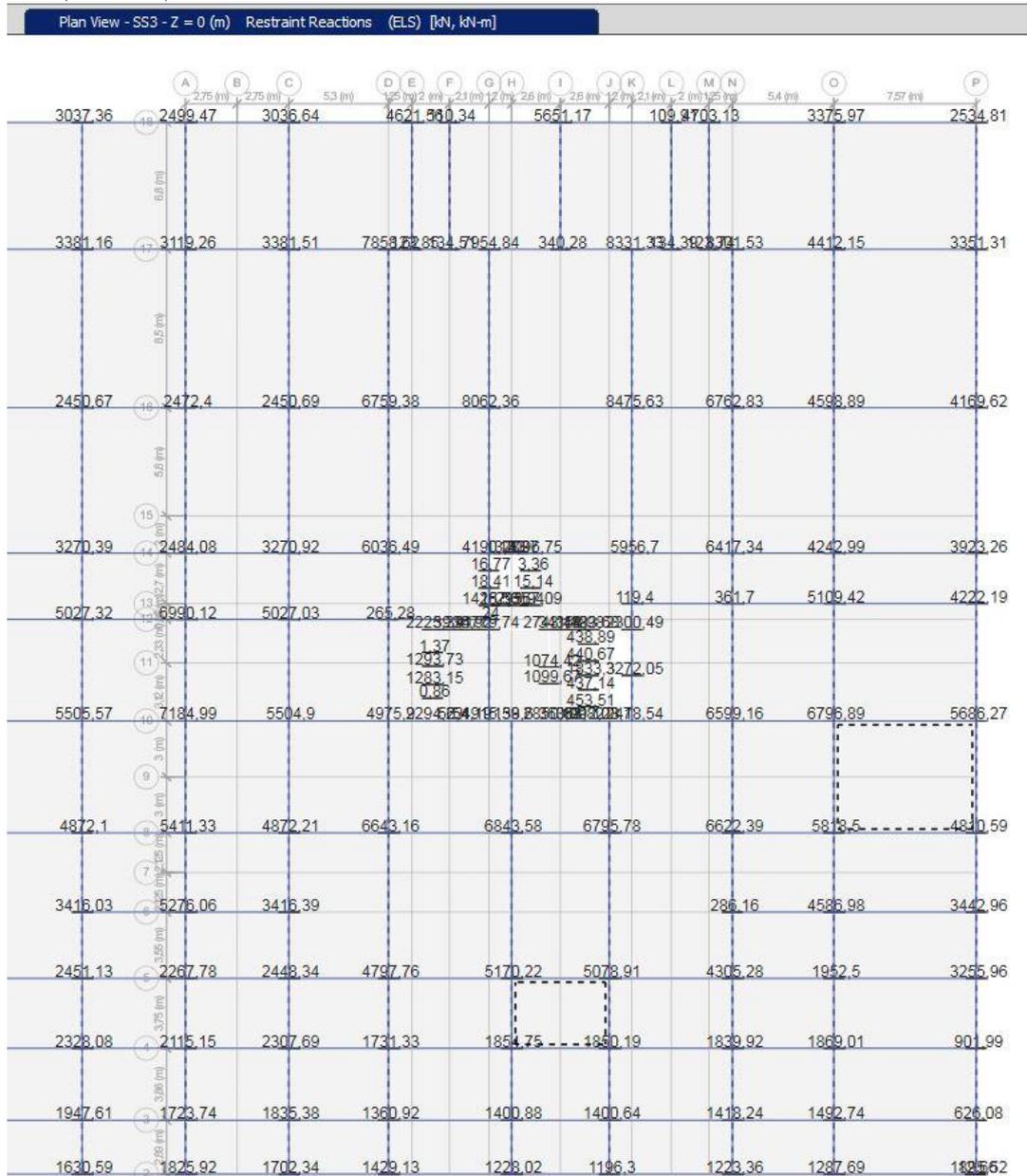


Figure : VI.1 REACTIONS A L'ELS (Moitié du bloc)

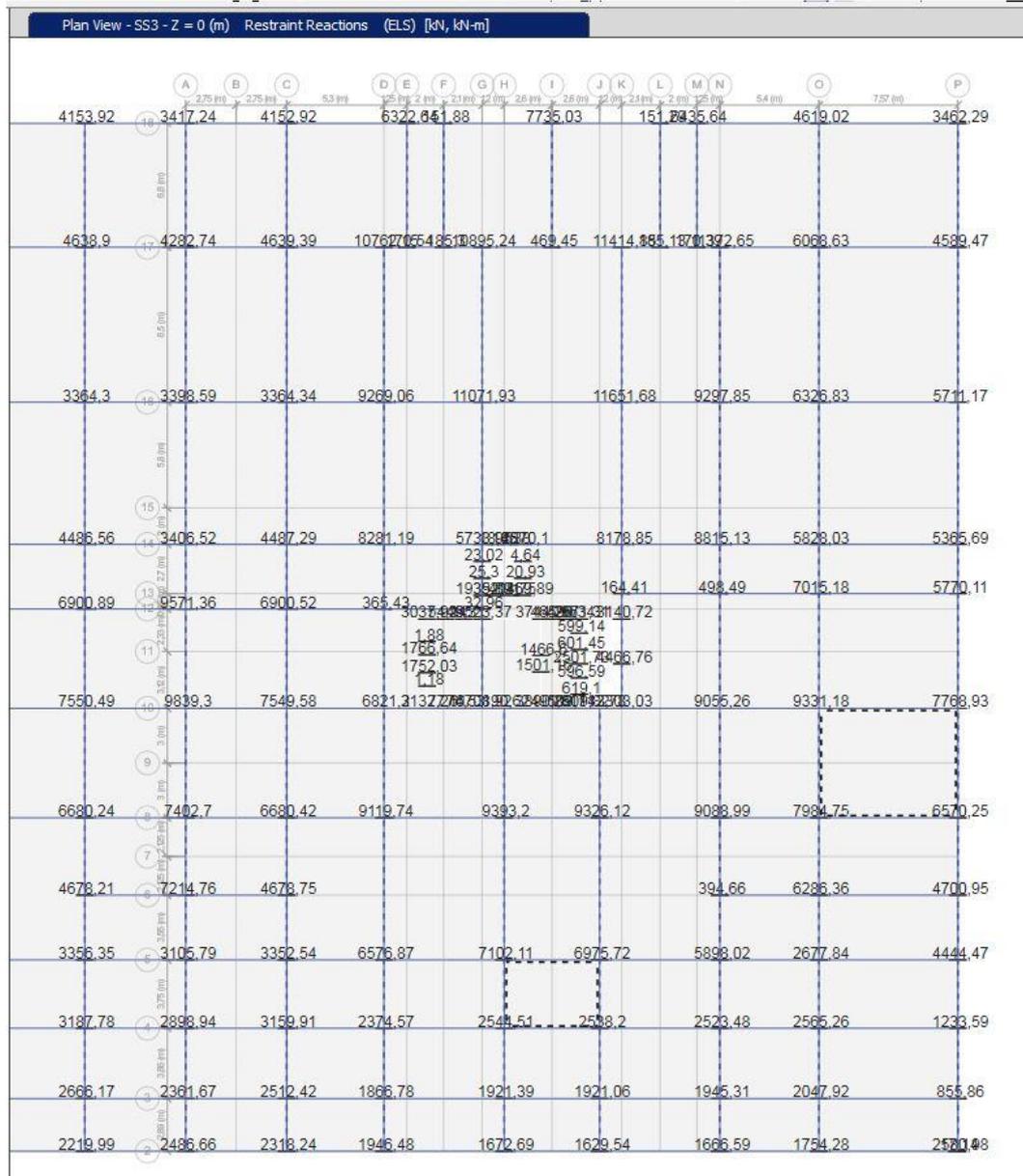


FIGURE :VI.2. REACTIONS A L'ELU (moitié du bloc)

$N_{els}^{Max} = 8475.63 \text{ KN}$
 $N_{elu}^{Max} = 11651.68 \text{ KN}$
 $\sigma_{sol} = 2bars$

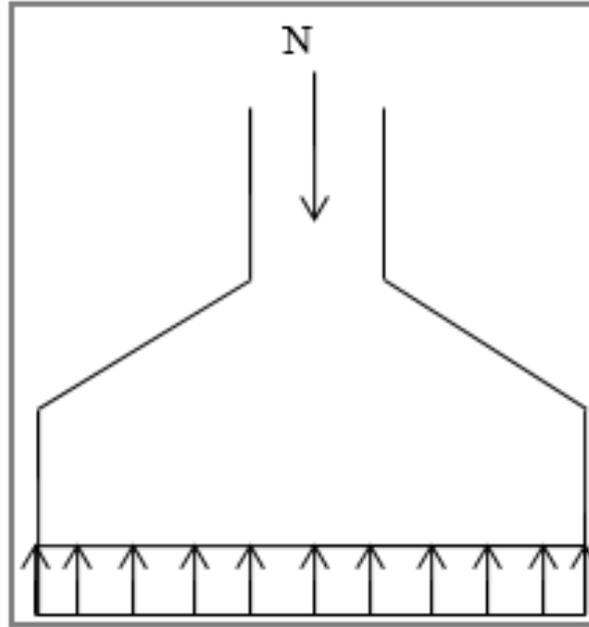


Figure VI.3 : Semelle isolée sous poteau

VI.4.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$N_s = N_G + N_Q = 6355,1477 \text{ KN}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} = \frac{6355,1477}{200} = 31,77m^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 5,64 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 7 \text{ m}$

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

- L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 5.30 \text{ m}$).

- $A = B = 7\text{ m}$
 $\Rightarrow 1,5 \times B = 10,5\text{ m} \geq L_{min} = 5,30\text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

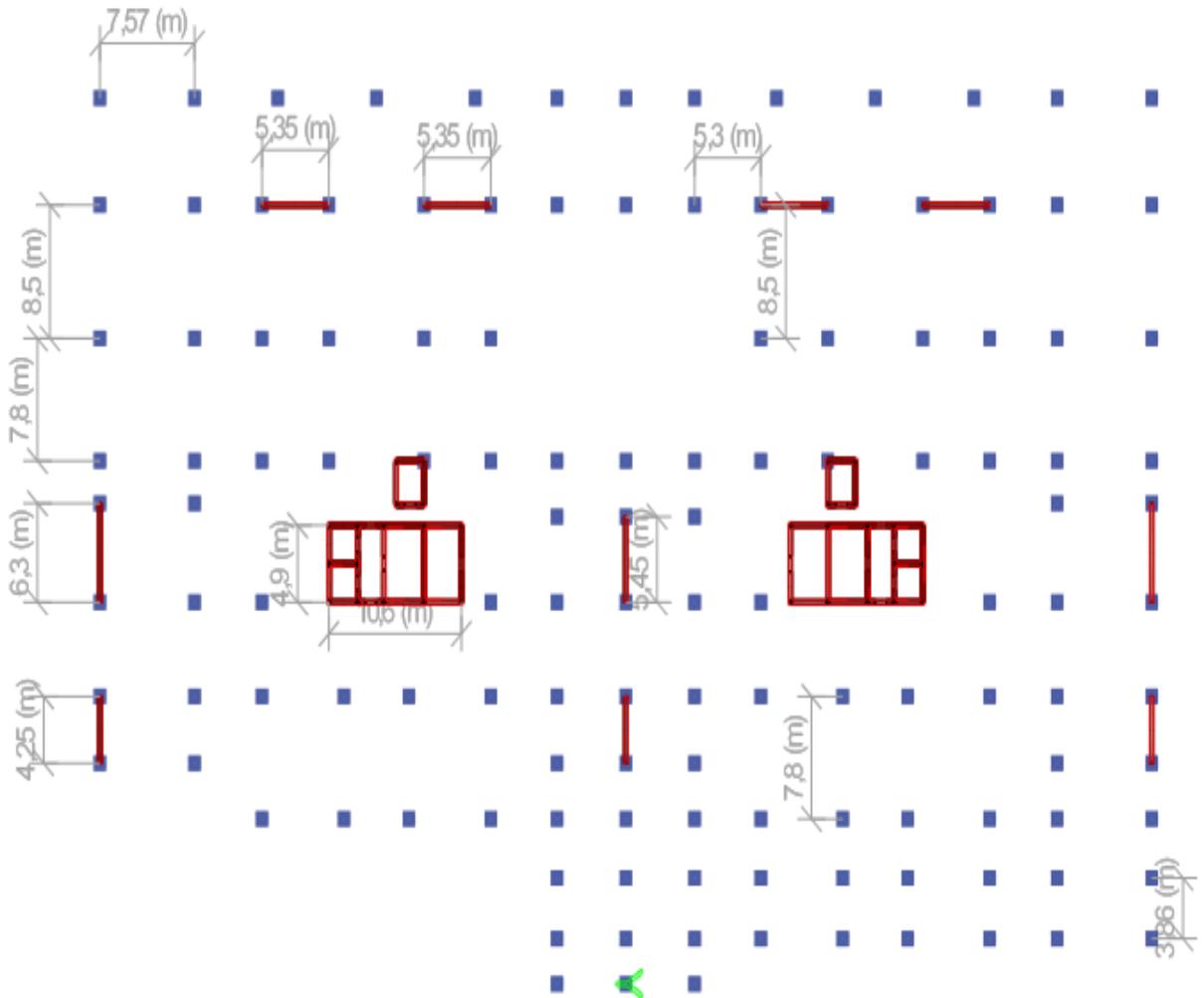


FIGURE : VI.4.Cotation des travées

VI.4.2 Semelles filantes :

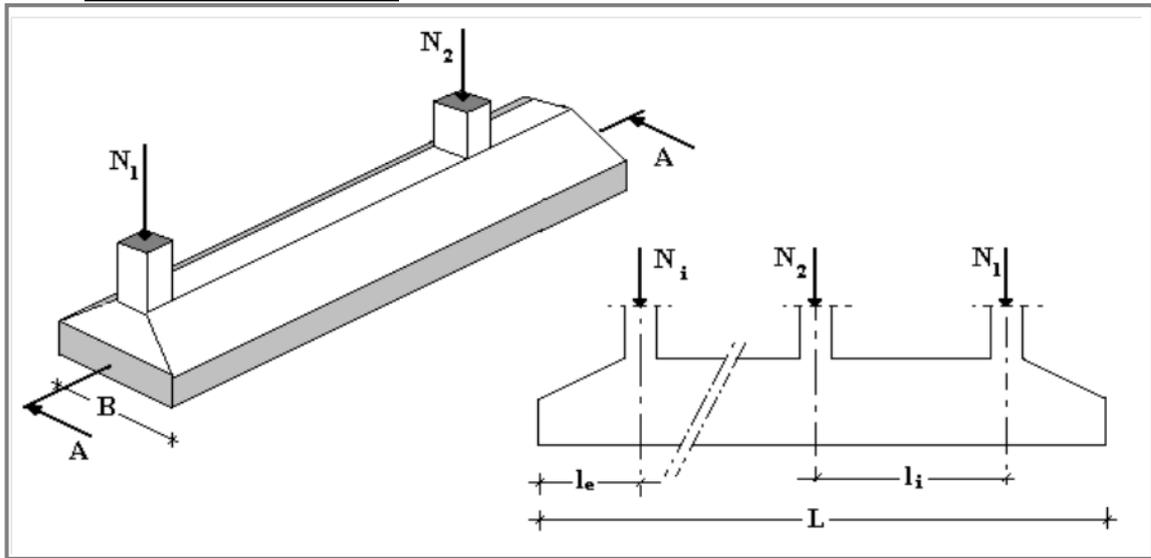


Figure VI.5. : Semelles filantes sous poteaux

a. Hypothèse de Calcul

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.
- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent sur le même axe.

b. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que : $N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$ avec **B**: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le

tableau suivant :

Si on prend une file de droite de rive on constate que la somme des efforts sur les poteaux de cette file atteint 574500 KN la longueur de la file est de 57m donc on aura une largeur de semelle de l'ordre de 187m ce qui très élevée donc on passe au RADIER

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut : $L_x = 84.14m$

Et $L_y = 56.45m$

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

VI-4.3 Radier général :

a) Pré dimensionnement du radier :

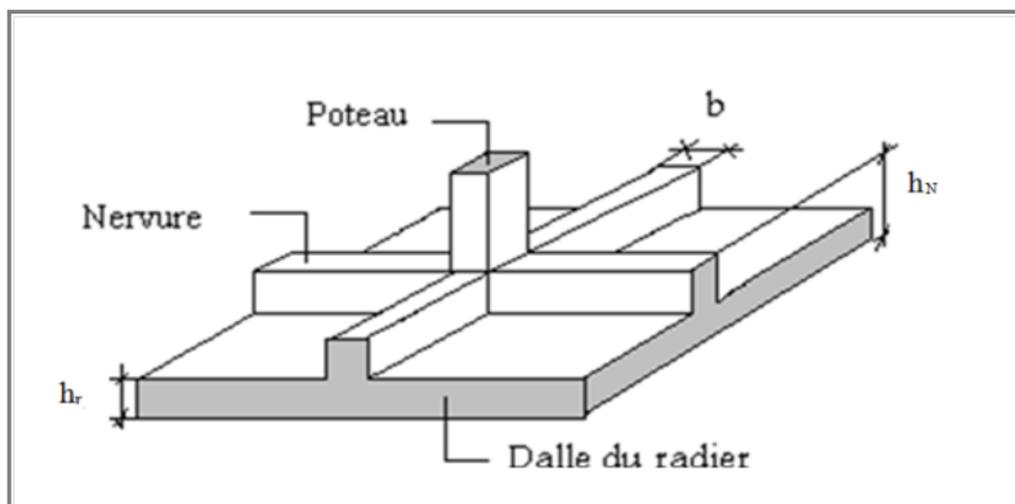


Figure VI.6. : Radier général nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les

poteaux.

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 733269 \text{ KN (Obtenu à partir du ETABS).}$$

$$- \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 366.35 \text{ m}^2$$

- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 4705 \text{ m}^2$.

Un radier général ne peut jouer efficacement son rôle (répartition des charges) que s'il est raide vis-à-vis du sol sous-jacent, et de ce fait son épaisseur doit être assez importante ; Nous avons opté pour un radier nervuré. Toutefois, cette approche ne peut être adoptée que si:

- pour les nervures de hauteur h et de portée L (entre-axes des poteaux)
- $h_n \geq L/10$ - pour la dalle d'épaisseur h_0 et de portée L : $h_r \geq L/20$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{530}{850} = 0.62 > 0.4$$

La dalle est continue et $\alpha > 0.4 \rightarrow h_d > \frac{L_{max}}{20}$ c'est-à-dire $h_d > 850/20 = 42.50 \text{ cm}$.

Pour assurer une bonne résistance au poinçonnement, nous gardons une épaisseur de 50 cm.

L_{max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculaires aux nervures.

Choix : On retient une épaisseur de $h_1 = 50 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$- T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$- q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 39389,26 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$- L = 7.80m$$

$$- b_{sf} = 3,00 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 36.48 \text{ cm} \rightarrow h_2 = 40 \text{ cm}$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = \max(50; 40) = 50 \text{ cm}$$

b- Dimensionnement des nervures :

a.1 Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{780}{10} = 78 \text{ cm}$$

Donc on opte $h_1=80 \text{ cm}$

a. 2. Hauteur de la nervure :

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a:

$$L_{max} = 7.80 \text{ m} \rightarrow 52 \text{ cm} < h_n < 78 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_2 = 60 \text{ cm.}$$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale de

la semelle (**section en T**)

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

b = entre axe des nervures = 302.5cm (Nervure dans le sens Y)

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.

On aura : $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$

AN:
 $K=4 [kg/cm^3]$

Nervure sens Y

K	E	b ₁ (cm)
0,4	20000	50

h ₁ (cm)	b ₂ (cm)	h ₂ (cm)	B(cm)
120	126,25	40	302,50

Pour une section en T, le moment d'inertie est donné comme suit: $I_g = I_x - A \cdot y^2$
 $I_x = \text{somme } b \cdot h^3 / 3$ et $y = D_x / A$ et $D_x = \text{somme } b \cdot h \cdot h / 2$

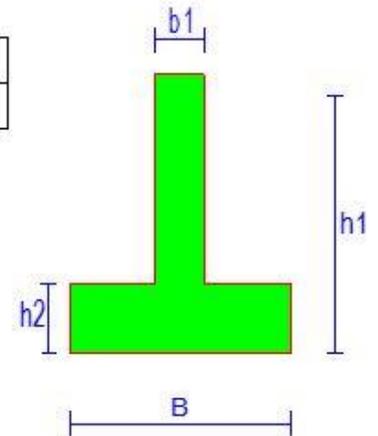
$Dx1 = b1 \cdot h1 \cdot h1 / 2$	$Dx2 = b2 \cdot h2 \cdot h2 / 2$	$Dx3 = b2 \cdot h2 \cdot h2 / 2$	Somme Dxi	A
360000	101000	101000	562000	16100

I _{x1}	I _{x2}	I _{x3}	Somme I _{xi}
28800000	2693333,333	2693333,333	34186666,7

$Y = \text{somme } Dxi / A$
34,9068323

I _g
14569026,92

I _e
313,2808082



$L_{max} (cm)$	$\pi/2 \times I_e$
460	< 491,8509

La hauteur de la nervure sera donc de $h1 = 1.20m$

CONCLUSION :

Le coffrage adopté :

- Pour les nervures : $h_r \geq \text{Max} (h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max} (50; 60; 120) = 120cm$

On prend : $h_n = 120cm$

- Pour la dalle : Épaisseur de la dalle du radier **h=50 cm.**

VI.4.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

- a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G=42.6 \text{ m} \\ Y_G=28.35 \text{ m} \end{cases}$$

- b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx}= 50007.80\text{m}^4 \\ I_{yy}= 122254.04\text{m}^4 \end{cases}$$

VI.4.3.5. Vérifications Nécessaires :

1. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier et des sous-sols
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$\begin{aligned} N_1 &= 39389,26 \text{ KN} \\ N_2 &= 25 * 306.6 * 0.40 = 3066 \text{ KN} \\ N &= 42\ 455,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Sens x : $M_{0x} = 523939,22 \text{ KN.m}$

- $V_{0x} = 72223,32 \text{ KN}$
- $h = 10,26 \text{ m}$
- $B_x = 21.9 \text{ m}$

Donc :

$$\begin{aligned} M_R &= 1264950,483 \text{ kN.m} \\ e_x &= \frac{M_r}{N} = 2,97 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 5.48 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

➤ Sens y : $M_{0y} = 54759,16 \text{ KN.m}$

- $V_{0y} = 65557,9 \text{ kN}$
- $h = 10.95 \text{ m}$

- $B_y = 14 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 125005.60 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 2.94 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 3.50 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

2.1 Sollicitation du premier genre :

A L'ELS : $N_{ser} = 38876,60 \text{ KN}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38876.60}{306.6} = 126.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 126.80 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$
 - $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

A L'ELU :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 42\ 455,26 \text{ KN}$

- M : Moment de renversement :

$M_r \text{ x-x} : 73114.95 \text{ KN.m}$

$M_r \text{ y-y} : 54759,16 \text{ KN.m}$

$I_{xx} = 5007.80 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 12254.04$

Tableau VI.6 : Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	187.41	89.54	162.94
Sens y-y	240	36.25	189.06
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 38876,60$ KN
- M : Moment de renversement.

Tableau VI.7 : Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	175.73	77.96	151.29
Sens y-y	229	24.09	177.77
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

2.3 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU : $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 189.06$ kN /m

ELS : $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 177.77$ kN /m

a) Ferrailage du radier :

- **Ferrailage de la dalle du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

1. Ferraillage de la dalle du radier :

1.1 Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

➤ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :

- Moment en travée:

$Mtx = 0,85Mx$

$Mty = 0,85My$

- Moment sur appuis:

$Max = May = 0,3Mx$ (*appui de rive*)

$Max = May = 0,5Mx$ (*autre appui*)

- Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:

$Mtx = 0,75Mx$

$Mty = 0,75My$

- Moment sur appuis:

$Max = May = 0,5Mx$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $Mt = 0,85M0$

- Moment sur appuis: $Ma = 0,5M0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

ELU : $v = 0$

Tableau VII.8 : Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$		μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
5.30	7.80	0,67		0,0745	0,369	189.06	135.36	115.06	49.95	42.46

ELS : $v = 0.2$

Tableau VII.9 : Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.30	7.80	0,67	0.080	0.530	177.77	136.67	116.17	72.44	54.33	68.35

1.2 Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

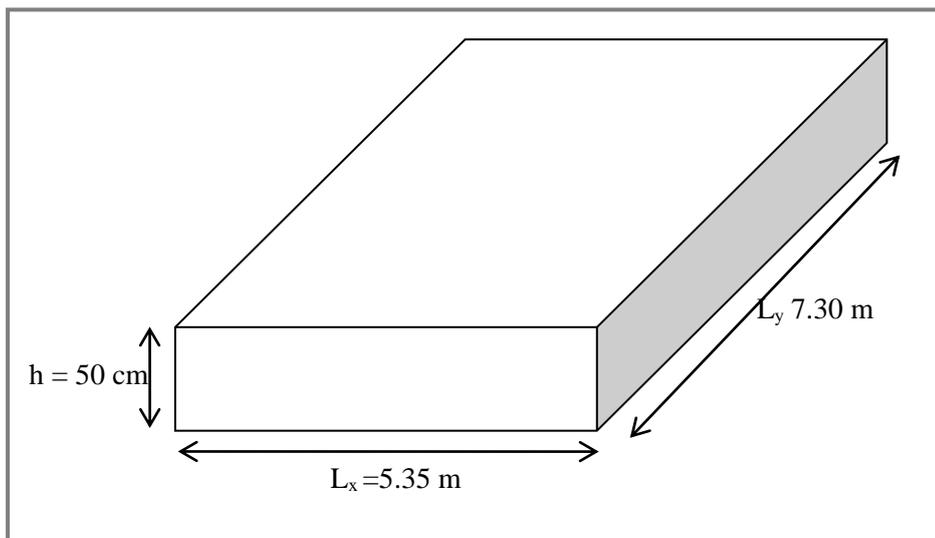


Figure VI.5 : Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} ; FeE500 ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}.$$

❖ Section minimal :

Sens y-y : $0,08\% bh = 3.20 \text{ cm}^2$

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 3.84 \text{ cm}^2$

CNF : $A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$

Tableau VI.10 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m ²)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	106.47	0.063	0.081	338.33	8.61	3.97	7T14	10.77
	y-y	31.24	0.049	0.062	341.10	6.47	3.97	5T14	7.69
Appuis	x-x	58.51	0.037	0.0471	343.21	4.57	3.97	5T14	7.69
	y-y								

❖ Espacement :

- En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < \text{Min}(\frac{3h}{33 \text{ cm}}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifié}$ esp=15cm

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(\frac{4h}{45 \text{ cm}}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifié}$ esp=20cm

- En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(\frac{3h}{33 \text{ cm}}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifié}$ esp=20cm

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	92.72	20.8	12.45	247178.48	6.17	18	Ok	146.8	191.96	Ok
	y-y	76.94	14.7	10.87	191534.41	5.39	18	Ok	171.1	191.96	Ok
Appuis	x-x	50.16	14.6	10.87	191534.41	4.41	18	Ok	118.39	191.96	Ok
	y-y										

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

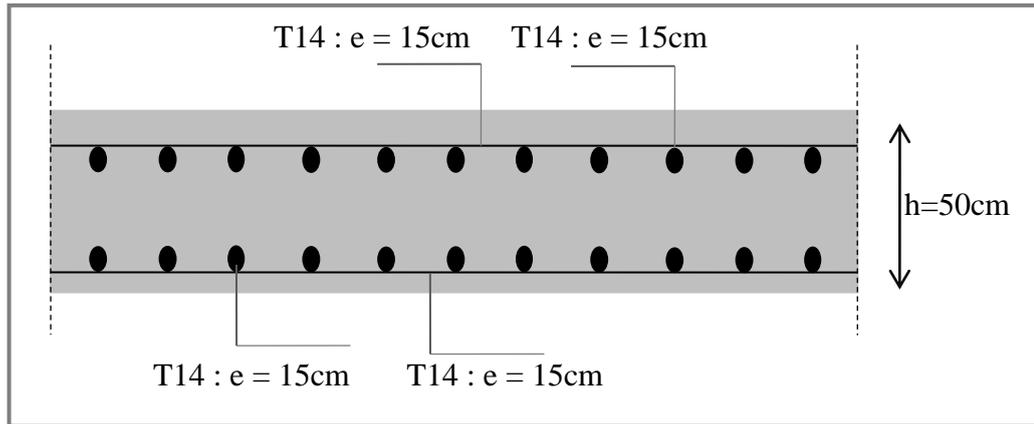


Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier sens

FERRAILLAGE DES NERVURES

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées. $h = 90\text{ cm}$, $d = 81\text{ cm}$, $b = 50\text{ cm}$, $L = 4.60\text{m}$, $c = 5\text{ cm}$ -Calcul les charges revenant à la nervure :

$$q_u = N_u / S_{rad} = 42455.26 / 306.6 = 138.47\text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = N_{ser} / S_{rad} = 38876.60 / 306.6 = 126.80\text{ kN/m}^2.$$

-Ferrailage de la nervure centrale la plus chargée $L = 3.025\text{m}$

$$q_u = 138.47 * 3 = 415.41\text{ KN/ml}$$

$$q_s = 126.80 * 3 = 380.40\text{ KN/ml}$$

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

SENS Y :

Tableau VI-12 EFFORTS AU NIVEAU DES NERVURES

	Mappui KN.m	Mtravée KN.m
Sens Y		
Sous q_s	710.89	295.88
Sous q_u	775.65	323.11

Avec SOCOTEC on trouve les sections d'acier suivantes :

Sens X :

As travée : 8.77cm^2 . $\rightarrow 5\text{T}16 = 10.05\text{cm}^2$.

As appui : 21.96 cm^2 . $\rightarrow 5\text{T}16 + 5\text{T}20 = 25.75\text{cm}^2$.

As min : $0.5 * 50 * 90 / 100 = 22.50\text{cm}^2$.

Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3\text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h = 120\text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 1,20 = 3,60\text{cm}^2$

On choisit $A_p = 3\text{T}12 = 3,39\text{ cm}^2 / \text{paroi}$

Ferrailage adopté pour les nervures dans le sens X et sens Y :

- As travée : 8.77cm^2 . $\rightarrow 5\text{T16} = 10.05\text{cm}^2$.
- As appui : 21.96 cm^2 . $\rightarrow 5\text{T16}+5\text{T20} = 25.75\text{cm}^2$.

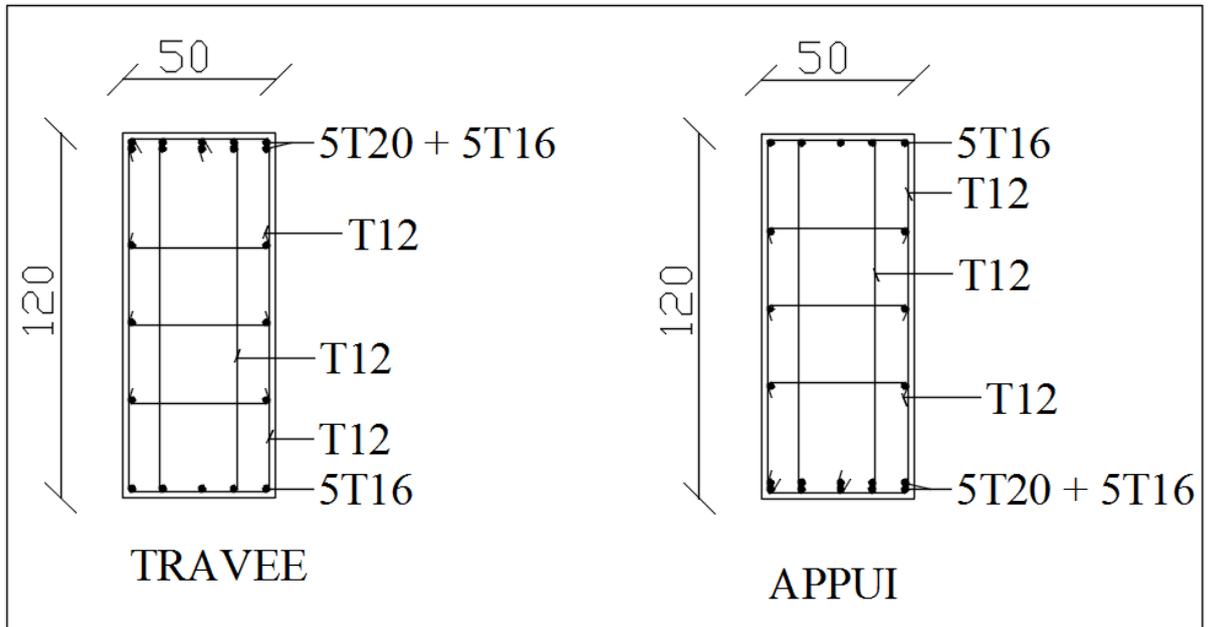


Figure VI.8 : Ferrailage des nervures

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude nous a permis de comprendre de mieux le processus d'étude de génie civil d'un bâtiment, en utilisant les différents outils de calcul de structure tels que le logiciel de modélisation numérique pour calcul structural comme ETABS, ainsi que les outils de calcul de ferrailage et vérification des contraintes tel que Socotec, sans oublier ceux du dessin comme Auto CAD, etc.

Cette étude, nous a permise d'avoir un aperçu général sur les différentes étapes à suivre dans le processus de conception et de calcul d'une structure et de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant les années de notre cycle de formation. Cette expérience nous a aidée à approfondir d'avantage nos connaissances à travers l'utilisation des documents techniques et réglementaires en vigueur en Algérie dans le domaine de la construction, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Il convient de souligner qu'une bonne conception parasismique d'un bâtiment ne peut être obtenue qu'à travers le travail collaboratif et étroit entre l'ingénieur civil et l'architecte depuis la phase APD du projet, afin de prendre en considération toutes les mesures et contraintes nécessaires et imposées parfois par la réglementation techniques des constructions pour qu'elles soient adoptées lors de la conception architecturale, tout en conservant autant que possible l'architecture du projet et en assurant une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Vu l'importance et les grandeurs de la superstructure du bâtiment, nous n'avons pas eu le temps de finir l'étude de l'infrastructure, qui a été conçue à l'origine en un radier général du fait de la faible portance du sol et l'importance des charges et sollicitations de la structure.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais il représente un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive pour nous.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Situation durable

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Situation accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

Les données caractéristiques
du béton et d'acier

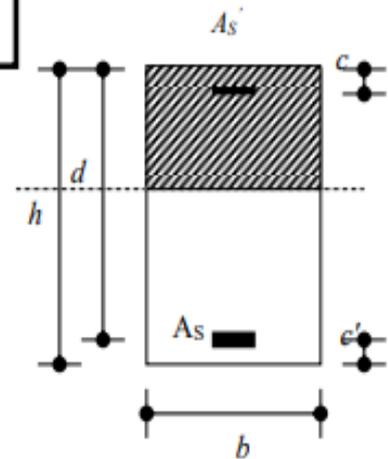
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

Decision: $\mu < \mu_R$

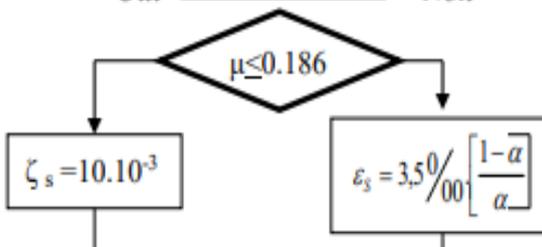
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c)/d] - \zeta_{es}$$

Oui $z = d(1 - 0,4\alpha)$ Non

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$



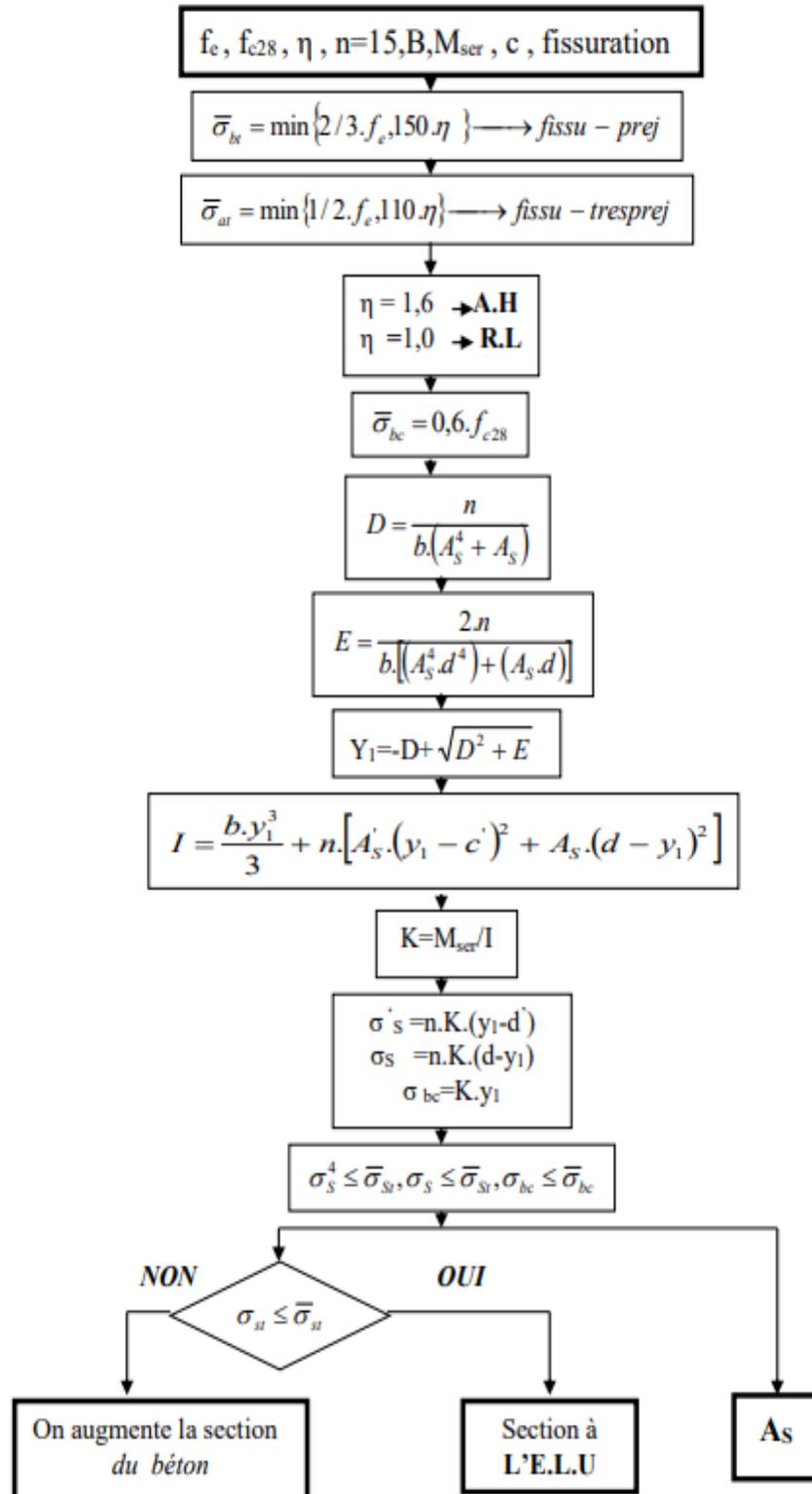
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c) \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c)} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_c / \gamma_s}$$

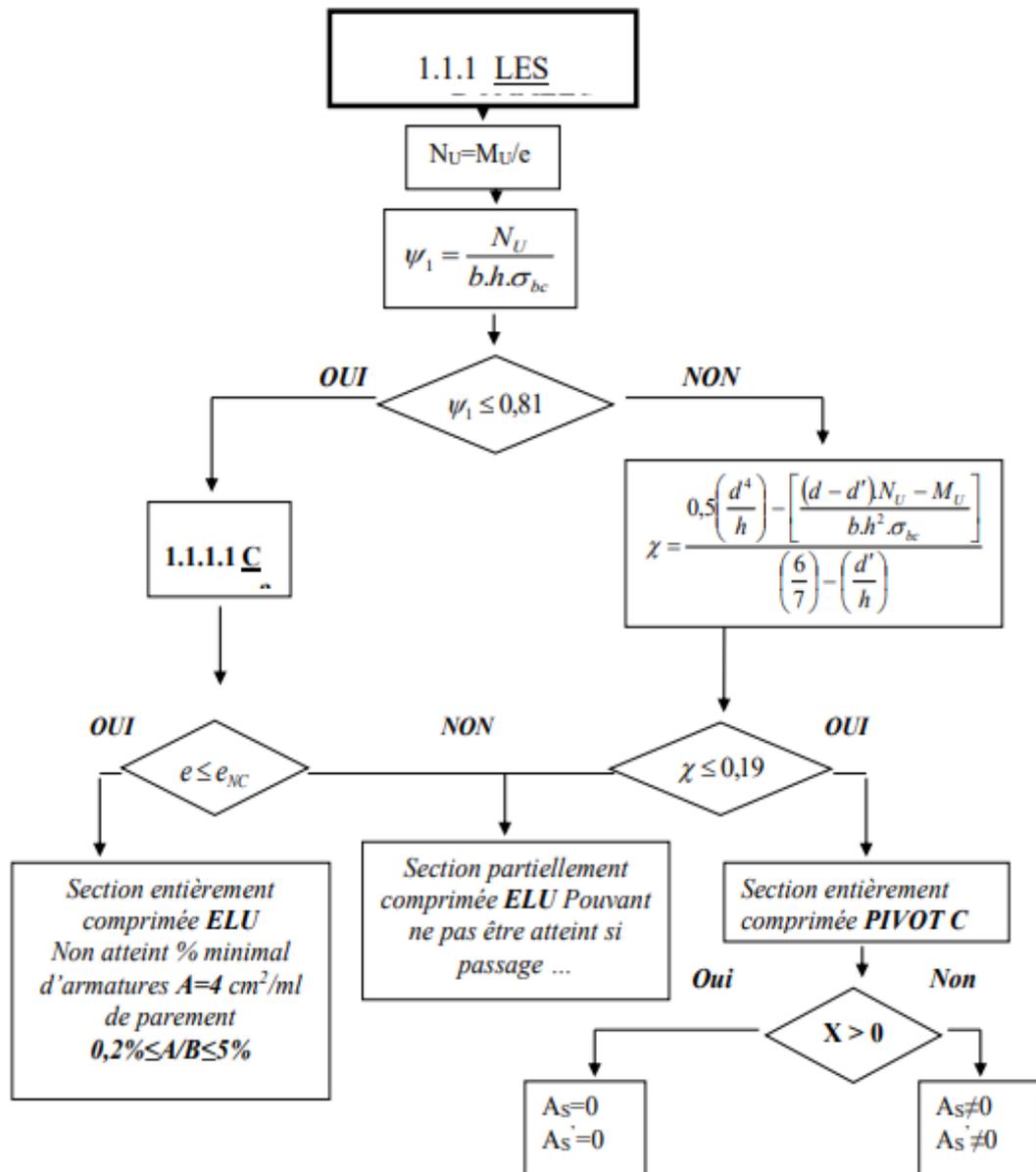
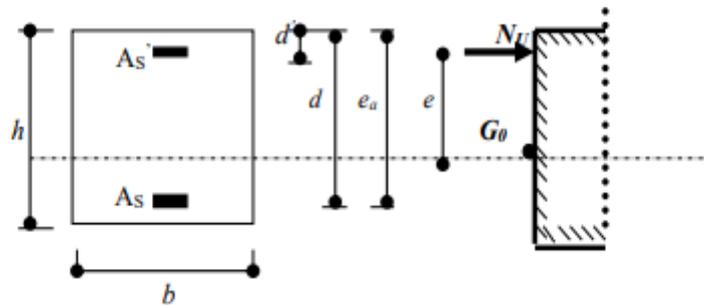
ORGANIGRAMME -II-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'ELU-

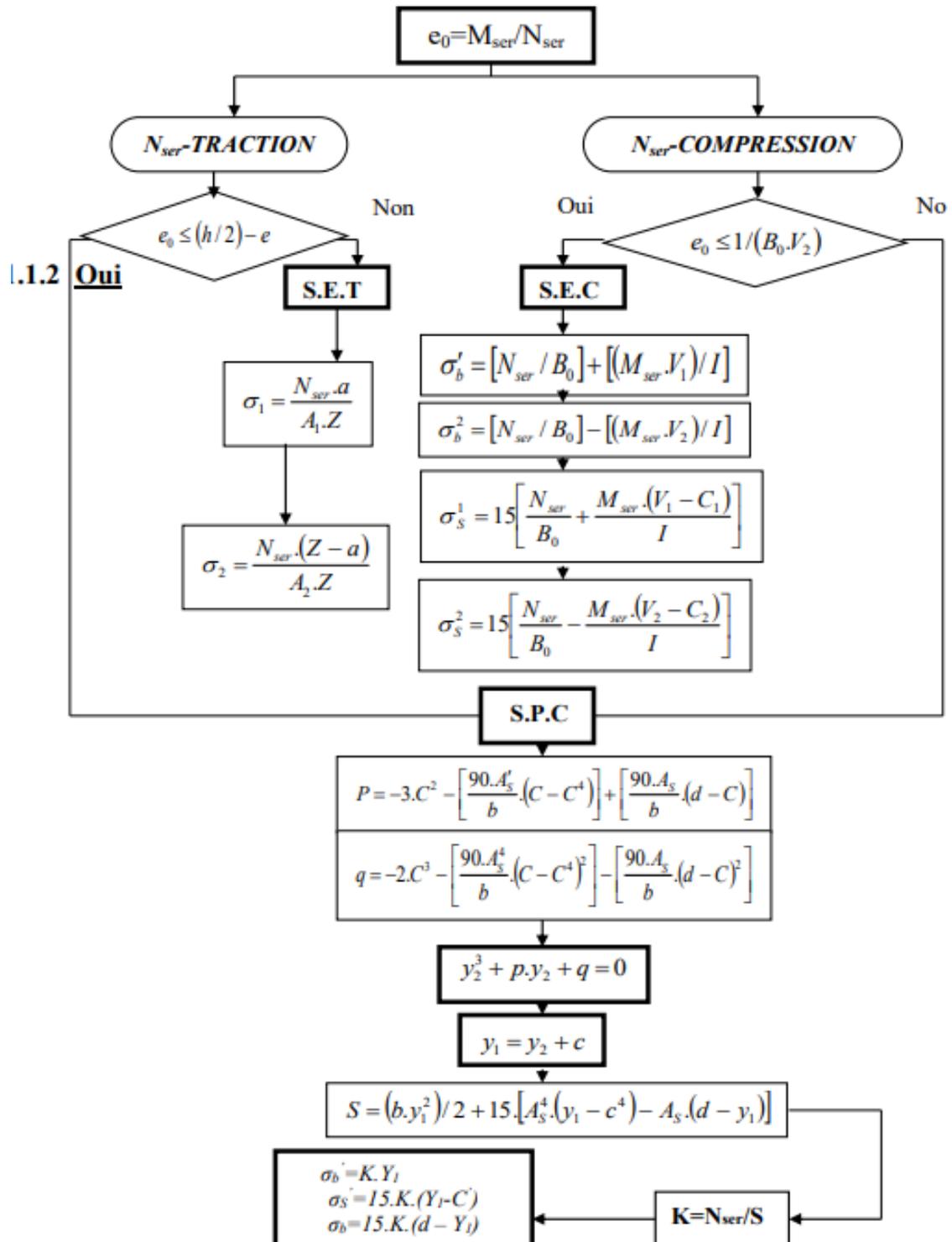


ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV- FLEXION COMPOSEE A L'ELS



Annexe

REFERENCES

1. BAEL 91modifié 99, DTU associés , par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000
2. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
3. Formulaire du Béton Armé: Volume 1;'Eléments de Calcul', par Victor Davidovici, Moniteur, 1996.
4. Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thnier (tome1 ; tome2).
5. La construction en zone sismique, par VictoreDavidovici., Moniteur 1999 .
6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
7. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3
8. DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
9. Formulaire du Béton Armé: Volume 2;'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995.

Les plans

