

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

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département GENIE CIVIL

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Par

- **BADACHE YASMINA**
- **TIGHIOUARET KHALIDA**

Intitulé

***Etude d'un Bloc Administratif en béton armé en R+5
Avec réalisation d'une application de l'analyse modale.***

Soutenu le : /06/2025

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	Grade	Qualité	Etablissement
M. NOUI Ammar	MCA	Président	Univ-BBA
M. BOUGLADA Mohammed Salah	MAA	Rapporteur	Univ-Batna2
M.BELKHADI Ahmed Abderraouf	MCA.	Co. Rapporteur	Univ-BBA
M. BELAGRAA Learbi	MAA	examineur	Univ-BBA

Année Universitaire 2024/2025

Dédicace

À ma chère mère, Celle qui a été mon premier refuge, mon premier souffle, et ma plus douce prière. De toi, j'ai appris que la patience est une force et que l'amour ne connaît pas de limites. Tout au long de ce parcours, ta lumière a guidé mes pas. Ce travail te revient, avec tout l'amour et la reconnaissance que tu mérites.

À mon cher père, Mon pilier, mon exemple, celui qui m'a transmis la dignité, la persévérance et le goût de l'effort. Toujours présent, même dans le silence, avec sagesse et bienveillance. Ce que j'ai accompli est le fruit de ce que tu as semé en moi.

À mes frères 'Oussama' et 'Ayoub' et ma sœur 'Sabrina', Mes compagnons de vie, dans les bons comme dans les moins bons moments. Vos sourires, vos mots, votre présence ont été pour moi un soutien inestimable. Ce succès vous appartient aussi.

À 'Abir', mon amie précieuse, Ta présence fut un réconfort dans les moments d'ombre, une joie dans les instants de doute. Merci d'avoir toujours été là, avec sincérité, douceur et loyauté. Ce succès n'aurait pas eu la même saveur sans toi.

À mes amis et collègues, Ceux avec qui j'ai partagé les veilles, les défis, les éclats de rire et les doutes. Merci pour votre soutien, votre bonne humeur, et pour avoir été un vrai moteur dans cette aventure.

À mes enseignants encadrants, Pour leur accompagnement, leur patience, et la richesse de leurs conseils. Vous avez été bien plus que des encadrants : des guides.

Recevez ce travail comme un témoignage de ma profonde gratitude.

À vous tous, je dédie humblement cette réalisation.

YASMINA

Dédicace

(وَآخِرُ دُعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

Mes très chers frères Saïd, Amine et ma petite sœur Hadjer pour leur présence, leurs encouragements et leur compréhension tout au long de mon parcours.

À toute ma famille paternelle et maternelle sans exception pour leur affection et leur soutien moral qui m'ont toujours réconforté.

À ma collègue Yasmine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

À mes professeurs pour leurs efforts et leurs conseils.

Et enfin,

À moi-même, à 17 ans...

Merci à la jeune fille de 17 ans, Pour son courage et sa détermination Pour avoir cru en ses rêves.

Merci de n'avoir jamais abandonné.

KHALIDA.

Remerciements

Avant tout, nous rendons grâce à Dieu, Le Tout-Puissant, pour nous 'avoir accordé la force, la patience et la volonté nécessaires à la réalisation de ce travail.

Nous tenons à exprimer toute ma reconnaissance à mes chères familles, source de notre courage et de notre motivation. Leur soutien moral et leur amour inconditionnel ont été le socle de mon parcours universitaire.

Nous 'adressons nos plus sincères remerciements à nos encadrateurs, Monsieur BOUGLADA Mohammed Salah et Monsieur BELKHADI Ahmed Abderraouf, pour leur disponibilité, leurs conseils précieux et leur accompagnement bienveillant tout au long de ce projet. Leur encadrement a été une véritable lumière sur mon chemin.

Nous tenons à remercier Monsieur Ammar Noui pour son soutien et son encouragement persistant

Nous tenons également à remercier tous les membres du jury qui ont eu la gentillesse d'accepter d'évaluer ce travail.

Nous remercions également nos amis et camarades, pour leur solidarité, leur entraide et les moments partagés, qui ont rendu cette aventure plus humaine et plus belle.

Enfin, nous 'exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à notre formation et à la réalisation de ce modeste mémoire.

À chacun de vous, merci du fond du cœur.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Symboles et notations

Résumé

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du projet	2
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation de l'ouvrage	3
I.3 Description architecturale	4
I.4 Description de l'ossature	9
I.4.1 Système structural	9
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul.	11
II.1 Introduction	12
II.2 Béton	12
II.2.1 Résistance à la compression (f_{c28})	12
II.2.2 Résistance du béton à la traction (f_{tj})	12
II.2.3 Module de déformation longitudinale du béton	13
II.2.4 Les contraintes de calcul du béton l'état limite ultime (ELU)	13
II.2.5 Contraintes limite du béton à l'état limite de service (ELS)	14
II.3 Acier	15
II.3.1 Contraintes limites de calcul des aciers	15
II.4 Méthodes de calcul aux états limites	16
II.5 Règlements et normes utilisés	18
II.6 Action et sollicitation	18
II.6.1 Les actions	18
II.6.2 Sollicitations	19
II.6.3 Combinaisons de calcul	19
II.7 Conclusion	20

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	21
III.1 Introduction	22
III.2 Le prédimensionnement des éléments secondaires	22
III.2.1 Les Planchers	22
III.2.2 Poutres	26
III.2.3 Poteaux	30
III.2.4 Les Voile	37
III.2.5 Les Escaliers	39
III.3 Récapitulatif du prédimensionnement	42
III.4 Evaluation des charges (DTR B.C.2-2)	42
III.4.1 Charges permanentes	42
III.5 Surcharges d'exploitations	45
Chapitre IV : Calcule des éléments secondaire	46
IV.1 Introduction	47
IV.2 L'acrotère	47
IV.2.1 Définition	47
IV.2.2 Détermination des sollicitations	47
IV.2.3 Ferrailages de l'acrotère	52
IV.3 Etude de la dalle machine	52
IV.3.1 Définition de l'ascenseur	52
IV.3.2 Etude de la dalle de l'ascenseur	52
IV.3.3 Ferrailage :	56
IV.3.4 Ferrailage da la dalle de machine	60
IV.4 Les planchers	60
IV.4.1 Plancher à corps creux	60
IV.5 Les Escaliers	77
IV.5.1 Introduction	77
IV.5.2 Dimensionnement Des Escaliers	77
IV.5.3 Evaluation des charges et surcharge	78

IV.5.4	Ferraillage	82
IV.5.5	Ferraillage d'escalier	85
Chapitre V : Etude Dynamique		87
V.1	Introduction	88
V.2	Objectif de l'étude sismique	88
V.3	Les différentes méthodes de calcul de la force sismique	88
V.4	Classification de l'ouvrage selon leur importance	88
V.5	Méthode d'analyse modale spectrale	89
V.5.1	Présentation de l'application de l'analyse Modale	89
V.5.2	Calcul de la Force Sismique Totale	91
V.6	Modélisation de la structure	96
V.6.1	Vue tridimensionnelle de l'ouvrage	96
V.6.2	Les charges à considérées	97
V.6.3	Les dispositions des voiles	98
V.7	Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003	99
V.7.1	Vérification de la résultante des forces sismiques	99
V.7.2	Résultat des efforts normaux dans les poteaux	102
V.7.3	Vérification de renversement	103
V.7.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	104
V.7.5	Vérification des déplacements	105
V.8	Conclusion	105
Chapitre VI : Etude des éléments structuraux		106
VI.1	Introduction	107
VI.2	Ferraillage des poutres	107
VI.2.1	Recommandations	108
VI.2.2	L'étude des Poutres principales	109
VI.2.4	L'étude des Poutres secondaires	118
VI.2.4	Schémas de ferraillage des poutres	122
VI.3	Ferraillage des poteaux	122

VI.3.1	Recommandations pour le ferrailage des poteaux	124
VI.3.2	Calcul de ferrailage des poteaux	125
VI.3.3	Vérifications nécessaires	132
VI.3.2	Schémas de ferrailage	134
VI.4	Ferrailage des voiles	135
VI.4.1	Recommandation	137
VI.4.2	Sollicitations maximales dans le voile	138
VI.4.3	Calcul du ferrailage et de vérifications	139
VI.4.4	Schéma de ferrailages des voiles	141
Chapitre VII	: Etude l'infrastructures	142
VII.1	Introduction	143
VII.2	Combinaisons de calcul	143
VII.3	Etude géotechnique du sol	143
VII.4	Choix du type de fondation	143
VII.5	Pré dimensionnement du radier	144
VII.6	Vérification du radier	147
VII.7	Ferrailage de radier	149
VII.7.1	Schéma ferrailage de radier	154
VII.8	Ferrailage de nervure	155
VII.8.1	Schéma de ferrailage	158
VII.9	Étude voile périphérique	160
VII.9.1	Introduction	160
VII.9.2	Pré dimensionnement	160
VII.9.3	Ferrailage du voile périphérique	161
VII.10	Conclusion	164
Conclusion Générale		165
[I]	Références bibliographiques	167
[II]	Logiciels Utilisés	167
	Annexe	168

Liste des figures

Figure I.1 Situation de notre ouvrage « carte de zonage sismique -RPA99/2003 ».	4
Figure I.2 Structure Objet d'étude en Perspective.	4
Figure I.3 Vue en plan du RDC+étage 01.	5
Figure I.4 Dimensions en élévation du bâtiment.	6
Figure I.5 Les façades principale.	7
Figure I.6 Les façades postérieures.	8
Figure II.1 Diagrammes contraintes -déformations de béton à ELU.	13
Figure II.2 Diagrammes contraintes -déformations de béton à ELU.	14
Figure II.3 Diagramme des Contraintes Déformations du béton à ELS.	14
Figure II.4 Diagramme déformations- contraintes.	15
Figure III.1 Plancher corps creux.	23
Figure III.2 Schéma des poutrelles.	23
Figure III.3 Dimensionnement des poutrelles.	24
Figure III.4 Disposition des poutrelles (nervures).	25
Figure III.5 Plancher dalle pleine.	25
Figure III.6 Dalle pleines sur 4 « Toiture ».	26
Figure III.7 Dalle pleine « ascenseur ».	26
Figure III.8 La numérotation des poteaux.	30
Figure III.9 Evaluation (pondération) des charges verticales.	34
Figure III.10 Les voiles.	38
Figure III.11 Dimensionnements d'un voile.	38
Figure III.12 Eléments constituant le plancher « étage-courant ».	42
Figure III.13 Eléments constituant le « plancher-terrasse ».	43
Figure III.14 Eléments constituant la dalle pleine.	44
Figure III.15 Coupe verticale d'un mur extérieur.	44
Figure III.16 Coupe verticale d'un mur intérieur.	45
Figure IV.1 Schéma de l'acrotère.	47
Figure IV.2 Section de calcul L'acrotère.	48
Figure IV.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	52
Figure IV.4 Schéma de ferrailage da la dalle de machine.	60
Figure IV.5 Type 01 poutrelles (RDC).	63
Figure IV.6 Type 02 poutrelles (RDC).	66
Figure IV.7 Type 03 poutrelles (RDC).	69

Figure IV.8 Disposition constructive des armatures de la table de compression.	76
Figure IV.9 Disposition du ferrailage du plancher.	77
Figure IV.10 Schéma d'escalier.	77
Figure IV.11 Réparation des charges en escalier.	80
Figure IV.12 La charge Equivalent d'escalier ELU type 1.	80
Figure IV.13 La charge Equivalent d'escalier ELU type 2	81
Figure IV.14 Schéma de ferrailage d'escalier(type1).	85
Figure IV.15 Schéma de ferrailage d'escalier(type2).	86
Figure V.1 Page d'accueil de l'application.	90
Figure V.2 Paramètres de calcul.	90
Figure V.3 Diagramme de spectre de réponse.	93
Figure V.4 Capteur de vérification de la période (Application).	94
Figure V.5 Capture des cas d'analyses avec facteur d'amplification dynamique (Application).	95
Figure V.6 Classification entre systèmes de contreventement avec voiles.	95
Figure V.7 Modélisation tridimensionnelle de la tour.	97
Figure V.8 La disposition des voiles.	98
Figure V.9 La disposition des voiles vue 2D.	99
Figure V.10 Capteur de vérification de la force sismique à la base (Application).	100
Figure V.11 Capteur de la somme des masse modales effectives (Application).	101
Figure V.12 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation X-Z, sens-y (résultats de Robot 2017).	101
Figure V.13 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation Y-Z, sens x (résultats de Robot 2017).	101
Figure V.14 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques(torsion) vue : 3D (résultats de robot 2010).	102
Figure V.15 Capture de vérification des modes principaux (Application).	102
Figure VI.1 Moments max a ELU des poutres pricipales1.	109
Figure VI.2 Moments max a ELS des poutres pricipales1.	110
Figure VI.3 Moments max a ACC des poutres pricipales1.	110
Figure VI.4 As travée cal des poutres principales (30x60).	111
Figure VI.5 Moments max a ELU des poutres pricipales2.	114
Figure VI.6 Moments max a ELS des poutres pricipales2.	115
Figure VI.7 Moments max a ACC des poutres pricipales2.	115
Figure VI.8 As travée cal des poutres principales (30x45).	116

Figure VI.9 Moments max a ELU des poutres secondaires.	118
Figure VI.10 Moments max a ELS des poutres secondaires.	118
Figure VI.11 Moments max a ACC des poutres secondaires.	119
Figure VI.12 As travée cal des poutres secondaires.	120
Figure VII.1 Semelle flexible sur sol Homogène.	144
Figure VII.2 Semelle rigide sur sol Homogène.	145
Figure VII.3 Distribution des contraint a LES.	147
Figure VII.4 Distribution des contraint à ELU.	147
Figure VII.5 Distribution des contraint combinaisons accidentelles.	148
Figure VII.6 Distribution des contraint de cisaillement τ_{xx} .	148
Figure VII.7 Distribution des contraint de cisaillement τ_{yy} .	149
Figure VII.8 As cal en travée suivant L_x .	150
Figure VII.9 As cal en travée suivant L_y .	150
Figure VII.10 As cal sur appui suivant L_x .	151
Figure VII.11 As cal sur appui suivant L_y .	152
Figure VII.12 Vérification des contraintes x-x.	153
Figure VII.13 Vérification des contraintes y-y.	153
Figure VII.14 Schéma ferrailage de radier.	154
Figure VII.15 Moment dans les nervures a ELS.	155
Figure VII.16 Moment dans les nervures a ELU.	155
Figure VII.17 Moment dans les nervures a ELA.	155
Figure VII.18 As cal de travée de nervure.	156
Figure VII.19 As cal d'appui de nervure.	157
Figure VII.20 Vérifications des contraintes.	158
Figure VII.21 Schéma de ferrailage nervure.	159
Figure VII.22 Schéma statique.	161
Figure VI.23 Sens porteurs de la dalle.	161
Figure VII.24 Moments de calcul.	162
Figure VII.25 Section du voile.	162
Figure VII.26 Schème de ferrailage du voile périphérique.	164

Liste des tableaux

Tableau II.1 Paramètres Communs aux ELU et ELS.	17
Tableau II.2 Paramètres Spécifiques à l'ELU.	17
Tableau II.3. Paramètres Spécifiques à l'ELS.	18
Tableau III.1 Surfaces afférentes.	31
Tableau III.2 Les descentes de charge des poteaux.	33
Tableau III.3 Vérification du critère de résistance des poteaux.	35
Tableau III.4 Vérification de la stabilité de forme des poteaux.	36
Tableau III.5 Vérification des sections des poteaux.	37
Tableau III.6 Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1.	40
Tableau III.7 Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2.	41
Tableau III.8 Les charge permanentes de « Plancher terrasse inaccessible ».	43
Tableau III.9 Les charge permanentes de « Plancher Étage courant ».	43
Tableau III.10 Les charge permanentes de « Dalle pleine ».	44
Tableau III.11 Les charge permanentes de « Murs extérieurs ».	44
Tableau III.12 Les charge permanentes de « Murs intérieurs ».	45
Tableau III.13 Les charge permanentes de « Les Charges permanents des voiles ».	45
Tableau III.14 Les surcharges d'exploitations.	45
Tableau IV.1 Évaluation et combinaison des charges ELU.	48
Tableau IV.2 Évaluation et combinaison des charges ELS.	48
Tableau IV.3 Les données.	49
Tableau IV.4 Tableaux des résultats.	57
Tableau IV.5 Les combinaisons d'action.	63
Tableau IV.6 Type des poutrelles au niveau de différents planchers.	63
Tableau IV.7 Longueur fictive.	63
Tableau IV.8 Moment sur appui étage courant.	64
Tableau IV.9 Effort tranche étage courant.	64
Tableau IV.10 Moment sur travée étage courant.	65
Tableau IV.11 Moment sur appui étage courant.	65
Tableau IV.12 Effort tranche étage courant.	66
Tableau IV.13 Moment sur travée étage courant.	66
Tableau IV.14 Longueur fictive.	67
Tableau IV.15 Moment sur appui étage courant.	67
Tableau IV.16 Effort tranche étage courant.	67

Tableau IV.17 Moment sur travée étage courant.	68
Tableau IV.18 Moment sur appui étage courant.	68
Tableau IV.19 Effort tranche étage courant.	68
Tableau IV.20 Moment sur travée étage courant.	69
Tableau IV.21 Longueur fictive.	69
Tableau IV.22 Moment sur appui étage courant.	69
Tableau IV.23 Effort tranche étage courant.	70
Tableau IV.24 Moment sur travée étage courant.	70
Tableau IV.25 Moment sur appui étage courant.	71
Tableau IV.26 Effort tranche étage courant.	71
Tableau IV.27 Moment sur travée étage courant.	71
Tableau IV.28 Les sollicitations Poutrelle étage courant.	72
Tableau IV.29 Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier.	78
Tableau IV.30 Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de paliers.	79
Tableau IV.31 Charges sur les éléments de l'escalier.	79
Tableau IV.32 Récapitulation des moments pour type1.	81
Tableau IV.33 Récapitulation des moments pour type2.	81
Tableau IV.34 Ferrailage d'escalier.	83
Tableau IV.35 Vérification à E.L.S.	83
Tableau IV.36 Ferrailage d'escalier.	85
Tableau IV.37 Vérification à E.L.S.	85
Tableau V.1 Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.	92
Tableau V.2 Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.	99
Tableau V.3 Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.	99
Tableau V.4 Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2017).	100
Tableau V.5 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	103
Tableau V.6 Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).	103
Tableau V.7 Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).	103
Tableau V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).	104
Tableau V.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).	104
Tableau V.10 Valeurs des déplacements inter-étages.	105
Tableau V.11 Les cas de charge critiques.	108
Tableau VII.1 Récapitulatif des moments M_{xx} (KN.m).	149
Tableau VII.2 Récapitulatif des moments M_{yy} (KN.m).	149

Liste des tableaux

Tableau VII.3 Ferrailage du radier.	152
Tableau VII.4 Les sollicitations de nervure de radier.	156
Tableau VII.5 Ferrailage de la nervure radiée.	157
Tableau VII.6 Moments fléchissant du voile périphérique.	162
Tableau VII.7 Ferrailage des voiles périphérique.	163

Symboles et notations

BAEL	Béton armé aux états limites.
RPA	Règlement parasismique algérien.
CBA	Code du béton armé.
A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
Q	Facteur de qualité.
W	Poids total de la structure.
V	Force sismique totale.
W_i	Poids sismique au niveau « i ».
C_T	Coefficient de période.
Q	Coefficient de pondération.
A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
ø	Diamètre des armatures.
C	Cohésion.
q	Capacité portante admissible.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_{st}	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte de compression admissible du béton.
r_u	Contrainte ultime de cisaillement.
\bar{u}	Contrainte ultime admissible de cisaillement.
τ	Contrainte tangentielle.
σ_{sol}	Contrainte du sol.
G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
E	Charge accidentelle.
ζ	Déformation relative.
V₀	Effort tranchant a la base.

ELU	Etat limite ultime.
ELS	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.
St	Espacement.
λ	Elancement.
F	Force concentrée.
L	Longueur ou portée.
I_p	Indice de plasticité.
I_c	Indice de consistance.
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.
M₀	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
I	Moment d'inertie.
F_{adm}	Flèche admissible.
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
I_{f_i}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
M	Moment, Masse.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
K	Coefficient de raideur de sol.
Y	Position de l'axe neutre.
I₀	Moment d'inertie de la section totale homogène.

Symboles et notations

a	Position relative de la fibre neutre.
z	Bras de levier.
μ_u	Moment ultime réduit.

الملخص:

تقدم هذه الأطروحة دراسة فنية لتصميم مبنى إداري من الخرسانة المسلحة مكون من خمسة طوابق مع قبو يقع في باتنة، والمصنف كمنطقة زلزالية منخفضة المخاطر (المنطقة I) وفقاً لـ RPA 99/2003. تهدف هذه الدراسة إلى ضمان سلامة واستقرار الهيكل وامتناله للمتطلبات التنظيمية، مع تحسين تصميم العناصر الإنشائية وفقاً لمعايير BAEL91 و CBA93 و RPA2003. وقد تم تطوير تطبيق عددي للتحليل الطيفي النمطي، مما يسهل عمليات التحقق وفقاً لمتطلبات RPA. تشمل الدراسة: التحليل المعماري والجيوتقني، والتحديد المسبق للابعاد، وتنتزير الأحمال، والنمذجة باستخدام التحليل الإنشائي Robot Structural Analysis، والتحليل الزلزالي وتصميم عناصر المقاومة، وأخيراً البنية التحتية وتفاعل التربة مع الهيكل. مكن التحليل من تحديد المقاطع المثلى للعناصر الحاملة للأحمال، والتحقق من مطابقة الهيكل لمعايير الاستقرار والمقاومة، والتحقق من صحة السلوك الزلزالي للهيكل وفقاً لمتطلبات RPA.

Résumé :

Ce mémoire présente une étude technique sur le dimensionnement d'un bloc administratif en béton armé R+5 avec sous-sol, situé à Batna, classé en zone sismique faible (zone I) selon le RPA 99/2003.

L'objectif de cette étude est d'assurer la sécurité, la stabilité et la conformité réglementaire de l'ouvrage, tout en optimisant le dimensionnement des éléments structuraux selon les normes BAEL91, CBA93 et RPA2003. Une application numérique a été développée pour l'analyse modale spectrale, facilitant les vérifications conformément aux exigences de l'RPA.

L'étude inclut : analyse architecturale et géotechnique, prédimensionnement, descente de charges, modélisation avec Robot Structural Analysis, analyse sismique et dimensionnement des éléments de résistance, et enfin l'infrastructure et l'interaction sol-structure.

L'analyse a permis de déterminer les sections optimales des éléments porteurs, de vérifier la conformité de l'ouvrage aux critères de stabilité et de résistance, de valider le comportement sismique de la structure selon les exigences du RPA.

Abstract:

This thesis presents a technical study on the design of a five-story reinforced concrete administrative building with a basement located in Batna, classified as a low-risk seismic zone (Zone I) according to RPA 99/2003.

The objective of this study is to ensure the safety, stability, and regulatory compliance of the structure, while optimizing the design of structural elements according to BAEL91, CBA93, and RPA2003 standards. A numerical application was developed for spectral modal analysis, facilitating verifications in accordance with RPA requirements.

The study includes: architectural and geotechnical analysis, pre-design, load descent, modeling with Robot Structural Analysis, seismic analysis and design of resistance elements, and finally, infrastructure and soil-structure interaction. The analysis made it possible to determine the optimal sections of the load-bearing elements, to verify the conformity of the structure to the stability and resistance criteria, and to validate the seismic behavior of the structure according to the requirements of the RPA.

Introduction générale

Le génie civil constitue l'un des piliers fondamentaux du développement urbain et des infrastructures modernes. Il joue un rôle essentiel dans la conception et la réalisation des ouvrages garantissant sécurité, confort et durabilité. Dans ce cadre, la spécialité "Structures" occupe une place primordiale, puisqu'elle s'intéresse à l'analyse et au dimensionnement des structures afin de résister aux différentes sollicitations, notamment les actions sismiques, en se basant sur des normes rigoureuses et des approches scientifiques avancées.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil, spécialité Structures**. Il représente l'aboutissement de notre formation académique et technique, à travers l'étude, l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation composé de cinq étages, tout en tenant compte des différentes contraintes structurelles, architecturales, géotechniques et sismiques.

Le travail repose sur des références techniques et réglementaires reconnues, ainsi que sur des outils de calcul performants, nous permettant ainsi d'approfondir notre compréhension des interactions entre théorie et pratique. Il met également en évidence l'importance de la coordination entre l'ingénierie structurelle et l'architecture afin d'aboutir à des ouvrages sûrs, économiques et fonctionnels.

Dans ce projet, nous avons adopté une démarche ingénierique complète, depuis l'analyse des données initiales, en passant par la modélisation et la vérification des éléments structuraux, jusqu'à la validation finale selon les normes en vigueur, en particulier le Règlement Parasismique Algérien (RPA). Ce travail vise non seulement à produire un dimensionnement conforme et optimisé, mais aussi à développer notre capacité d'analyse critique et notre sens de responsabilité professionnelle.

Dans cette perspective, nous avons également intégré une dimension innovante à notre projet en développant une application numérique dédiée à l'analyse modale. Cet outil permet d'automatiser les calculs des périodes propres, l'identification des modes de vibration et la vérification de l'effort de base, en conformité avec les exigences du RPA 99/2003. Il vise à simplifier le travail de l'ingénieur, à réduire les erreurs de calcul, à gagner du temps, tout en assurant une stricte conformité aux normes en vigueur. Cette initiative illustre notre volonté de conjuguer rigueur scientifique, compétence technique et esprit d'innovation dans une démarche moderne d'ingénierie.

Chapitre : I

Présentation du projet

I.1 Introduction

L'objet de notre travail est l'étude d'un bloc administratif (RDC + 5 avec sous-sol) en béton armé, nécessitant des connaissances fondamentales sur lesquelles s'appuie l'ingénieur en génie civil afin de garantir une structure à la fois sécuritaire et économique. Dans ce premier chapitre, nous présentons les éléments et matériaux constitutifs de l'ouvrage, en mentionnant les règles de calcul utilisées, ainsi qu'une description initiale du projet.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est implanté à Batna, classée en zone de sismicité faible (Zone I) selon le RPA 99 version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes). L'étude est conforme aux exigences des règlements CBA93, BAEL91 modifié 99, et RPA99 version 2003. Le bâtiment est de forme rectangulaire et comporte cinq étages sur rez-de-chaussée, avec un sous-sol (R+5+SS).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifié 99
- CBA93 Relatif aux spécifications de l'Algérie
- RPA99 version 2003

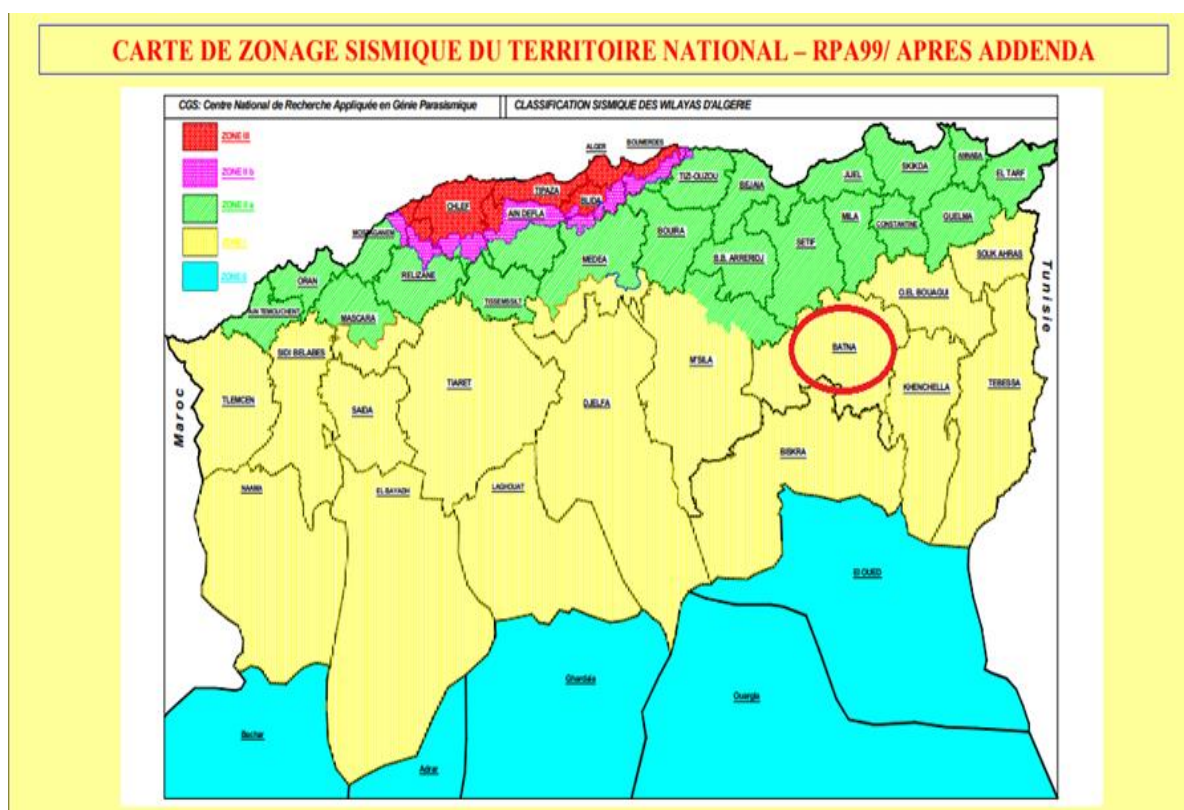


Figure I.1 Situation de notre ouvrage « carte de zonage sismique -RPA99/2003 ».

I.3 Description architecturale

- Dimensions en plan : $L_x = 21.55 \text{ m}$; $L_y = 21.35 \text{ m}$
- Hauteur totale du bloc : 24.78 m
- Hauteur du sous-sol : 3.40 m
- Hauteur de chaque étage : 3.57 m

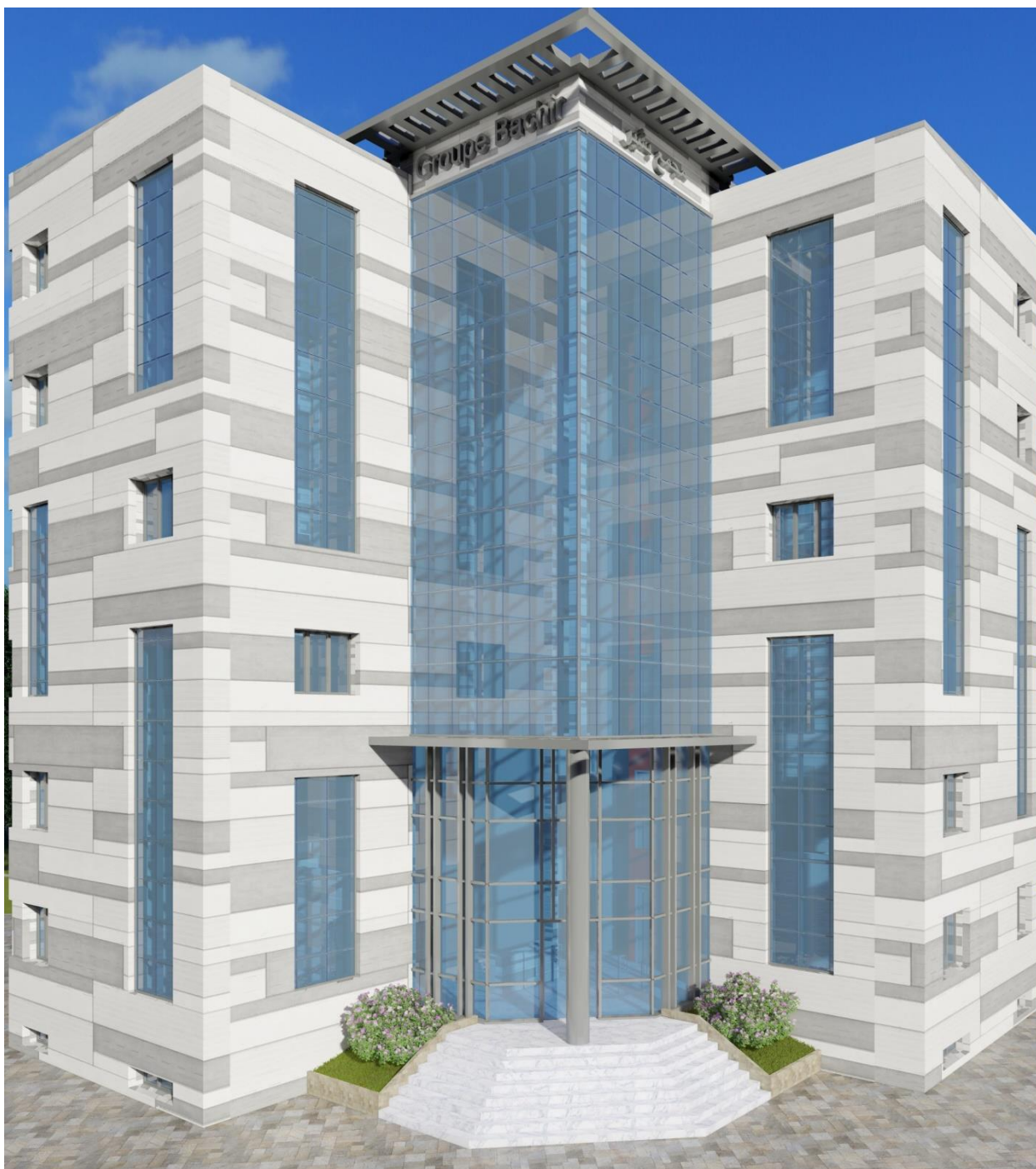


Figure I.2 Structure Objet d'étude en Perspective.

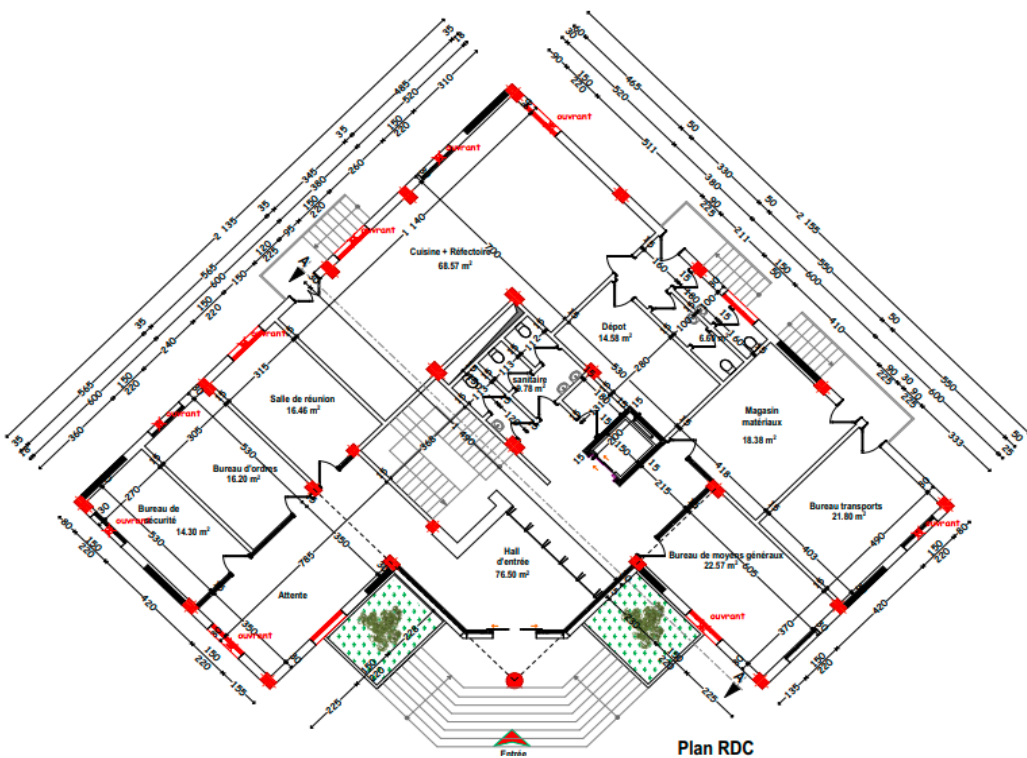
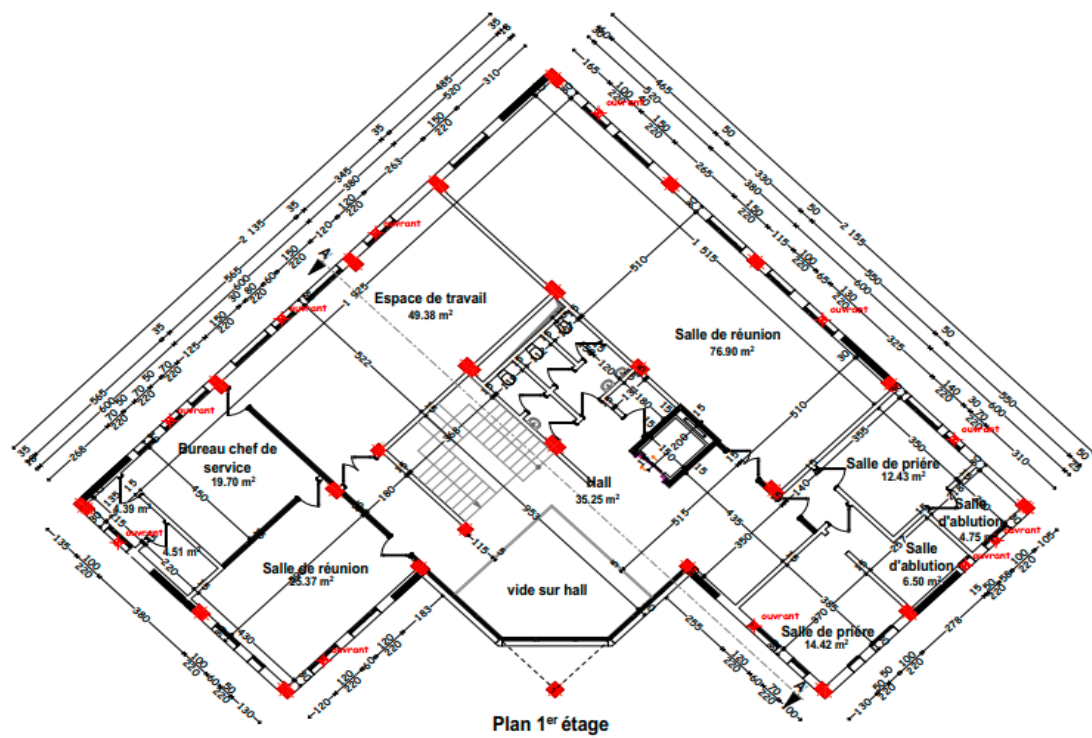
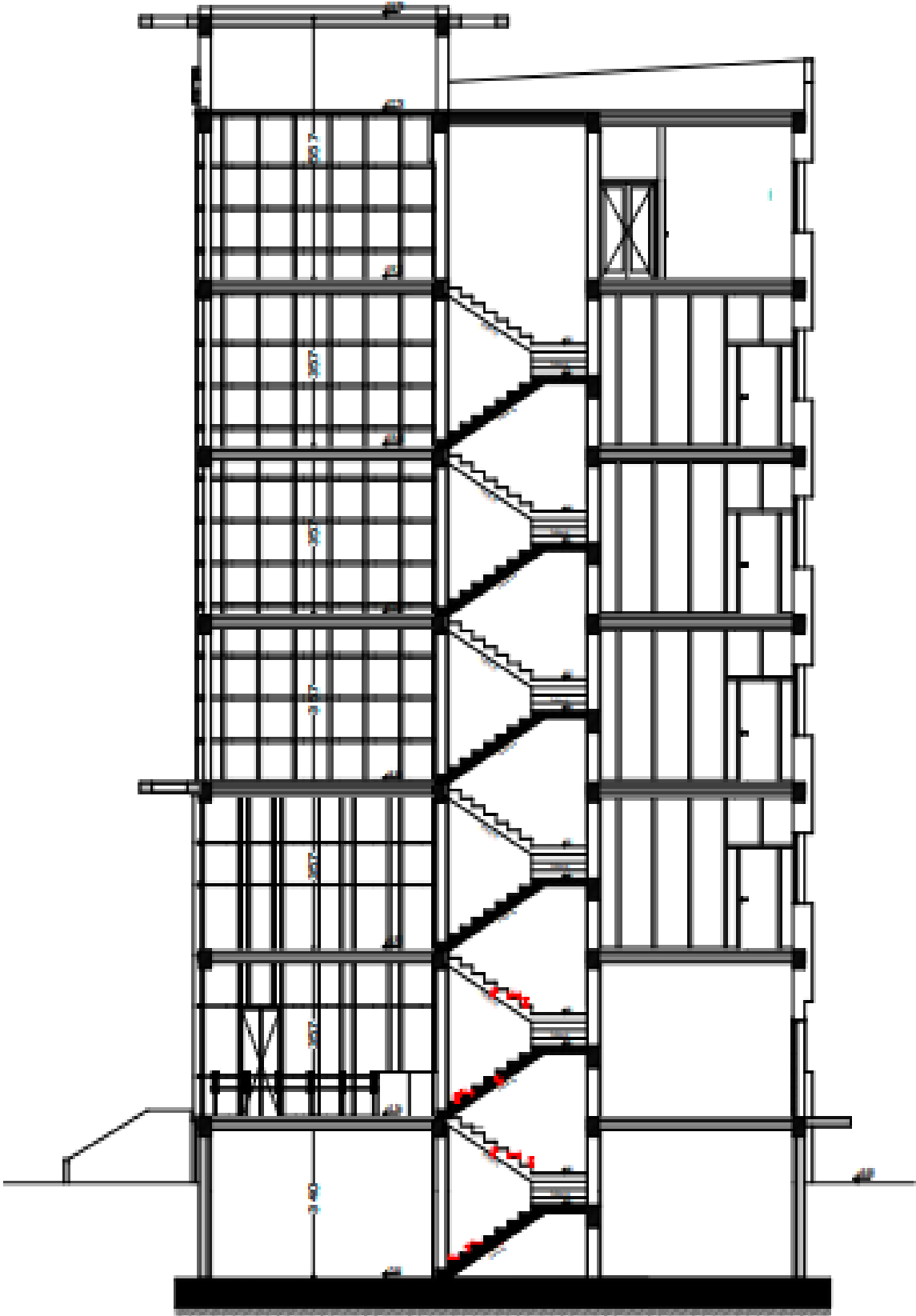
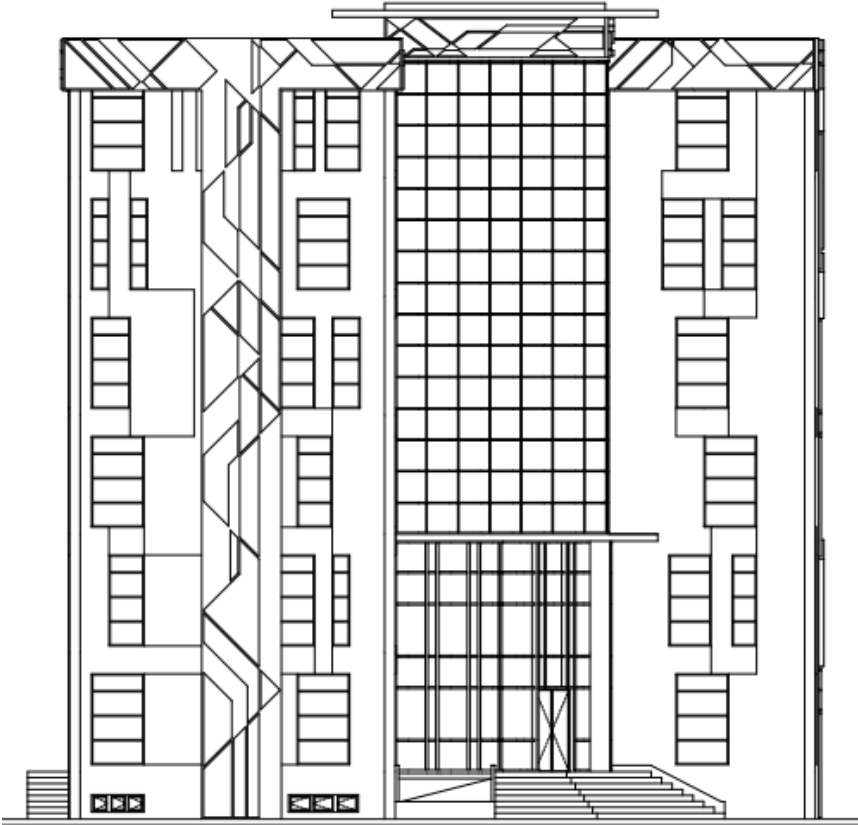


Figure I.3 Vue en plan du RDC+étage 01.

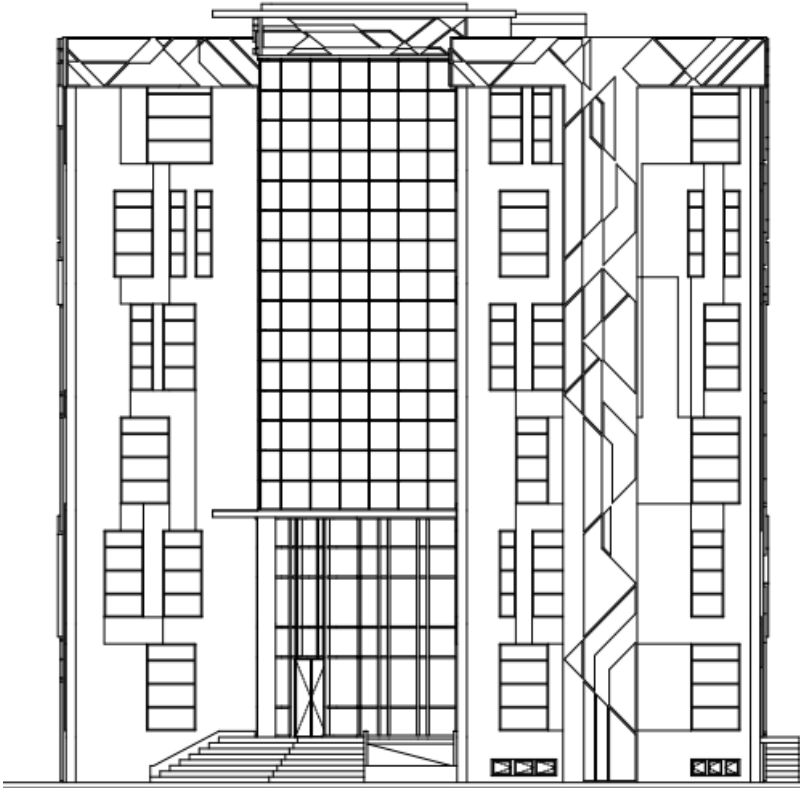


COUPE A-A

Figure I.4 Dimensions en élévation du bâtiment.

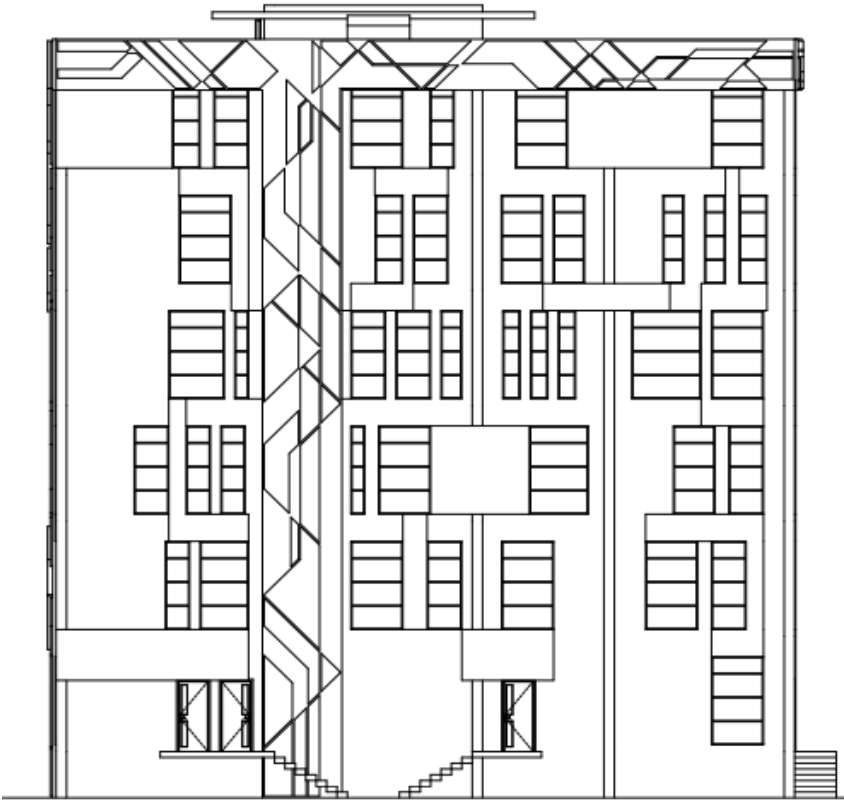


Façade 2



Façade 1

Figure I.5 Les façades principale.



Façade 4



Façade 3

Figure I.6 Les façades postérieures.

I.4 Description de l'ossature

I.4.1 Système structural

Le système structural du bâtiment est constitué d'un portique contreventé par des voiles, conformément aux exigences du RPA99/2003 pour les ouvrages de plus de 14 m de hauteur. Ce système assure la stabilité face aux actions verticales et horizontales.

A. Les plancher

Les planchers sont réalisés en corps creux avec dalle de compression formant un diaphragme rigide transmettant les efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

B. Contreventement

Le contreventement est assuré par des portiques et des voiles conformément à la recommandation du RPA99/2003, postulant (Art3.4. A.1.a).

Que tout ouvrage dépassant les 14 m de hauteur doit être constitué de Portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte avec justification d'interaction voile-portique).

C. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé d'une cabine et d'une machinerie assurant l'accès à différents niveaux.

D. La maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- Extérieurs : briques creuses à 8 trous (10 cm) + lame d'air (5 cm) + briques creuses à 12 trous (15 cm)
- Intérieurs : Cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

E. Le revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

F. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'atureur et de 10 cm d'épaisseur.

Le but de l'acrotère a pour l'évacuation des eaux pluviales et donner la sécurité.

G. Escalier

Escalier droit à trois volées avec poutre brisée et poutre palière en béton armé. Ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau a un autre, ils sont réalisés en béton armé coule sur place.

H. Caractéristiques du sol

- Contrainte admissible : 2 bars
- Sol ferme de catégorie S2 selon RPA99/2003

I. L'infrastructure

Elle dépend généralement de la nature de sol, réalisée en béton armé, après l'étude de la superstructure. Elle est constituée d'un ensemble rigide et résistant qui assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales au sol.
- Réaliser l'encastrement de la structure au sol.
- Limiter les tassements différentiels.

Chapitre II :

Caractéristiques des matériaux
et hypothèses de calcul.

II.1 Introduction

Le béton armé est composé de béton et d'armatures. Le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction. L'acier offre une bonne résistance à la traction. L'association de ses deux matériaux en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

II.2 Béton

II.2.1 Résistance à la compression (f_{c28})

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. (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. (RPA 99 article 8.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (j} \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Avec

- f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.
- J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

II.2.2 Résistance du béton à la traction (f_{tj})

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{(CBA.93 [ART 2.1.1.1])}$$

Pour j=28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ C.B.A.93 et BAEL 91

II.2.3 Module de déformation longitudinale du béton

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

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i_{28}} = 32164,195 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1, 21 BAEL 91})$$

- **Module de déformation longitudinale différé :**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{v_{28}} = 10819 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.22 BAEL 91})$$

- **Coefficient de poisson (ν)**

Coefficient de Poisson ν est égal à :

$\nu = 0.2$; pour le calcul déformations.

$\nu = 0$ (zéro) ; pour le calcul des sollicitations. (CBA 93 [ART 2.1.2.3])

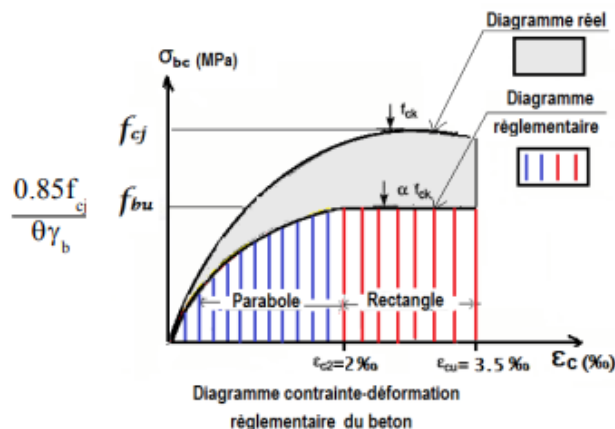
- **Déformation thermique**

Le coefficient de dilatation du béton varie de $7 \cdot 10^{-6}$ à $12 \cdot 10^{-6}$

II.2.4 Les contraintes de calcul du béton l'état limite ultime (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa. (CBA 93 [ART 3.3.2])}$$



Notation:

$\theta = 1$ durée > 24 h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24 h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$

Combinaisons accidentelles.

Figure II.1 Diagrammes contraintes -déformations de béton à ELU.

On distingue (Figure II.1) :

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.

- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

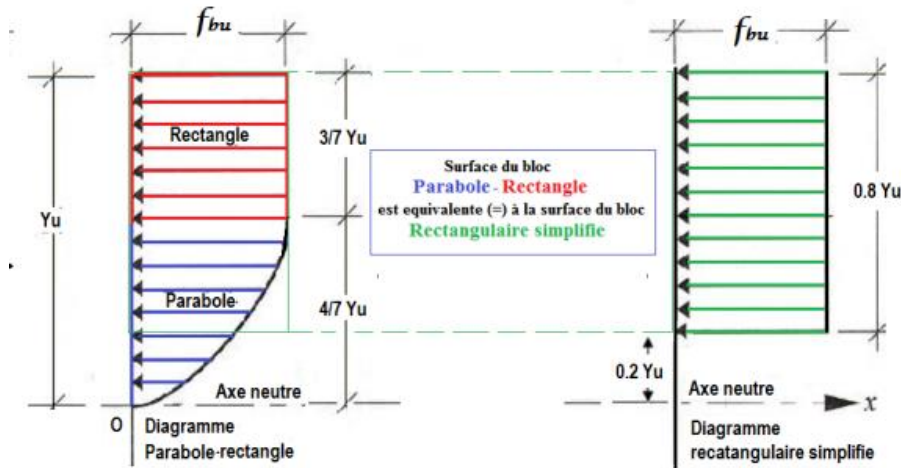


Figure II.2 Diagrammes contraintes -déformations de béton à ELU.

II.2.5 Contraintes limite du béton à l'état limite de service (ELS)

$$\bar{\sigma}_{bc} + 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (CBA 93-ART 3.3.2)}$$

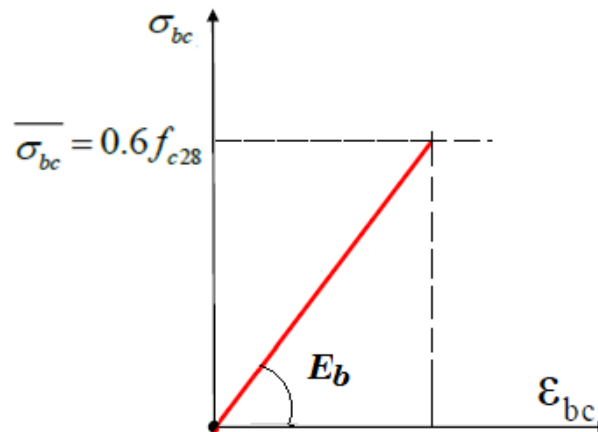


Figure II.3 Diagramme des Contraintes Déformations du béton à ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1])**

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

- **Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1])**

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 0.5 \text{ MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 0.5 \text{ MPa} \right)$$

II.3 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans notre projet on a utilisé des armatures de haute adhérence FeE400, celui-ci est supposé se comporter également en traction et compression.

Il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression. On définit donc la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite élastique garantie **Fe qui vaut 400 MPa**.

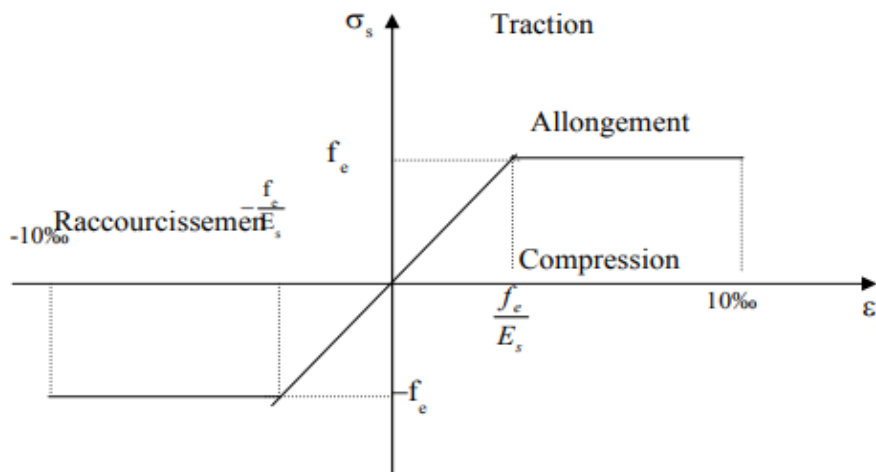


Figure 0II.4 Diagramme déformations- contraintes.

- **Module d'élasticité longitudinale**

Est près égale $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

II.3.1 Contraintes limites de calcul des aciers

➤ **Etat limite ultime**

γ_s : Coefficient de sécurité ayant comme valeurs :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$ avec : Barre lisse $\sigma_s = 186.96 \text{ MPa}$; Barre HA $\sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$;
- $Y_s = 1.15$ Combinaisons courantes ;
- $Y_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

➤ **Etat limite de service**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- **Fissuration peu nuisible** : Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

- **Fissuration préjudiciable :**

Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

<i>Fissuration préjudiciable (F.P)</i>	
<i>B.A.E.L Rév 99 (A.4.5,33)</i>	<i>C.B.A.93 (A.4.5,3.3)</i>
$\bar{\sigma}_s = \xi$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right]$
$\xi = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right]$	

- **Fissuration très préjudiciable :**

$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ MPa. (A 4.5, 34 BAEL91)

<i>Fissuration très préjudiciable (F.T.P)</i>	
<i>B.A.E.L Rév 99 (A.4.5,34)</i>	<i>C.B.A.93 (A.4.5,3.4)</i>
$\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right]$
$\xi = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right]$	(Mpa)

η : Coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier ;

- $\eta = 1,0$ pour les RL et les TSL ;
- $\eta = 1,6$ pour les HA et les TSHA ≤ 6 mm ;
- $\eta = 1,3$ pour les HA et les TSHA < 6 mm.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés (MPa) ;

f_{tj} : résistance caractéristique en traction du béton (MPa).

Dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 201.63$ MPa

Avec η coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour rondes lisses
- $\eta = 1.6$ pour acier HA

- **Coefficient de dilatation**

Le coefficient de dilatation de l'acier est de $11 \cdot 10^{-6}$, d'où le béton armé $10 \cdot 10^{-6}$

II.4 Méthodes de calcul aux états limites

A. Etat Limite Ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va engendrer la ruine de la structure. On distingue :

- Un état d'équilibre statique
- Etat Limite Ultime de l'un des matériaux.
- Etat Limite Ultime de stabilité de forme

B. Etat Limite de Service (ELS)

C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

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

C. Synthèse des Paramètres de Calcul à l'ELU et l'ELS

Tableau II.1 Paramètres Communs aux ELU et ELS.

Paramètre	Valeur	Norme/Référence
Résistance béton à 28 jours (f_{a28})	25 MPa	BAEL 91, Art. A.2.1.1
Résistance à la traction (f_{t28})	2.1 MPa	CBA93, Art. 2.1.1.1
Module d'élasticité instantané (E_i)	32 164.195 MPa	BAEL 91, Art. A.2.1.2
Module d'élasticité différé (E_v)	10 818.865 MPa	BAEL 91, Art. A.2.1.2
Limite d'élasticité acier (F_e)	400 MPa (FeE400)	BAEL 91, Art. A.4.2

Tableau II.2 Paramètres Spécifiques à l'ELU.

Paramètre	Valeur	Norme/Référence
Contrainte béton (σ_{bu})	14.17 MPa	CBA93, Art. 3.3.2
Contrainte acier (σ_s)	347.83 MPa (HA)	BAEL 91, Art. A.4.3
Contrainte limite de cisaillement ($\bar{\tau}_{su}$)	2.5 MPa F.P	BAEL 91, Art. A.5.1.2.1.1
Coefficient de sécurité (γ_s)	1.15 ou 1.0 si (accid)	BAEL 91, Art. A.4.3
Raccourcissement béton (ϵ_{cu})	3.5‰ (flexion) / 2‰ compression)	BAEL 91, Art. A.4.3.2
Allongement acier (ϵ_{su})	10‰	BAEL 91, Art. A.4.3.3

Diagramme béton	Parabole-rectangle ou rectangulaire simplifié	BAEL 91, Fig. A.4.3.1
Coefficient de poisson (ν)	0 (zéro) ; calcul des sollicitations.	BAEL 91, Art. A. 2.1.2

Tableau 0II.3 Paramètres Spécifiques à l'ELS.

Paramètre	Valeur	Norme/Référence
Contrainte béton ($\bar{\sigma}_{bc}$)	15 MPa	CBA93, Art. 3.3.2
Contrainte acier ($\bar{\sigma}_s$)	Préjudiciable : 201.63 MPa	BAEL 91, Art. A.4.5
Coefficient de Poisson (ν)	0.2	CBA93, Art. 2.1.2.3
Coefficient d'équivalence (n)	15	BAEL 91, Art. A.2.1.3

II.5 Règlements et normes utilisés

L'étude de ce projet repose sur les normes et règlements suivants :

- CBA93 : Code de conception des structures en béton armé en Algérie.
- RPA99 version 2024 : Règlement parasismique algérien pour les structures soumises aux séismes.
- BAEL91 : Norme de conception en béton armé aux états limites, régissant la résistance et la sécurité des structures en béton.
- DTR BC2.2 : Document technique réglementaire concernant les charges et surcharges appliquées aux structures.
- DTR BC2.331 : Règles relatives au calcul des fondations superficielles.

II.6 Action et sollicitation

II.6.1 Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussées des terres.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements etc.

➤ **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

➤ **Les actions accidentelles (E)**

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

- Séisme.
- Chocs.
- Explosion
- Les feux

II.6.2 Sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N
- Effort tranchant : V
- Moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

II.6.3 Combinaisons de calcul

➤ **Etat limite ultime de résistance :** $1,35 G + 1,5 Q.$

➤ **Etat limite ultime Accidentel :**

En Générale $G + Q \pm E$ et $0.8. G \pm E$

Pour le poteau dans les Ossatures Auto stables : $G + Q \pm 1.2.E$ et $0.8. G \pm E$

➤ **Etat limite de service :** $G + Q$

II.7 Conclusion

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de notre ouvrage.

Chapitre III :

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

III.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

III.2 Le prédimensionnement des éléments secondaires

III.2.1 Les Planchers

III.2.1.1 Plancher en corps creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis). L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les critères ci-après :

a. Critères de résistance au feu

D'après le BAEL91 [3]

- $e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 20\text{cm}$.

b. Critère acoustique

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15cm ; on adopte : $e = 20\text{cm}$.

c. Critères de flèche

D'après BAEL91 la hauteur totale de la section des planchers en corps creux est donnée par les formules suivantes :

l_x et l_y étant deux dimensions du plancher selon x et selon y, avec $L = \max(l_y \text{ et } l_x)$.

L : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

$h_{tp} \geq L / (20 - 25)$, généralement on prend, la hauteur totale du plancher :

$$h_{tp} = \frac{L}{22.5}$$

Dans notre cas : $L = 520 \text{ cm}$, donc $h \geq 520 / (22,5) = 23.11 \text{ cm}$.

Parmi les planchers standardisés, Nous retiendrons une hauteur $h = 24 \text{ cm}$.

Ce qui revient à un plancher (20+4).

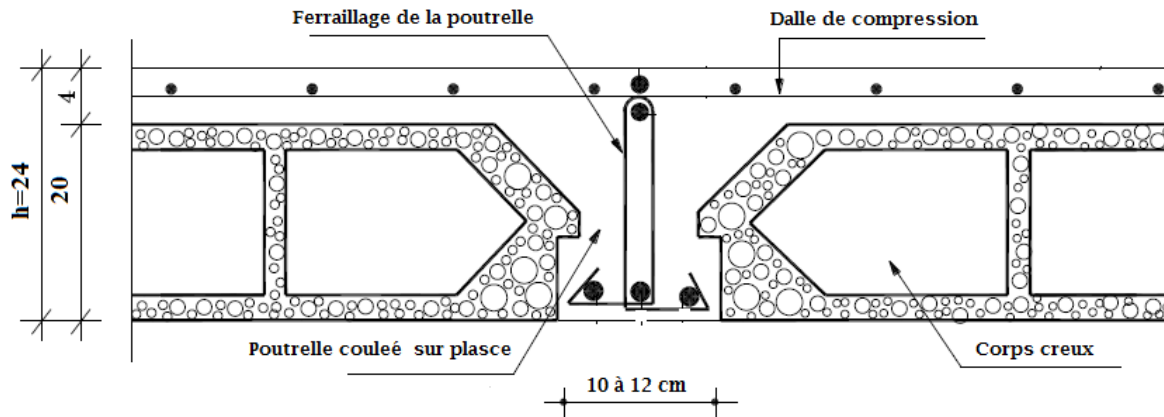


Figure III.1 plancher corps creux.

III.2.1.1.1 Poutrelles

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

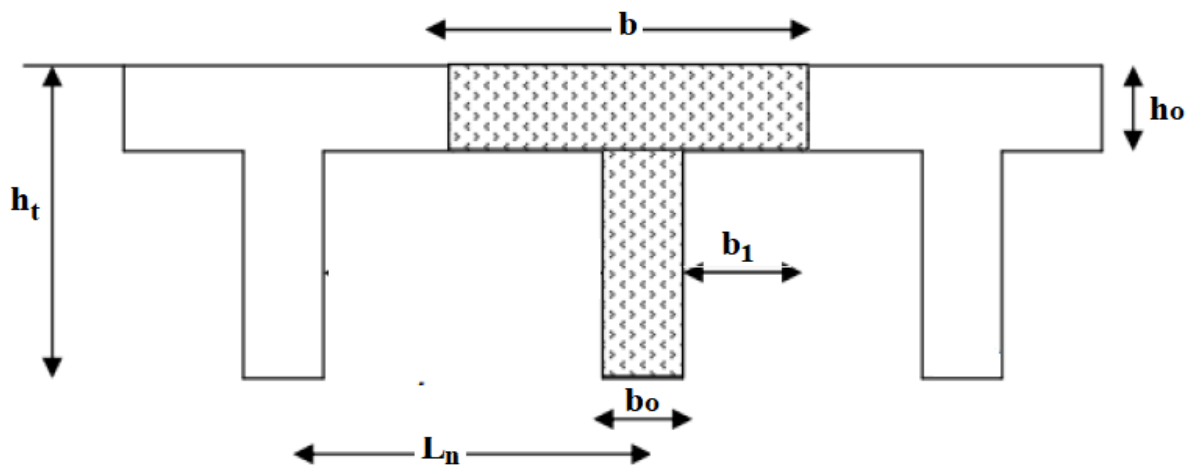


Figure III.2 Schéma des poutrelles.

Avec :

- h_t = Hauteur totale de la poutrelle.
- h_o = Epaisseur de la dalle de compression.
- b = Largeur de la nervure.
- b_0 = Largeur de la nervure.
- b_1 = Débord de section.

❖ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression : D'après le BAEL.6.11 :

$L_{max} = 520 \text{ cm}$.

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 \text{ ht} ; 0,5 \text{ ht}]$ avec $ht = 24 \text{ cm}$ donc on adopte $b_0 \geq [7,2 ; 12]$

⇒ on adopte $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [55/2 ; 520/10] = \min (27,5 ; 52) \text{ cm}$;

On adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$. $b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$.

$L/2 = 27,5 \text{ cm}$ $b_0 = 10 \text{ cm}$ $L/2 = 27,5 \text{ cm}$

$L_n = (50 \div 80)$, en Algérie on prend $L_n = 65 \text{ cm}$

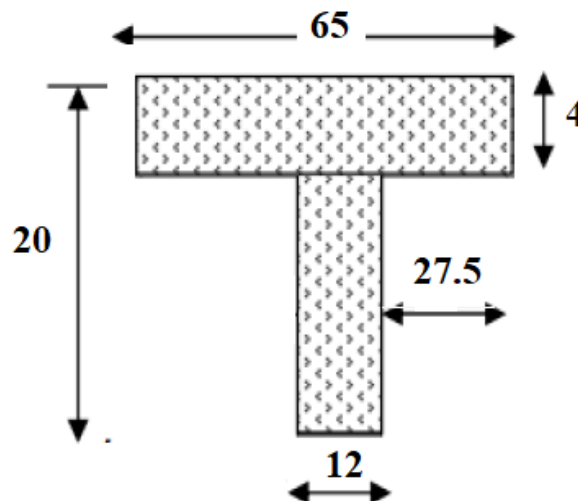


Figure III.3 Dimensionnement des poutrelles.

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition des nervures qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre cas le forme du bâtiment est symétrique ce qui ne pose pas de problème un sens est choisi arbitrairement

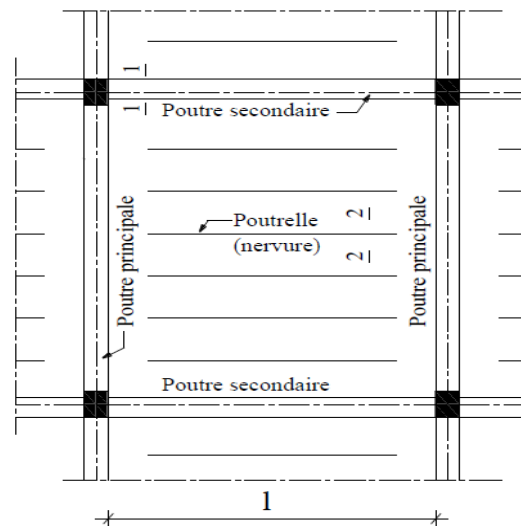


Figure III.4 Disposition des poutrelles (nervures).

III.2.1.1 Plancher dalle pleine

ce sont des plaques qui peuvent reposer avec ou sans continuité sur deux ou trois ou quatre appuis constitués par des poutres.

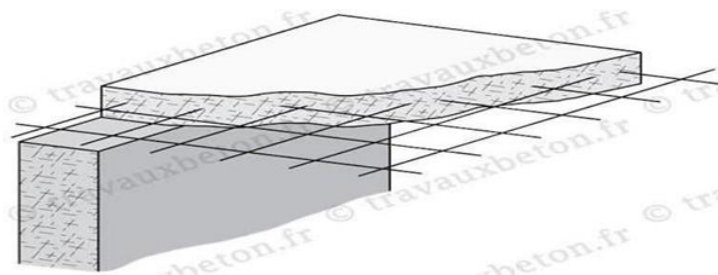


Figure III.5 Plancher dalle pleine.

Le dimensionnement de ce type de plancher consiste à déterminer son épaisseur « e » qui doit vérifier les critères suivants dictés par le **C.B.A.93** :

- **L'isolation phonique :** $e \geq 14\text{cm}$
- **La résistance en feu :** pour 1h de coupe-feu $e \geq 7\text{cm}$
2h de coupe-feu $e \geq 11\text{cm}$
- **La résistance à la flexion :** $e \geq \frac{Lx}{20}$ Dalle sur un seul appui

Dalle sur 2 appuis

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

Dalle sur 3 ou 4 appuis

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Pour le cas étudié les dalles sont des planchers à 4 appuis D1 et D2 :

➤ **Type D1 :** $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
 $12.55 \leq e \leq 14.12$

L'épaisseur à prendre :

$$e \geq \max(11\text{ cm} ; 14.12\text{ cm}) ;$$

D'où $e = 15\text{ cm}$.

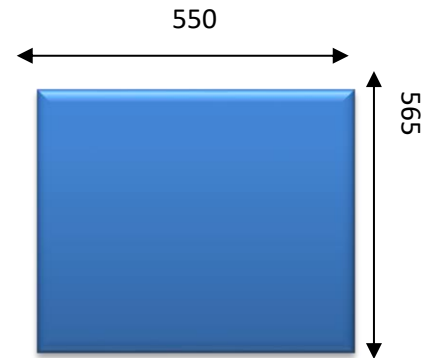


Figure III.6 Dalle pleines sur 4 « Toiture ».

➤ **Type D2 :** (dalle pleine ascenseur)

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$4.44 \leq e \leq 5$$

L'épaisseur à prendre :

$$e \geq \max(11\text{ cm} ; 5\text{ cm}) ;$$

D'où $e = 12\text{ cm}$.

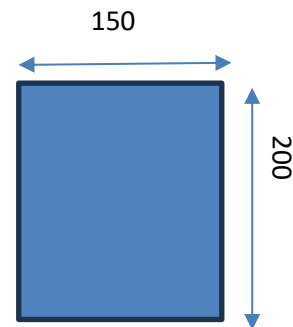


Figure III.7 Dalle pleine « ascenseur ».

III.2.2 Poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L c'est la portée libre de la poutre.

- Largeur : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

III.2.2.1 Poutres secondaires

- **Hauteur :**

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

$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$$

$$34.66 \leq h_t \leq 52$$

$h_t = 35 ; 40 ; 45 ; 50$.

On prend: $h_t = 40\text{cm}$

- **Largeur :** $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
 $16 \leq b \leq 28$

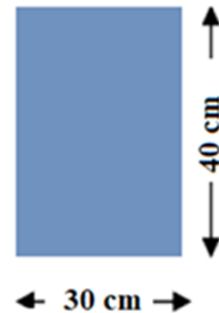
On prend : $b = 30\text{cm}$

- ✓ **Verification:**

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003)**.

On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h/b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$



III.2.2.2 Poutres principales

a. Poutres principales 1

- **Hauteur :**

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

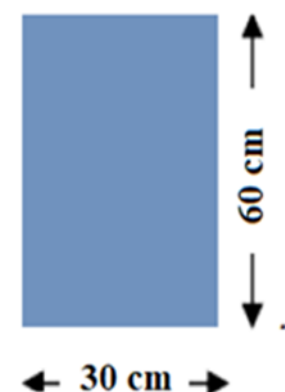
$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$$

$$34.66 \leq h_t \leq 52$$

$h_t = 35 ; 40 ; 45 ; 50$.

On prend: $h_t = 40\text{cm}$

- **Largeur :** $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
 $16 \leq b \leq 28$



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

✓ **Verification:**

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003)**.

On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h = 60\text{cm} > 30\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h/b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

b. Poutres principales 2

• **Hauteur :**

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

$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$$

$$34.66 \leq h_t \leq 52$$

$h_t = 35 ; 40 ; 45 ; 50$.

On prend: $h_t = 45\text{cm}$

• **Largeur :** $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
 $16 \leq b \leq 28$

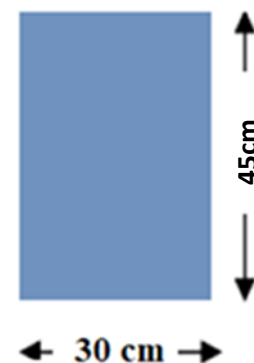
On prend : $b = 30\text{cm}$

✓ **Verification:**

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003)**.

On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h = 45\text{cm} > 30\text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h/b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$



III.2.2.3 Poutre palière

Le pré dimensionnement des poutres palière se fait en respectant la condition suivante :

- **Hauteur** : La hauteur h est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : Portée maximal entre axe d'appuis de deux poteaux transversaux

$$L_{max} = 480\text{cm}$$

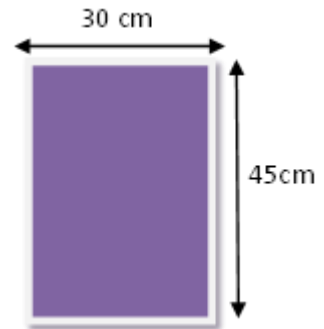
$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h_t \leq 48$$

$$h_t = 45\text{cm}$$

- **Largeur** : $16 \leq b \leq 32$

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



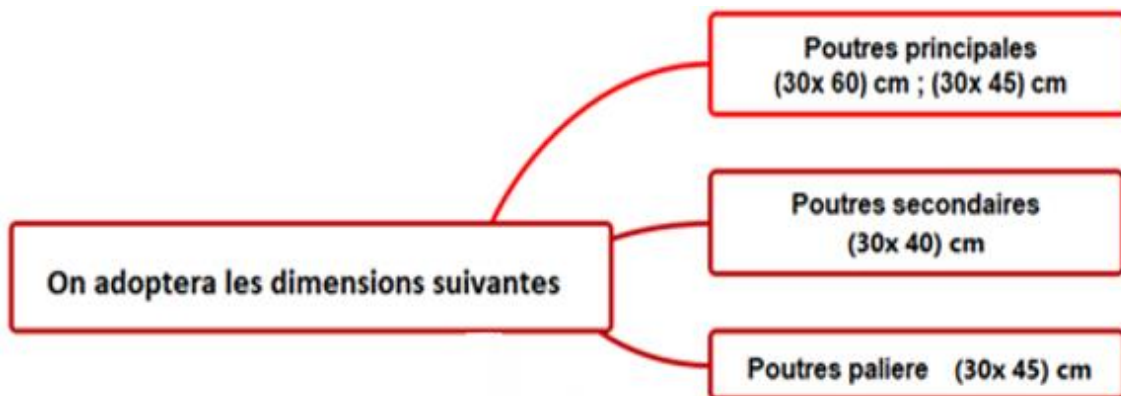
On prend : $b = 30\text{cm}$

✓ **Verification:**

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003)**. On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h = 45\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée ;} \\ h/b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On adopte : les dimensions de poutre palière ($b \times h$) = $(30 \times 45) \text{ Cm}^2$



III.2.3 Poteaux

Les Poteaux ils sont pré-dimensionnés selon :

- **Les conditions du R.P.A.99**
- **Critère de stabilité** : La condition de non-flambement
- **Critère de résistance** : La Descente des charges

Le pré dimensionnement par la descente de charges se fait généralement pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont près dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $A_p = N_s / \sigma$

Avec :

- $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

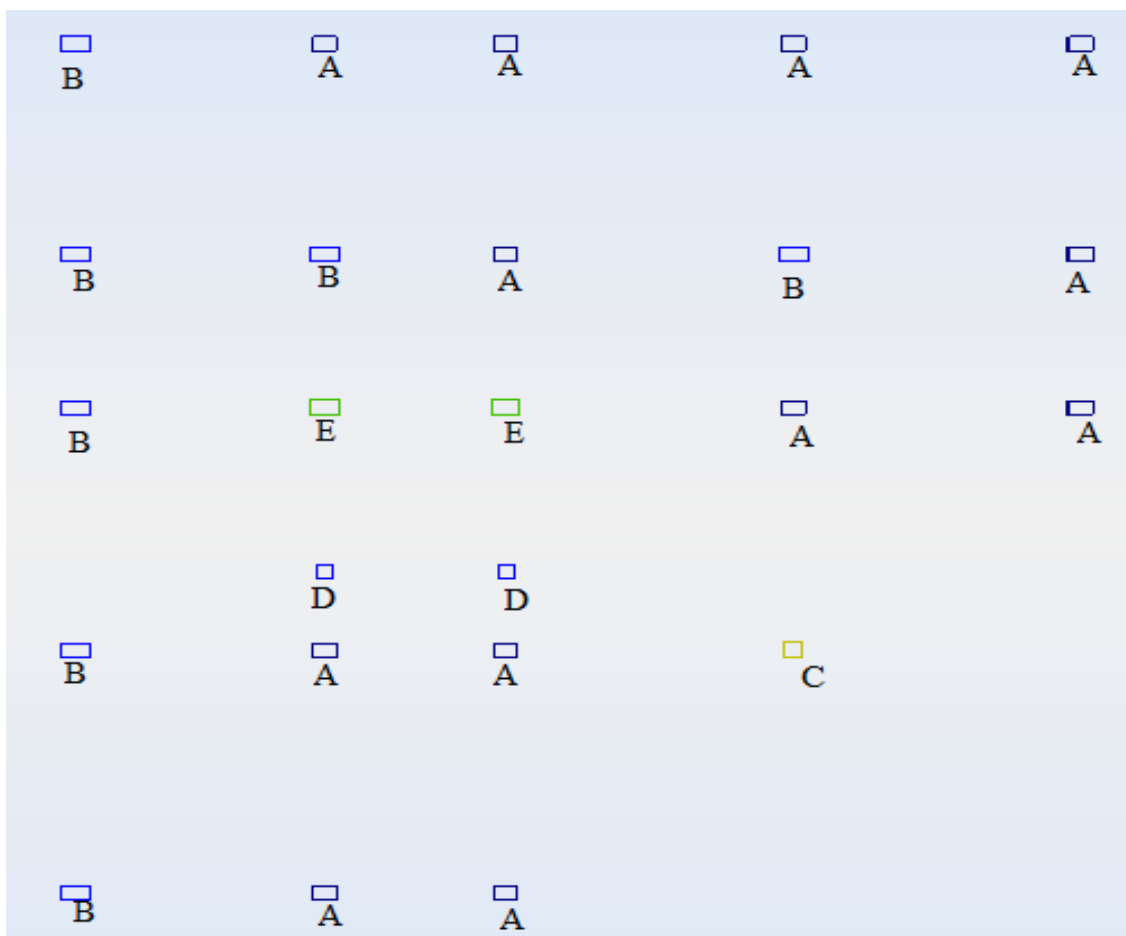


Figure III.8 La numérotation des poteaux.

Tableau 0III.1 Surfaces afférentes.

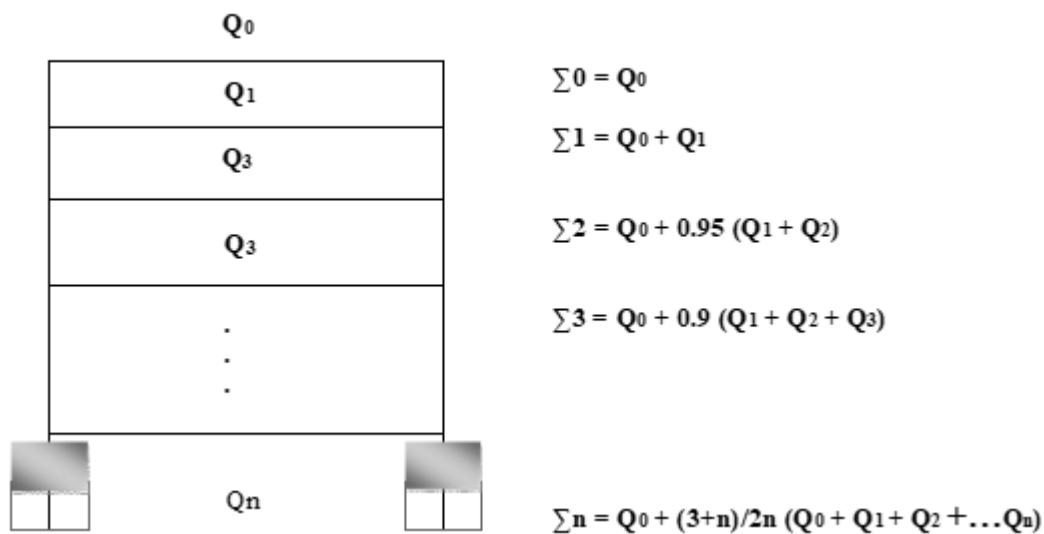
	Caractéristiques géométriques	Caractéristiques géométriques
A (35×50)		$S1 = 2.75 \times 2.43 = 6.68 \text{ m}^2$ $S2 = 2.75 \times 2.43 = 6.68 \text{ m}^2$ $L_{PP} = 5.5\text{m}$ $L_{PS} = 2.43\text{m}$
B (35× 60)		$S1 = 2.82 \times 2.32 = 6.54 \text{ m}^2$ $S2 = 2.82 \times 2.32 = 6.54 \text{ m}^2$ $L_{PP} = 2.32\text{m}$ $L_{PS} = 5.64\text{m}$
C (40× 40)		$S1 = 2.75 \times 2.82 = 7.75 \text{ m}^2$ $L_{PP} = 2.75\text{m}$ $L_{PS} = 5.82\text{m}$
D (35×35)		$S1 = 1.84 \times 1.65 = 3.04 \text{ m}^2$ $L_{PP} = 1.65\text{m}$ $L_{PS} = 1.84\text{m}$
E (40× 60)		$S1 = 1.65 \times 1.73 = 2.85 \text{ m}^2$ $S2 = 1.65 \times 1.84 = 3.04 \text{ m}^2$ $L_{PP} = 1.65\text{m}$ $L_{PS} = 3.57\text{m}$

III.2.3.1 Loi de dégression des charges d'exploitation

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :



❖ Pour poteau A (35×50)

- Les poids propres :

- Poteau:

$$P_{\text{poteau}} = b_{\text{pot}} \times h_{\text{pot}} \times H_{\text{étage}} \times 25 \rightarrow P_{\text{poteau}} = 0.35 \times 0.50 \times 3,57 \times 25 \rightarrow P_{\text{poteau}} = 15.62 \text{KN}$$

- poutre :

$$P_{\text{poutre}} = b_{\text{pout}} \times h_{\text{pout}} \times L_{\text{pout}} \times 25$$

$$P_{\text{Poutre}} = [(2.75 + 2.75) (0.6 \times 0.3) + (2.43) (0.4 \times 0.3)] \times 25 = 32.04 \text{KN}$$

- La surface afférente

$$S_{\text{aff}} = (2.75 + 2.75) (2.43) = 13.36 \text{m}^2$$

- $G_{\text{planche r}} = 13.36 \times 5.8 = 77.49 \text{KN}$

$$- G_{\text{terrasse}} = 13.36 \times 6.7 = 89.52 \text{ KN}$$

- **Les charges d'exploitation**

$$- Q_{\text{plancher}} = 13.36 \times 2.5 = 34.08 \text{ KN}$$

$$- Q_{\text{terrasse}} = 13.36 \times 1 = 13.36 \text{ KN}$$

Tableau 0III.2 Les descentes de charge des poteaux.

Niveau	Element	G (KN)	Q (KN)	Nu=13.5G+1.5Q (KN)
A (35×50)	Terrasse	89.512	13.36	354.743
	Plancher	77.49	34.08	
	Poutre	27.44	$\Sigma=47.44$	
	Poteau	15.62		
	Σ	210.062		
B (35×60)	Terrasse	87.70	13.09	358.573
	Plancher	75.92	32.72	
	Poutre	32.34	$\Sigma=45.81$	
	Poteau	18.75		
	Σ	214.71		
C (40×40)	Terrasse	51.59	7.7	217.910
	Plancher	44.66	19.25	
	Poutre	20.94	$\Sigma=26.95$	
	Poteau	14.28		
	Σ	131.47		
D (35×35)	Terrasse	20.37	3.04	99.880
	Plancher	17.63	7.6	
	Poutre	13.23	$\Sigma=10.64$	
	Poteau	10.93		
	Σ	62.16		
E (40×60)	Terrasse	39.46.	5.89	187.940
	Plancher	34.16	14.72	
	Poutre	21.28	$\Sigma=20.61$	
	Poteau	21.42		
	Σ	116.32		
	Σ	734.722	587.492	1873.112

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l'effort N_u comme suit :

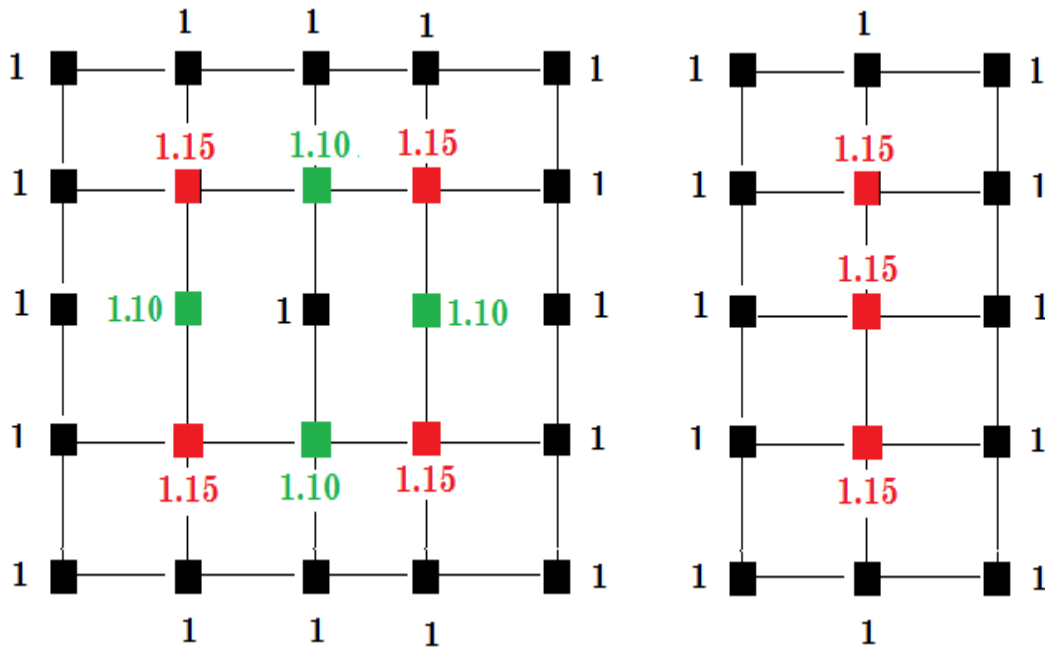


Figure III.9 Evaluation (pondération) des charges verticales.

1.10% Poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

1.15% Poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées

Dans notre cas, le portique a quatre travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%

$$N_u^* = 1.10 N_u = 1.10 \times 1873.112 = 2060.423 \text{ KN}$$

✓ **Vérifications**

⇒ **Vérification a la compression simple**

❖ **Vérification du poteau à la base**

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{\gamma b \theta} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma b \theta} \text{ Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} = \frac{2060.423 \times 10^{-3}}{14.20} = 0.145 \text{ m}^2$$

Tableau III.3 Vérification du critère de résistance des poteaux.

	B (m ²)	Nu* (KN)	Nu*/B (MPa)	Nu*/B ≤ 0.6 fc28
A (35×50)	0.175	390.217	2,229	Verifier
B (35× 60)	0.21	394.430	1,878	Verifier
C (40× 40)	0.16	239.710	1,141	Verifier
D (35×35)	0.1225	109.868	0,896	Verifier
E(40× 60)	0.24	206.737	0,861	Verifier

⇒ **Vérification à la stabilité de forme (flambement)**

D'après le **CBA93 (Article B.8.8.1)** le poteau doit vérifier à l'état limite de stabilité de forme (flambement) par la formule suivante :

$$Nu * \leq \alpha \left[\frac{Br fc28}{0.9 \gamma bc} + \frac{As fe}{\gamma s} \right] \dots \dots \dots (1) \quad \text{Avec:}$$

$Br = [(b - 2)(h - 2)]cm^2$; As : section darmatures comprimées

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élancement λ

$\alpha = f(\lambda)$ avec :

$$\begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ (pour les poteaux rectangulaires)

$L_f = 0.7 \times L_0$: Longueur de flambement. **BAEL91 (Article B.8.3.31)**

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} : \text{Rayon de giration} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} : \text{Inertie de la section}$$

❖ **Vérification du poteau A (35×50)**

$$L_0 = 3.57 - 0.45 = 3.12 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.12 = 2.18 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.35 \times 0.50^3}{12} = 0.003$$

$$i = \sqrt{\frac{0.003}{0.175}} = 0.131$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.18}{0.131} = 16.64 < 50 ; \alpha = 0.829$$

Selon le BAEL : $A_s \in [0.8\%Br ; 1.2\%Br]$ donc on prend $A_s = 1\%Br$

D'après la formule (1) :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{f_c 28}{0.9 \gamma_{bc}} + \frac{f_e}{100 \gamma_s}} = 0.103 m^2$$

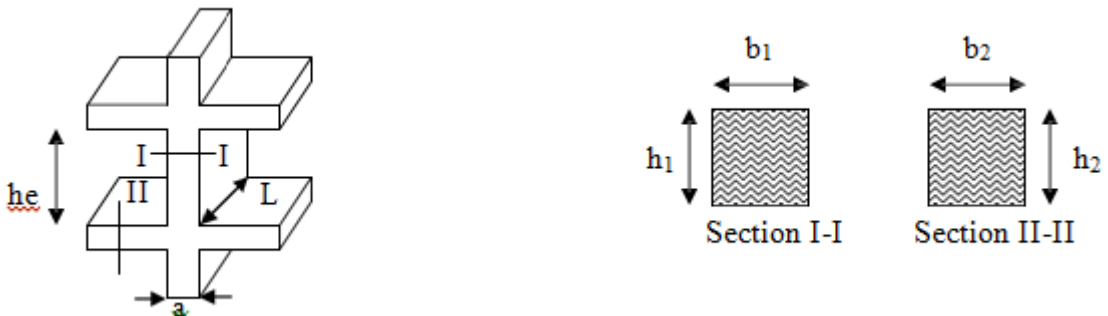
- On aura :
- A (35 × 50) $Br = 0.33 \times 0.48 = 0.15 > 0.103 m^2$... Vérifié
 - B (35 × 60) $Br = 0.33 \times 0.58 = 0.191 > 0.103 m^2$... Vérifié
 - C (40 × 40) $Br = 0.38 \times 0.38 = 0.144 > 0.103 m^2$... Vérifié
 - D (35 × 35) $Br = 0.33 \times 0.33 = 0.110 > 0.103 m^2$... Vérifié
 - E (40 × 60) $Br = 0.38 \times 0.58 = 0.220 > 0.103 m^2$... Vérifié

Tableau III.4 Vérification de la stabilité de forme des poteaux

	Nu* [KN]	I [m]	λ	α	Br [m]	Br calculé [m]	Observation
A (30×50)	390.217	0.003	16.64	0.829	0.15	0.0214	Vérifié
B (35× 60)	394.430	0.006	12.82	0.829	0.191	0.0217	Vérifié
C (40× 40)	239.710	0.002	19.46	0.829	0.144	0.0132	Vérifié
D (35×35)	109.868	0.001	24.22	0.829	0.110	0.006	Vérifié
E (40× 60)	206.737	0.007	12.74	0.829	0.220	0.0113	Vérifié

❖ **Vérification selon le RPA99 version 2003**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



Min (b_1, h_1) \geq 25cm... en zone I et II

Min (b_1, h_1) \geq 30cm... en zone III

$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

❖ Vérification de section (Art7-4-1)

Tableau III.5 Vérification des sections des poteaux.

Poteaux (bxh)	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
A (35x50) cm	Min (b_1, h_1) \geq 25cm	Min (b_1, h_1) = 35cm	Condition verifier
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$	$h_e/20 = 15$ cm	Condition verifier
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,7$	Condition verifier
B (35x60) cm	Min (b_1, h_1) \geq 25cm	Min (b_1, h_1) = 35cm	Condition verifier
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$	$h_e/20 = 15$ cm	Condition verifier
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,58$	Condition verifier
C (40x40) cm	Min (b_1, h_1) \geq 25cm	Min (b_1, h_1) = 40cm	Condition verifier
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$	$h_e/20 = 15$ cm	Condition verifier
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	Condition verifier
D (35x35) cm	Min (b_1, h_1) \geq 25cm	Min (b_1, h_1) = 35cm	Condition verifier
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$	$h_e/20 = 15$ cm	Condition verifier
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	Condition verifier
E (40x60) cm	Min (b_1, h_1) \geq 25cm	Min (b_1, h_1) = 40cm	Condition verifier
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$	$h_e/20 = 15$ cm	Condition verifier
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,666$	Condition verifier

III.2.4 Les Voile

Pré dimensionnement des voiles en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations D'après cet article : « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec :

- L : porté du voile ;
- e : épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15 cm » de plus.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage 'he' et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

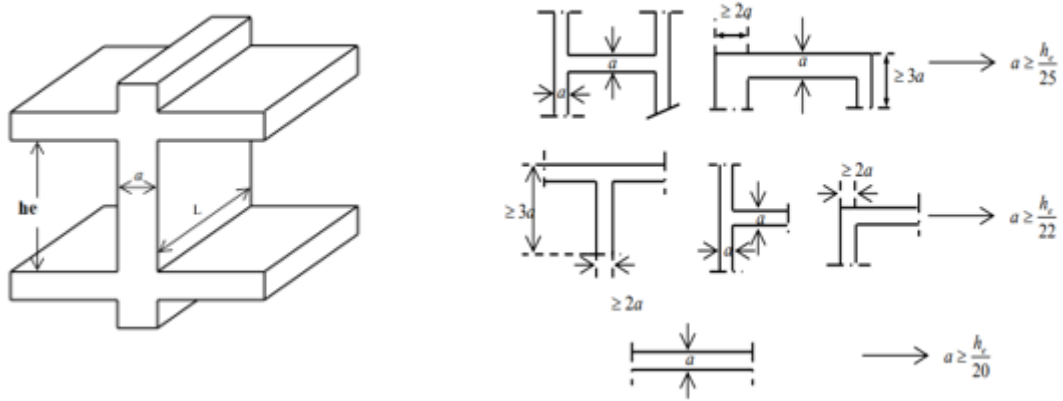


Figure III.10 Les voiles.

✓ **Vérification**

A. Sous sol

$$e = \max (he/20; 15\text{cm})$$

$$he = 266 \text{ cm}$$

$$e = \max \left(\frac{266}{20}; 15\text{cm} \right)$$

$$e = \max (13.3/20; 15\text{cm})$$

$$e > 15\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte} \Rightarrow e=20\text{cm.}$$

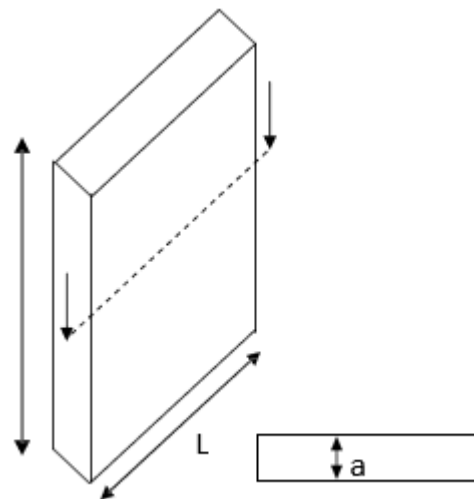


Figure III.11 Dimensionnements d'un voile.

B. RDC et niveaux courants

$$e = \max (he/20; 15\text{cm})$$

$$h_e = 357 \text{ [cm]}$$

✓ **Vérification (Art 7.7.1)**

- $e > h/22 \Rightarrow e > 16,22\text{cm}$
- $e > h/20 \Rightarrow e > 17.85 \text{ cm}$

- $e > \max (e_{\min}, h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20)$
- $e > \max (16 ; 14,2 ; 16,22 ; 17)$

$e > 17\text{cm} \Rightarrow$

on adopte $\Rightarrow e=20\text{cm}$.

III.2.5 Les Escaliers

III.2.5.1 Définition

Un escalier est une structure conçue pour faciliter le déplacement entre différents niveaux en permettant de monter et de descendre. Il existe divers types d'escaliers, dont ceux utilisés dans notre projet. Pour assurer un confort optimal et le bon fonctionnement d'un escalier, il est essentiel de vérifier les conditions suivantes :

III.2.5.2 Dimensionnement

La dimension verticale (h) varie de 14 à 18 cm, tandis que la dimension horizontale (g) varie de 25 à 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

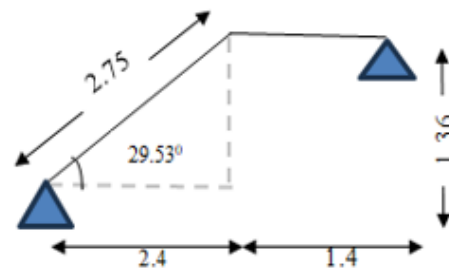
$$60 \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm ; avec } n= H/h. \quad g = L0/ (n-1).$$

n : le nombre de contre marche sur la volée ;

H : hauteur de la volée

n-1 : le nombre de marche ; L0 : longueur projetée de la volée.

L0 : longueur projetée de la volée ; L : longueur totale de l'escalier ($L= L_v + L_p$).



III.2.5.3 Escalier (à 3 volées)

A. 1^{er} et 3^{eme} volée

Epaisseur de la paillasse :

$$\tan^{-1} \left(\frac{H_v}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{136}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier intermédiaire.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,36^2} = 2,75\text{m}$$

$$L_p = 1,40 \text{ m} \Rightarrow L = 4,15 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,83 \text{ cm} \leq e \leq 20,75 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm) avec : } L_0 = 2,4 \text{ m ; } H_v = 1,36 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 576n + 272 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, $X=9$

En utilise la formule de BLONDEL pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

- la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- la largeur g : $25 \leq g \leq 32$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm (c.v)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \text{ nombre de contres marches} \\ n - 1 = 8 \text{ nombre de marches} \end{array} \right.$$

Tableau III.6 Dimensionnement du premier type d'escalier volée 1.

L_0 (m)	L (m)	H (m)	N	α_0	e (cm)	h (cm)	g (cm)
2,4	4,15	1,36	9	29,53	20	17	30

B. 2^{ème} volée :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre palier)

❖ **Epaisseur de la pailleasse**

$$e \geq L_x / 20 = 142/20 = 7.1\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2 heues de coupe de feu

On prend : $e = 20\text{ cm}$

$$\tan^{-1} \left(\frac{Hv}{L0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{68}{90} \right) \Rightarrow \alpha = 37.07^\circ$$

$$\sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow \sqrt{0.90^2 + 0.68^2} = 1.12\text{m}$$

$$L_p = 1.42\text{m} = L_y + L_p + L_p'$$

$$L = 1.12 + 1.24 + 1.24 = 3.96\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,2\text{cm} \leq e \leq 20\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{ cm}$

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64n^2 - (64 + 2H + L0) n + 2 H = 0 \text{ (cm)}, L_0 = 2.4\text{m} ; Hv = 1,36\text{m}$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 576n + 272 = 0$$

En parvenant à résoudre cette équation, nous découvrons : $X=4$

En utilise la formule de BLONDEL pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons

$n = 4$ nombre de contres marches

$n - 1 = 3$ nombre de marche

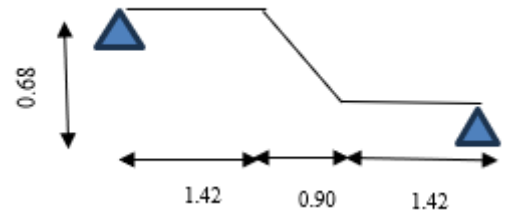


Tableau III.7 Dimensionnement du premier type d'escalier volée 2.

L_0 (m)	L(m)	H(m)	N	α^0	e (cm)	h(cm)	g(cm)
0,90	3,96	0,68	4	37,07	20	17	30

III.3 Récapitulatif du prédimensionnement

Après avoir effectué le pré dimensionnement des différents éléments et satisfaire toutes les conditions ; les sections adoptées sont :

- Plancher corps creux (20+4) =24cm.
- Poutre principale..... (30x 60) cm ; (30x 45) cm.
- Poutre secondaire.....(30*40) cm².
- Voile (R+5 avec sous-sol)..... e=20cm.
- Escalier.....e_{paillasse}=20cm.
- Poteau (R+5 avec sous-sol) :
 - A (35×50) ;
 - B (35×60) ;
 - C (40×40) ;
 - D (35×35) ;
 - E (40×60).

III.4 Evaluation des charges (DTR B.C.2-2)

Pour dimensionner les éléments secondaires et structuraux, on doit procéder à l'évaluation des charges selon le règlement en vigueur.

III.4.1 Charges permanentes

A. Plancher terrasse inaccessible

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément d'où le tableau suivant :

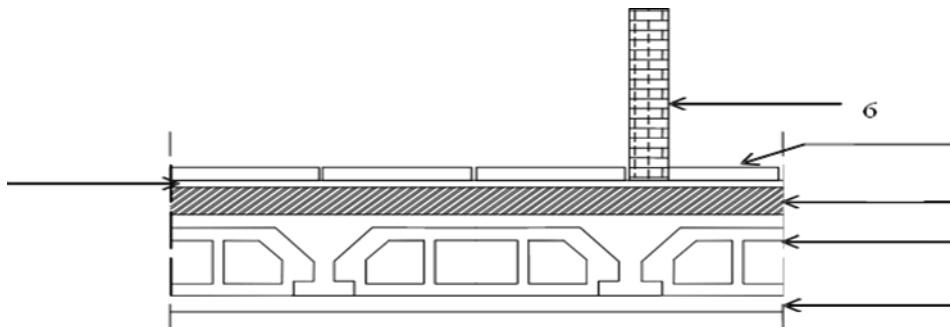
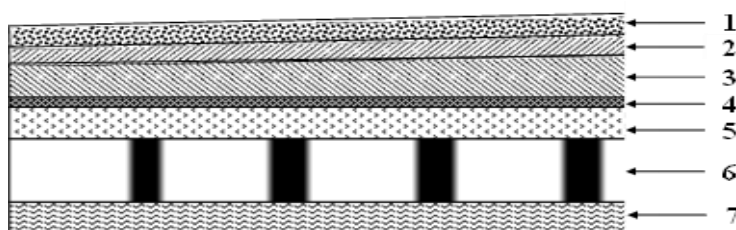


Figure III.12 Eléments constituant le plancher « étage-courant ».

Tableau III.8 Les charge permanentes de « Plancher terrasse inaccessible ».

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,1	20	2
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	(20+4)	/	3,3
7	Enduit de ciment	0,01	18	0,18
				G = 6,7

**Figure 0III.13** Eléments constituant le « plancher-terrasse ».**A. Plancher Etage courant****Tableau III.9** Les charge permanentes de « Plancher Etage courant ».

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,025	20	0,5
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	/	3,3
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	10	1
				G = 5,8

B. Dalle pleine

Tableau III.10 Les charge permanentes de « Dalle pleine ».

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3
5	Enduit en mortier ciment	0,01	22	0,22
				G = 4,38

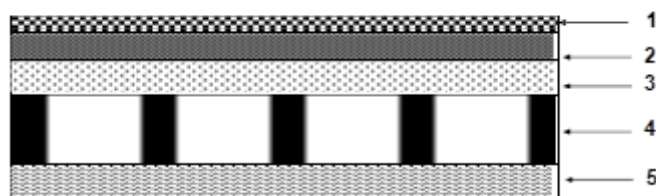


Figure 0III.14 Eléments constituant la dalle pleine.

C. Murs extérieurs

Tableau III.11 Les charge permanentes de « Murs extérieurs ».

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses 10cm	0,1	-	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses 10 cm	0,1	-	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,44

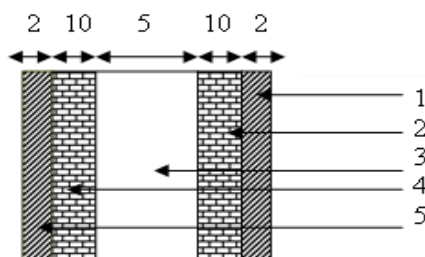


Figure 0III.15 Coupe verticale d'un mur extérieur.

D. Murs intérieurs

Tableau III.12 Les charge permanentes de « Murs intérieurs ».

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1,4

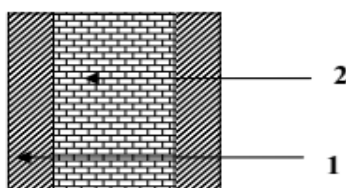


Figure III.16 Coupe verticale d'un mur intérieur.

E. Les Charges permanents des voiles

Tableau 0III.13 Les charge permanentes de « Les Charges permanents des voiles ».

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Béton armé	0,25	25	6,25
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44

Avec :

$$G_{\text{voile}_{\text{ext}}} = 6,25 + 0,2 + 0,44 = 6,89 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{voile}_{\text{int}}} = 6,25 + 0,2 \times 2 = 6,65 \text{ KN/m}^2.$$

III.5 Surcharges d'exploitations

Tableau III.14 Les surcharges d'exploitations.

Eléments	Surcharges
• Acrotère	1KN/m ²
• Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
• Plancher étage courant	2,5 KN/m ²
• Dalle pleine	3,5 KN/m ²
• Les escaliers	2,5 KN/m ²

Chapitre IV :

Calcul des éléments

Secondaire

IV.1 Introduction

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous avons étudiées éléments secondaires. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, et balcon, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

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

IV.2 L'acrotère

IV.2.1 Définition

L'acrotère est un élément de façade et de protection, elle sera assimilée à une console encadrée à la base dans plancher terrasse. Elle est sollicitée en flexion composée

IV.2.2 Détermination des sollicitations

- **Poids propre**

$$PP = G_1 = S * \rho$$

$$G_1 = 0.079 \times 25 = 1.975 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 0.02 \times 20 \times 1.58 = 0.63 \text{ KN/ml (Revêtement en Enduit de ciment)}$$

$$\text{Donc : } G_t = 1.975 + 0.63 = 2.607 \text{ KN/ml}$$

- **Charge exploitation**

En raison du rôle de garde-corps joué par l'acrotère, ce dernier est soumis, conformément à l'article 7.7 du DTR BC-22, à une charge variable de : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

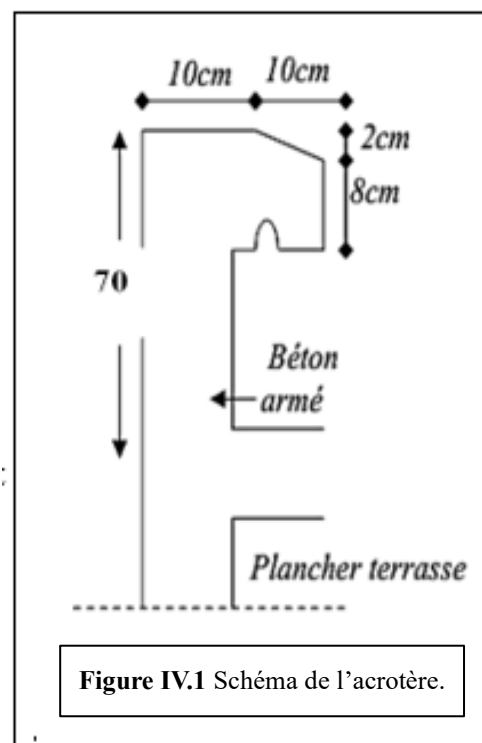


Tableau IV.1 Évaluation et combinaison des charges ELU.

ELU		
La charge permanente ultime	$N_u = 1.35G$	3.52KN
La surcharge d'exploitation ultime	$T_u = 1.5Q$	$1.5 \times 1 = 1.5KN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5Qh$	$1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05KN. m$

Tableau IV.2 Évaluation et combinaison des charges ELS.

ELS		
La charge Permanente ultime	$N_{ser} = G$	2.607KN
La surcharge exploitation ultime	$T_{ser} = Q$	1KN
Moment d'encastrement	$M_{ser} = Q. h$	$1 \times 0.7 = 0.7KN. m$

- **Vérification d'effort au séisme**

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales, Suivant la formule (art 6.2.3) :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p \text{ (RPA 99 version 2003 art 6.2.3)}$$

C_p : Facture de force horizontal $C_p = 0.8$ (tableau 6.1 RPA 2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère $\rightarrow W_p = 2.607KN/ml$

A : Coefficient accélération de zone $\rightarrow A = 0.10$ (zone I) **Tab 4.1 RPA 2003**

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.607 = 1.25 \text{ KN/ml}$$

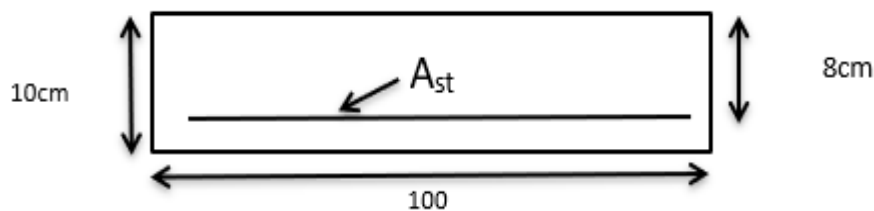
$$Q = \max\{ 1 ; 1.25 \} = 1.25$$

$$F_p < 1.5Q \Rightarrow CV$$

- **Remarque**

Les forces horizontales telles que le vent peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée soit ($A' = A_s$)

- **ferraillage de l'acrotère**

**Figure IV.2** Section de calcul L'acrotère.

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis a la flexion composée.

$h = 10\text{cm} \Rightarrow$ épaisseur de la section. $b = 100\text{cm} \Rightarrow$ largeur de la section.

$c = c' \Rightarrow$ enrobage 2cm; $d = h - c = 10 - 2 = 8\text{cm}$

M_f : Moment fictive calculé par rapport au C.D.G de l'armature tendue.

Calcul de l'excentricité :

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.52} = 30 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 12. I .3.1 P 167})$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.607} = 27 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = ((50 ; \min (67 \times 27) \div 10 ; 100))$$

$$\lambda_{\max} = (50; 100); \lambda_{\max} = 100$$

Et on a aussi :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow L_f = 2L_0 = 2 \times 70 ; L_f = 140 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} ; S = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$i = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{140}{2.886} = 48.51 \leq \lambda_{\max} = 100; \text{ Donc : pas de risque de flambement.}$$

- **Position de centre de pression à l'ELU**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 1.05/3.52 = 30 \text{ cm} > h/2 - c \Rightarrow$$

Le centre de pression se trouve à L'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f).

- **Calcul en flexion simple**

Tableau 0IV.3 Les données.

f_{c28} (MPa)	$d = h - C$ (cm)	$\sigma'_{bc} = f_{bu}$ (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	$c = c'$
25	8	14.17	348	400	2

$M_f = M_u + N_u (h/2 - c)$; $c = 2\text{cm}$ BAEL 91/99 P 179

$$M_f = 1.05 + 3.52 (0.10/2 - 0.02) = 1.155 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ou : } M_f = N_u * e_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 3.06(0.30 + 0.05 - 0.02) = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.15 \times 10^3}{1 \times 80^2 \times 14.17} = 0.012 \Rightarrow \mu_u = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_u = 0$$

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{bd\sigma_s}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.012}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.15 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348 \times 10^2} = 0.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELU**

1. Condition de non-fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3 \emptyset 8 = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

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

$$S_t \leq \min (30; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 1.13 / 4 = 0.35 \text{ cm}^2$$

on adopter: $A_r = 3 \emptyset 8 = 0.85 \text{ cm}^2$

2. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement »

Selon [BAEL91] art5.1.1 On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, tel que :

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T u \text{ max}}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ Mp}$$

$$\tau_u = \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T u \max}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

« Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. »

3. Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2)

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0.7 = 28 \text{ cm.}$$

➤ Vérification à L'ELS

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.7}{2.607} = 0.27 \text{ me}_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_1 < e_0 \Rightarrow \text{La section partiellement comprimé (S.P.C)}$$

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{\text{ser A}} = M_{\text{ser G}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{Après le calcul on a :}$$

$$N_{\text{ser}} = 2.607 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0.70 \text{ KN.m}$$

$$\text{La contrainte du béton à L'ELS est : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte de l'acier à L'ELS est } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **La position de l'axe neutre**

$$Y = 15 \bar{\sigma}_{bc} / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}) \times d = 15 \times 15 / (15 \times 15) + 202 \times 80 = 0.042 \text{ m} = 42.15 \text{ mm}$$

- **Moment de service limite**

$$M_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} Y^- \left(d - \frac{Y^-}{3}\right) = \bar{\sigma}_{bc} * Y^- * b \frac{Z^-}{2} \text{ avec } Z^- = d - \frac{Y^-}{3}$$

$$Z^- = 8 - \frac{4.2}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.04219 \left(0.08 - \frac{0.0419}{3}\right) = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser A}} = N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_{\text{ser}}$$

$$M_{\text{ser}} = 2.52 (0.08 - 0.05) + 0.7 = 0.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_{\text{ser A}} / Z \bar{\sigma}_{st} - N_{\text{ser}} / \sigma_s$$

$$M_{\text{ser A}} = 2.52 (0.08 - 0.05) + 0.7 = 0.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{\text{ser A}} < \bar{M}1 \rightarrow A' = 0 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés

$$A_{\text{S ser}}^- = M_{\text{ser A}} / z \sigma_{\text{st}}^- - N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{s}}$$

$$A_{\text{S ser}}^- = 0.77 \times 10^3 / 0.066 \times 201.63 \times 10^2 - 2.52 \times 10^3 / 348 \times 10^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{s}} = \max(A_{\text{s}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_{\text{s}} > 0.97$ On adopte: $5 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}$

IV.2.3 Ferrailages de l'acrotère

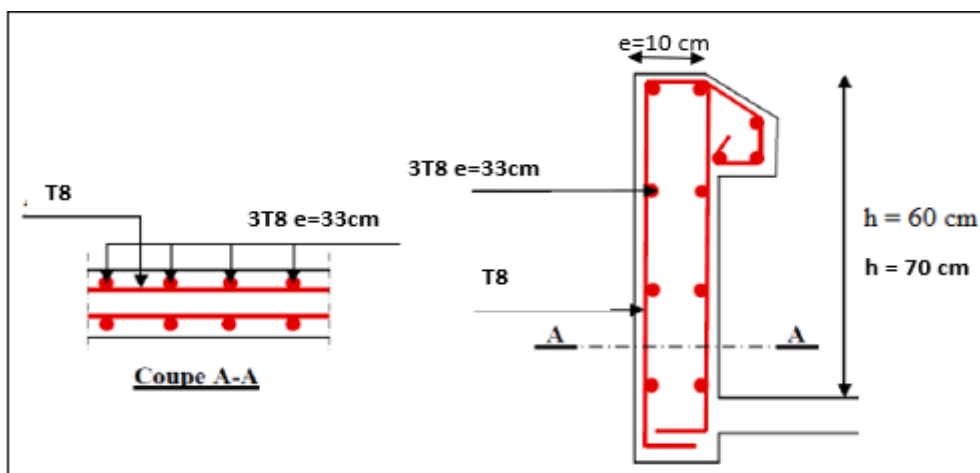


Figure 0IV.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Etude de la dalle machine

IV.3.1 Définition de l'ascenseur

Descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière vertical dans la cage d'ascenseur munir d'un dispositif mécanique dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes.

IV.3.2 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de local des machines doit être dimensionnée

Pour répartir de charge importante

On a $L_x = 1.9 \text{ m}$ et $L_y = 2.4 \text{ m}$ donc une surface

$$S = 190 \times 240 = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{240}{20} = 0.12 \text{ m} \text{ soit } e=15 \text{ cm}$$

- **Evaluation de charge**

L'ascenseur a adopté est model : sch1000

Les caractéristiques de ce model :

- ✓ Cabine : 595+595Kg
- ✓ Contre poids : 910+921Kg
- ✓ Charge : 630Kg
- ✓ Treuil : 400 Kg
- ✓ Les câbles : 250 Kg
- ✓ Capacité : 08 personnes
- ✓ Course : 30 m
- ✓ Vitesse : 1m /s
- ✓ Puissance motrice : 6.7 kW
- ✓ Charge permanent de la machine : 595+910+400+250+921=3625 Kg
- ✓ Poids de la cabine et l'ascenseur=595+400+250+549=1794 Kg=17.94KN
- ✓ Sur charge minimal (08 personnes) : N=6.3 KN
- ✓ Poids de contrepoids : J =910+921=1831Kg =18.31KN

- **Détermination de la flèche d'inertie**

Le mouvement dans l'ascenseur passe par trois phases :

- Le mouvement uniformément accéléré « démarrage »
- Le mouvement uniformément silencieux “ commandé par le treuil “
- Movement retarder « freinage »

D'après la 2^{ème} loi de newton : $\sum F = m * g$ avec $g=10 \text{ m /s}^2$

$$T_1 - C - N = (m_c + m_n)$$

$$T_1 = (m_c + m_n) a + c + N ; (a=0.5 \text{ donnée technique})$$

$$T_1 = (1.794 + 0.630) * 0.5 + 17.94 + 6.3 = 25.45 \text{ KN}$$

$$F_1 = T_1 + T_2 \text{ dont } T_1 = T_2 ; F_1 = 2 T_1 = 50.904 \text{ KN}$$

- **Détermination de la force dynamique :**

On néglige l'amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est équilibré car l'amortissement présente beaucoup moins d'importance pour la réponse maximale que dans le cas de charge périodiques.

Puisque on ignore la fonction qui représente la charge impulsive, on va prendre un spectre qui nous donne la réponse maximale la plus défavorable dont le facteur d'amplification dynamique $D = 2$.

$$F_p = D (C+N) = 2 * (17.94 + 6.3) = 48.48 \text{ KN.}$$

- **Les charges sollicitent la dalle machinerie**

- ❖ Poids de la cabine et de l'ascenseur $C = 17.94 \text{ KN}$
- ❖ Sur charge nominal $N = 6.3 \text{ KN}$
- ❖ Poids de contre poids : $J = 18.31 \text{ KN}$
- ❖ Poids de treuil $G_2 = 4 \text{ KN}$
- ❖ Charge d'exploitation répartie : $Q = 1 \text{ KN / m}^2$
- ❖ Force d'inertie : $F_i = 50.905 \text{ KN}$
- ❖ Force due à l'effet dynamique : 48.48 KN

- **Combinaison de charge**

- **Charge répartie**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 6) + (1.5 * 1) = 9.6 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6 + 1 = 7 \text{ KN}$$

- **Charge concentrée**

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (17.94 + 1.83) + 4 + 50.904 + 48.48 + (1.5 * 6.3) = 197.95 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = (17.94 + 18.31 + 4 + 50.904 + 48.48) + 6.3 = 145.93 \text{ KN}$$

- **Calcul de sollicitation**

- **Sous charge uniformément répartie**

$$q_u = 9.6 \text{ KN ; } M_x = \mu * q_u * L^2 x ; \quad M_y = \mu_y M_x$$

$$P \frac{L_x}{L_y} = \frac{190}{240} = 0.79 ; \quad P = 0.79 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens (x et y)}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients fonction de P et de ν

$$P = 0.79 ; \quad \mu_x = 0.0646 ; \quad \nu = 0 ; \quad \mu_y = 0.479$$

$$M_x = 0.0646 * 9.6 * 1.72 = 1.792 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.479 * 1.792 = 0.858 \text{ KN .m}$$

- **Moment en travée**

$$M_x^T = 0.85 M_x = 0.85 * 1.792 = 1.523 \text{ KN .m}$$

$$M_y^T = 0.85 M_y = 0.85 * 0.858 = 0.729 \text{ K N.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 * 1.792 = 0.537 \text{ KN. M}$$

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur un air $U \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$v \times u$: Surface d'impact

a_0 et u : dimensions suivant le sens x-x

b_0 et v : dimensions suivant le sens y-y

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 ; v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1$$

h_0 = épaisseur de la dalle ; h_1 = épaisseur de revêtement

ε : coefficient qui dépend de type de revêtement (revêtement en béton armé $\varepsilon = 1$)

On une vitesse $V=1 \text{ m/s}$; $a_0=80 \text{ cm}$; $b_0=80 \text{ cm}$

Donc : $u = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm}$; $v = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm}$.

➤ **Calcul les moments Selon le BAEL 91 :**

$$M_x = P_u (M_1 + u M_2)$$

$$M_y = P_u (M_2 + v M_1)$$

Avec v : coefficient de poisson $v = 0$ (ELU) ; $v = 0.2$ (ELS)

Les moments M_1 et M_2 sont donnée en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}$$

$$\text{On : } \rho = \frac{170}{230} = 0.73 ; \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.61 ; \frac{V}{L_y} = \frac{105}{230} = 0.45$$

"À partir de l'abaque de **PIGEAUD**, on obtient

$$V=0 \quad \rightarrow \quad \begin{aligned} M_1 &= 0.10 \\ M_2 &= 0.087 \end{aligned}$$

⇒ **Evaluation de moment M_{x1} et M_{y1} a l'ELU**

$$M_{x1} = P_u * M_1 ; M_{y1} = P_u * M_2 ; P_u = 197.95 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 197.95 * 0.109 = 21.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 197.95 * 0.087 = 17.22 \text{ KN.m}$$

⇒ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$M_{x1} = 1.11 \text{ KN.m} ; M_{y2} = 0.845 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition de moment**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 21.57 + 1.113 = 22.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 17.22 + 0.835 = 18.055 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée sont :**

$$M^t_x = 0.85 M_x = 0.85 * 22.68 = 19.27 \text{ KN.m}$$

$$M^t_y = 0.85 M_y = 0.85 * 18.055 = 15.34 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis sont :**

$$M^a_x = 0.3 M_x = 0.3 * 22.68 = 6.8 \text{ KN.m}$$

IV.3.3 Ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20 cm d'épaisseur, sollicitée à la flexion simple avec : $d' = 2.5$;

$d = 17.5 \text{ cm}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.4 Tableaux des résultats.

	M_t (KN)	M_a (KN)	A_t calcul (cm ²)	A_a calcul (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens X-X	19.27	6.8	3.2	1.12	4 T 12=4.52	4 T 12=4.52
Sens Y-Y	15.34	6.8	2.56	1.12	4 T 12=4.52	4 T 12=4.52

✓ **Vérification**

❖ **L'espacement**

⇒ **En travée (suivant X et Y)**

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = (60; 33) = 33 \text{ cm}$$

⇒ **Sur appuis**

$$S_t = \frac{h}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = (80; 45) = 45 \text{ cm}$$

❖ **Condition de non-fragilité**

⇒ **En travée (suivant X et Y)**

D'après le (BAEL 91 / révisée / B.7.4) le taux minimal d'acier chaque direction est comme suit :

$$A_{s \min x} \geq 0.0008 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) bd = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.69}{2}\right) \times 100 \times 17.5 = 1.617$$

$$A_{s \min y} \geq 0.0008 bd = 0.0008 \times 100 \times 17.5 = 1.4 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{s, x} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min x} = 1.617 \quad \dots \text{ CV.}$$

$$A_{s, y} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min Y} = 1.4 \quad \dots \text{ CV.}$$

⇒ **Sur appuis**

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq A_{s \min} = \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0.23 \times 100 \times 17.5 \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\text{Max}(2; 2.11 \text{ cm}) = 2.11 \text{ cm.}$$

Donc : $A_s = 4.53 \text{ Cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 2.1 \text{ Cm}^2 \dots \text{CV.}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{ax} = \frac{Pu \times lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{197.95 \times 1.9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.69}{2}} = 125.09 \text{ KN}$$

Selon (BAEL 91/révisées 99/A.5.1.1) on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u^- \leq \tau^- \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u \leq \frac{Vu}{bd} = \frac{125.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.714 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}\right); 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.714 \text{ MPa} \leq \tau^- = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$

❖ **Vérification des contraintes à ELS**

⇒ **Evaluation de moment M_{x1} et M_{y2} à ELS**

$$P_{scr} = 145.93 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 145.93 \times (0.109 + 0.2 \times 0.087) = 18.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) = 145.93 \times (0.087 + 0.2 \times 0.109) = 15.87 \text{ KN.m}$$

⇒ **Le moment dus aux poids propres de la dalle :**

$$q_s = 7 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_x$$

$$\rho = 0.73 \quad \mu_x = 0.0708$$

$$\nu = 0.2 \quad \mu_y = 0.620$$

$$M_{x2} = 0.0708 \times 7 \times 1.7^2 = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.620 \times 1.43 = 0.88 \text{ KN.m}$$

- **La superposition de moment :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 18.44 + 1.43 = 19.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.87 + 0.88 = 16.75 \text{ kN.m}$$

⇒ **Moment en travée**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 * 19.87 = 16.88 \text{ kN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 * 16.75 = 14.23 \text{ kN.m}$$

⇒ **Moment sur appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 * 19.87 = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a } M_{\max} = M_y^t = 16.88 \text{ KN.M}$$

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 17.5}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right] \longrightarrow Y = 4.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.24^3}{3} + 15 * 4.52 * (17.5 - 4.24)^2$$

$$I = 14461.94 \text{ cm}^4$$

Par conséquent :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{14461.94 \times 10^{-8}} \times 4.24 \times 10^{-2} = 4.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{14461.94 \times 10^{-8}} \times (0.175 - 0.0424)$$

$$\sigma_{bc} = 4.96 \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{bc} = 15.45 \leq \sigma_s^- = 202 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

❖ Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limité

h : Epaisseur total de la dalle

U_c : permet de contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c : 2 \cdot (u \times v) = 2 \cdot (105 + 105) = 420 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 197.95 \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 630 \text{ KN ... CV}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après (BAEL 91/révisées 99/B.6.5.1)

$$h \geq \max \left(\frac{L}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right); A_s \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e}; L \leq 8m$$

$$h = 20 \text{ cm}; M_t = 16.88 \text{ KN.m}; M_0 = 19.87 \text{ KN}$$

$$h = 20 \text{ cm} \geq \left(\frac{240}{16}; \frac{16.88 \times 2.4}{10 \times 19.87} \right) = 19.53 \text{ Cm ... CV}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 17.5}{400} = 18.37 \text{ Cm}^2 \text{ CV}$$

$$L = 2.3 \leq 8 \text{ m ... CV.}$$

IV.3.4 Ferrailage da la dalle de machine

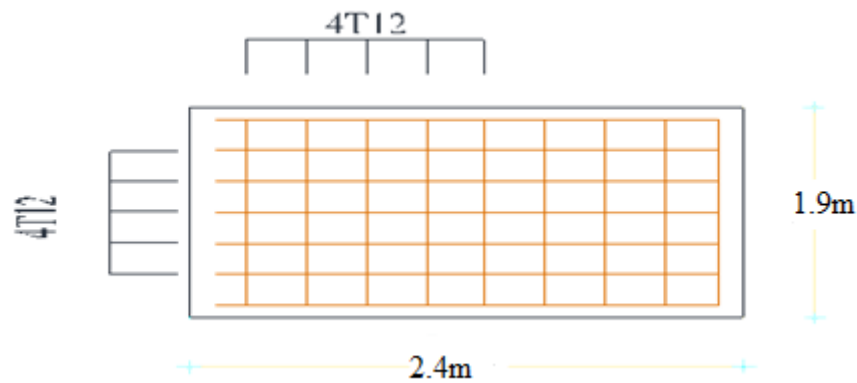


Figure IV.4 Schéma de ferrailage da la dalle de machine.

IV.4 Les planchers

IV.4.1 Plancher à corps creux

Les planchers se calculent à la flexion simple avec une section en T ou en une section rectangulaire ($b \times h$) et cela selon la position de l'axe neutre, sollicités à un moment fléchissant due à la charge permanente G et à la surcharge d'exploitation. Elles sont considérées comme des éléments porteurs [art 1.51 RPA99 V2003]

IV.4.1.1 Calcul des sollicitations

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire :

Domaine de validité de la méthode forfaitaire : selon le BAEL91. Cette méthode est applicable lorsque :

- 1-les charges d'exploitation sont modérées : $Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$.
- 2-les moments d'inerties des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3-la fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- 4-le rapport des travées voisines est compris entre 0.8et1.25.

- Méthode de Caquot :

Lorsqu'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot si le plancher est à surcharges élevées : $Q \geq \min (2G ; 5KN/m^2)$.

Si une des trois conditions restantes n'est pas vérifiée,

❖ **Remarque :**

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée).

On fait appel à la méthode de Caquot car :

$$4.40 / 3.35 = 1.31 > 1.25$$

Donc :

La Méthode de calcul utilisée est celle de Caquot

❖ **Évaluation des moments**

⇒ **Moment sur appuis (Mq)**

Pour une charge répartie :

$$M_a = \frac{q_d L'_d{}^3 + q_g \times L'_g{}^3}{8.5 (L'_g + L'_d)}$$

Pour une charge concentrée : $M_q = \frac{(K_g \times q_g \times L'^2) + (K_d \times q_d \times L'_d{}^2)}{(L'_g + L'_d)}$

Tell que :

I' _d et I' _g	longueurs fictives ;
q _d ; q _g	chargement à à gauche et à droite de l'appui respectivement ;
I' = 0.8I	Travée intermédiaire.
I' = I	Travée de rive

⇒ **Moment en travée**

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2} ; \text{ a vec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

❖ Évaluation des efforts tranchants

$$\text{Gauche: } V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}; \text{ Droite: } V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

Avec :

M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

M_d : moment sur appui de droite de la travée considérée.

L : portée de la travée.

IV.4.1.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,65 \cdot L$, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée

❖ Bloc

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 2 travées

⇒ **Evaluation des charges appliquées à chaque nervure**

A) Plancher terrasse (terrasse inaccessible)

$$G_{\text{terrasse}} = 6.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 6.7 \times 0.65 = 4.335 \text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

B) Plancher étage courant

$$G_{\text{étage}} = 5.8 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage}} = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 5.8 \times 0.65 = 3.77 \text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml.}$$

➤ Les combinaisons d'action

$$\text{❖ E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

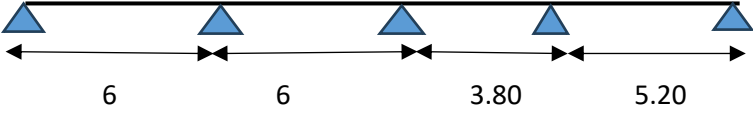
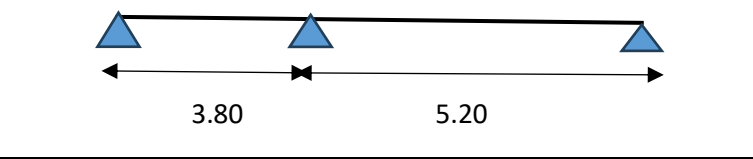
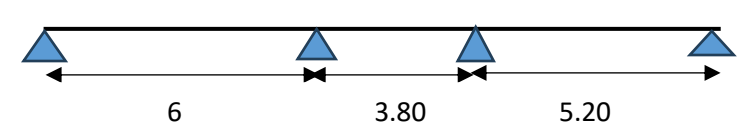
$$\text{❖ E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q$$

Tableau IV.5 Les combinaisons d'action.

Designations	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU; Pu	6.8273	7.5270
ELS; P _{ser}	4.985	5.3950

IV.4.1.2.1 Type des poutrelles

Tableau IV.6 Type des poutrelles au niveau de différents planchers.

Type de poutrelle	Schemas	Plancher	Methode de calcul choisie
T1		Étage 1; 2; 3 4; 5	Caquot
T2		Étage 1 ; 2 3 ; 4 ; 5	Caquot
T3		Étage 1; 2; 3; 4; 5	Caquot

❖ Les sollicitations

Calcul les types du plancher dans tous les étages (application de la méthode de Caquot).

➤ Type 01

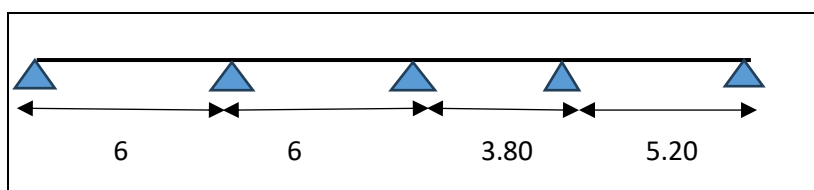


Figure 0IV.5 Type 01 poutrelles (RDC).

⇒ Longueur fictive

Tableau 0IV.7 Longueur fictive.

Travée	Rive	Intermediaries		Rive
	1	2	3	4
L'	6	4.86	3.78	5.20

A FELU

⇒ **Moment sur appui M_a :**

$$M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

Tableau IV.8 Moment sur appui étage courant.

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	7,527	6	0
2	7,527	6	7,527	4,86	-9,213220059
3	7,527	4,86	7,527	3,78	-5,281132235
4	7,527	3,78	7,527	5,2	-1,221672706
5	7,527	5,2	0	0	0

⇒ **Effort tranche V :**

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} ; \quad \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Tableau IV.9 Effort tranche étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-26,973	6	7,527	-27,07647	18,08552
2	-26,973	-17,301	4,86		-27,40041	9,180808
3	-17,301	-19,192	3,78		-23,8800	4,571978
4	-19,192	0	5,2		-23,26088	15,87951

⇒ **Moment sur travée M_t :**

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Tableau IV.10 Moment sur travée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-27,0765	3,597247059	28,70039
2	-26,9729	-27,4004	3,640283224	22,89976
3	-17,3008	-23,8801	3,17258948	20,58008
4	-19,1915	-27,8656	3,702090498	32,389

⇒ **Récapitulatif des résultats**

$$M_t = 28,70 \text{ KN. m}$$

$$M_a = -26,9729 \text{ KN. m}$$

$$V = -27,86 \text{ KN. m}$$

AT ELS

⇒ **Moment sur appui M_a**

Tableau IV.11 Moment sur appui étage courant.

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	5,395	6	0
2	5,395	6	5,395	4,86	-19,33288729
3	5,395	4,86	5,395	3,78	-12,40037576
4	5,395	3,78	5,395	5,2	-13,75559976
5	5,395	5,2	0	0	0

⇒ Effort tranché V :

Tableau IV.12 Effort tranché étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-19,333	6	5,395	-19,4071479	12,96285
2	-19,333	-12,4	4,86		-19,639328	6,58037
3	-12,4	-13,756	3,78		-17,1161202	3,276979
4	-13,756	-17,162	5,2		-19,9727782	8,081221

⇒ Moment sur travée M_t :

Tableau IV.13 Moment sur travée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-19,4071	3,597247	19,90615
2	-19,3329	-19,6393	3,640283	16,41347
3	-12,4004	-17,1161	3,172589	14,75084
4	-13,7556	-19,9728	3,70209	21,21492

⇒ Récapitulatif des résultats :

$$M_t = 21,21 \text{ KN. m}$$

$$M_a = -19,33 \text{ KN. m}$$

$$V = -19,97 \text{ KN. m}$$

➤ Type 02 :

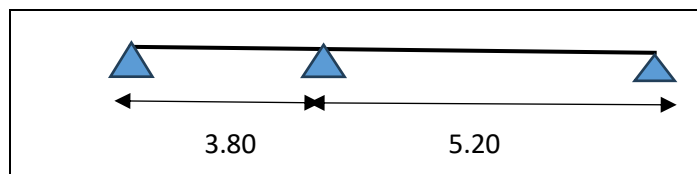


Figure IV.6 Type 02 poutrelles (RDC).

⇒ Longueur fictive

Tableau IV.14 Longueur fictive.

Travée	1	2
L'	3.5	5.20

A ΓELU

⇒ Moment sur appui M_a :

$$M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

Tableau IV.15 Moment sur appui étage courant.

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN.m)
1	0	0	7,527	3,8	0
2	7,527	3,8	7,527	5,2	-19,2336988
3	7,527	5,2	7,527	0	0

⇒ Effort tranche V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} ; \quad \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Tableau 0IV.16 Effort tranche étage courant.

Travée	M_{aw} (KN.m)	M_{ae} (KN.m)	l' (m)	q (KN/ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-19,234	3,8	7,527	-5,0615	-5,06149969
2	-19,234	0	5,2		-3,69879	-3,69878824

⇒ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2} ; \quad \text{avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Tableau IV.17 Moment sur travée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-5,0615	0,67244582	1,701792
2	-13,7858	-3,69879	0,491402715	-12,877

⇒ Récapitulatif des résultats :

$$M_t = -12,87 \text{ KN. m}$$

$$M_a = -13,78 \text{ KN. m}$$

$$V = -5,06 \text{ KN. m}$$

A FELS

⇒ Moment sur appui M_a :

Tableau IV.18 Moment sur appui étage courant.

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	5,395	3,8	0
2	5,395	3,8	5,395	5,2	-13,78581176
3	5,395	5,2	5,395	0	0

⇒ Effort tranche V :

Tableau IV.19 Effort tranche étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-13,786	3,8	5,395	-13,87834	6,62265
2	-13,786	0	5,2		-16,67811	11,37588

⇒ Moment sur travée M_t :

Tableau 0IV.20 Moment sur travée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-13,8783452	2,572446	17,85065
2	-13,786	-16,6781176	3,091403	11,99358

⇒ Récapitulatif des résultats

$M_t = 17,85 \text{ KN. m}$

$M_a = -13,78 \text{ KN. m}$

$V = -16,67 \text{ KN. m}$

➤ Type 3

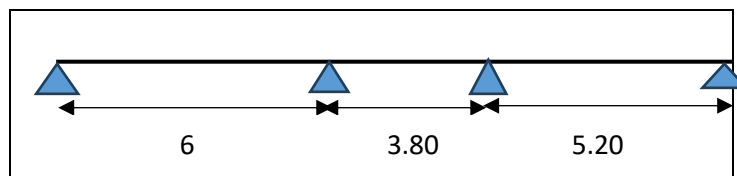


Figure IV.7 Type 03 poutrelles (RDC).

⇒ Longueur fictive

Tableau IV.21 Longueur fictive.

Travée	Rive	Intermediaries	Rive
	1	2	4
L'	6	3.07	5.20

A FELU

⇒ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Tableau IV.22 Moment sur appui étage courant.

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	7,527	6	0
2	7,527	6	7,527	3,07	-23,9136332
3	7,527	3,07	7,527	5,2	-18,1541499
4	7,527	5,02	0	0	0

⇒ Effort tranchée V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} ; \quad \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Tableau IV.233 Effort tranchée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-23,914	6	7,527	-26,56660	18,59539
2	-23,914	-18,154	3,07		-25,2568	-2,148915
3	-18,154	-22,316	5,2		-27,35286	11,78753

⇒ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2} ; \quad \text{avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Tableau IV.244 Moment sur travée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-26,56660	3,529507	32,90352
2	-23,914	-25,25680	3,355494	18,46090
3	-18,154	-27,35286	3,633966	31,545537

⇒ Récapitulatif des résultats :

$$M_t = 32,90 \text{ KN. m}$$

$$M_a = -23,914 \text{ KN. m}$$

$$V = -27,35 \text{ KN. m}$$

AΓELS

⇒ Moment sur appui M_a

Tableau IV.25526 Moment sur appui étage courant.

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	5,395	6	0
2	5,395	6	5,395	4,86	-19,33288729
3	5,395	4,86	5,395	3,78	-12,40037576
4	5,395	3,78	5,395	5,2	-13,75559976
5	5,395	5,2	0	0	0

⇒ Effort tranche V :

Tableau IV.276 Effort tranche étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN/ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-19,333	6	5,395	-19,40714	12,96285
2	-19,333	-12,4	4,86		-19,6393	6,58037
3	-12,4	-13,756	3,78		-17,11612	3,276979
4	-13,756	-17,162	5,2		-19,97277	8,081221

⇒ Moment sur travée M_t :

Tableau IV.287 Moment sur travée étage courant.

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-19,4071	3,597247	19,90615
2	-19,3329	-19,6393	3,640283	16,41347
3	-12,4004	-17,1161	3,172589	14,75084
4	-13,7556	-19,9728	3,70209	21,21492

⇒ **Récapitulatif des résultats**

$$M_t = 21,21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -19,33 \text{ KN.m}$$

$$V = -19,97 \text{ KN.m}$$

IV.4.1.3 Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage se fait à l'ELU pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations

On a :

$$\sigma_{bc}^- = 14,17 ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h ; d = 0,9h = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} , \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{tabl}} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tabl}} = 14,17 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58947,2$$

$$M_{\text{tabl}} = 58947,2 \text{ N.m} < 18440 \text{ N.m}$$

La section rectangulaire (1m)

$$M = 58,94 > 18,44$$

➤ Poutrelle tous les étages courants :

Tableau IV.298 Les sollicitations Poutrelle étage courant.

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V(KN)
ELU	32,90	-26,97	-27,86
ELS	21,58	-19,33	-19,97

➤ En travée

$$M_{\text{table}} = 58,94 \text{ KN.m} > M_{t,\text{max}} = 48,70 \text{ KN.m}$$

Calculée une section rectangulaire de dimensions $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 24 \text{ cm}$

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

$$\mu_{bc} = \frac{32,90 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14,17} = 0,07$$

$$\mu_{bc} = 0,07 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times (1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

➤ En appui

$$M_{\text{table}} = 58,94 \text{ KN.m} > M_{a,\text{max}} = -19,33 \text{ KN.m}$$

Calculée une section rectangulaire de dimensions $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 24 \text{ cm}$

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

$$\mu_{bc} = \frac{19,33 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14,17} = 0,04$$

$$\mu_{bc} = 0,04 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times (1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

$$\begin{aligned} \text{avec } \alpha_l &= \frac{3.5}{3.5+1000 \times \varepsilon_l} \\ \varepsilon_l &= \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l &= \frac{3.5}{3.5+1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668 \\ \mu_l &= 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) \\ \mu_l &= 0.392 \\ \mu_{bc} &= 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \\ A &= \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \\ \alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}}) \\ \alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0.09 \\ Z &= 22 \times (1 - 0.4 \times 0.09) = 21.20 \text{ cm} \\ A_t &= \frac{48.70 \times 10^6}{212 \times 348} = 445.94 \text{ mm}^2 \\ A_t &= 4.4 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{avec } \alpha_l &= \frac{3.5}{3.5+1000 \times \varepsilon_l} \\ \varepsilon_l &= \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l &= \frac{3.5}{3.5+1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668 \\ \mu_l &= 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) \\ \mu_l &= 0.392 \\ \mu_{bc} &= 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \\ A &= \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \\ \alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}}) \\ \alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.05 \\ Z &= 22 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 21.56 \text{ cm} \\ A_a &= \frac{22.97 \times 10^6}{215.6 \times 348} = 257.63 \text{ mm}^2 \\ A_a &= 2.5 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

- **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En Appuis : Donc on adopte $A_s = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 58 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis : } A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Ferraillage transversale**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varnothing_{l.\min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{240}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) = \min(6.85 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 10 \text{ mm})$$

→ $\varnothing_t \leq 6.85 \text{ mm}$ On prend $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$ soit $A_t = 2\varnothing_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacements : $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc : $e \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

IV.4.1.4 Vérification à nécessaire

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{27.86 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.22} = 0.230 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \\ \tau_u \leq \bar{\tau}_u \leftrightarrow 0.230 \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

⇒ **ELS**

- **La contrainte dans le béton**

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 7.5 \times y^2 + 15(4.62)y - 15(4.62 \times 22) = 0 \rightarrow y = 10.36 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{15 \times 10.36^3}{3} + 15 \times 4.62(22 - 10.36)^2 = 14949.10 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{21.58 \times 10^{-3}}{14949.10 \times 10^{-8}} = 144.35 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 233.45 \times 0.1036 = 14.94 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Sur appuis

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 7.5 \times y^2 + 15(2.26)y - 15(2.26 \times 22) = 0 \rightarrow y = 7.96 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{15 \times 7.96^3}{3} + 15 \times 2.26(22 - 7.96)^2 = 11452.53 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{19.33 \times 10^{-3}}{11452.53 \times 10^{-8}} = 165.78 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 165.78 \times 0.0896 = 14.85 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **La contrainte maximale dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 165.78 \times 15 \times (0.22 - 0.0896) = 324.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérifications de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes son vérifie :

$$\frac{A_{stravée}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa$$

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 \times M_0^{ser}}$$

1^{er} condition :

$$\frac{A_{stravée}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa \quad \text{Avec :}$$

$A_{stravée}$: Section des armateurs principale en travée ($A_{stravée} = 4.62 \text{ cm}^2$)

b : la largeur de la poutre ($b = 30\text{cm}$)

d : la hauteur utile de la poutre ($d = 55\text{cm}$)

f_e : la nuance d'acier ($f_e E400 = 400 \text{ MPA}$)

$$\frac{A_{stravée}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0028 \leq 0.012 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec :}$$

h : Hauteur de la poutre ($h = 60 \text{ cm}$)

L : Longueur de la poutre ($L = 520 \text{ cm}$)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.12 \geq 0.06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3^{ème} condition :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} \quad \text{Avec :}$$

$M_{travée}^{ser}$: Moment en travée max a ELS ($M_{travée}^{ser} = k M_0^{ser}$) / $0.75 \leq K \leq 0.85$

$$M_{travée}^{ser} = 0.75 M_0^{ser}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.75 M_0^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} \rightarrow 0.12 \geq 0.075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02 \times L \times \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- f_e : nuance de l'acier FeE400 ($f_e=400$), le treillis soudé qui sera utilisé sera à
- Maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 65\text{cm} \Rightarrow At \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par

$$Al \leq \frac{At}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE400: de nuance FeE400 avec des armatures de $\varnothing 5$. et un espacement 20cm x 20 cm.

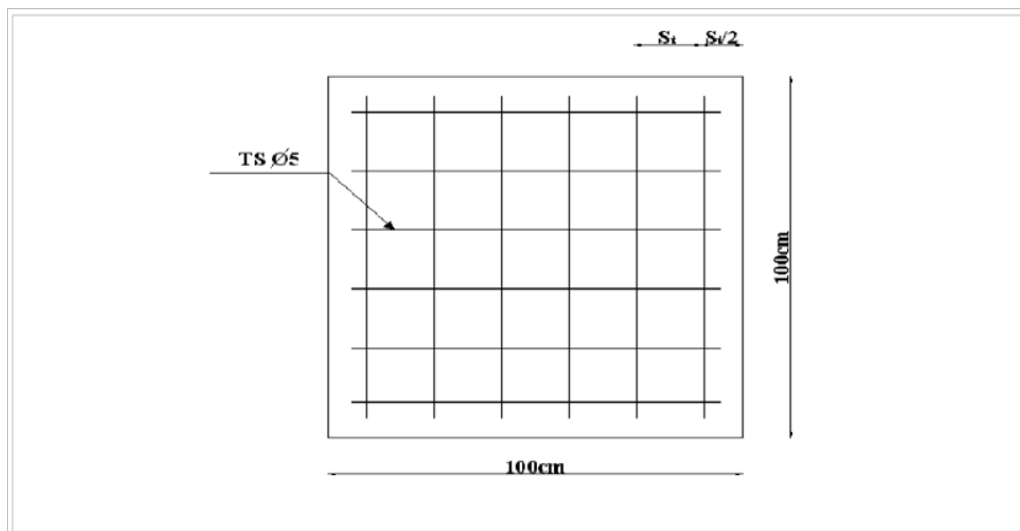


Figure IV.8 Disposition constructive des armatures de la table de compression.

IV.4.1.5 Disposition du ferrailage

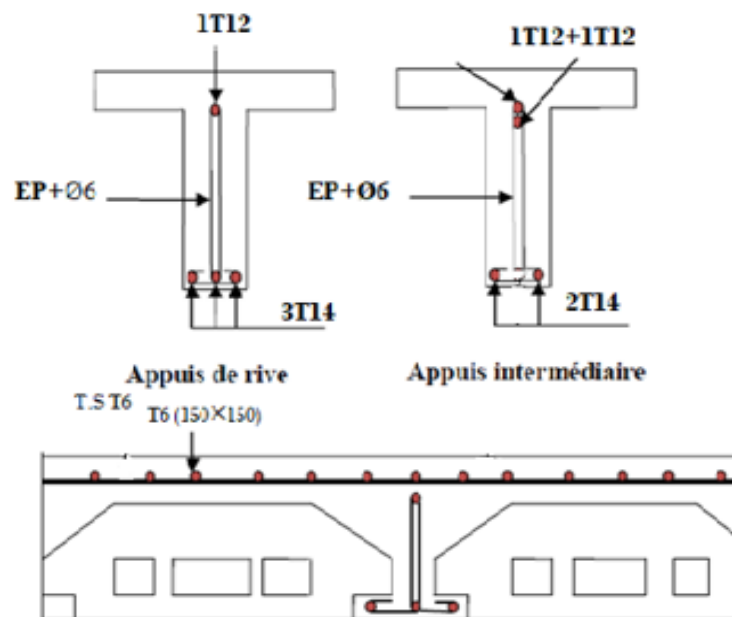


Figure IV.9 Disposition du ferrailage du plancher.

IV.5 Les Escaliers

IV.5.1 Introduction

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple, Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

IV.5.2 Dimensionnement Des Escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la Formule de BLONDEL :

$$60 \leq g + 2h \leq 64$$

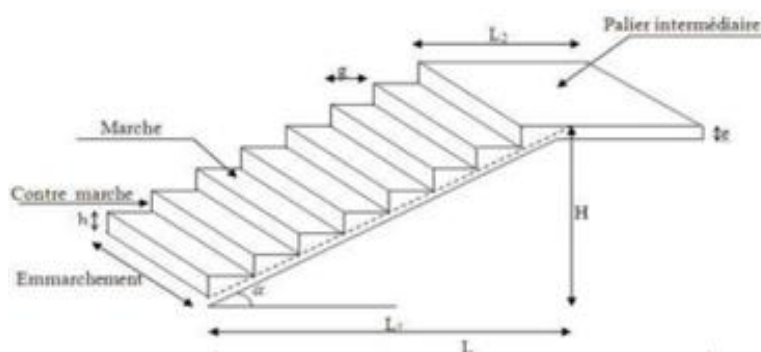


Figure 0IV.10 Schéma d'escalier.

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche. On prend $2h+g=64\text{cm}$:

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de volée : $L=(n-1) g$.

Selon BLONDEL on a trouvé : $h=17\text{cm}$, $g=30\text{ cm}$.

(Escalier à deux volés : comme on a calculé dans le chapitre 03)

IV.5.3 Evaluation des charges et surcharge

C. La 1^{er} et 3^{eme} volée

- (paillasse)

Tableau IV.309 Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier.

	Matériaux	Épaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Marche	0.17	25	2.13
05	Paillasse	0.15	25	1 ^{ère} volée : $25 \times 0.15 / \cos (29.53) = 4.3$ 2 ^{ème} volée : $25 \times 0.15 / \cos (37.07) = 4.69$
06	Enduit ciment	0.02	18	0.36
07	Gardes corps	/	/	0.10
La charge Permanente			$G_{V1}=8.09\text{ kN/m}^2$; $G_{V2}= 8.48\text{kN/m}^2$	
La charge d'exploitation			$Q=2.5\text{kN/m}^2$	

❖ Paliers des escaliers :

Tableau IV.310 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de paliers.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m ³)	G(kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.40
02	Mortier de pose	0.03	20	0.60
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Dalles en béton armé	0.15	25	3.50
05	Enduit ciment	0.02	18	0.36
La charge Permanente			G= 5.31kN/m ²	
La charge exploitation			Q=2.5kN/m ²	

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

- ✓ Epaisseurs de la paillasse et du palier de repos = 15cm
- ✓ Acier FeE400
- ✓ $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible,
- ✓ Enrobage des aciers = 2cm

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

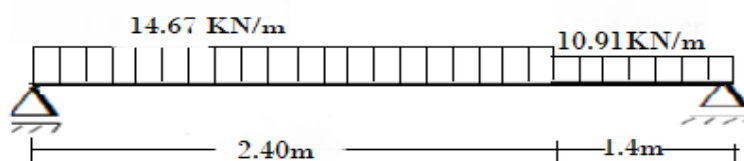
- ✓ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ Etat limite de service : $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Tableau IV.321 Charges sur les éléments de l'escalier.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
Paillasse	8.09	2.5	14,671	10,59
Palier	5.31	2.5	10,91	7,81

• Les charges descalier ELU type1 :



❖ Les charges escalier ELU type2 :

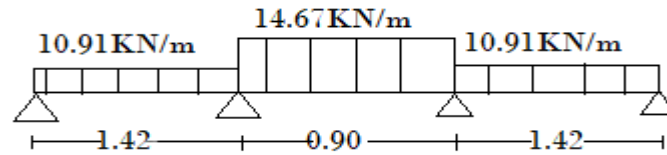


Figure IV.11 Répartition des charges en escalier.

Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$P_{\text{éq}} = \frac{\sum P_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{P_1 \times l_1 + P_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$$

Ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes

❖ Pour le 1-ere type :

(En a la même hauteur dans tous les étages)

$$q_e(u) = \frac{14,67 \times 2,4 + 10,91 \times 1,42}{2,4 + 1,42} = 13,28 \text{ KN} / m^2$$

$$q_e(s) = \frac{10,59 \times 1,42 + 7,81 \times 2,4}{1,42 + 2,4} = 9,56 \text{ KN} / m^2$$

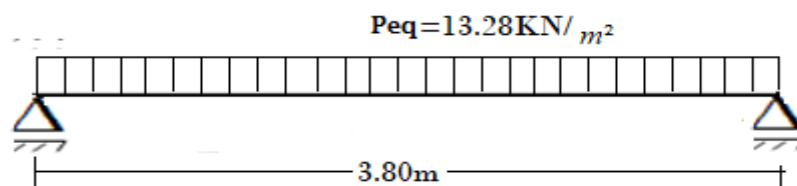


Figure IV.12 La charge Equivalent d'escalier ELU type 1.

❖ Pour le 2-eme type : (En a la même hauteur dans tous les étages)

$$q(u) = \frac{10,91 \times 1,42 + 14,67 \times 0,90 + 10,91 \times 1,42}{1,42 + 0,90 + 1,42} = 11,81 \text{ KN} / m^2$$

$$q(s) = \frac{7,81 \times 1,42 + 10,59 \times 0,90 + 7,81 \times 1,42}{1,42 + 2,4} = 8,48 \text{ KN} / m^2$$

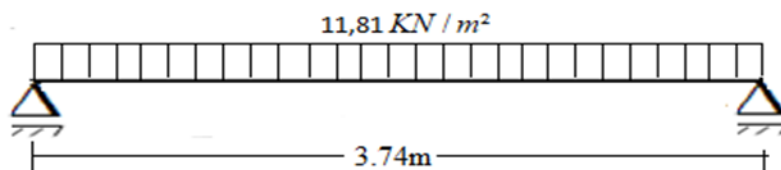


Figure IV.13 La charge Equivalent d'escalier ELU type 2

Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$\text{Moment (max)} = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q \times L}{2}$$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérons généralement un encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

- ✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,8M_{\text{isostatique}}$.
- ✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5M_{\text{isostatique}}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau IV.333 Récapitulation des moments pour type1.

Étas	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
ELU	23,98	19,18	12,00	25,232
ELS	17,26	13,80	8,63	//

Tableau 0.343 Récapitulation des moments pour type2.

Étas	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	20,64	16,51	10,32	22,08
ELS	14,82	11,85	7,41	//

NB : En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

IV.5.4 Ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :

On a: $b = 100\text{cm}$; $d = 0.9 \times h = 13\text{cm}$; $h = 15\text{ cm}$

Fissuration peu préjudiciable

Béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 21\text{MPa}$; $f_{bU} = 14.17\text{MPa}$

Acier : $f_e = 400$; $f_{su} = 348\text{ MPa}$; $c = c' = 2\text{ cm}$

❖ Type 1 :

⇒ Ferrailage longitudinal

- Ferrailage en travée

$M_{\text{travée}} = 19,18\text{ KN.m}$

$\mu = 0,098 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12$$

$$A = Mu / (\beta \times d \times \sigma^s) = 445,33\text{mm}^2$$

On adopte : 4×HA12 de section 4.52cm²

- Condition de non-fragilité

La section minimale : $A_{st(\text{min})} \geq A = 0,23(b d) f^{t28}/f^e$

$A_{st(\text{min})} \geq 1,81\text{ cm}^2 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- Ferrailage en appui

$M(\text{appui}) = 12\text{KN.m}$

$\mu = 0,06 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 0,077; \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,970; \quad A = Mu / (\beta \times d \times \sigma^s) = 273.45\text{ mm}^2$$

On adopte : 4HA10 soit 3,14 cm²

- Condition de non-fragilité

La section minimale :

$A_{st(\text{min})} \geq 0,23(b d) f^{t28}/f^e = A_{st(\text{min})} \geq 1,56\text{cm}^2 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

⇒ Ferrailage transversal

- Effort tranchant maximal

$V_u = 25,23\text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$r_u = V_u / (b \cdot d) = 0,234\text{MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau = 0.234 \text{ MPa} < \tau = \text{Min} (0.2f_{c28}/ab ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Armature de répartition pour travée**

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition.

$$A_r = A_{st}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2×HA10** de section 1,57 cm²/ml.

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 2.36/4 = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2×HA10** de section **2.01 cm²/ml**.

Tableau 0IV.354 Ferrailage d'escalier.

	Mu (KN.m)	A adoptée (cm ²)	A répartition
Mt	19,18	4HA12 = 4,52	2HA10=1,57
Ma	12	4HA10=3,14	2HA10=1,57

- **Espacement des barres (Armatures principales)**

$$S_t = \text{min} (3h; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = \text{min} (51\text{cm}; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}.$$

En travée : Nous allons utiliser 4×HA12 esp 15cm.

En appuis : $S_t = 100/2 = 50 \text{ cm} > 33\text{cm}$ nous allons utiliser 4×HA10 esp 15cm.

- **Vérification à E.L.S**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$.

$$\text{Avec : } \delta = \mathbf{Mu}/\mathbf{M_s} \quad ; \quad \alpha = \delta - 1/2 + f_{c28}/100$$

Tableau IV.365 Vérification à E.L.S.

Section	δ	α_u	α	Comparaison
Travée	1,38	0,12	0,44	0,12 < 0,44 Ok
Appui	1,39	0,077	0,445	0,077 < 0,445 Ok

❖ **Type 2**⇒ **Ferraillage longitudinal**• **Ferraillage en travée**

$M_{travée} = 16.51 \text{ KN.m}$.

$\mu = 0,15 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\alpha = 1,25 \times (1 - 1 - 2\mu) = 0,20$; $\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,952$; $A = M_u / (\beta \times d \times \sigma^s) = 383,34 \text{ mm}^2$.

On adopte : **4×HA12** de section 4.52 cm^2 .

• **Condition de non-fragilité**

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq A = 0,23(b d) f^{t28}/f^e$

$A_{st(\min)} \geq 1,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **Ferraillage en appui**

$M(\text{appui}) = 10,32 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,093 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\alpha = 0,122$; $\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,950$; $A = M_u / (\beta \times d \times \sigma^s) = 240,12 \text{ mm}^2$

On adopte : **4HA12** soit $4,52 \text{ cm}^2$.

• **La section minimale**

$A_{st(\min)} \geq 0,23(b d) f^{t28}/f^e = A_{st(\min)} \geq 1,56 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

⇒ **Ferraillage transversal**• **Effort tranchant maximal**

$V_u = 22,08 \text{ KN}$.

La contrainte de cisaillement maximale est de : $r_u = V_u / (b \cdot d) = 0,169 \text{ MPa}$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$\tau = 0,169 \text{ MPa} < \tau = \text{Min}(0,2f_c^{28}/ab ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. On placera des armatures de répartition.

• **Armature de répartition Pour travée**

$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$

On adopte : **4×HA10** de section $3,14 \text{ cm}^2$

• **Armature de répartition**

$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$

On adopte : $4 \times \text{HA10}$ de section 3.14 cm^2

Tableau IV.37 Ferrailage d'escalier.

	Mu (KN.m)	A adoptée (cm ²)	A répartition
Mt	16,51	$4 \times \text{HA12} = 4,52$	$4 \text{HA10} = 3,14$
Ma	10,32	$4 \text{HA12} = 4,52$	$4 \text{HA10} = 3,14$

- **Espacement des barres (Armatures principales)**

$$St = \min (3h; 33\text{cm}) \rightarrow St = \min (51\text{cm}; 33\text{cm}) \rightarrow St \leq 33\text{cm}$$

En travée : Nous allons utiliser $4 \times \text{HA12}$ esp 15cm

En appuis : $St = 100/2 = 50 \text{ cm} > 33\text{cm}$ nous allons utiliser $4 \times \text{HA12}$ esp 15cm

- **Vérification à E.L.S :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $F_e = 400 \text{ MPa}$.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$.

$$\text{Avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha = \delta - \frac{1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

Tableau IV.387 Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = M_u / M_{ser}$	α_u	α	Comparaison
Travée	1,39	0,20	0,445	$0,20 < 0,445$ Ok
Appui	1,39	0,122	0,445	$0,122 < 0,45$ Ok

IV.5.5 Ferrailage d'escalier

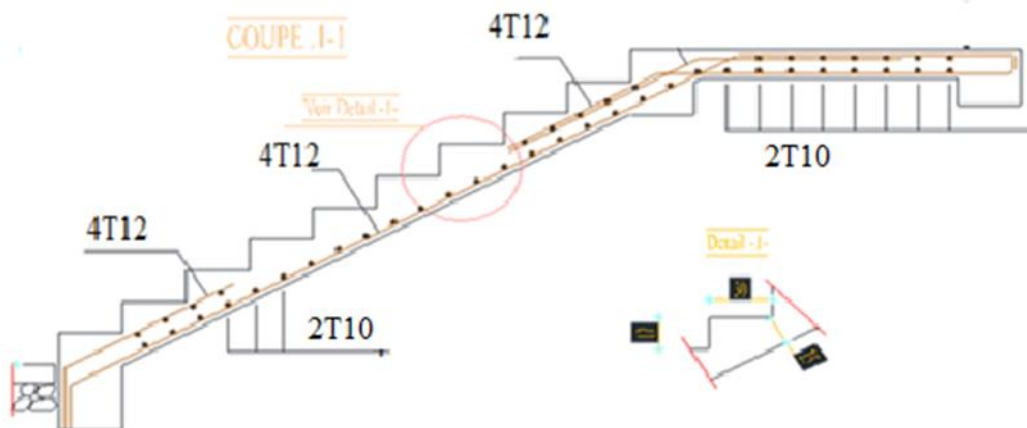


Figure 0IV.14 Schéma de ferrailage d'escalier (type 1).

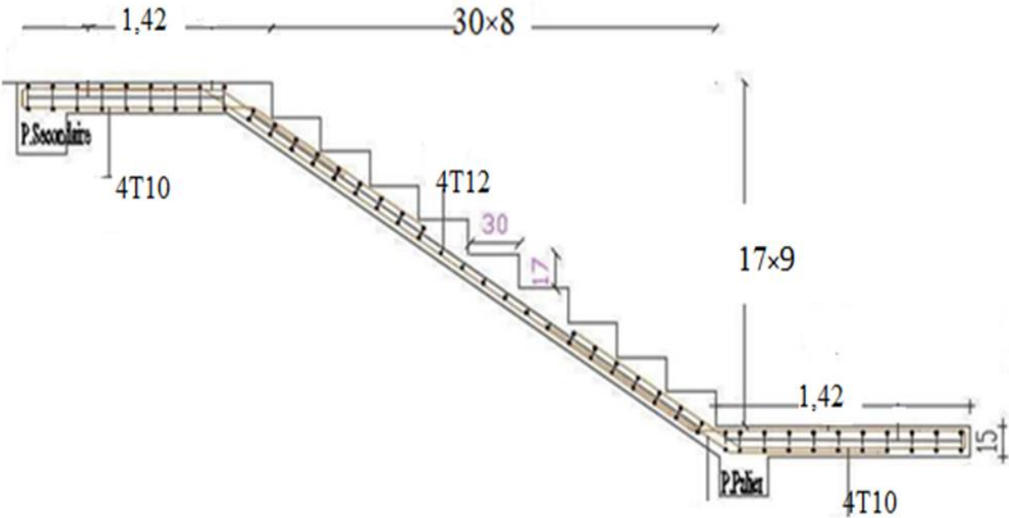


Figure 0IV.15 Schéma de ferrailage d'escalier(type2).

Chapitre V :

Etude Dynamique

V.1 Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, c'est un phénomène imprévisible qui provoque d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique **I**.

V.2 Objectif de l'étude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible, cette analyse nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « **ROBOT** » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments.

V.3 Les différentes méthodes de calcul de la force sismique

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- * Par la méthode statique équivalente.
- * Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.4 Classification de l'ouvrage selon leur importance

a) Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya **BATNA** donc en **zone I**.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage administratif selon (**RPA 2003**) **chapitre III article 3.2 :**

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S₃.

NB : Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I**, groupe d'usage **2**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre Tour ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : $H = 24,78 \text{ m} > 23\text{m}$.

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto-desk Robot Structural Analyses Professional 2017.

V.5 Méthode d'analyse modale spectrale

V.5.1 Présentation de l'application de l'analyse Modale

V.5.1.1 Introduction

Lors de la vérification dynamique d'une construction en béton armé, il est primordial de procéder à une analyse modale conforme aux standards du règlement algérien parasismique RPA 2003. Cette démarche permet d'analyser le comportement dynamique de la construction face aux impacts sismiques, assurant par conséquent sa stabilité et sa sécurité. Pour simplifier

cette procédure de contrôle, une application a été réalisée en utilisant le logiciel Delphi, ce qui permet d'automatiser, de digitaliser et d'accélérer le processus de vérification.

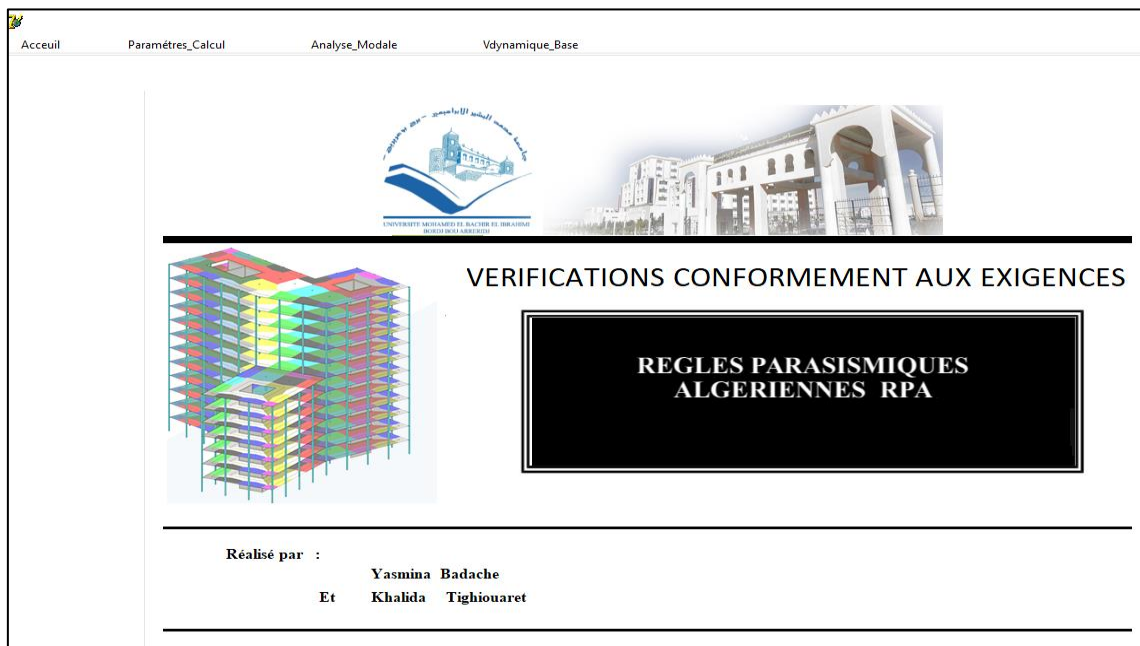


Figure V.1 Page d'accueil de l'application.

V.5.1.2 Fonctionnalités principales de l'application

L'application développée intègre plusieurs fonctionnalités permettant de simplifier le calcul dynamique et la vérification des éléments clés de l'analyse modale. Les principales fonctionnalités sont les suivantes :

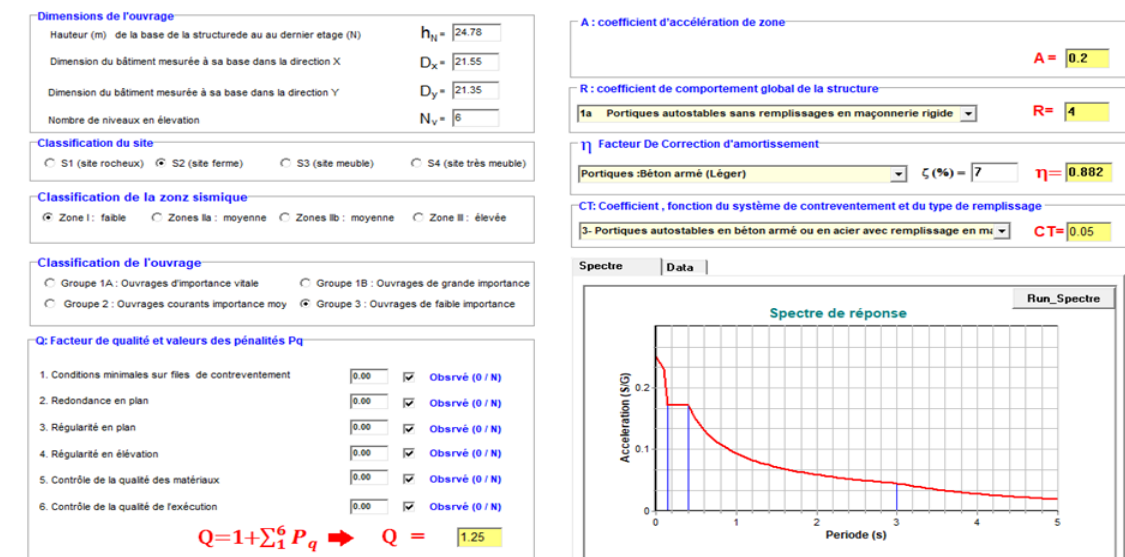


Figure 0V.2 Paramètres de calcul.

- **Interface utilisateur intuitive** : Permet une saisie facile des données de base du bâtiment, telles que les caractéristiques géométriques, les matériaux, et les paramètres du modèle de calcul dynamique.
- **Vérification des masses modales** : Permet de calculer et de vérifier la somme des masses modales effectives pour les modes retenus dans l'analyse dynamique.
- **Identification des modes principaux** : L'application identifie automatiquement les modes de vibration dominants et effectue une vérification par rapport aux critères du RPA 2003.
- **vérification des périodes** : L'application calcule les périodes naturelles de vibration pour chaque mode et compare ces résultats avec les seuils définis par les normes parasismiques.
- **vérification de l'effort tranchant dynamique de base** : Basé sur les résultats de l'analyse modale, l'application calcule l'effort tranchant de base, permettant une vérification de l'analyse modale.

V.5.2 Calcul de la Force Sismique Totale

Conformément à l'article 4.2.3 des règles RPA/2003, les forces sismiques de calcul V dans les 2 directions seront déterminées d'après la formule :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

V.5.2.1 Coefficient d'accélération A

Zone (1) D'après la classification sismique de wilaya de BATNA (RPA 99).

Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **$A=0.10$** .

V.5.2.2 Facteur de qualité Q

Tableau V.1 Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0,05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σq	0.25	0.25

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q \quad (\text{Tableau 4.4 : RPA 99V2003}).$$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\} ;$$

$$Q_x = 1 + 0,25 = 1,25 ;$$

$$Q_y = 1 + 0,25 = 1,25.$$

V.5.2.3 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T). Ce coefficient est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5\eta(T_2/3)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \quad \text{RPA 99/2003 (Formule 4.2)} \\ D = \eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (formule 4.3)}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7 \% \text{ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense } (\eta = 0,882). \quad (\text{Tab 4.2})$$

D'où : $\eta = 0,882 \geq 0,7$.

❖ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

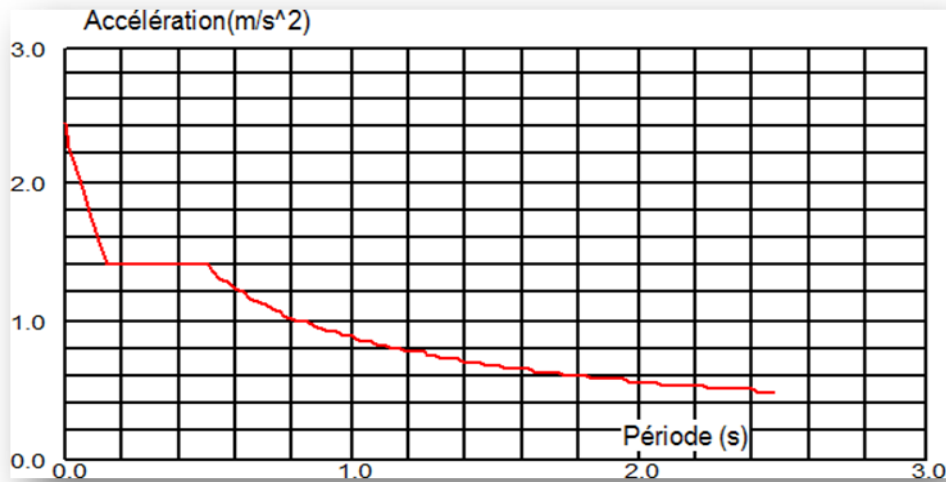


Figure 0.3 Diagramme de spectre de réponse.

❖ **Caractéristiques de l'ouvrage**

Zone I : sismicité faible.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne.

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=4

Coefficient d'accélération de la zone A=0,1

Facteur de qualité Q=1,25

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; T = \frac{0.09 h n}{\sqrt{\Delta}} \right\}$$

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31**, $C_T = 0,05$.

Derection x

$H_N = 24,78m ; C_T = 0,05 ; D_x = 21.55m$

Formule1 : $T = C_T h_N^{3/4}$

$T_1 = 0.05 \times 24.78^{3/4} = 0.55 \text{ s}$

Formule2 : $T = \frac{0.09 hn}{\sqrt{D}}$

$T_2 = \frac{0.09 \times 24.78}{\sqrt{21.55}} = 0.48 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} = \min(T_1 ; T_2) = 0.48 \text{ s}$

1.3 $T_{\text{empirique}} = 0.625 \text{ s}$

$T_{\text{analytique}} = 0.58 \text{ s (ROBOT)}$

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$

$T = T_{\text{empirique}} = 0.48 \text{ s}$

$0 \leq T \leq T_2$

$0 \leq 0.48 \leq 0.5$

Donc :

$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882$

$D = 2.2$

Derection y

$H_N = 24,78m ; C_T = 0,05 ; D_y = 21.35m$

Formule1 : $T = C_T h_N^{3/4}$

$T_1 = 0.05 \times 24.78^{3/4} = 0.55 \text{ s}$

Formule2 : $T = \frac{0.09 hn}{\sqrt{D}}$

$T_2 = \frac{0.09 \times 24.78}{\sqrt{21.35}} = 0.483 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} = \min(T_1 ; T_2) = 0.483 \text{ s}$

1.3 $T_{\text{empirique}} = 0.627 \text{ s}$

$T_{\text{analytique}} = 0.62 \text{ s (ROBOT)}$

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$

$T = T_{\text{empirique}} = 0.483 \text{ s}$

$0 \leq T \leq T_2$

$0 \leq 0.483 \leq 0.5$

Donc :

$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882$

$D = 2.2$

Periode analytique (logiciel) en (s)

Tanalytique (X) = **0.58** Tanalytique (Y) = **0.62**

Estimation de la période empirique

$T_{x1} = T_{y1} = C_T * h_N^{3/4} = \mathbf{0.555}$

$T_{x2} = 0.09 * h_N * \sqrt{D_x} = \mathbf{0.480}$ $T_{y2} = 0.09 * h_N * \sqrt{D_y} = \mathbf{0.483}$

$T_x = \text{Min}(T_{x1} ; T_{x2}) = \mathbf{0.480}$ $T_y = \text{Min}(T_{y1} ; T_{y2}) = \mathbf{0.483}$

$1.3 * T_x = \mathbf{0.625}$ $1.3 * T_y = \mathbf{0.627}$

Vérification_De_La_Periode

Direction(X): $T_x \text{ analytique} < \text{ou} = 1.3 * T_x \text{ empirique} \text{ -----} > \text{(Condition-Satisfaite)}$

Direction(Y): $T_y \text{ analytique} < \text{ou} = 1.3 * T_y \text{ empirique} \text{ -----} > \text{(Condition-Satisfaite)}$

Figure V.4 Capteur de vérification de la période (Application).

Cas d'analyse	Sens(x)	Sens(y)
$T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow T = T_{analytique} :$	<input checked="" type="checkbox"/> Yes	<input checked="" type="checkbox"/> Yes
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 * T_{empirique} \Rightarrow T = T_{empirique} :$	<input checked="" type="checkbox"/> Yes	<input checked="" type="checkbox"/> Yes
$T_{analytique} \geq 1.3 * T_{empirique} \Rightarrow T = 1.3 * T_{empirique} :$	<input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> No
_Ex		
Sens(X): T analytique < à T empirique majorée de 30%(C-Satisfaite)		
Structure semi-rigide (ideale)		Tx = <input type="text" value="0.480"/>
_Ey		
Sens(Y): T analytique < à T empirique majorée de 30%(C-Satisfaite)		
Structure semi-rigide (ideale)		Ty = <input type="text" value="0.483"/>
Periode pour le calcul de D : facteur d'amplification dynamique moyen		
$T_x =$ <input type="text" value="0.480"/>	$T_y =$ <input type="text" value="0.483"/>	$T_2 =$ <input type="text" value="0.50"/>
D : facteur d'amplification dynamique moyen		
Direction (x) <input type="text" value="2.20"/>	Direction (Y) <input type="text" value="2.20"/>	<input type="text" value="I_Coef_D"/>

Figure 0.5 Capture des cas d'analyses avec facteur d'amplification dynamique (Application).

V.5.2.4 Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 4$. On a aussi une autre relation d'après le RPA99-Version2003 :

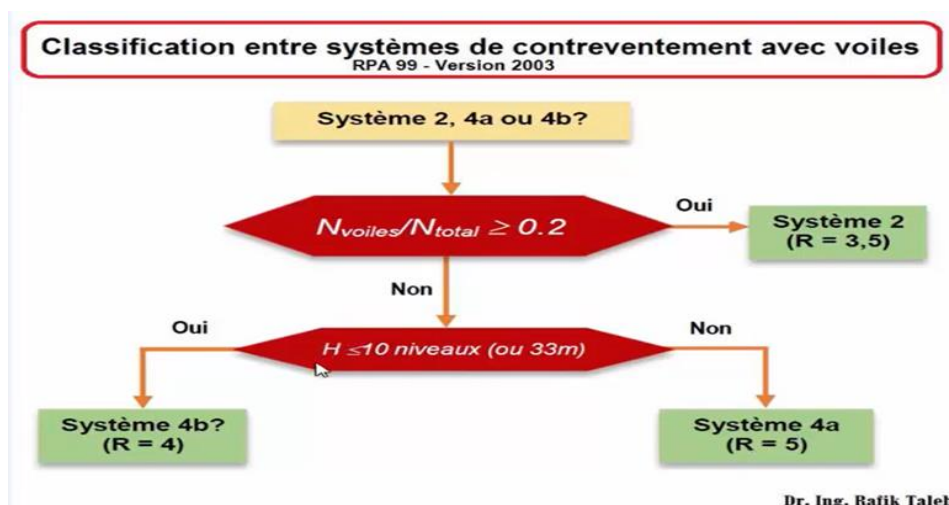


Figure V.6 Classification entre systèmes de contreventement avec voiles.

$N_{voile}/N_{tot} = > 0,2$ Condition non vérifier.

On a $H \leq 10$ Niveaux Alors le coefficient de comportement égale à : $R = 4$.

V.5.2.5 Poids total de la structure

W : Poids total de la structure égal à la Somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i; W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}; i = 1, 2, 3 \dots n.$$

W_{Gi} : Poids du aux charges ; W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5] du RPA99/version 2003.

W = 28182.45KN (valeur donnée par logiciel robot).

V.6 Modélisation de la structure

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles :(vent, extrême, explosion...). La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

L'étude des éléments de contreventement consiste en l'évaluation et la distribution des charges verticales et horizontales aux portiques et voiles. Cette étude est effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT 2017 ». Pour la détermination des sollicitations et des déformations correspondantes ; le ferrailage étant effectué conformément aux prescriptions réglementaires (BAEL 91 et RPA 99version 2003).

V.6.1 Vue tridimensionnelle de l'ouvrage

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour (R+5avec sous-sol) qui fait l'objet de notre présente étude.

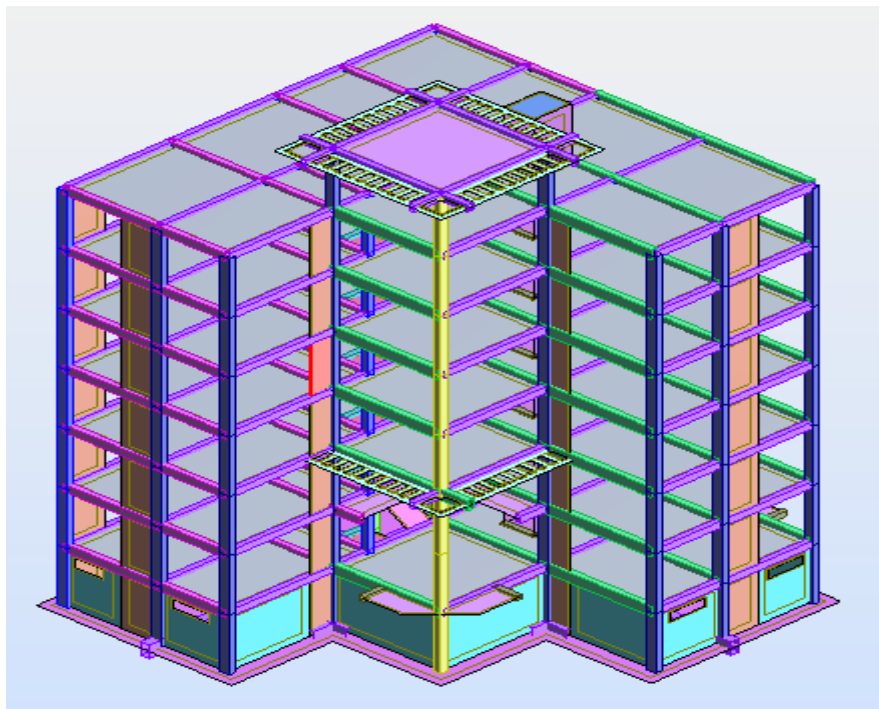


Figure V.7 Modélisation tridimensionnelle de la tour.

V.6.2 Les charges à considérées

Après la définition de la géométrie et des sections des différents éléments de la structure (poutres, poteaux), on passe donc à la définition des charges appliquées. Les charges considérées dans le calcul de la tour sont les suivantes :

- ✓ Les charges permanentes comprenant principalement les poids des éléments,
- ✓ Les surcharges d'exploitations,
- ✓ Le séisme.

Les charges permanentes sont généralement évaluées à partir des volumes de bétons mis en place. Les charges d'exploitations sont fixées par le DTR-BC 2.2, intitulé « Charges permanentes et charges d'exploitation ». L'action sismique sera évaluée à partir du DTR B.C.2.48, intitulé « Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A/2003) », sous réserve que les conditions de son application soient vérifiées.

V.6.2.1 Combinaisons de charges utilisées

Nous avons, dans notre note de calculs, 3 types de charges (3 cas de charges) à savoir :

- ✓ Les charges permanentes « G »,
- ✓ Les surcharges d'exploitations « Q »,
- ✓ Le séisme « E ».

Ainsi nous avons négligés certaines autres charges telles que, les effets de la

température, la neige et le vent. Dans le cas où seules les charges permanentes et les surcharges sont prises en compte, les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Pour les ouvrages contreventés par des portiques auto-stables, les poteaux seront calculés sous la combinaison suivante :

$$G + Q \pm 1,2E$$

Les résultats que nous exposons sont les globaux et ont tous été calculés par le logiciel Robot. Après le calcul des sollicitations, on déterminera les sections d'aciers à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul sera mené selon les RPA99/2003 et le CBA93.

Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

V.6.3 Les dispositions des voiles

Les différentes variantes sont les suivantes :

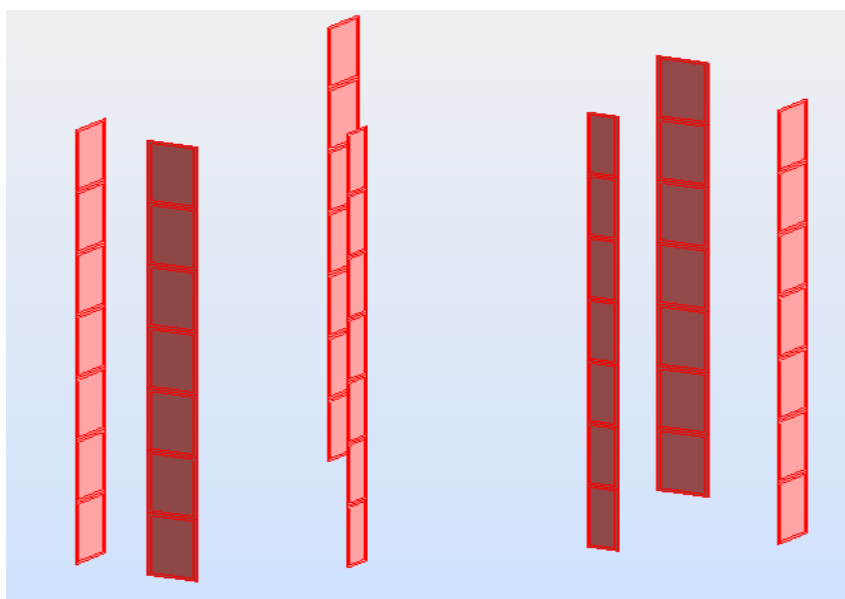


Figure V.8 La disposition des voiles.

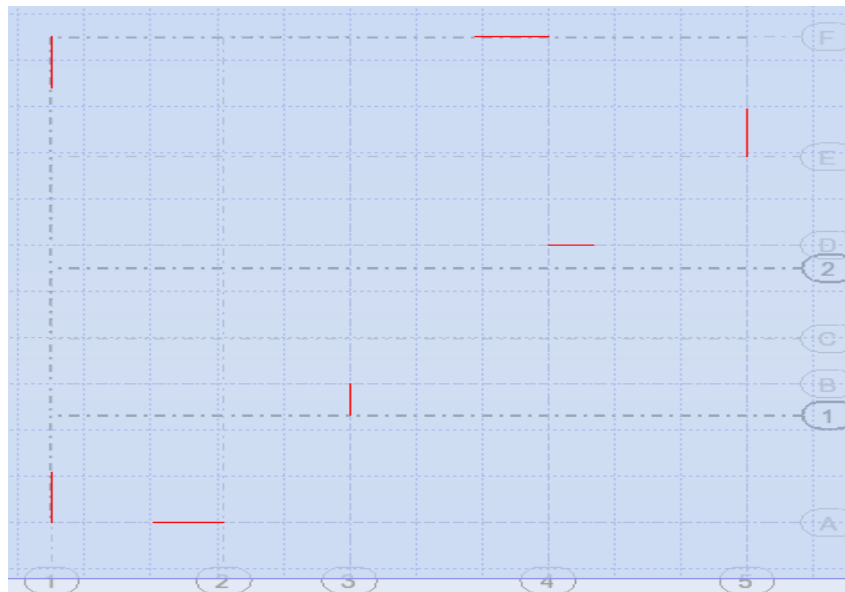


Figure V.9 La disposition des voiles vue 2D.

V.7 Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003

V.7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

➤ Direction X :

Tableau V.2 récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.

A	0,10
D	2,2
Q	1,25
W (KN)	28182.45
R	4
V (KN)	1937,54

$$V_{\text{dyn}} = 1813.88 \text{KN} > 80\% V = 1550.03 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Direction Y :

Tableau V.3 récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.

A	0,10
D	2,2
Q	1,25
W (KN)	28182.45
R	4
V (KN)	1937,54

$$V_{\text{dyn}} = 1825.39 \text{KN} > 80\% V = 1550.03 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Si cette condition n'est pas vérifiée dans les sens X et Y, tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments ...etc.) doivent être augmentés par le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$ selon l'article 4.3.6 de l'RPA99 v.2003.

Figure V.10 Capteur de vérification de la force sismique à la base (Application).

❖ Vérification du comportement dynamique

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode.

Tableau V.4 Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2017).

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
7/ 1	0.62	1.32	59.71	1.32	59.71	2892.87	2892.87
7/ 2	0.58	75.99	60.95	74.67	1.23	2892.87	2892.87
7/ 3	0.49	76.03	73.77	0.04	12.83	2892.87	2892.87
7/ 4	0.21	79.28	74.16	3.25	0.38	2892.87	2892.87
7/ 5	0.18	80.44	80.18	1.16	6.03	2892.87	2892.87
7/ 6	0.16	89.39	80.68	8.95	0.50	2892.87	2892.87
7/ 7	0.15	89.39	85.43	0.00	4.75	2892.87	2892.87
7/ 8	0.13	89.49	89.81	0.10	4.38	2892.87	2892.87
7/ 9	0.11	89.50	89.82	0.01	0.01	2892.87	2892.87
7/ 10	0.09	90.10	90.22	0.60	0.40	2892.87	2892.87
7/ 11	0.09	92.74	90.26	2.64	0.03	2892.87	2892.87
7/ 12	0.09	92.82	90.35	0.08	0.09	2892.87	2892.87

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Directions xx : 10^{ème} mode : Masse cumulée = **90,10%** => **Condition vérifiée**,

Direction yy : 10^{ème} mode : Masse cumulée = **90,22 %** => **Condition vérifiée**.

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la

méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La somme des masses modales effectives des modes retenus soit égale 90 % au moins
Direction X: la somme des masses modales effectives $M_x = 90.10\%$ à partir du mode (10) " C_Vérifiée
Direction Y: la somme des masses modales effectives $M_y = 90.22\%$ à partir du mode (10) " C_Vérifiée

Figure V.11 Capteur de la somme des masse modales effectives (Application).

- **Présentation des différents modes :**

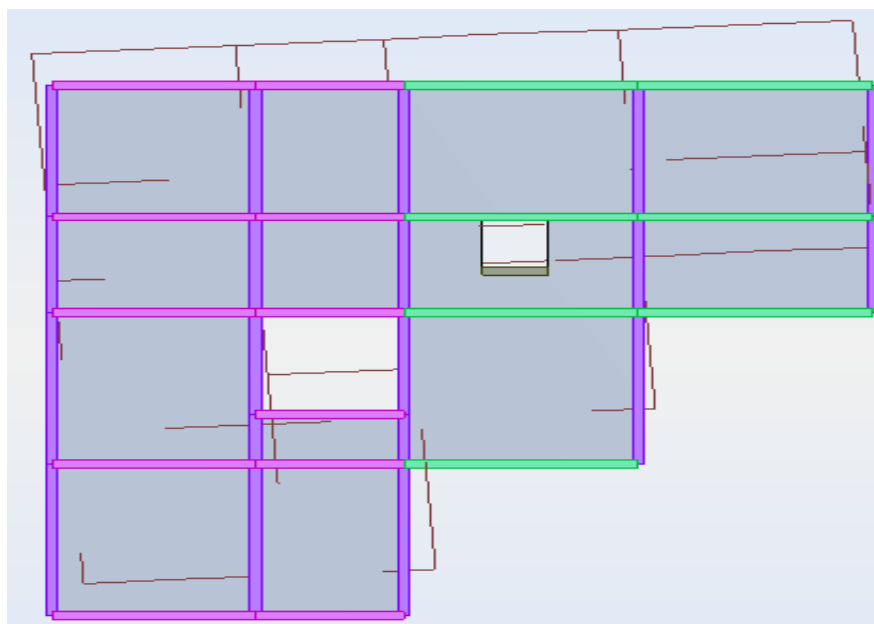


Figure 0V.12 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation X-Z, sens-y (résultats de Robot 2017).

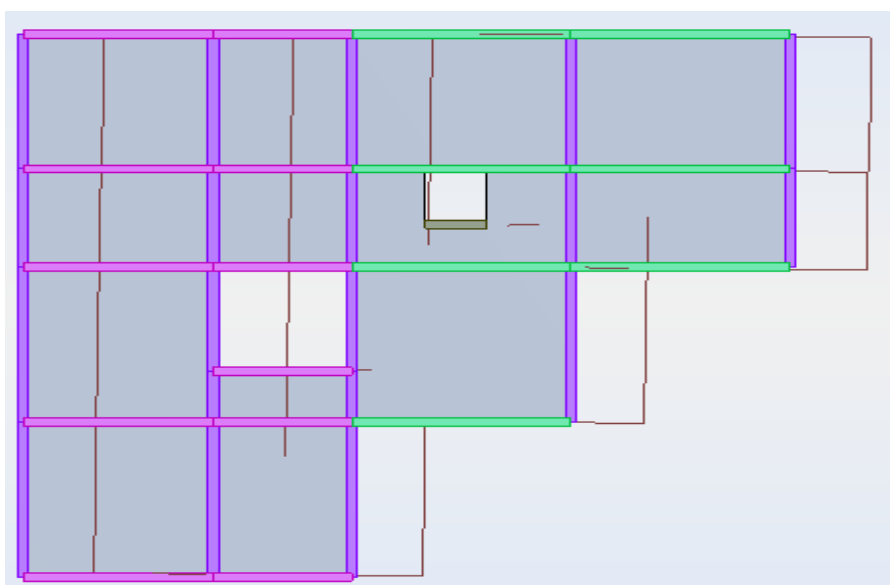


Figure V.13 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation Y-Z, sens x (résultats de Robot 2017).

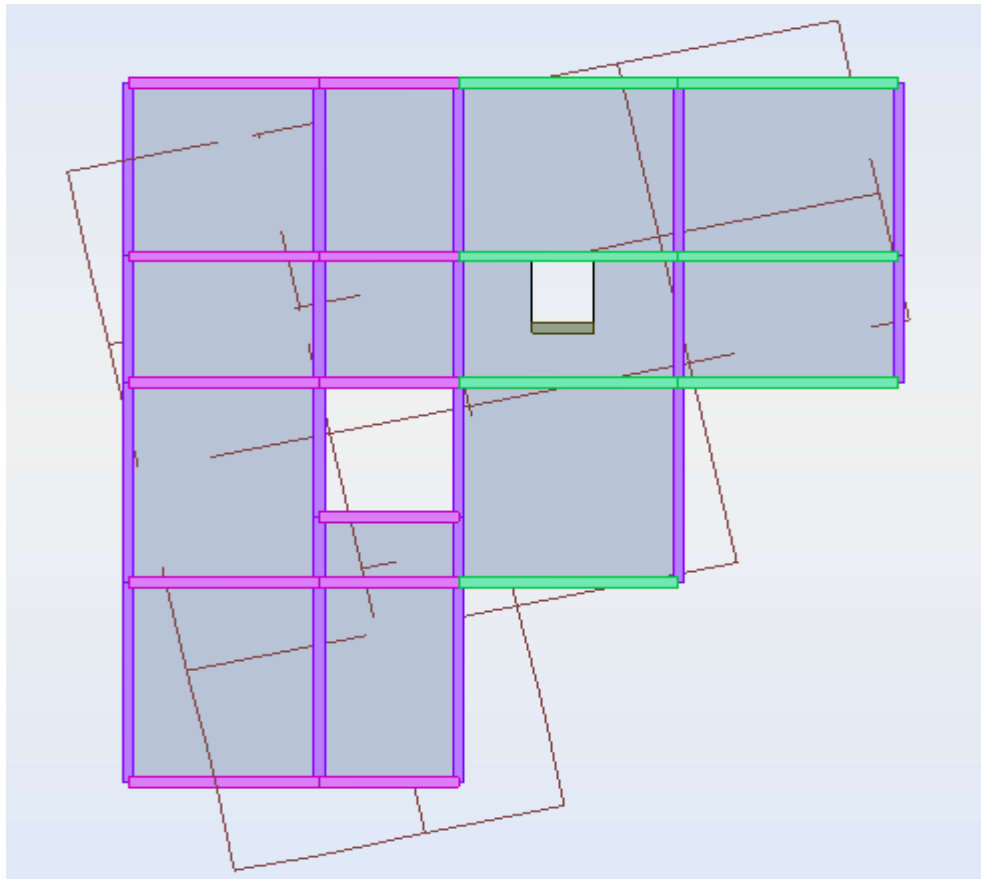


Figure V.14 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques(torsion) vue : 3D (résultats de robot 2010).

Vérification_Modes_Principaux_Ex

Mode (1)	<input type="checkbox"/> Translation X	<input checked="" type="checkbox"/> Translation X	<input type="checkbox"/> Rotation Z
Mode(2)	<input checked="" type="checkbox"/> Translation X	<input type="checkbox"/> Translation Y	<input type="checkbox"/> Rotation Z
Mode(3)	<input type="checkbox"/> Translation X	<input type="checkbox"/> Translation Y	<input checked="" type="checkbox"/> Rotation Z

Translations(X et Y) réalisées dans les mode principaux(1 et 2)

Figure V.15 Capture de vérification des modes principaux (Application).

V.7.2 Résultat des efforts normaux dans les poteaux

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad ; \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

v , l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section

B_c : section du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton

Tableau V.5 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Sections	Nd (N)	B _C	V	V ≤ 0.30
A (35×50)	1281053.21	(350×500)	0.28	C.V
B (35× 60)	1701995.96	(350×600)	0.30	C.V
C (40× 40)	714402.51	(400×400)	0.17	C.V
D (35×35)	682588.59	(350×350)	0.22	C.V
E (40× 60)	1721920.91	(400×600)	0.28	C.V

V.7.3 Vérification de renversement

Selon (l'article 4.41 des règles RPA 99/V2003) Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} > 1.5$$

Où :

M_{stab} : moment stabilisant engendré par le poids du bloc (w) il Ce calcul comme suit :

➤ **Direction X :**

Tableau V.6 Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1813.92	1.36	28182.45	10,77	1.4552	303524.9865
2	1774.77	4.92			266.2704	
3	1616.91	8.48			1318.9792	
4	1368.7	12.04			2570.2992	
5	1023.67	15.6			4275.96	
6	566.83	19.16			6667.8716	
7	113.46	22.72			9785.504	
SOMME					25479.982	<u>OK</u>

➤ **Direction Y :**

Tableau V.7 Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1825.36	1.36	28182.45	10,67	0.884	300706,7415
2	1785.27	4.92			263.466	
3	1627.77	8.48			1281.328	
4	1384.04	12.04			2351.1712	
5	1045.22	15.6			3784.56	
6	588.70	19.16			6203.4332	
7	140.71	22.72			10258.534	
SOMME					25877.777	<u>OK</u>

V.7.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

$$\emptyset = \frac{P_K \Delta_K}{V_{KhK}} \leq 0.10.$$

Avec :

- ✓ P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- ✓ $P_K = \sum (W_{GI} + 0,2W_{QI})$
- ✓ V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".
- ✓ Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- ✓ h_K : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens X (Combinaison Ex).

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-28033	0.4	1813.92	3.56	0.0173642	OK
2	-24498	0.55	1774.77	3.56	0.021325286	OK
3	-19475	0.63	1616.91	3.56	0.021315271	OK
4	-14544	0.64	1368.7	3.56	0.019103491	OK
5	-9613.6	0.59	1023.67	3.56	0.015564246	OK
6	-4680.5	0.49	566.83	3.56	0.01136542	OK
7	-725.05	0.77	113.46	3.56	0.013821841	OK

Tableau V.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens Y (Combinaison Ey).

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-28033	0.59	1825.36	3.06	0.029610448	OK
2	-24498	0.64	1785.27	3.06	0.028699801	OK
3	-19475	0.69	1627.77	3.06	0.026978686	OK
4	-14544	0.77	1384.04	3.53	0.022922312	OK
5	-9613.6	0.75	1045.22	5	0.013796521	OK
6	-4680.5	0.69	588.7	5.24	0.010469261	OK
7	-725.05	1.09	140.71	3.74	0.015017509	OK

V.7.5 Vérification des déplacements

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismiques F_i . (Y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=4).

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA (art 4-4-3)}.$$

Tableau V.10 Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	δ_{kx} (cm)	Δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{ky} (cm)
1	0.4	1.6	0.59	2.36
2	0.55	2.2	0.64	2.56
3	0.63	2.52	0.69	2.76
4	0.64	2.56	0.77	3.08
5	0.59	2.36	0.75	3
6	0.49	1.96	0.69	2.76
7	0.77	3.08	1.09	4.36

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

V.8 Conclusion

Dans cette étude sismique on a utilisé le logiciel **ROBOT** pour modéliser la structure, et pour nous facilite l'étude dynamique et après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI :

Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction

Le chapitre 5 traite du dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) selon les règlements BAEL 91 et RPA 99/version 2003

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT 2017**.

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

VI.2 Ferrailage des poutres

❖ Sollicitations appliquées

Les poutres sont soumises à trois types d'efforts principaux :

Moment fléchissant : Sollicitation dominante dans les poutres, responsable de leur flexion.

Effort tranchant : Contrainte induite par les charges transversales, nécessitant des armatures transversales appropriées.

Effort normal : Généralement négligeable dans les poutres courantes par rapport aux autres sollicitations.

❖ Justification de l'hypothèse de flexion simple :

L'effort normal étant souvent marginal devant le moment fléchissant et l'effort tranchant, son influence est négligée dans le calcul du ferrailage. Ainsi, le dimensionnement est réalisé en flexion simple, considérée comme le cas le plus défavorable pour garantir la sécurité structurale.

❖ Principes de calcul

Le ferrailage est déterminé selon les états limites suivants :

- **État Limite Ultime de Résistance (ELU)** :

Base de calcul des sections d'acier nécessaires.

La fissuration étant jugée **peu préjudiciable** (structure couverte et non exposée à un milieu agressif), les vérifications à l'ELU priment.

- **État Limite de Service (ELS) :**

Vérification des contraintes pour assurer la durabilité de la structure.

- ❖ **Combinaisons de charges**

Les poutres sont calculées sous deux situations distinctes pour couvrir les cas de charge critiques :

Tableau V.11 Les cas de charge critiques.

Situation	Combinaison	Objectif
Durable (CBA)	1.35G+1.5Q	Détermination du moment maximal en travée (solicitation défavorable en flexion).
Accidentelle (RPA99v2003)	G+Q±E où 0.8G±E	Calcul des moments extrêmes sur appuis (négatifs/positifs) pour le ferrailage supérieur.

VI.2.1 Recommandations

- ❖ **Armatures longitudinales**

Conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99 version 2003, les dispositions suivantes doivent être respectées pour les armatures longitudinales des poutres :

- **Pourcentage minimal d'armatures :**

Un minimum de 0,5 % de la section droite de béton doit être respecté sur toute la longueur de la poutre, afin d'assurer une résistance minimale à la traction et de limiter les risques de rupture fragile (BAEL A.4.1).

- **Pourcentage maximal d'armatures :**

Le taux d'armatures est limité à :

- **4 % en zone courante** (pour éviter un encombrement excessif et garantir une bonne mise en œuvre du béton).
- **6 % en zone de recouvrement** (pour permettre une transmission optimale des efforts entre barres).

- **Longueur de recouvrement :**

- La longueur minimale de recouvrement des armatures est fixée à $40\varnothing$ (où \varnothing est le diamètre des armatures) dans les zones de classe I (zones soumises à de forts moments fléchissants).

Ancrage des armatures : Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être ancrées dans les poteaux de riveet d'angle à l'aide de crochets à 90° , conformément aux dispositions du RPA 99 (Art. 7.5.2.1).

- ❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales (étriers ou cadres) doivent répondre aux exigences suivantes :

- **Section minimale d'acier transversal**

La section minimale est donnée par la formule :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b,$$

où :

A_t : section des armatures transversales,

S_t : espacement entre cadres,

b : largeur de la poutre.

- **Espacement maximal entre armatures transversales**

➤ En zone nodale (région critique près des appuis) : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$.

➤ En zone courante (partie médiane de la poutre) : $S_t < \frac{h}{2}$

Avec: h est la hauteur totale de la poutre et \emptyset le diamètre minimal des armatures transversales.

➤ Disposition des premiers cadres : Les premières armatures transversales doivent être placées à 5 cm maximum du nu de l'appui ou de la zone d'encastrement, afin de reprendre efficacement l'effort tranchant (BAEL A.5.1.22).

VI.2.2 L'étude des Poutres principales

➤ PP 30X60

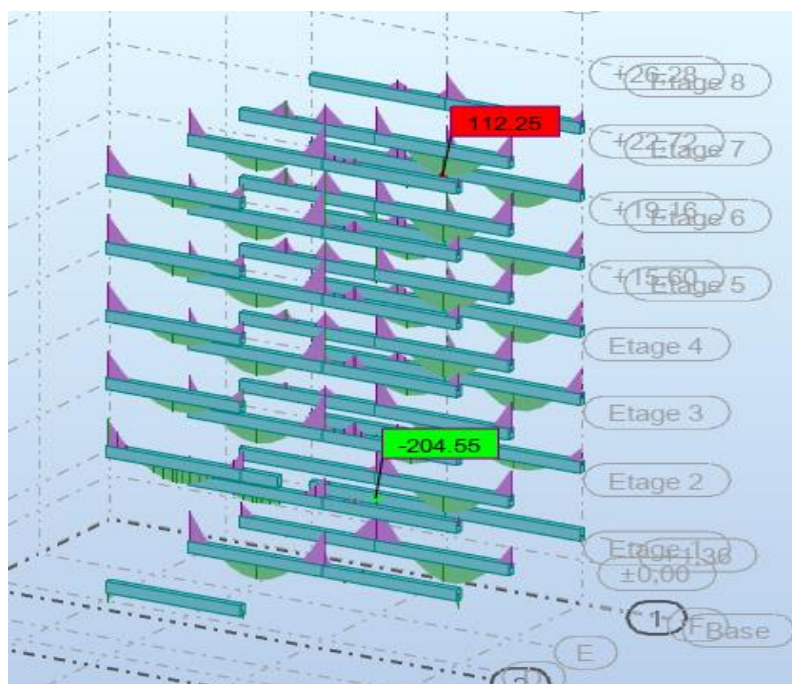


Figure VI.1 Moments max a ELU des poutres principales 1.

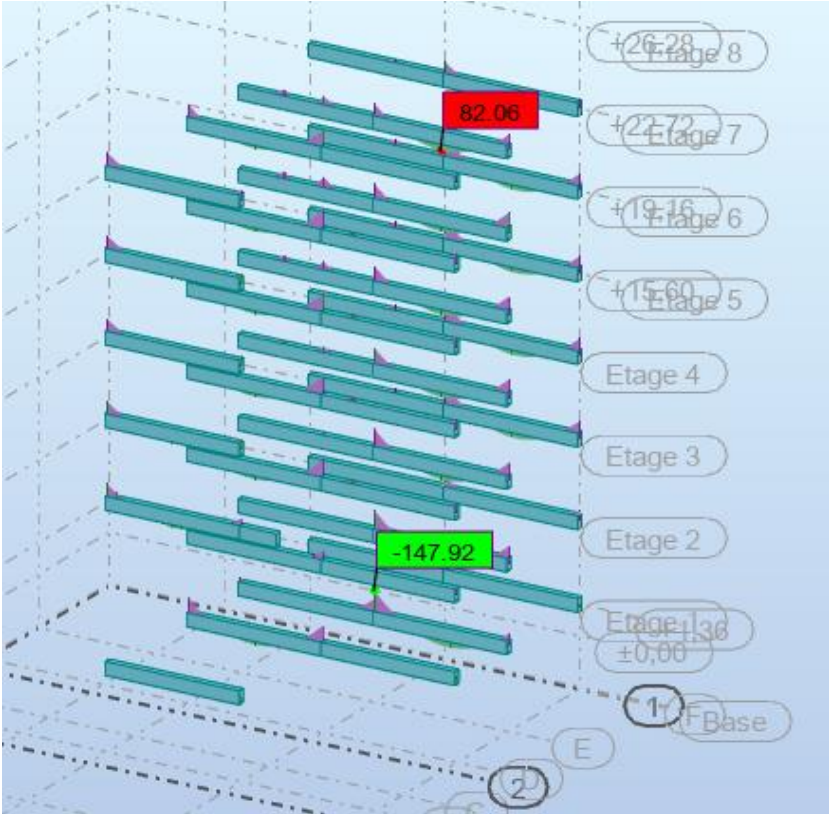


Figure VI.2 Moments max a ELS des poutres pricipales1.

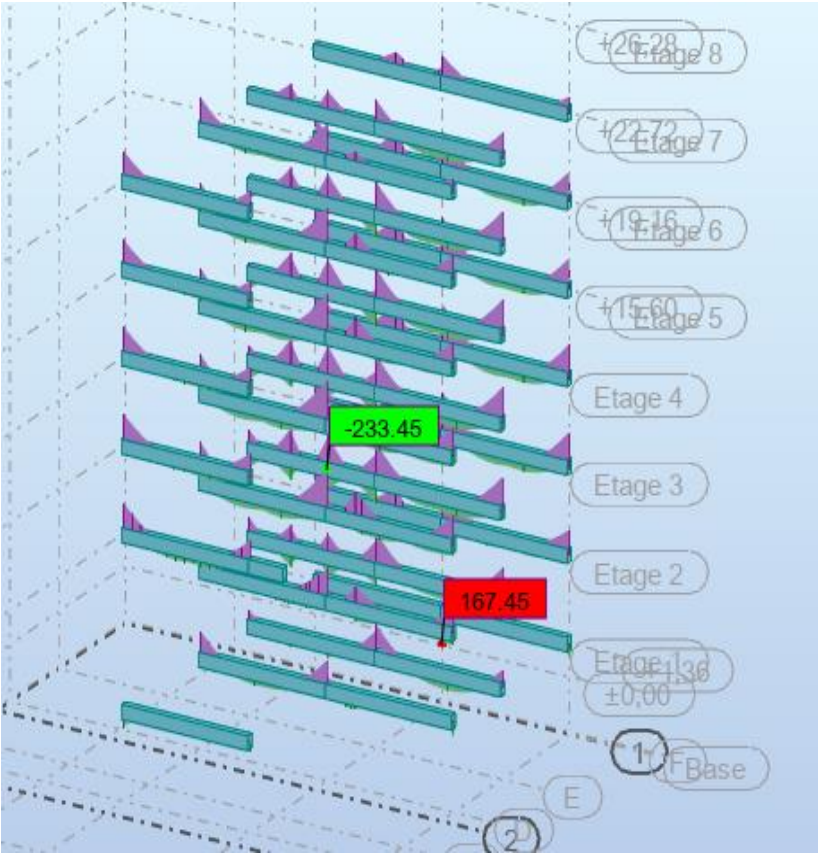


Figure VI.3 Moments max a ACC des poutres pricipales1.

Tableau VI.2 Les moments max dans les poutre principales 1.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
30×60	112.25	-204.55	82.06	-147.92	167.45	-233.45

❖ Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.6\text{m}$, $b=0.30\text{m}$, $F_{c28}=25\text{MPa}$, $F_{t28}=2.1\text{MPa}$

➤ Calcul par robot expert

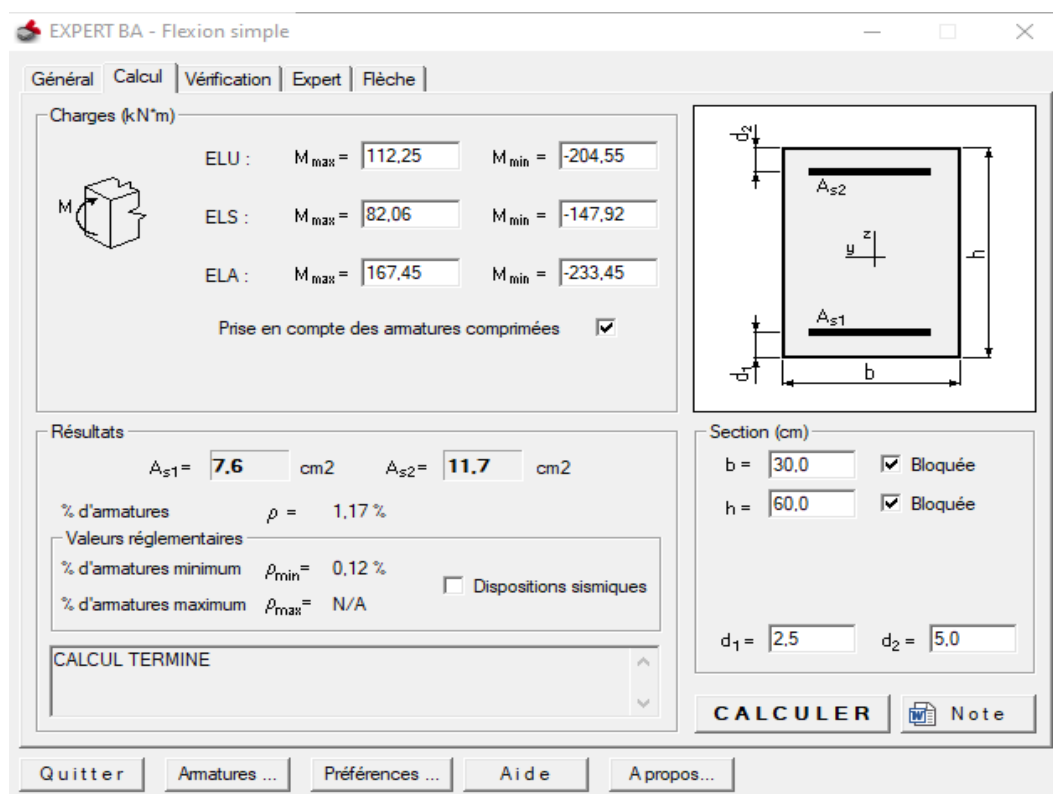


Figure 0.4 As travée cal des poutres principales (30x60).

$$A_{st\text{ cal}} = 7.6\text{cm}^2$$

$$A_{sa\text{ cal}} = 11.7\text{cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 57 \times \frac{2.1}{400} = 2.06\text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures**

$$A_{Rpa \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h = 9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{rpa}) \Rightarrow A_t = 9 \text{ cm}^2 \text{ et } A_a = 11.7 \text{ cm}^2$$

On adopté : pour travée **3HA16+2HA14=9.11 cm²**

pour appui : **6HA16=12.06 cm²**

- ❖ **Les longueurs de recouvrement**

$l_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

- ❖ **Armatures Transversales A_t**

Après un choix préalable de A_t en fonctions des armatures longitudinales on doit déterminer l'espacement S_t de calcul

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_{lmax}}{3} ; \emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_{lmin} , \frac{h}{35} , \frac{\bar{b}}{10} \right\}$$

$$A_t = n \times \frac{\pi \emptyset_t^2}{4} \text{ avec Avec } n : \text{ Nombre de Brins}$$

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(1.6 ; \frac{60}{35} ; \frac{30}{10} \right) = 1.6 \text{ cm.}$$

Donc en prend $\Phi = 8 \text{ mm}$.

$$S_t = \frac{0.9 A_t f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s \bar{b} (\tau_u - 0.3 k f_{tj})}$$

- **La condition de non Fragilité**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \bar{b}}$$

- **L'espacement maximal**

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}, 15\emptyset'_{lmin} \text{ si } A's \neq 0)$$

- **Calcul des espacements des armatures transversales (selon RPA 2003 ART 7.5.2.2)**

- **Zone nodale**

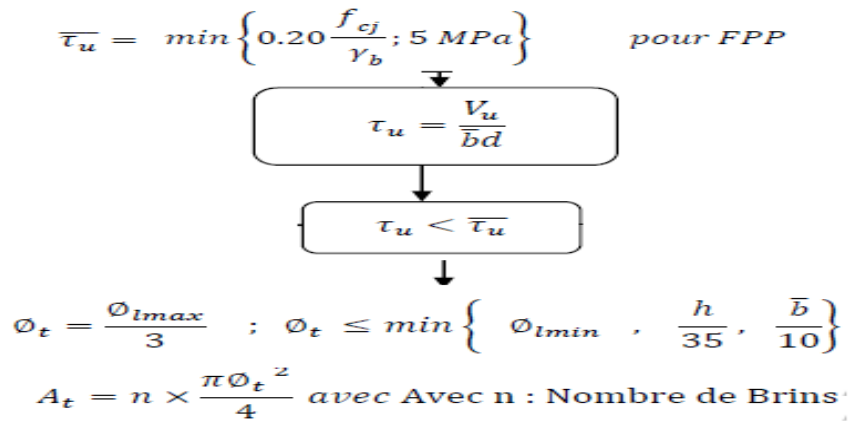
$$S_t \leq \min (12\emptyset_l ; \frac{h}{4} ; 30) = 10 \text{ cm} , \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Zone courant**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30\text{cm} ; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

• **Contrainte tangentielle conventionnelle du béton**



Avec :

τ_u : la contrainte tangentielle du béton.

$\bar{\tau}_u$: la contrainte tangentielle limite ultime.

• **Justification aux appuis**

Tableau 0VI.3 Justification aux appuis.

Vérifications	Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérification de La profondeur utile d'appui	$a \geq \frac{3.75 V_u}{b f_{c28}}$	$\frac{3.75 V_u}{b f_{c28}} \leq a \leq 0.9 d$
Vérification de la Contrainte moyenne de compression sous l'appui	$\frac{R_u}{b a} \leq \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$	
	$V_u - \frac{M_u}{0.9 d} > 0$	
Vérification de la compression des bielles		$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
Vérification de la Section minimale d'armature longitudinale inférieure sur appui de rive	$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 d} \right)$	$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$

Tableau VI.4 Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales (30x60).

V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	f_{c28} (Mpa)	Fissuration	A_s (inférieure) (cm ²)	f_e (Mpa)
225,29	30	60	35	2,5	25	Fissuration peu nuisible	10,65	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

➤ PP 30X45

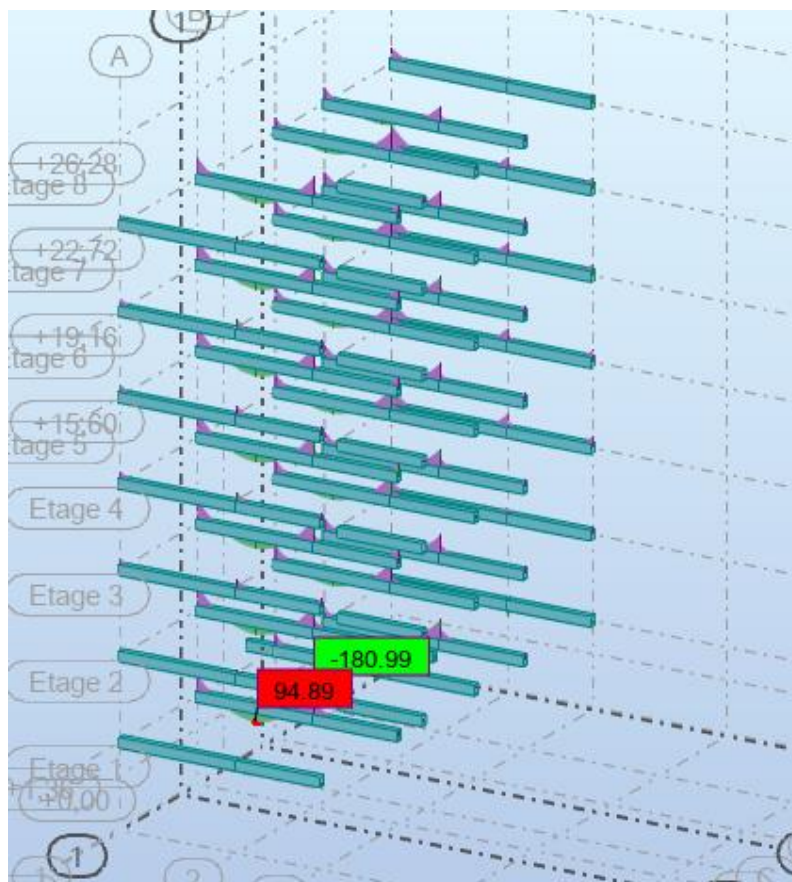


Figure VI0.5 Moments max a ELU des poutres pricipales2.

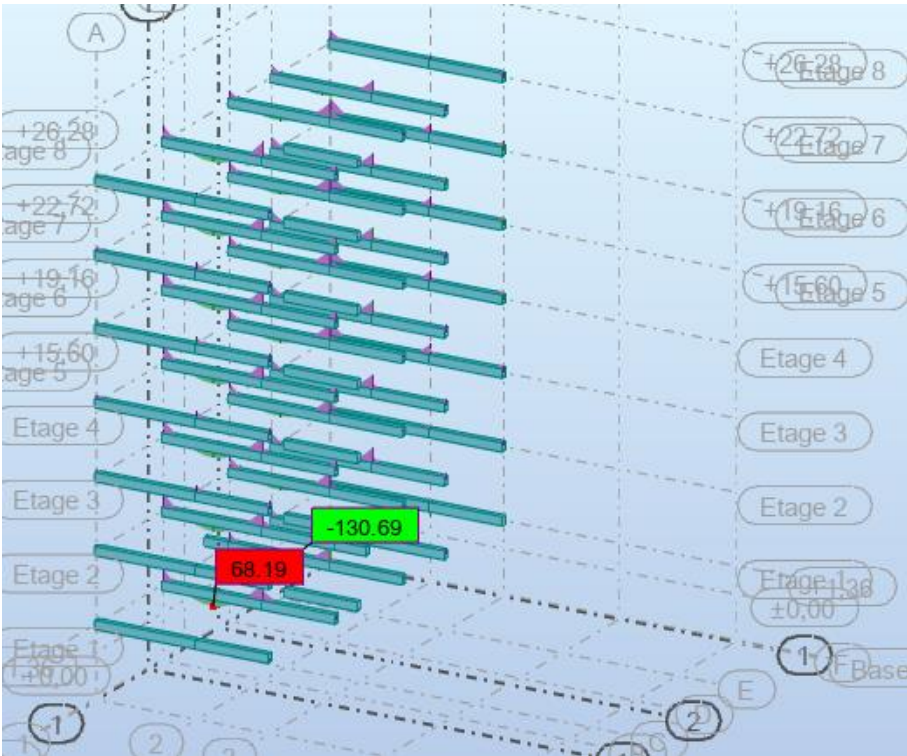


Figure VI.6 Moments max a ELS des poutres pricipales2.

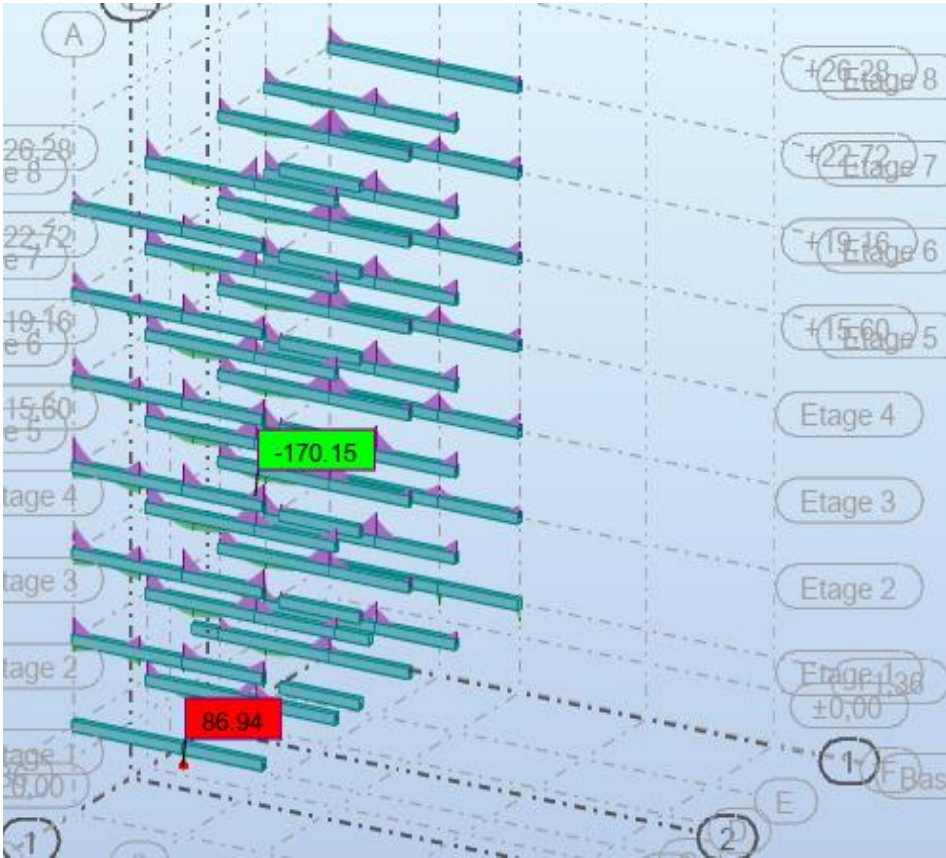


Figure VI.7 Moments max a ACC des poutres pricipales2.

Tableau VI.5 Les moments max dans les poutre principales 2.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
(30×45)	94.89	-180.99	68.19	-130.69	86.94	-170.15

❖ Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

h=0.45m , b=0.30m , F_{c28}=25MPa , F_{t28}=2.1MPa

➤ Calcul par robot expert

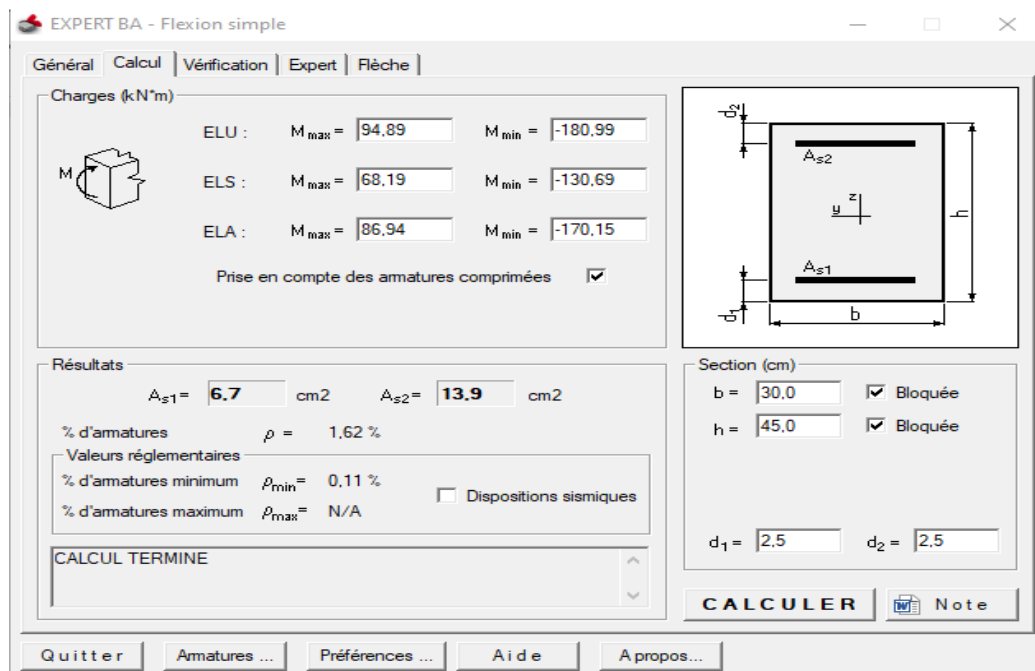


Figure VI.8 As travée cal des poutres principales (30x45).

$$A_{st\text{ cal}} = 6.7\text{cm}^2$$

$$A_{sa\text{ cal}} = 13.9\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52\text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{\text{RPA min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.75.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A_t = 6.75\text{cm}^2 \text{ et } A_a = 13.9\text{cm}^2$$

On adopté : pour travée **3HA16+2HA14=9.11cm²**

pour appui : $7HA16=14.07cm^2$.

❖ Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement.

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

❖ Les armatures transversales

Selon BAEL 91 révisée 99 :

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(1.6; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right) = 1.28 \text{ cm.}$$

Donc en prend $\Phi = 8 \text{ mm}$.

• Calcul des espacements des armatures transversales (selon RPA 2003 ART 7.5.2.2):

- Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(12\emptyset_l; \frac{h}{4}; 30 \right) = 10 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- Zone courant

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

❖ Les vérification

• Vérification de l'effort tranchant

Tableau VI.6 Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales (30x45).

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
229.06	30	45	35	2,5	25	Fissuration peu nuisible	10,65	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

VI.2.4 L'étude des Poutres secondaires

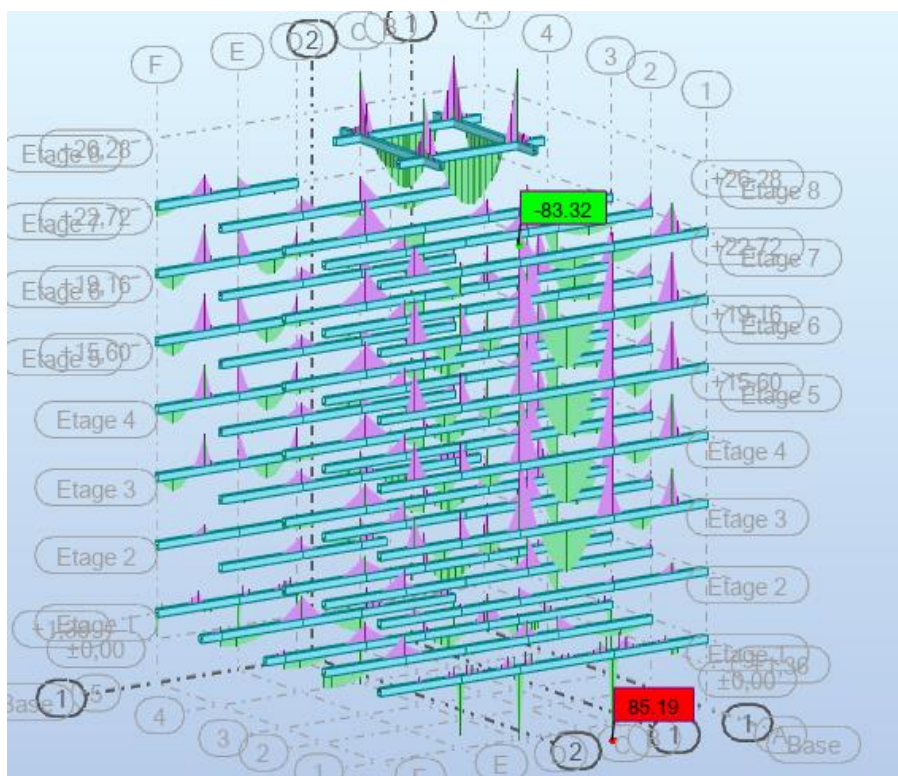


Figure VI.9 Moments max a ELU des poutres secondaires.

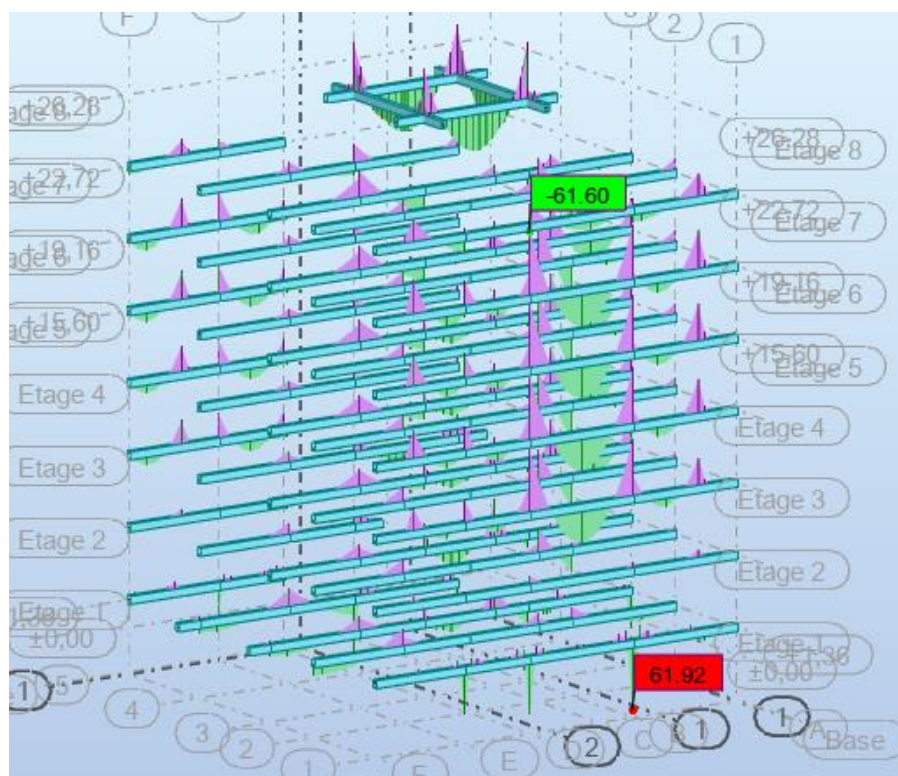


Figure VI.10 Moments max a ELS des poutres secondaires.

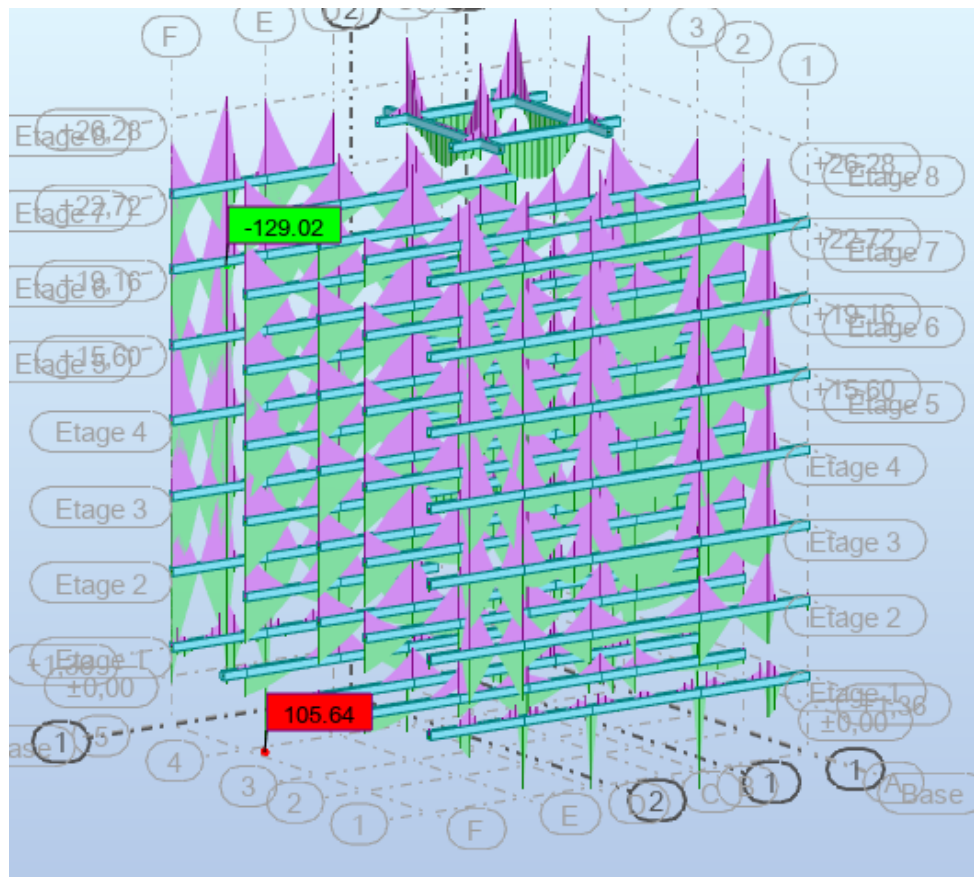


Figure VI.11 Moments max a ACC des poutres secondaires.

Tableau VI.7 Les moments max dans les poutres secondaires.

Section (cm^2)	ELU		ELS		ACC	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
30×40	85.19	-83.32	61.92	-61.6	105.64	-129.02

❖ Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.40m$, $b=0.30m$, $F_{c28}=25MPa$, $F_{t28}=2.1MPa$.

➤ Calcul par robot expert

Figure VI.12 As travée cal des poutres secondaires.

$$A_{st\text{ cal}} = 7.4.$$

$$A_{sa\text{ cal}} = 9.3\text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34\text{ cm}^2.$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures**

$$A_{RPA\text{ min}} > 0.5\% \times b \times h = 6,$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{rpa}) \Rightarrow A_t = 7.4\text{ cm}^2 \text{ et } A_a = 9.3\text{ cm}^2,$$

On adopté : pour travée **3HA14+3HA12=8.01 cm²**.

pour appui : **3HA16+3HA12=9.42 cm²**.

- ❖ **Les longueurs de recouvrement**

$l_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement.

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\emptyset = 12\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50\text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65\text{ cm}$.

- ❖ **Les armatures transversales**

Selon BAEL 91 révisée 99

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{cm}$$

Donc on prend $\Phi = 8 \text{mm}$

- **Calcul des espacements des armatures transversales (selon RPA 2003 ART 7.5.2.2)**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(12\emptyset_l; \frac{h}{4}; 30 \right) = 10 \text{cm}, \text{ soit } S_t = 10 \text{cm}.$$

- **Zone courant**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20; \text{ soit } S_t = 15 \text{cm}.$$

❖ **Les vérification**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau VI.8 Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires.

V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
253.14	30	40	35	2,5	25	Fissuration peu nuisible	8.01	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

VI.2.4 Schémas de ferrailage des poutres

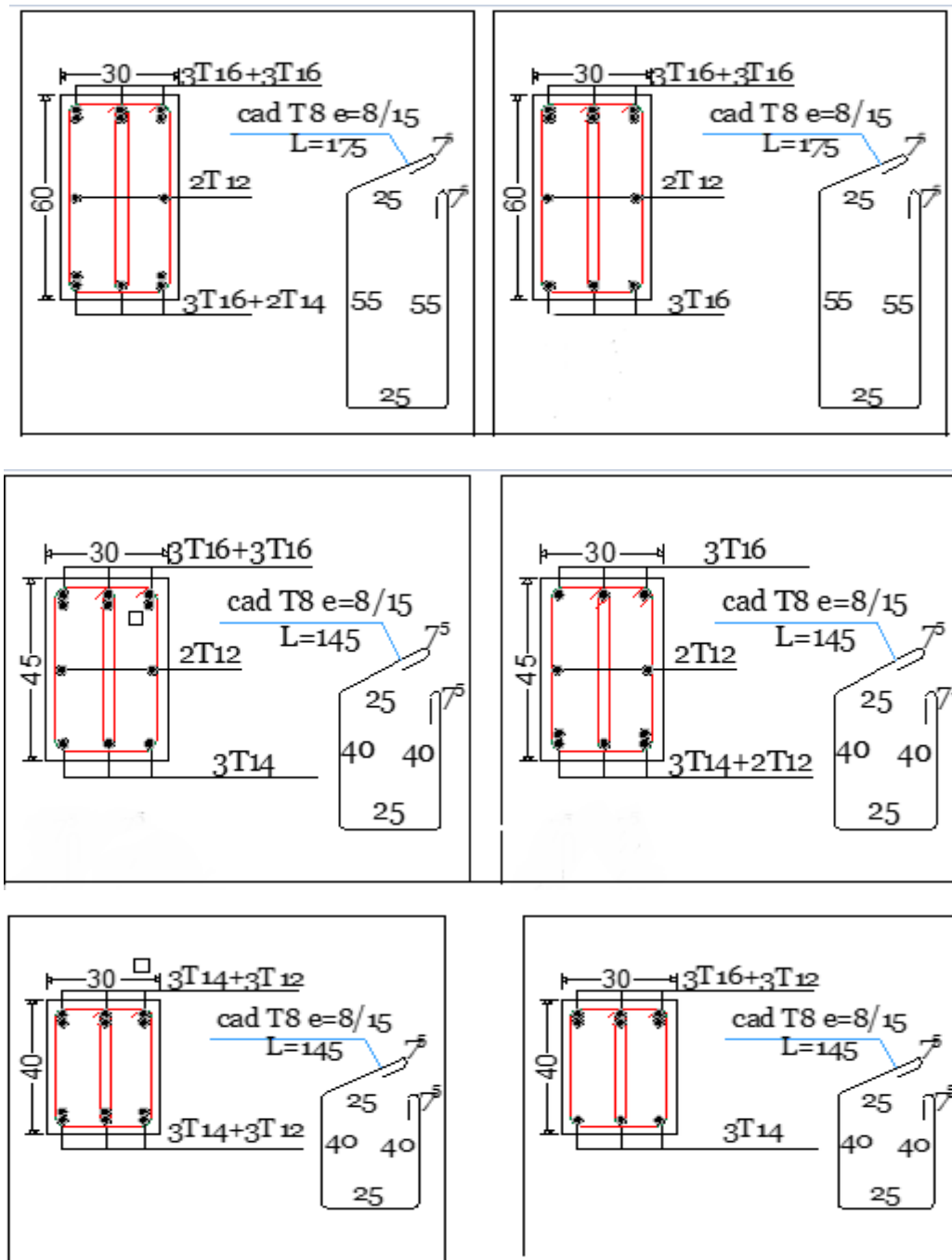


Figure VI.13 Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée.

VI.3 Ferrailage des poteaux

❖ Principe de calcul

Les poteaux sont dimensionnés selon les règles du BAEL 91 et du RPA 99/2003 pour résister aux sollicitations de **flexion composée** biaxiale (**flexion déviée**) à l'État Limite Ultime (ELU), avec une vérification systématique **de la stabilité au flambement**. Des contrôles

complémentaires sont effectués à l'État Limite de Service (ELS) pour garantir la durabilité de la structure.

❖ Sollicitations appliquées

Les poteaux sont soumis à trois types d'efforts principaux :

Effort normal (N) : Charges axiales de compression

Effort tranchant (V) : Sollicitations transversales.

Moments fléchissants (M_y, M_z) : Flexion dans les deux directions transversale et longitudinale.

❖ Hypothèses de calcul

État de fissuration : Peu préjudiciable (milieu non agressif).

Cas de figure possibles :

- **Section Entièrement Comprimée (SEC)** : Compression dominante.
- **Section Entièrement Tendue (SET)** : Traction dominante.
- **Section Partiellement Comprimée (SPC)** : Combinaison flexion/compression.

❖ Combinaisons de charges

Les combinaisons réglementaires retenues sont :

Selon le BAEL 91 :

ELU : $1.35G+1.5Q$.

Selon le RPA 99/2003 (situation accidentelle) :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

(où G = charges permanentes, Q = charges variables, E = action sismique).

❖ Méthodologie de calcul des armatures

La section d'acier requise est déterminée en considérant les cas critiques suivants :

$$A = \max (A_1, A_2, A_3) \rightarrow \begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

Cette approche garantit que le ferrailage couvre tous les cas de chargement extrêmes.

❖ Justifications complémentaires

- **Flambement** : Vérification selon le CBA93 (Article B.8.2.1) avec calcul du coefficient α et de l'élançement λ .

- **Fissuration** : Contraintes limitées à l'ELS pour assurer la durabilité.

❖ Recommandations normatives

- **BAEL 91** : Dispositions pour la flexion composée (Articles A.4.1 et A.5.1).
- **RPA 99/2003** : Exigences parasismiques (pourcentage minimal/maximal d'armatures, espacements).

VI.3.1 Recommandations pour le ferrailage des poteaux

➤ Armatures longitudinales

Conformément à l'article 7.4.2 du RPA99/version 2003, les prescriptions suivantes s'appliquent aux armatures longitudinales des poteaux en zone sismique IIa :

- **Caractéristiques des armatures :**

Les barres doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est fixé à $\Phi \geq 12 \text{ mm}$.

- **Pourcentages minimaux et maximaux :**

Section minimale : $A_{\min} = 0.7\% \times B$. où B est la section transversale du poteau

Section maximale : Zone courante : $A_{\max} = 3\% \times B$;

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times B$.

- **Espacement et recouvrement :**

- ✓ L'espacement entre deux barres verticales sur une même face ne doit pas excéder 25 cm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ , où Φ est le diamètre des armatures.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être réalisées en dehors des zones nodales (zones critiques).

- **Définition des zones nodales :**

La zone nodale, soumise à des efforts importants, est définie par :

$l' = 2h = \max(h_e / 6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$.

où :

- h : hauteur de la poutre connectée ;
- b_1, h_1 : dimensions de la section du poteau ;
- h_e : hauteur libre de l'étage.

➤ Armatures transversales

Les armatures transversales sont dimensionnées pour résister aux efforts tranchants et éviter le flambement des armatures longitudinales.

- **Calcul des armatures transversales :**

La section et l'espacement des armatures transversales sont déterminés par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_{t1} \times f_e}$$

Avec :

- ✓ V_u : effort tranchant de calcul ;
- ✓ h_t : hauteur totale de la section brute ;
- ✓ f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales ;
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec:

- ✓ λ_g élancement géométrique ;
- ✓ A_t : armatures transversales ;
- ✓ St : espacement des armatures transversales.

Avec : \emptyset est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$$\emptyset_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

• **Dispositions constructives :**

- Les cadres et étriers doivent être fermés avec des crochets à 135°, prolongés d'une longueur droite d'au moins $10 \Phi_t$.
- Pour les poteaux avec $3 < \lambda_g < 5$, la quantité minimale d'armatures transversales doit vérifier : $A_t / t \times b_1 \geq 0.5\%$

VI.3.2 Calcul de ferrailage des poteaux

❖ Ferrailage longitudinal

➤ Poteaux 35×35

Les sollicitations sur le poteau :

Tableau 0VI.9 Les sollicitations sur le poteau(35X35).

Poteaux 35×35	N(KN)	M_Y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	1002,98	28,49	-1,66
ACC	172,00	-42,01	-71,02
ACC	453,90	40,54	100,79
ACC	22,90	-12,36	-44,14

La section des armatures calculer :

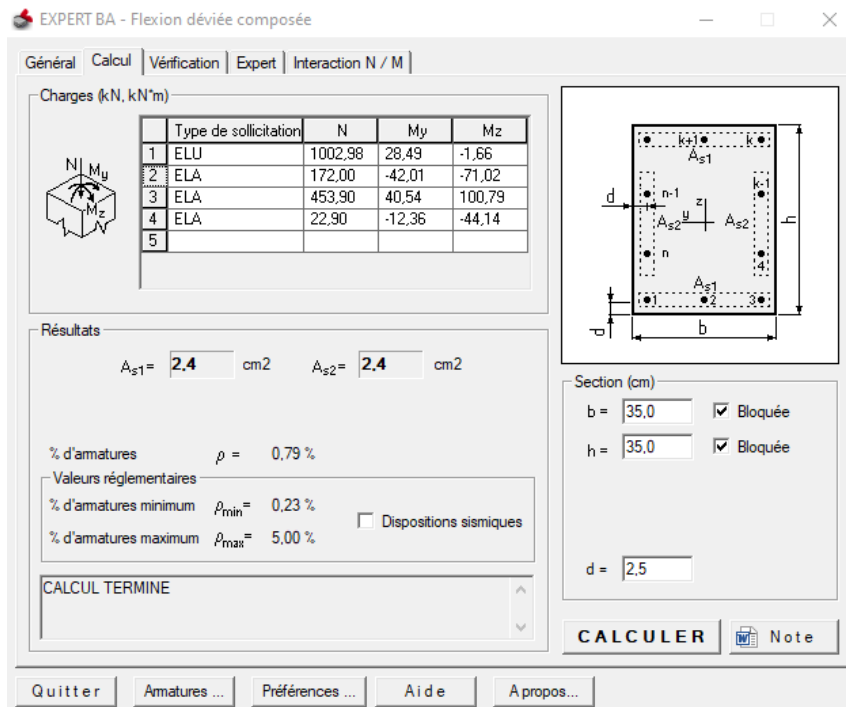


Figure VI.14 A_s cal de poteaux (35× 35).

Donc A_s calculer : $A_s \text{ cal} = (2.4 + 2.4) * 2 = 9.6 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{\min} = 0.7\%$ de la section de béton = 8.58 cm^2 .
- $A_{\max} = 3\%$ de la section de béton = 36.75 cm^2 (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton = 73.5 cm^2 (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

On pronder : $A_s = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = 10.68 \text{ cm}^2$.

❖ Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\Phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \Phi 1) = \min (1 ; 3.5 ; 1.4) \Rightarrow \Phi t < 1 \text{ cm}$ on adopter $\Phi t = 8 \text{ mm}$.

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale : $t \leq \min (10 \Phi l_{\min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.2 , 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$.

En zone courante : $t \leq 15 \Phi l_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$.

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 15 cm dans la zone courant.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \Phi$:

Pour $\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

➤ **Poteaux (35× 50)**

Les sollicitations sur le poteau :

Tableau VI.10 Les sollicitations sur le poteau(35x50).

Poteaux (35× 50)	N(KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	1994,10	34,32	12,02
ACC	585,21	103,15	41,95
ACC	539,17	23,54	79,53
ACC	0,65	-59,28	-36,34

La section des armatures calculer :

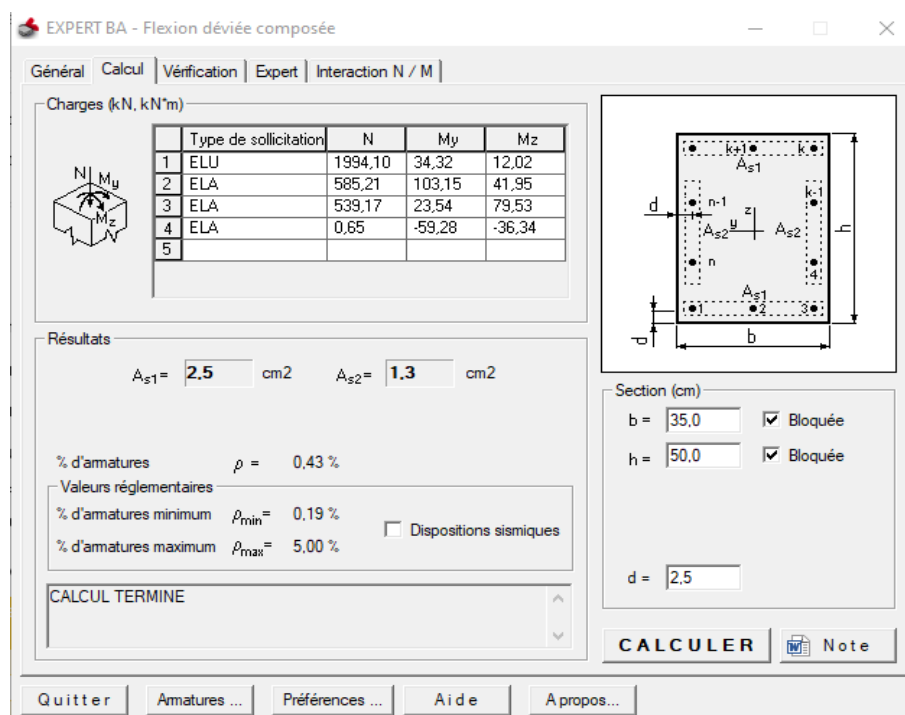


Figure VI.15 As cal de poteaux (35× 50).

Donc As calculer : $A_{s\text{ cal}} = (2.5 + 1.3) * 2 = 7.6 \text{ cm}^2$.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{\text{min}} = 0.7\%$ de la section de béton = 12.25 cm^2 .
- $A_{\text{max}} = 3\%$ de la section de béton = 52 cm^2 (en zone courante).
- $A_{\text{max}} = 6\%$ de la section de béton = 105 cm^2 (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$.

On pronder : $4\text{HA}14 + 6\text{HA}12 = 12.94 \text{ cm}^2$

❖ **Ferrailage transversale**

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \phi 1) = \min (1 ; 5 ; 1.4) \Rightarrow \phi t < 1 \text{ cm}$ on adopter $\phi t = 8 \text{ mm}$.

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing_{\min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$.

En zone courante: $t \leq 15 \varnothing_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$.

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 15 cm dans la zone courant.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

➤ Poteaux 35× 60

Les sollicitations sur le poteau :

Tableau VI.11 Les sollicitations sur le poteau(35x60).

Poteaux 35× 60	N(KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	2190,35	27,14	1,00
ACC	164,41	-196,54	-12,07
ACC	132,04	59,90	70,34
ACC	61,17	-91,70	-59,72

La section des armatures calculer :

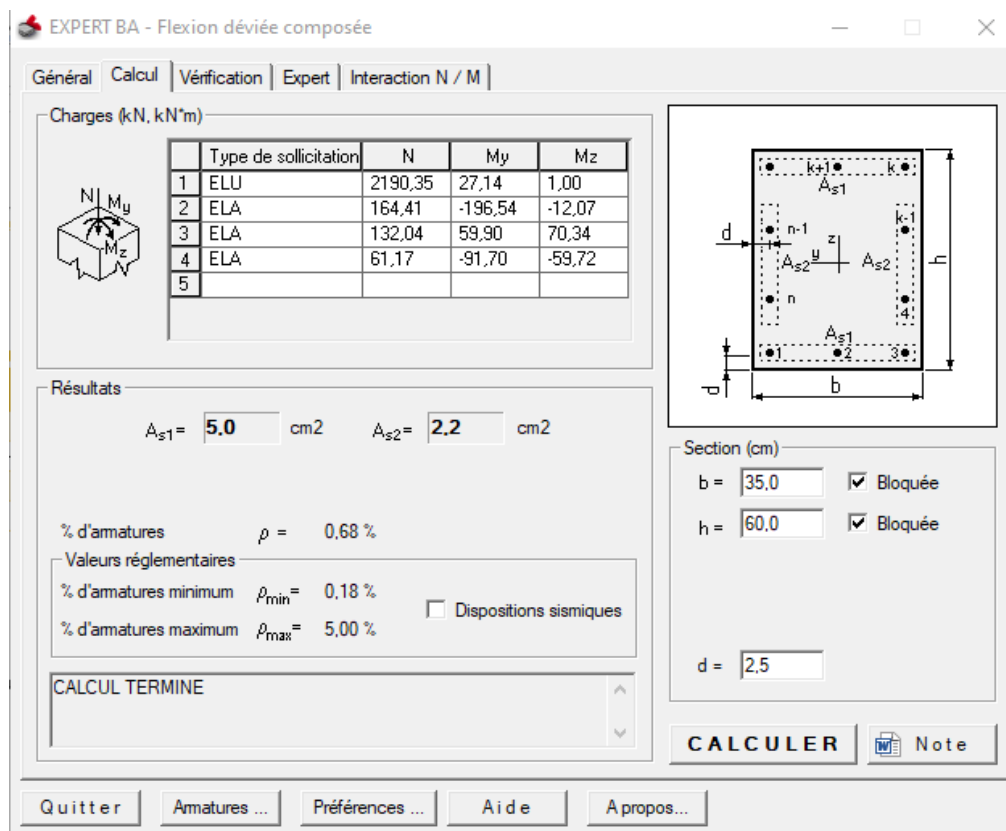


Figure VI.16 As cal de poteaux (35× 60).

Donc A_s calculer : $A_s \text{ cal} = (5+2.2)*2 = 14.4 \text{ cm}^2$.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{\min} = 0.7\%$ de la section de béton = 14.7 cm^2 .
- $A_{\max} = 3\%$ de la section de béton = 63 cm^2 (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton = 126 cm^2 (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

On pronder : **10HA14** = 15.39 cm^2 .

❖ Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \phi 1) = \min (1.71 ; 3.5 ; 1.4) \Rightarrow \phi t < 1.4 \text{ cm}$ on adopter $\phi t = 8 \text{ mm}$.

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale : $t \leq \min (10 \phi l_{\min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.4 , 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$.

En zone courante : $t \leq 15 \phi l_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$.

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t = 15 cm dans la zone courant.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

➤ Poteaux 40×40

Les sollicitations sur le poteau :

Tableau VI.12 Les sollicitations sur le poteau(40x40).

Poteaux 40×40	N(KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
ELU	1038,38	10,10	1,96
ACC	171,14	78,88	44,93
ACC	107,68	-73,76	-82,12
ACC	32,44	-32,19	-4,94

La section des armatures calculer :

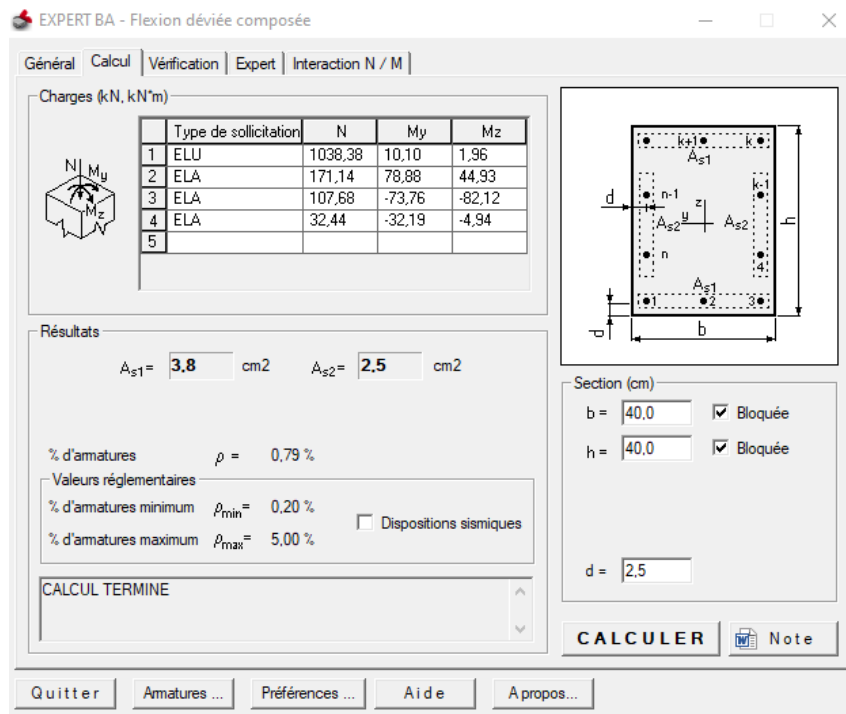


Figure VI.17 A_s cal de poteaux (40x40).

Donc A_s calculer : $A_s \text{ cal} = (3,8 + 2,5) * 2 = 12,6 \text{ cm}^2$.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{\min} = 0,7\%$ de la section de béton = $11,2 \text{ cm}^2$;
- $A_{\max} = 3\%$ de la section de béton = 48 cm^2 (en zone courante) ;
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton = 96 cm^2 (en zone de recouvrement) ;
- $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$;

On pronder : **10HA14** = $15,39 \text{ cm}^2$.

❖ Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\Phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \Phi 1) = \min (1,14 ; 4 ; 1,4) \Rightarrow \Phi t < 1,14 \text{ cm} \text{ on adopter } \Phi t = 8 \text{ mm}.$$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\text{En zone nodale : } t \leq \min (10 \Phi l_{\min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1,4 , 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} ;$$

$$\text{En zone courante : } t \leq 15 \Phi l_{\min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale ;

t = 15 cm dans la zone courant.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \Phi$:

Pour $\Phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Poteaux 40×60

Les sollicitations sur le poteau :

Tableau 0VI.13 Les sollicitations sur le poteau(40x60).

Poteaux 40×60	N(KN)	M_Y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	2127,41	24,99	19,03
ACC	963,85	117,55	64,37
ACC	146,83	80,92	118,56
ACC	63,13	-65,61	-71,99

La section des armatures calculer :

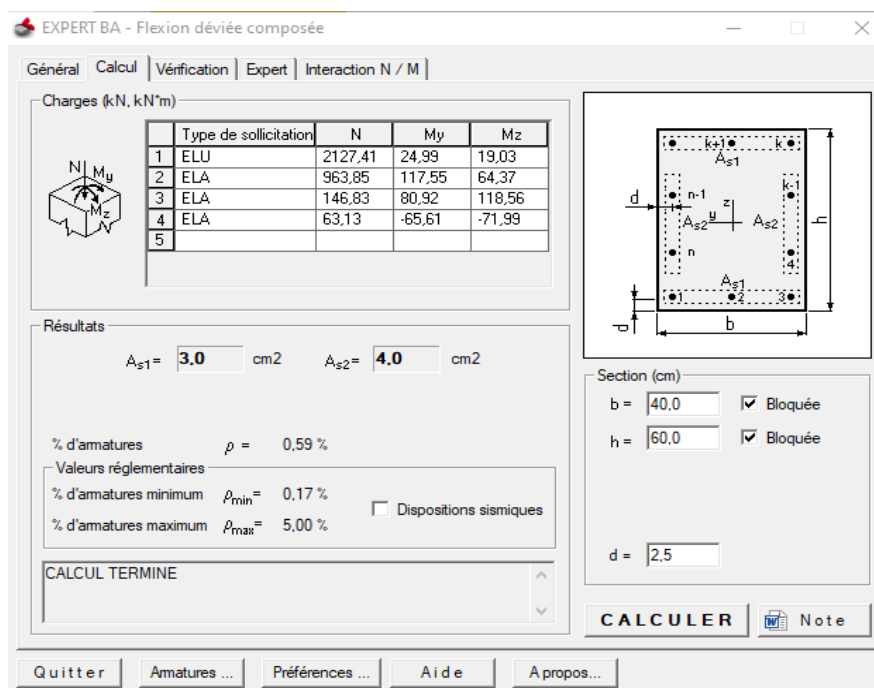


Figure VI.18 As cal de poteaux (40×60).

Donc As calculer : $A_{s\text{ cal}} = (3+4) \times 2 = 14 \text{ cm}^2$.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{\min} = 0.7\%$ de la section de béton = 16.8 cm^2 ;
- $A_{\max} = 3\%$ de la section de béton = 72 cm^2 (en zone courante) ;
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton = 144 cm^2 (en zone de recouvrement) ;
- $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$;

❖ On pronder : **12HA14** = 18.47 cm^2 .

Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \phi 1) = \min (1.71 ; 4 ; 1.4) \Rightarrow \phi t < 1.4 \text{ cm}$ on adopter $\phi t = 8 \text{ mm}$.

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing l_{min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$;

En zone courante : $t \leq 15 \varnothing l_{min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$.

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale ;

t = 15 cm dans la zone courant.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Ferrailage des poteaux.

Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage transversal			
			choix	t(cm)	t'(cm)	At
35×35	8.58	9.6	4HA12+4HA14	10	15	Ø8
35×50	12.25	7.6	4HA14+6HA12	10	15	Ø8
35×60	14.7	14.4	10HA14	10	15	Ø8
40×40	11.2	12.6	10HA14	10	15	Ø8
40×60	16.8	14	12HA14	10	15	Ø8

VI.3.3 Vérifications nécessaires

❖ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme :

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \geq B_{r.calcl} = \frac{N_u}{\beta} \times \frac{1}{\frac{F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times F_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Section rectangulaire } \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times l_f ; l_f = 0,7 \times L_0 ; \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Tableau VI.15 Vérification au flambement des différents poteaux.

Section	Nu (KN)	lf (m)	λ	β	Br ≥ B _{rcalc}		Observation
					Br	B _{rcalc}	
35×35	1002.98	2.5	24.74	1.1	2.72	0.041	C.V
35×50	1994.10	2.5	24.74	1.1	2.47	0.082	C.V
35×60	2190.35	2.5	24.74	1.1	2.31	0.09	C.V
40×40	1038.38	2.5	21.65	1.07	2.56	0.0429	C.V
40×60	2127.41	2.5	21.65	1.07	2.24	0.08	C.V

❖ **Vérification des contraintes**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}=0.6 \times 25=15\text{MPa} ;$$

σ_{bc} : d'après logiciel ROBOT 2017.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 Vérification des contraintes normal.

Sections (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
35×35	10.16	15	C.V
35×50	10.84	15	C.V
35×60	11.73	15	C.V
40×40	9.57	15	C.V
40×60	11	15	C.V

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

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

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{c28} \text{ Avec : } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda g < 5 ;$$

$$0.075 \text{ si } \lambda g > 5.$$

τ_u : d'après logiciel ROBOT 2017.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 Vérification des contraintes de cisaillement.

Sections (cm^2)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
35×35	7.14	0.075	0.85	1.875	C.V
35×50	7.14	0.075	0.15	1.875	C.V
35×60	7.14	0.075	0.13	1.875	C.V
40×40	6.25	0.075	0.17	1.875	C.V
40×60	6.25	0.075	0.75	1.875	C.V

VI.3.2 Schémas de ferrailage

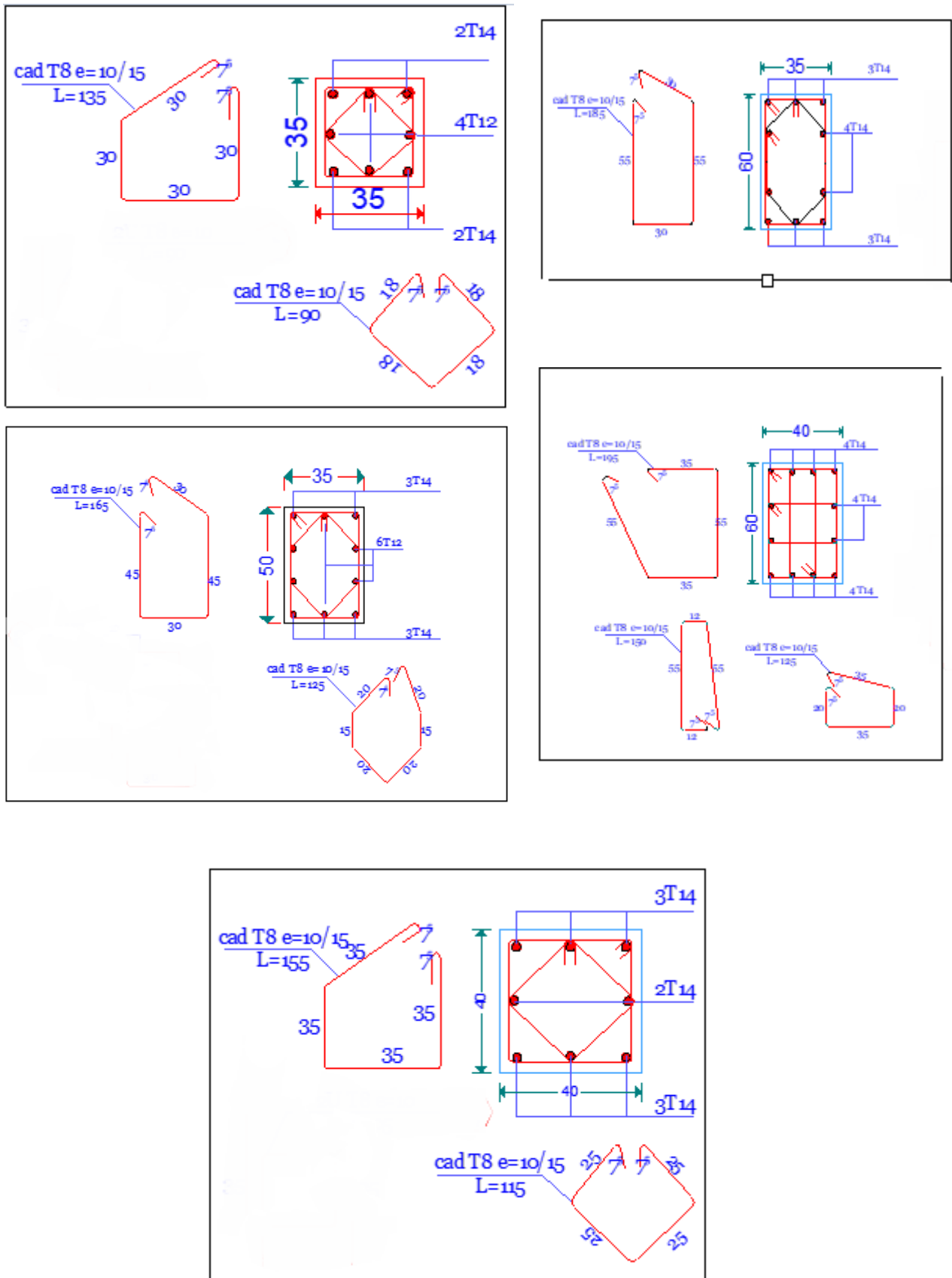


Figure 0VI.19 Coupe de ferrailage des poteaux.

VI.4 Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Le modèle le plus simple d'un voile est assimilé à une console verticale encastrée à sa base; soumise à une sollicitation de flexion composée avec compression. Elle soumise à un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant M qui est maximal dans la section d'encastrement.

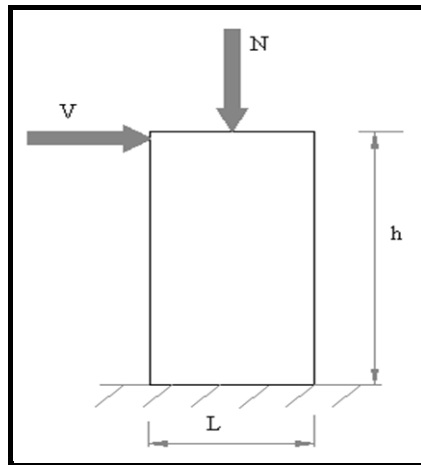


Figure 0VI.20 Schéma statique de voile.

❖ Sollicitations principales

Les voiles sont soumis à trois types d'efforts :

- **Effort normal (N)** : Dû aux charges verticales.
- **Moment fléchissant (M)** : Généré par les forces horizontales ou les excentricités de charges.
- **Effort tranchant (V)** : Résultant des actions latérales (séisme).

• Combinaisons de charges (selon BAEL et RPA) :

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$.
- **Accidentelle (sismique)** : $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3).$$

❖ Méthodologie de calcul

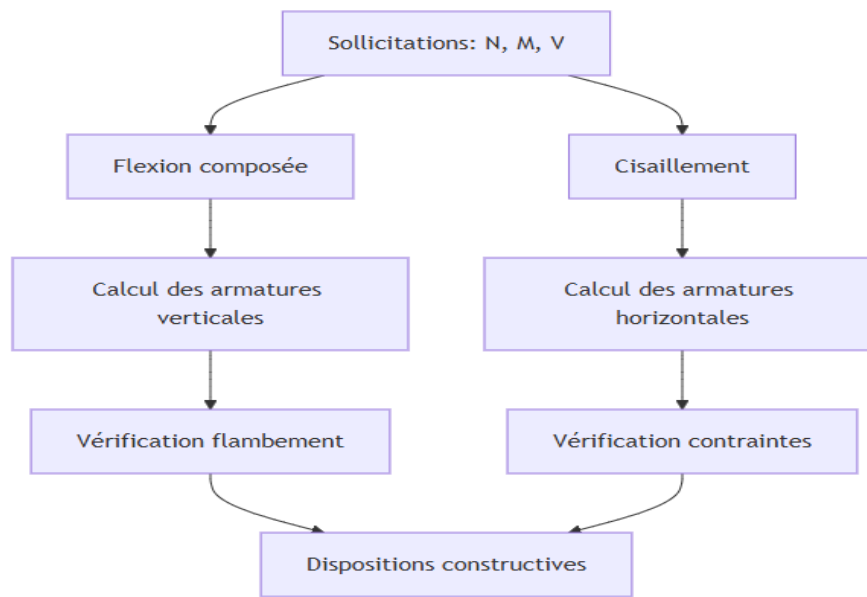


Figure VI.21 Méthodologie de calcul des voiles.

1. Flexion composée

Le voile est assimilé à une poutre console de grande hauteur. On distingue Trois cas de repartitionde contraintes à la base de chaque élément, on a la somme de deux contraintes, une sous l'effort normal « N » et une sous le moment fléchissant « M ».

$$\sigma_{b1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

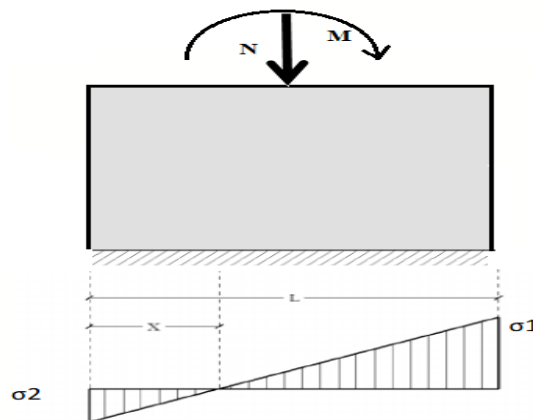


Figure VI.22 Flexion composée.

Cas 1 :

$\sigma_{b1}, \sigma_{b2} > 0$: Section entièrement comprimée (SEC) : Vérification des contraintes de compression ; Si $e \leq h/6$ → Section entièrement comprimée (petite excentricité).

Cas 2 :

$\sigma_{b1} \times \sigma_{b2} < 0$: **Section partiellement tendue (SPT)** : Calcul des armatures pour reprendre la traction ; Si $e > h/6 \rightarrow$ **Section partiellement tendue** (grande excentricité).

Cas 3 :

$\sigma_{b1}, \sigma_{b2} < 0$: **Section entièrement tendue (SET)** : Calcul des armatures pour reprendre la traction.

❖ **Étapes Clés du Calcul**

1 : Excentricité : $e = M / N$.

2 : Détermination des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{w}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{w}$$

3 : Calcul de la longueur tendue $X = L_c = l \times \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right)$; $L_t = l - L_c$

4 : Effort de traction $F = \frac{\sigma_{min} * b_0}{2} * l_t$

5 : Calcul des armatures Verticales $A_s = \frac{F}{f_{su}}$

VI.4.1 Recommandation❖ **Armatures verticales**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

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.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de 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 compression 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).

❖ **Armatures Horizontal**

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

❖ Règles communes [RPA ver 2003 ART.7.7.4.3]

-L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$

$$S \leq 30cm$$

e : épaisseur du voile

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de là l'épaisseur du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

➤ Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3}\right)$

Avec :

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

he: hauteur libre de niveau.

VI.4.2 Sollicitations maximales dans le voile

Tableau VI.18 Les sollicitations des voiles.

	Niveau sous-sol
L(m)	1.35
e (m)	0.20
M(KN.m)	61.39
N(KN)	216,57
V(KN)	99.04

VI.4.3 Calcul du ferrailage et de vérifications

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens X-X au niveau sous-sol.

❖ Armatures verticales

$$M_{max}=61.39\text{KN.m} \quad N_{max}=216.57\text{KN} \quad V_{max}=14.71\text{KN.}$$

$$\text{Avec : } h=3.56\text{m} \quad L=1.35\text{m} \quad b=0.20\text{m} \quad d'=0.03\text{m} \quad d=0.17\text{m.}$$

• **Calcul de longueur de flambement :** $L_f = 0.8L = 0.8 \times (3.56 - 0.60) = 2.368\text{m}$

• **Calcul de l'élanement :** $\lambda = \lambda = \frac{\sqrt{12}}{L} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{1.35} \times 2.368 = 6.07$

• **Calcul de l'excentricité :** $e = \frac{M}{N} = \frac{61.39}{216.57} = 0.28\text{m}$

❖ Calcul de ferrailage :

La répartition des contraintes dans la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} B = e \times h \\ V = 0.5l \\ I = e \times h^3/12 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} B = 0.2 \times 1.35 = 0.27\text{m}^2 \\ V = 0.5 \times 1.35 = 0.675\text{m} \\ I = 0.2 \times \frac{1.35^3}{12} = 0.04\text{m}^4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = \frac{216.57}{0.27} + \frac{61.39}{0.04} \times 0.675 = 1.83\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{216.57}{0.27} - \frac{61.39}{0.04} \times 0.675 = -0.23\text{MPa}$$

• Diagramme des contraintes :

$$L_c = l \times \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right); \quad L_t = l - L_c;$$

$$L_c = 1.35 \times \left(\frac{1.83}{1.83 + 0.23} \right) = 1.19\text{m} \quad , L_t = 0.15\text{m};$$

$$F = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{0.23 \times 200}{2} \times 150 = 3450\text{N}; \quad A_s = \frac{F}{f_{su}} = \frac{3450}{348} = 0.10 \text{ cm}^2.$$

-Selon le RPA99 version 2003 : $A_{RPA} = 0.20\%B = 0,2\% \times 20 \times 15 = 0.6 \text{ cm}^2$

Donc : $A_s = \max (A_s, A_{RPA}) = 0.6 \text{ cm}^2$.

Aciers de couture (RPA 2003 Art 7.7.4.3) :

$$A_{vj} = 1.1 \times V / f_e = 1.1 \times 99.04 / 400 = 2.72\text{cm}^2.$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit:

$$A_t = 0.6 + 2.72 = 3.32\text{cm}^2.$$

On adopte dans les trimeaux **6HA 12 = 6.79cm²**.

dans l'ame **12HA10/2face** \Rightarrow **6HA 10 /face**

-Espacement des barres verticales $e \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = \min (30\text{cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend :

Pour timeaux $e=8\text{cm}$;

Pour L'ame $e = 15 \text{ cm}$.

❖ **Armatures horizontales**

- La section des armatures horizontales est calculée selon BAEL 91 révisée 99 la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{ avec } A_{min}^h RPA = 0.15\%B.L$$

- Espacement des barres horizontales $e \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = \min(30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

On prend $e= 20 \text{ cm}$

$$\text{- Donc : } A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{0.52 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) = 3\text{cm}^2$$

On adopte **10HA8 /2face = 5.03 cm² ⇒ 5HA8 /face**

• **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) selon RPA 2003 Art 7.7.2:**

$$\text{- La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{99.04 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.32} = 0.52 \text{ MPa}$$

- Vérifier la condition suivante $\tau_u = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots CV$

• **Vérification des contraintes (E.L.S).**

La contrainte de compression $\sigma_{max} = 1.83 \text{ MPa}$

$$\sigma_{max} \leq 0.6 * F_{c28} \quad \text{Soit } 1.83 \leq 15 \quad \text{OK} \quad CV$$

VI.4.4 Schéma de ferrailages des voiles

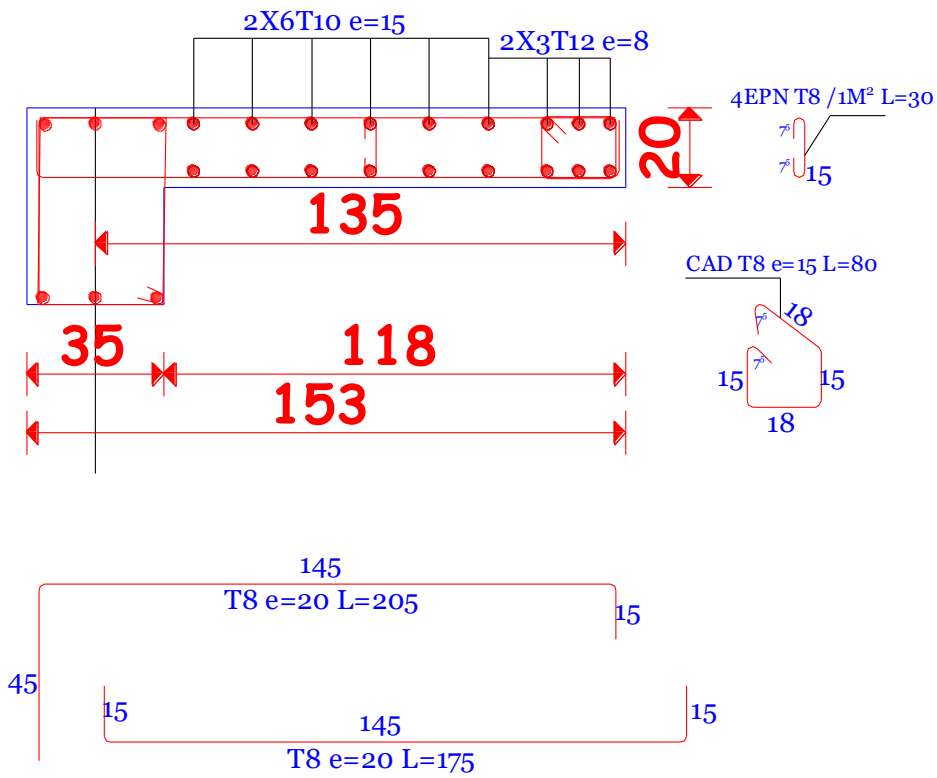


Figure VI.23 Schéma de ferrailage de voile.

Chapitre VII :

Etude

l'infrastructures

VII.1 Introduction

Une fondation est par définition, un organe de transmission de charges de la structure au sol, elle est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec celui-ci constituant ainsi la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

✓ Classification des fondations

Selon leur profondeur, on distingue 3 types :

- ✓ Les fondations superficielles $\frac{D}{B} \leq 4$
- ✓ Les fondations semi-profondes $4 < \frac{D}{B} < 10$
- ✓ Les fondations profondes $\frac{D}{B} \geq 10$

VII.2 Combinaisons de calcul

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) ; pour le ferrailage.

VII.3 Etude géotechnique du sol

Compte tenu de la nature des soles rencontrés la construction envisagée. Un système de fondation superficielle (semelles filantes ou radier) qui seront ancrées à 1.80m de profondeur après aménagement de l'assiette, et la contrainte admissible de sol au niveau d'ancrage préconise est de l'ordre 2.20 bars, avec les tassements prévisibles seront acceptables.

De ce fait on adopte un système semelle radier.

VII.4 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol.

- ✓ Tassement du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ Economie.

A. Vérification de semelle isolée :

IL faut vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$S_s / S_b < 50\%$$

Avec :

S_s : la somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{37920,84}{220} = 172.36m^2$.

Avec : $N = G_T + Q_T$

$\bar{\sigma}_{sol} = 2.2bar = 220KN/m^2$.

Surface totale du bâtiment : $S_b = 329.35 m^2$.

Surface totale de la semelle : $S_s = 235.2 m^2$.

$S_s / S_b = 0,52 > 0.5$.

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

VII.5 Pré dimensionnement du radier

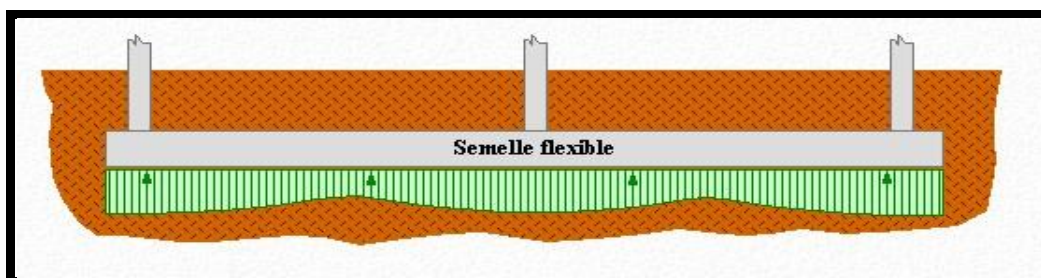


Figure VII.1 Semelle flexible sur sol Homogène.

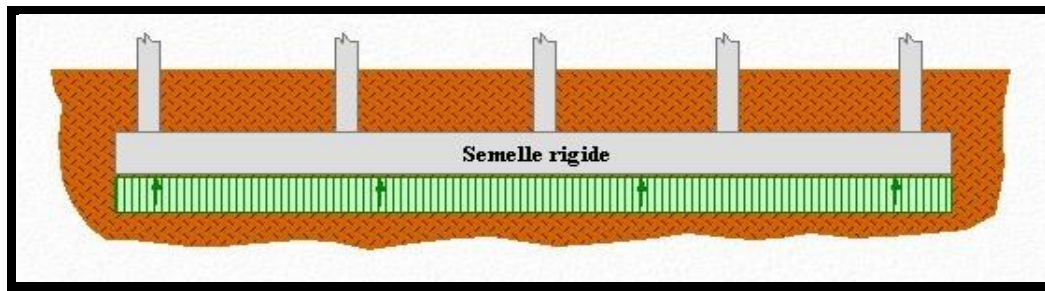


Figure VII.2 Semelle rigide sur sol Homogène.

En a choisis un Radier Rigide pour une transformation des contraintes uniforme et aussi pour éviter le tassement différentiel.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de rigidité**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \text{ et } \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 4.65 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 6\text{m}, E = 32000 \text{ N/mm}^2, K = 18000 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0.71 \text{ m}$$

On prend : $h_t = 80 \text{ cm}$.

- ✓ **Epaisseur de la dalle du radier**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $\frac{L_{\max}}{20} = 30\text{cm}$ en prend $e = 40\text{cm}$

- ✓ **Hauteur de la nervure**

$$e \geq \frac{L_{\max}}{10} = 60\text{cm} \quad \text{en prend : } h_n = 80\text{cm}$$

Le choix final

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- Épaisseur de la dalle du radier égale à $e = 40$ cm.
- Hauteur des nervures égale à $h_n = 80$ cm.
- Choix de la Largeur de la nervure du radier : on prend $b = 50$ cm.

- **Calcul de la surface du radier**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37920,84}{220} = 172,36 \text{ m}^2$$

NB : La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D0).

- **Calcul du débordement :**

$$S' = S + (D \times P_r)$$

S : surface du Bâtiment.

P_r : périmètre du Bâtiment.

$D' \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $h_r = 0,8$ m

On prend $D' = 0,8$ m.

❖ Les vérifications

1- Vérification au poinçonnement :

Selon le CBA (article A.5.2, 4, 2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_c \times 28}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + h_n) + 2(b + h_n).$$

- **Pour poteaux**

$$\mu_c = 5,1 \text{ m}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 2190,35 \text{ KN}$)

$$2190,35 \leq 3060 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Si la condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement

- **Pour voiles**

$$\mu_c = 6,4 \text{ m}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 1690,05 \text{ KN}$)

$$1690,05 \leq 1920 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Si la condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement

VII.6 Vérification du radier

❖ Vérification de contrainte de sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

Les résultats de contrainte d'après logiciel ROBOT 2017

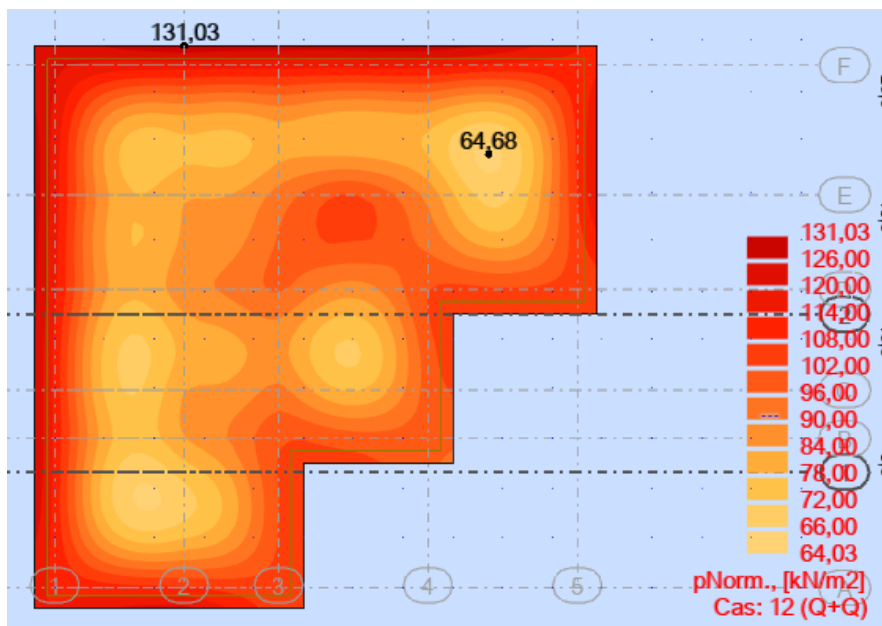


Figure VII.3 Distribution des contraintes à LES.

$$\sigma_{\max} = 1.31 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 1.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

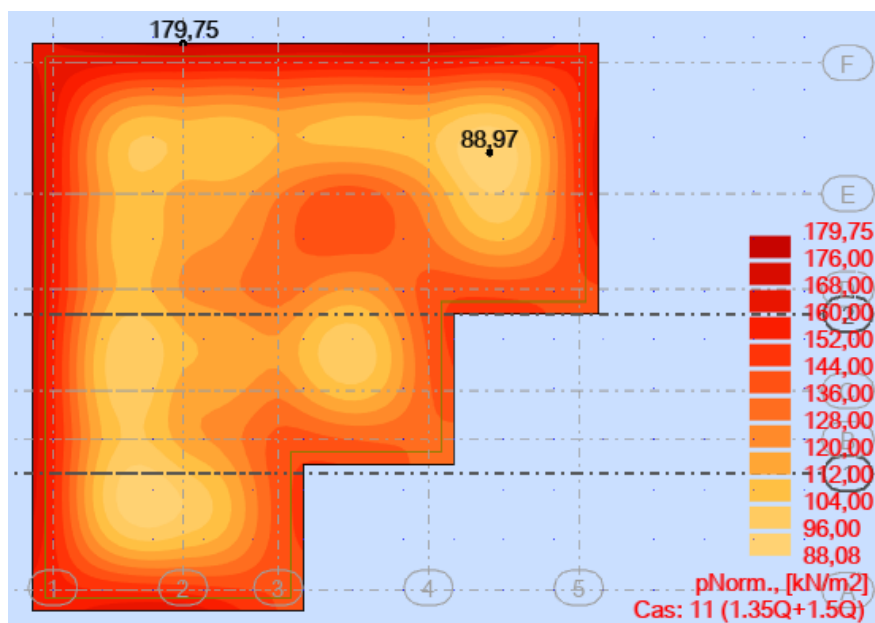


Figure VII.4 Distribution des contraintes à ELU.

$$\sigma_{\max} = 1.79 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 2.2 * 1.5 = 3.3 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

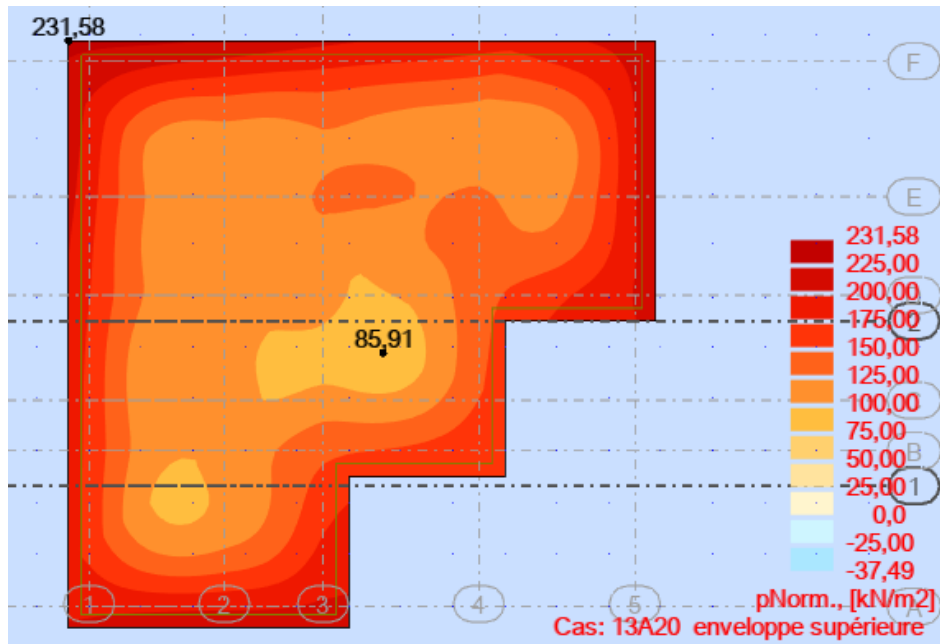


Figure 0VII.5 Distribution des contraintes combinées accidentelles.

$$\sigma_{max} = 2.31 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 1.6 * 1.5 = 3.3 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$

Les résultats de contrainte du cisaillement d'après logiciel ROBOT 2017

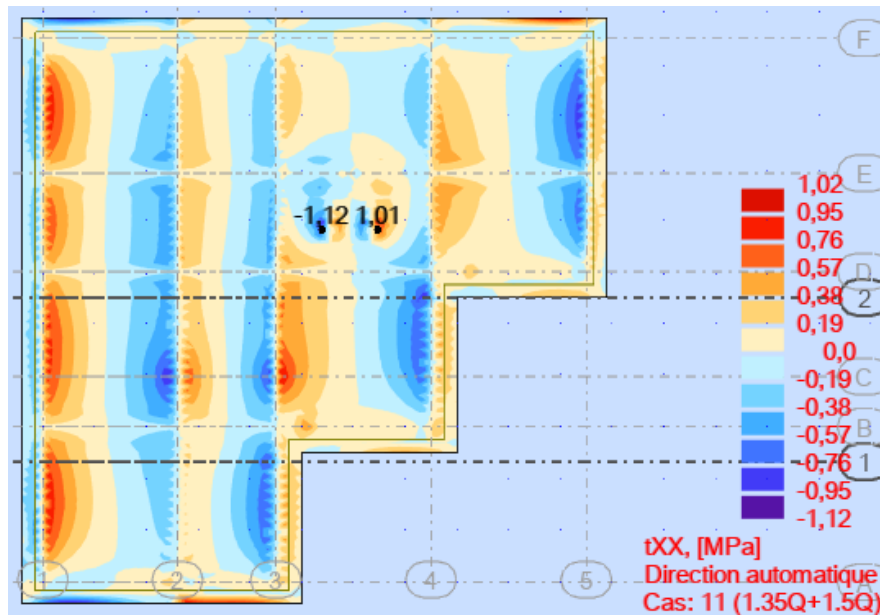


Figure 0VII.6 Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx} .

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

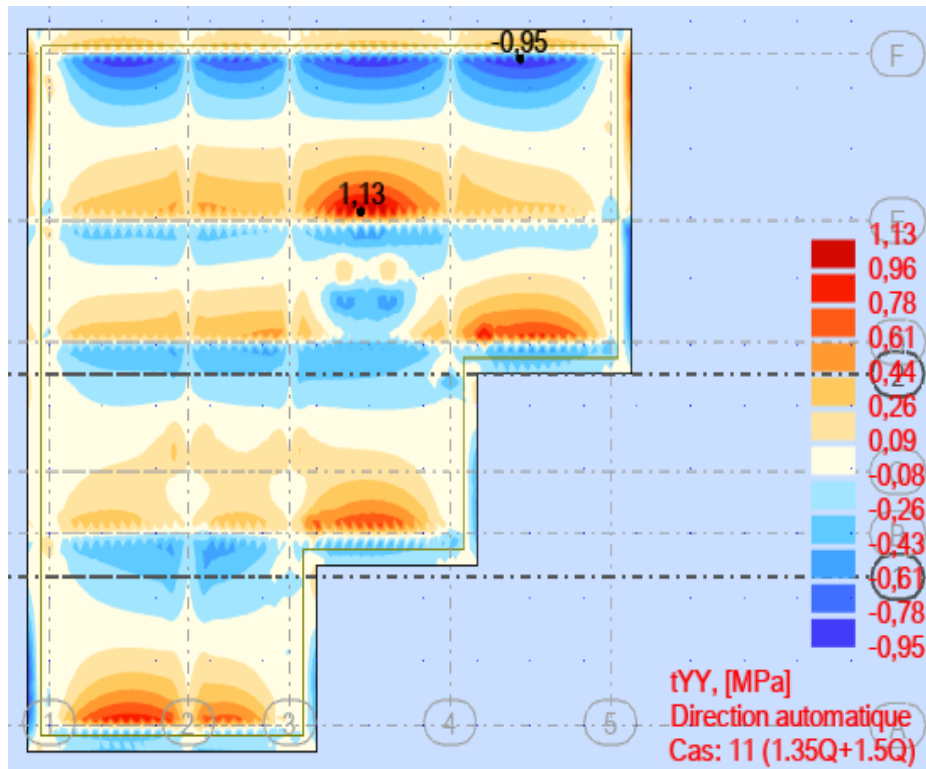


Figure VII.7 Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy} .

$$\tau_u = 1.13 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

VII.7 Ferrailage de 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.

La fissuration est considérée préjudiciable.

Le tableau suivant représente les moments M_{xx} et M_{yy} d'après logiciel ROBOT 2017.

Tableau VII.1 Récapitulatif des moments M_{xx} (KN.m).

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-174.82	144.16	-127.38	105.09	-68.21	118.15

Tableau VII.2 Récapitulatif des moments M_{yy} (KN.m).

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-200.98	164.80	-145.93	120.19	-56.30	131.36

❖ En travée :

✓ Ferrailage suivant Lx

En calcule le ferrailage par le robot expert :

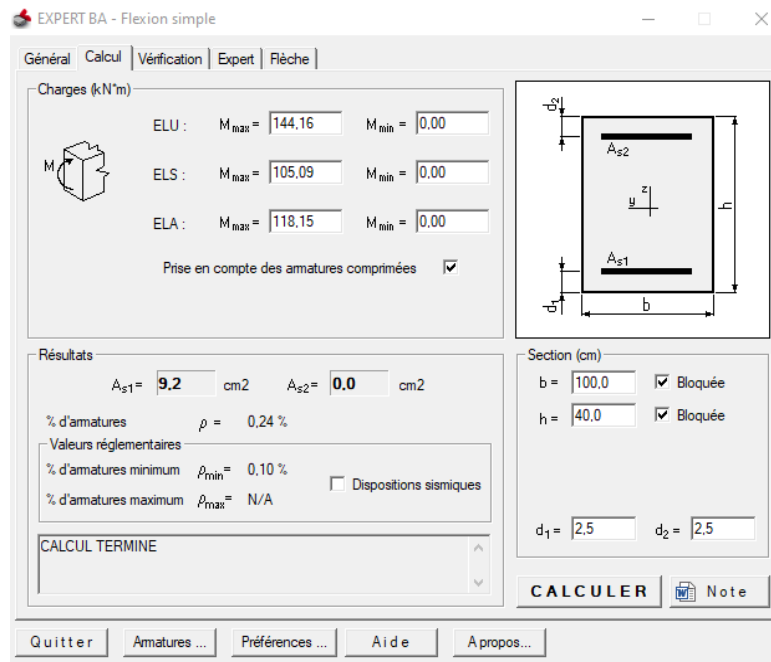


Figure VII.8 As cal en travée suivant Lx.

$A_{St} = 9.2 \text{ cm}^2$.

On adopted: **6HA14** = 9.24 cm^2 .

✓ Ferrailage suivant Ly

En calcule le ferrailage par le robot expert

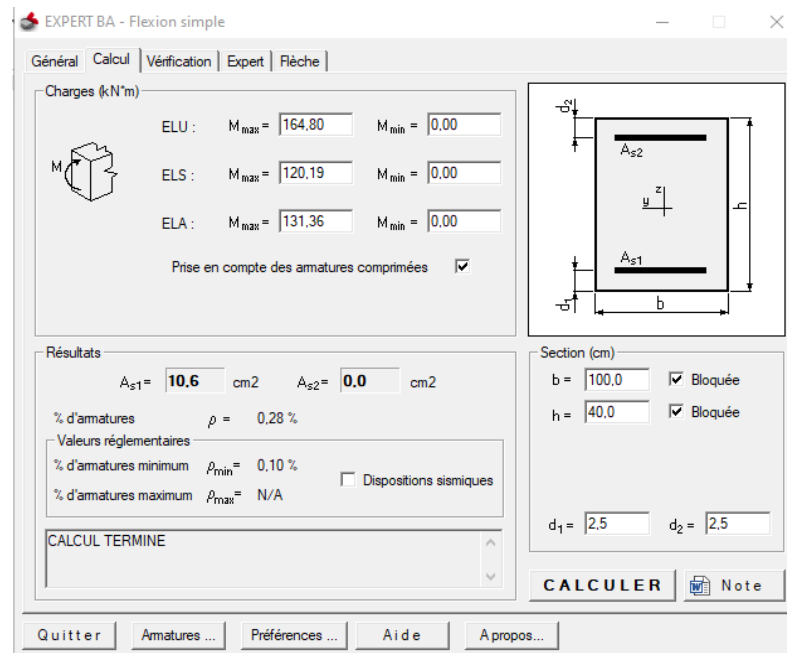


Figure VII.9 As cal en travée suivant Ly.

$$A_{st}=10.6cm^2.$$

On adopte : **7HA14**= $10.78cm^2$.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 4.46 cm^2 < A_{scal} \text{ (cv)}$$

- ❖ **Sur appui**

- ✓ **Ferrailage suivant Lx**

En calcule le ferrailage par le robot expert

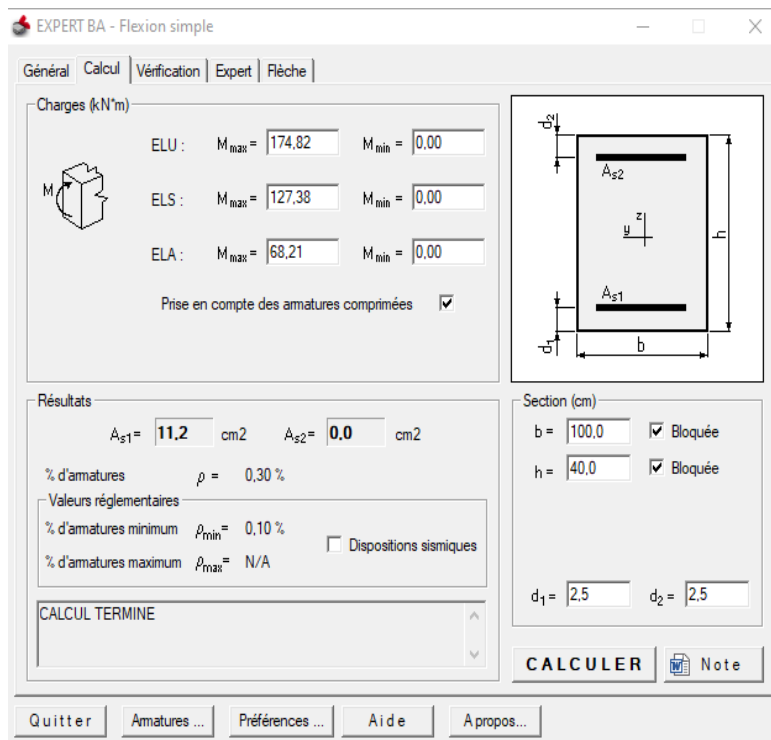


Figure VII.10 As cal sur appui suivant Lx.

$$A_{st}=11.2cm^2.$$

On adopte : **6HA16**= $12.06cm^2$.

- ✓ **Ferrailage suivant Ly**

En calcule le ferrailage par le robot expert

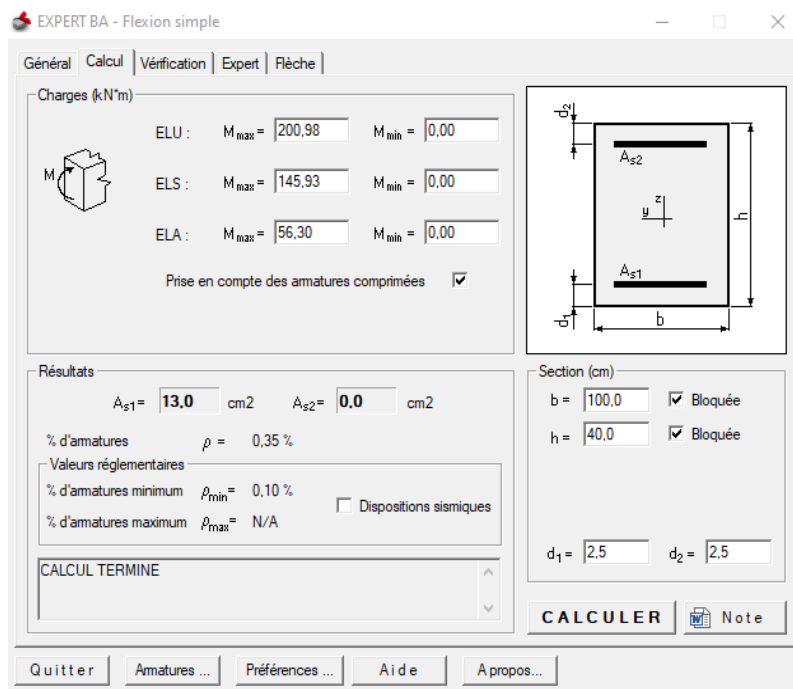


Figure VII.11 A_s cal sur appui suivant L_y .

$A_{st}=13cm^2$.

On adopte : **7HA16**= $14.07cm^2$.

✓ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Ferrailage du radier.

	Localisation	$A_{calculé} (cm^2)$	Ferrailage	$A_{adopt} (cm^2)$	$S_t (cm)$
Sens XX	Appui	11.2	6HA16	12.06	20
	Travée	9.2	6HA14	9.24	20
Sens YY	Appui	13	7HA16	14.07	15
	Travée	10.6	7HA14	10.78	15

➤ **Vérification à l'ELS**

Il faut vérification des contraintes, Les résultats de la contrainte sont résumés dans le tableau suivant :

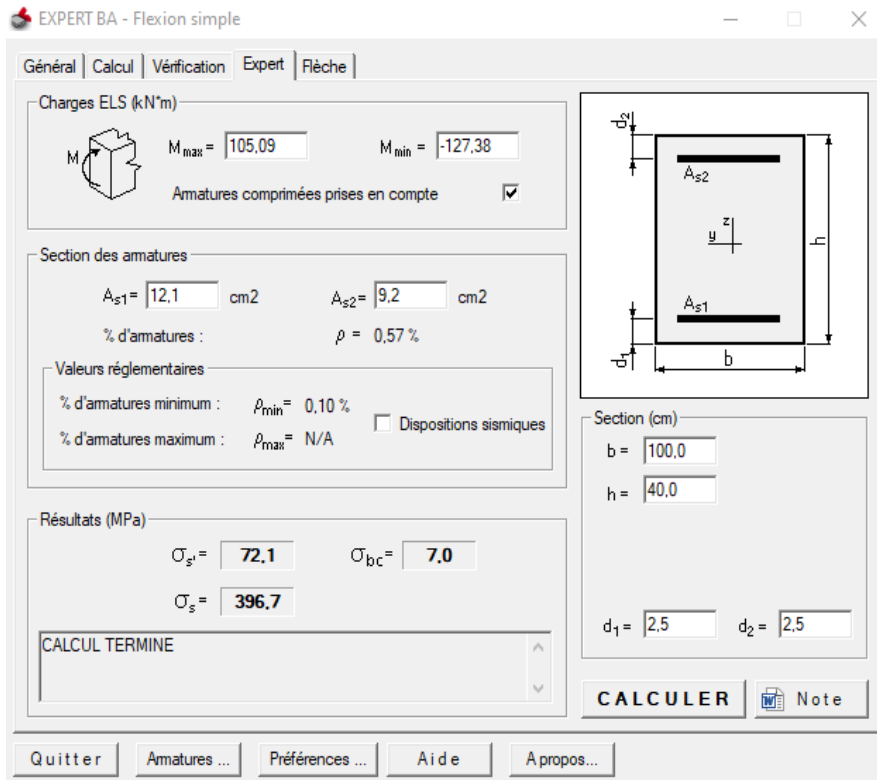


Figure 0VII.12 Vérification des contraintes x-x.

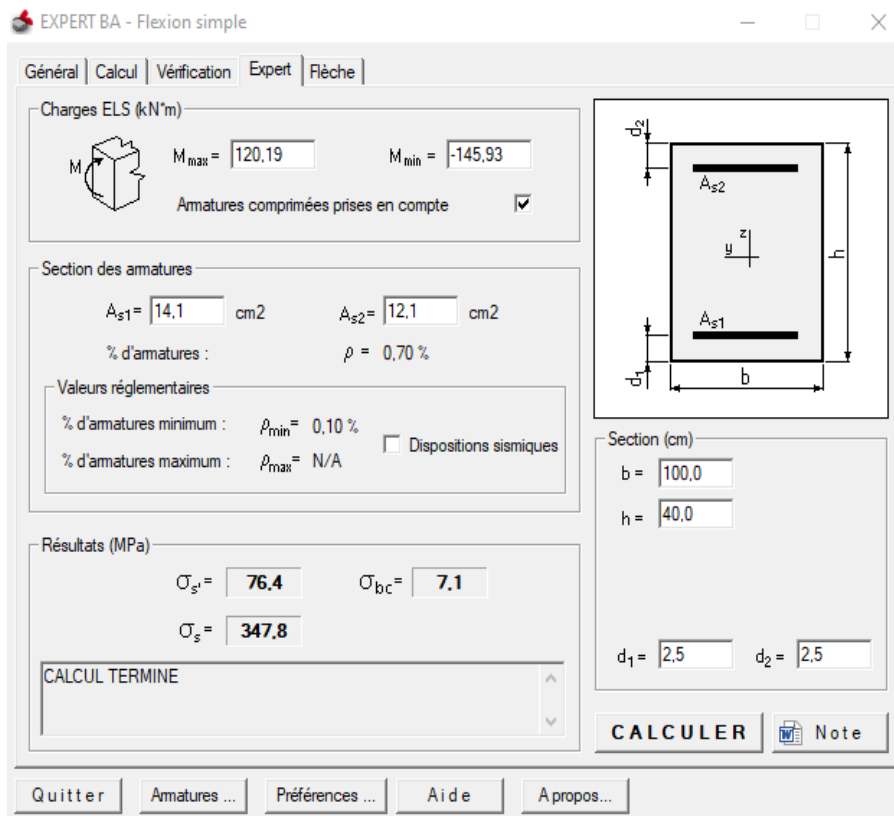


Figure VII.13 Vérification des contraintes y-y.

VII.7.1 Schéma ferrailage de radier

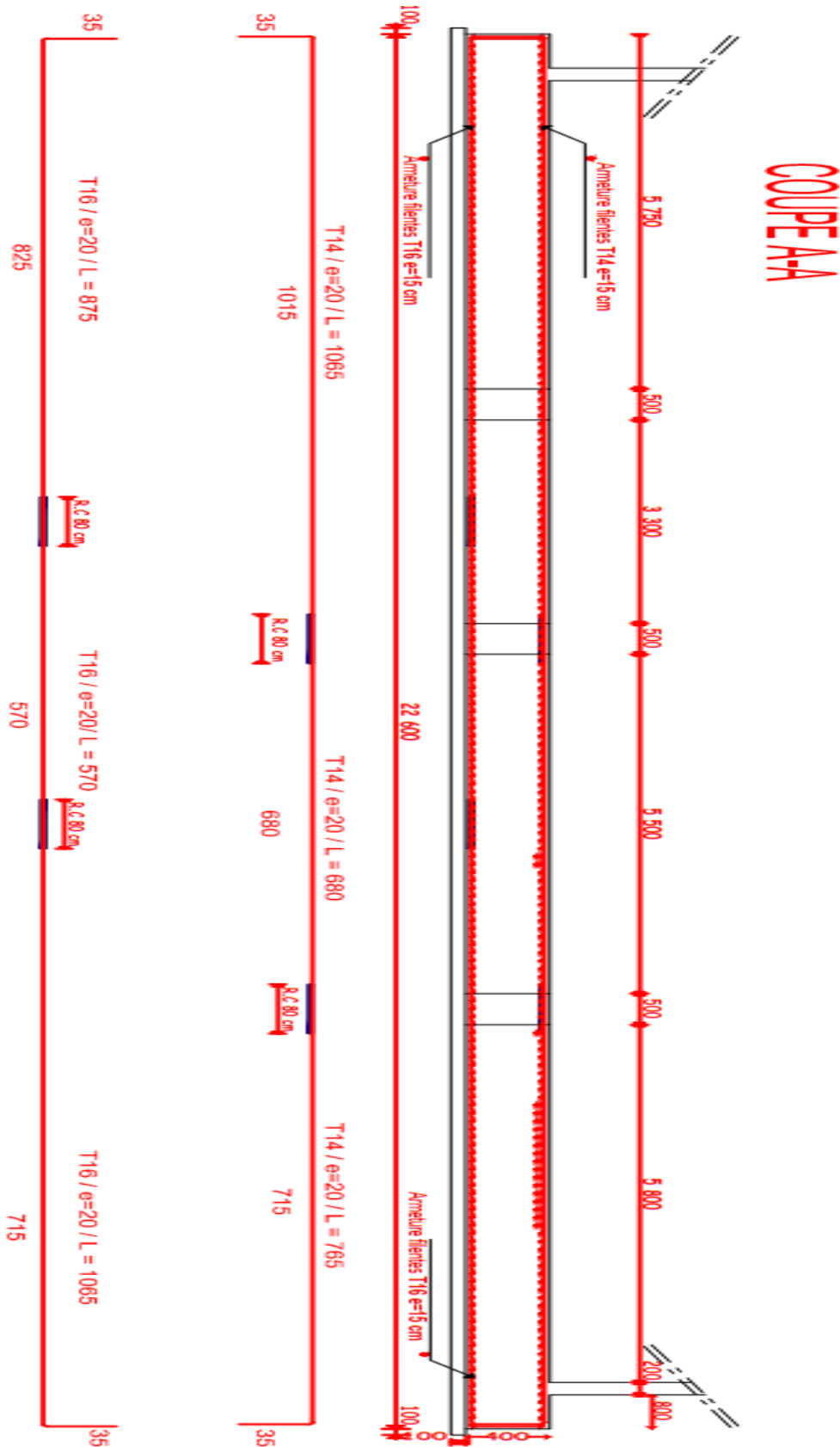


Figure VII.14 Schéma ferrailage de radier.

VII.8 Ferrailage de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple la majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service.

Les sollicitations comme suivant :

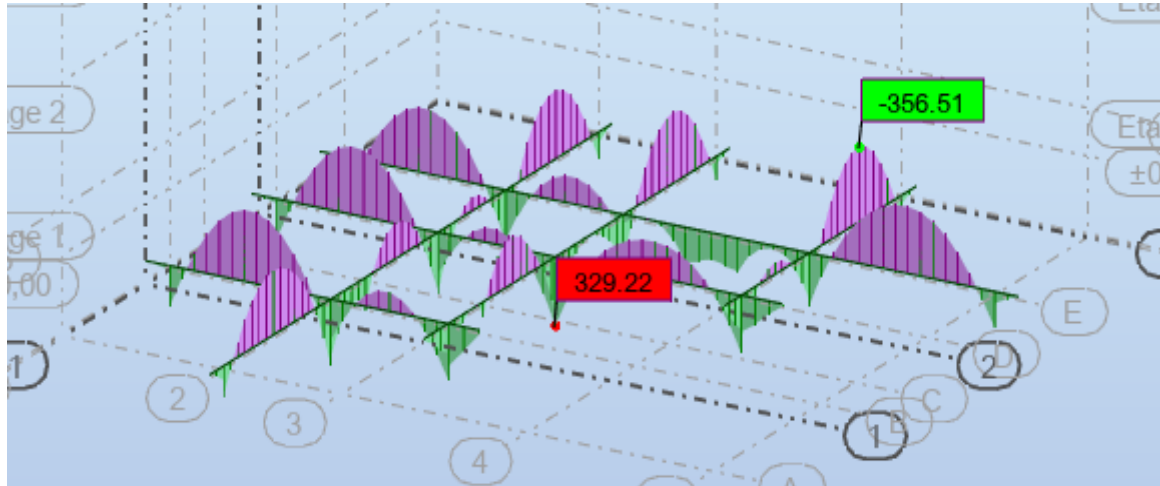


Figure VII.15 Moment dans les nervures a ELS.

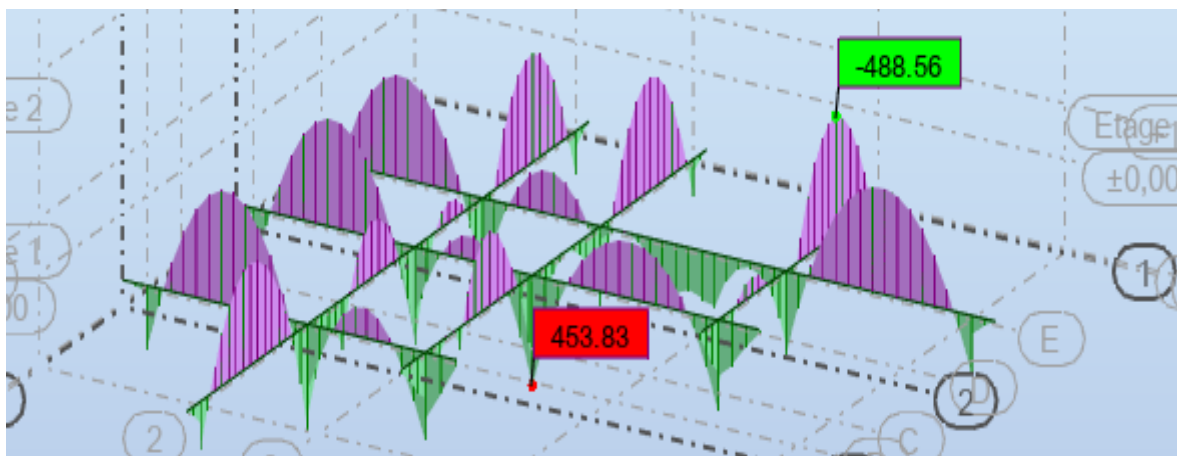


Figure VII.16 Moment dans les nervures a ELU.

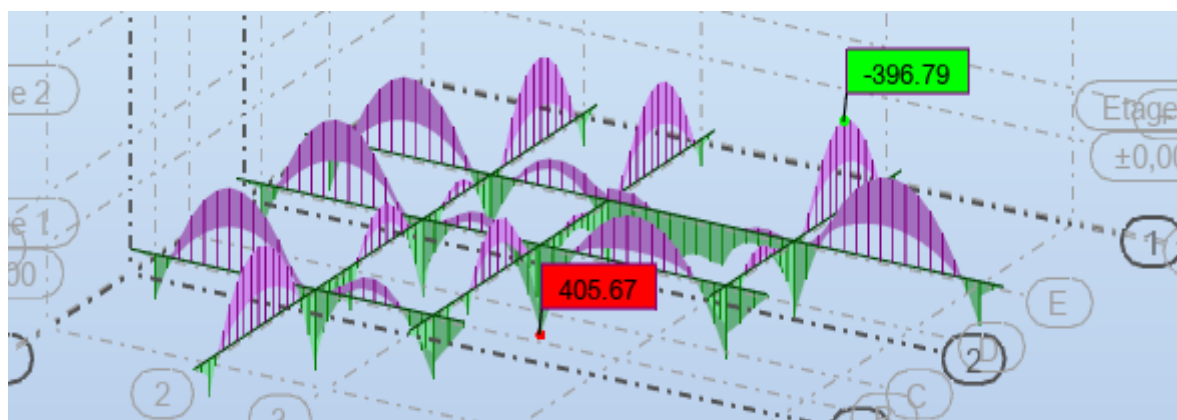


Figure VII.17 Moment dans les nervures a ELA.

Tableau VII.4 Les sollicitations de nervure de radier.

En Appuis			En Travée			V
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	ELU (KN)
453.83	329.22	405.67	-488.56	-356.51	-396.79	614.39

➤ Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée

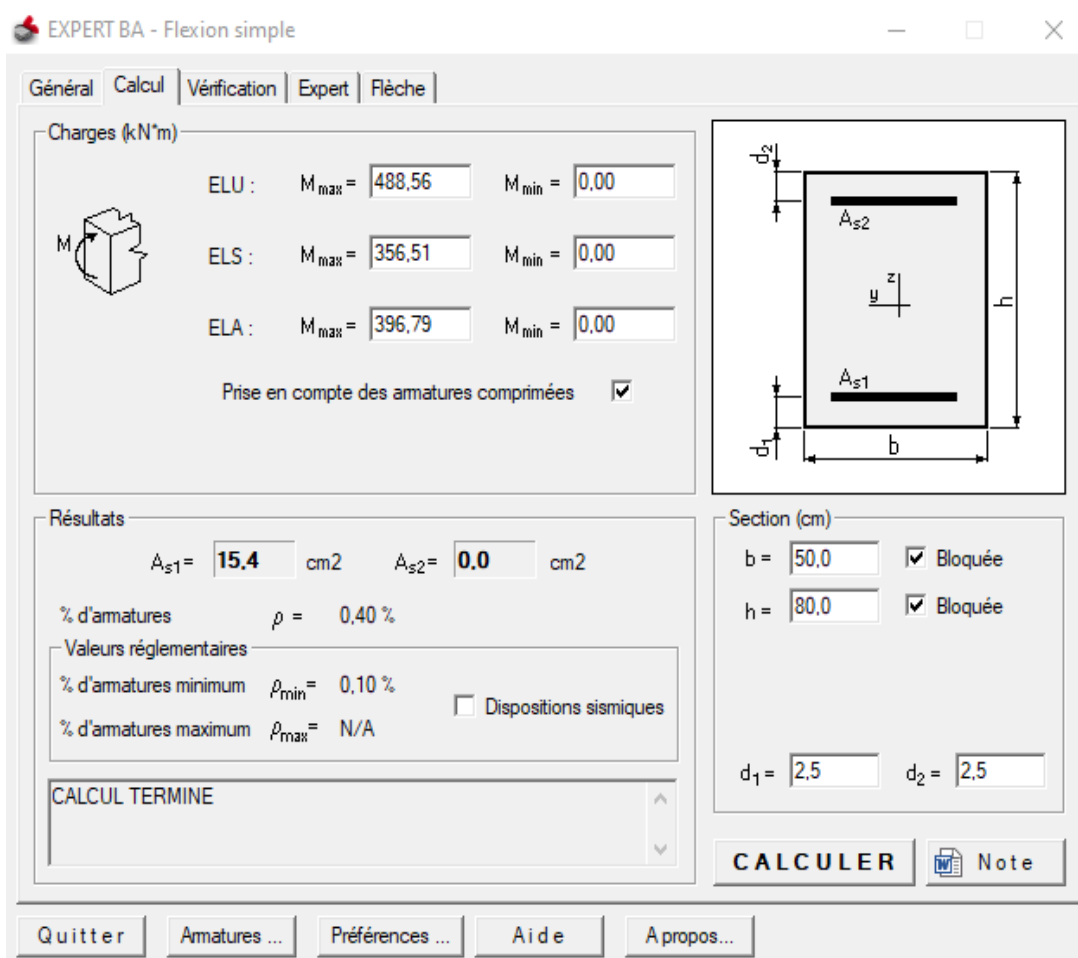


Figure VII.188 As cal de travée de nervure.

➤ **En appui**

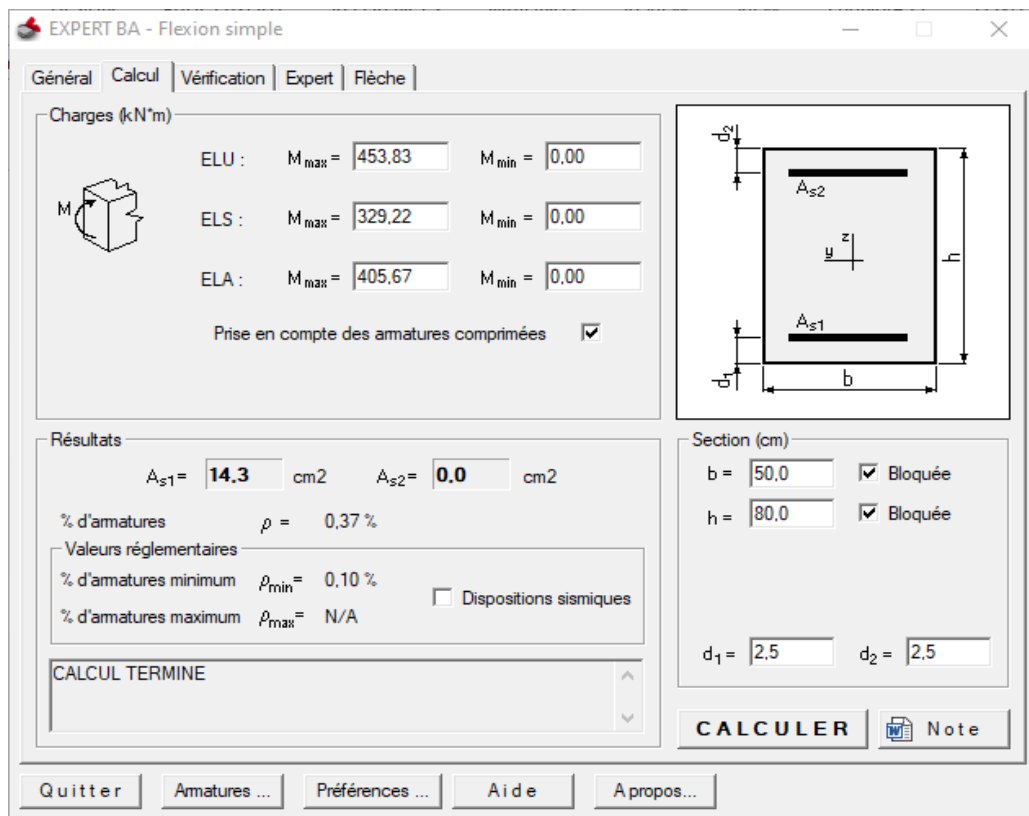


Figure VII.199 As cal d'appui de nervure.

Tableau VII.5 Ferrailage de la nervure radiée.

Localisation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Ferrailage
Travee	15.4	20	10HA16
Appuie	14.3	20	10HA16

❖ **Les armatures transversales**

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi \leq \min \left(1.6 ; \frac{80}{35} ; \frac{50}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

Donc en prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

- **Calcul des espacements des armatures transversales (selon RPA 2003 ART 7.5.2.2)**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(12\phi_l ; \frac{h}{4} ; 30 \right) = 19.2 \text{ cm} , \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}.$$

- **Zone courant**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} ; \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Il faut vérification des contraintes, Les résultats de la contrainte :

The screenshot shows the 'Vérification' tab of the EXPERT BA - Flexion simple software. The interface is divided into several sections:

- Charges ELS (kN*m):** $M_{max} = 329.22$ and $M_{min} = 356.51$. A checkbox for 'Armatures comprimées prises en compte' is checked.
- Section des armatures:** $A_{s1} = 20.1$ cm² and $A_{s2} = 20.1$ cm². The percentage of reinforcement is $\rho = 1.04\%$.
- Valeurs réglementaires:** Minimum reinforcement percentage is $\rho_{min} = 0.10\%$ and maximum is $\rho_{max} = N/A$. A checkbox for 'Dispositions sismiques' is unchecked.
- Résultats (MPa):** $\sigma_s = 82.2$ and $\sigma_{bc} = 6.2$. A secondary result $\sigma_s = 246.4$ is also shown.
- Section (cm):** Width $b = 50.0$ and height $h = 80.0$. Effective depths $d_1 = 2.5$ and $d_2 = 2.5$.

A diagram on the right shows a rectangular cross-section with width b and height h . Reinforcement areas A_{s1} and A_{s2} are indicated at the bottom and top respectively. A coordinate system with y and z axes is centered in the section. A moment M is shown acting on the left side of the section.

At the bottom of the window, there are buttons for 'CALCULER', 'Note', 'Quitter', 'Armatures ...', 'Préférences ...', 'Aide', and 'A propos...'.

Figure 0VII.200 Vérifications des contraintes.

VII.8.1 Schéma de ferrailage

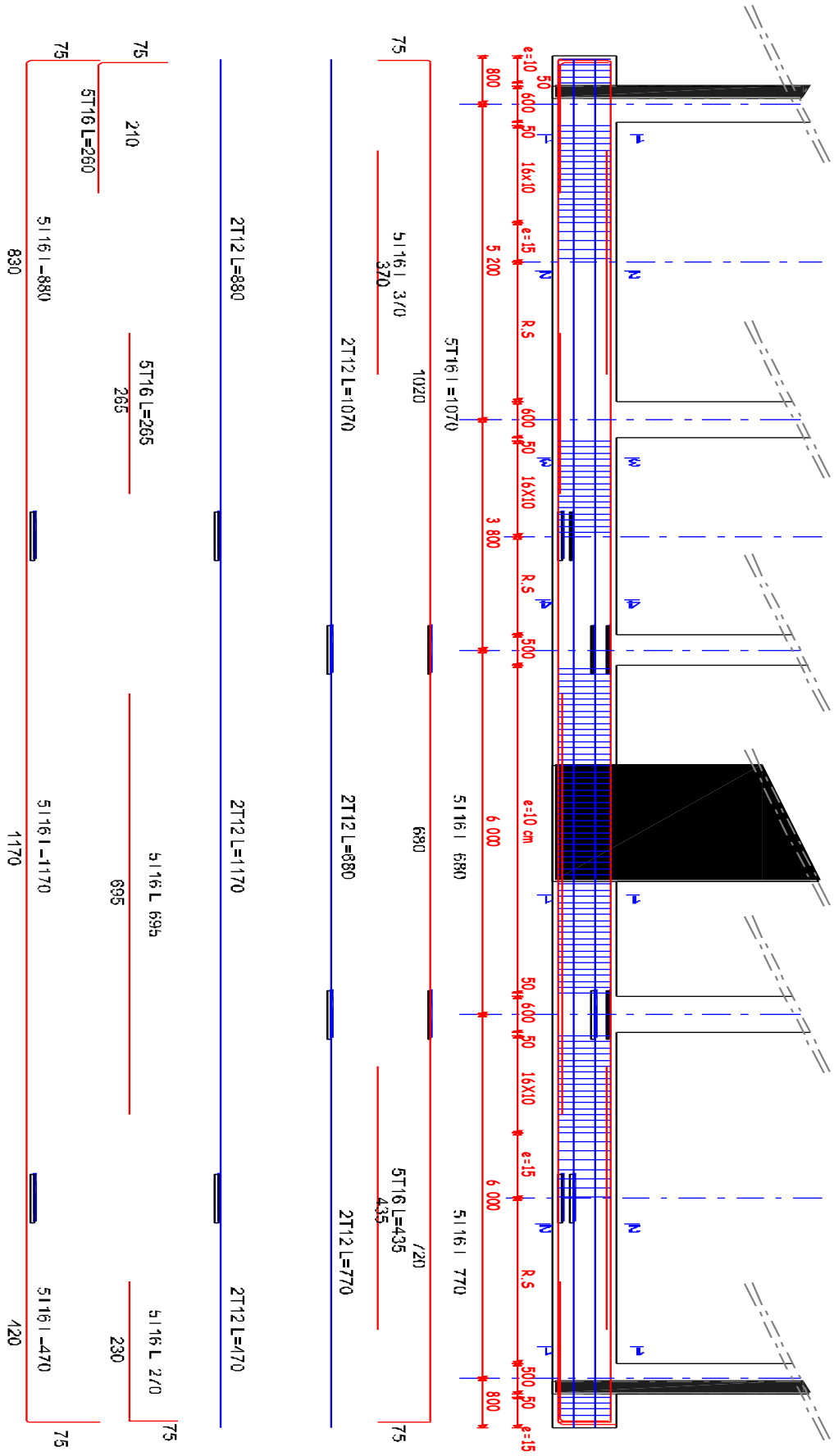


Figure VII.2121 Schéma de ferrailage nervure.

VII.9 Étude voile périphérique

VII.9.1 Introduction

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.9.2 Pré dimensionnement

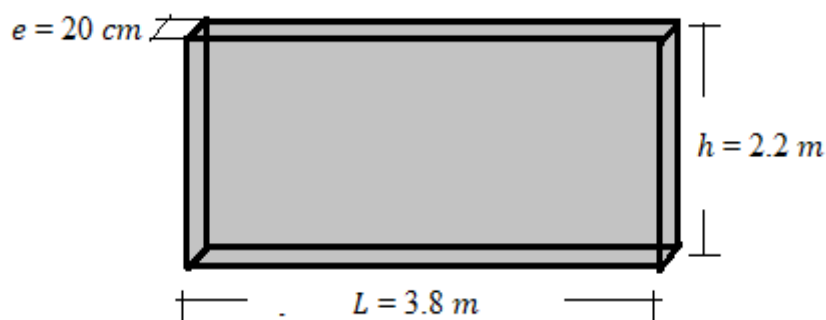
Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ✓ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- ✓ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous : épaisseur $e \geq 20\text{cm}$.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\% B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50 \varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

❖ Dimensionnement des voiles

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante

hauteur $h = 2.2\text{ m}$; longueur $L = 3.8\text{ m}$; épaisseur $e = 20\text{ cm}$ Vérifier les dimensions



❖ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 18\text{ KN/m}^3$;
- La cohésion : $C = 20\text{ bar}$;
- Angle de frottement : $\varphi = 22^\circ$

❖ **Modélisation :**

Pour les voiles élancés : **méthode console** avec vérification RPA2003.

Pour les voiles courts : **méthode dalle** si appuis latéraux existent.

Notre cas ; on prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau des quatre côtés

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique et soumis à son poids propre et aux poussées de terres

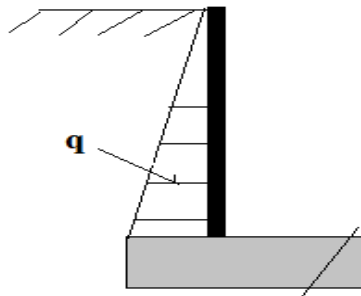
❖ **Calcul des poussées des terres :**

Figure VII.222 Schéma statique.

$$q = \gamma \times h \times \tan^2(\pi/4 - \phi/2) = 20 \times 2.2 \times \tan^2(180/4 - 22/2) = 20.01 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELU : } q_u = 20.01 \times 1.35 = 27.02 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = 20.01 \text{ KN/m.}$$

VII.9.3 Ferrailage du voile périphérique

Le voile sera calculé comme une dalle appuyée sur 4 cotés. Pour le ferrailage du mur on prend

une bande de 1m, dont les caractéristiques sont : $\begin{cases} L_x = 2.2m \\ L_y = 3.8m \end{cases}$ et $\begin{cases} b = 1m \\ e = 20cm \end{cases}$

❖ **Détermination du sens porteur :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.2}{3.80} = 0.57 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

La dalle porte dans les deux directions, par conséquent le ferrailage se fait dans les deux sens

Le dimensionnement sera appliqué sur une bande de 1m dans les deux sens

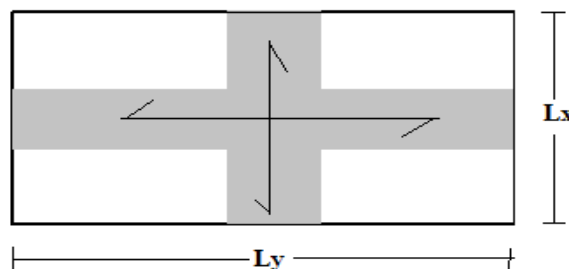


Figure 0VI.233 Sens porteurs de la dalle.

❖ Calcul des moments

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot q \cdot M_{0x}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2 [1 - 0.95(1 - \alpha)^2] \end{cases}$$

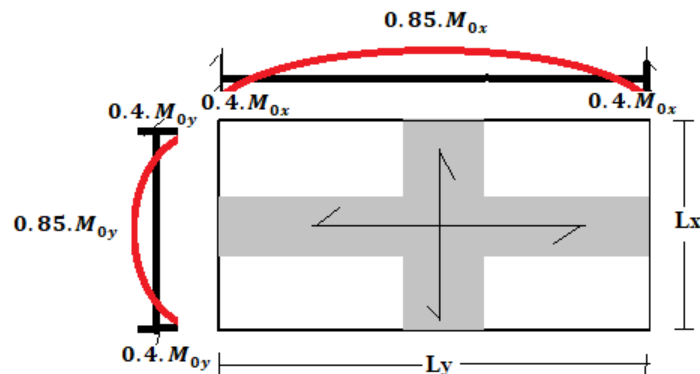


Figure 0VII.244 Moments de calcul.

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$

Sur appui : $M_{ax} = -0,40 M_{0x}$ et $M_{ay} = -0,40 M_{0y}$

$$\alpha = 0.57 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.26 \end{cases}$$

Tableau VII.6 Moments fléchissant du voile périphérique.

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN. m)	11.31	8.37
	M_{0y} (kN. m)	2.94	2.17
Moments en travée	M_{tx} (kN. m)	9.61	7.11
	M_{ty} (kN. m)	2.5	1.84
Moments sur appui	M_{ax} (kN. m)	-4.52	-3.35
	M_{ay} (kN. m)	-1.18	-0.86

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) m^2$ soumise à un moment de flexion

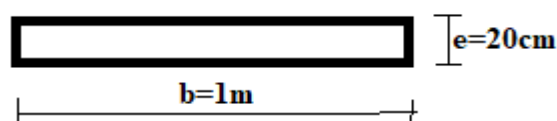


Figure VIII.255 Section du voile.

$$\mu_{bc} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A = \frac{M}{Z \times f_s} \text{ avec : } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$\text{Avec : } A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M(KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adept}(\text{cm}^2)$
Travée	XX	9.61	1.43	2	5HA10=3.93
	YY	-4.52	0.67	2	5HA10=3.93
Appui	XX	2.5	0.37	2	5HA10=3.93
	YY	-1.8	0.27	2	5HA10=3.93

✓ Espacements

$$\begin{cases} \text{sens XX: } St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20\text{cm} \\ \text{sens YY: } St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20\text{cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des efforts tranchants

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{27.02 \times 2.2}{2} \times \frac{2.2^4}{2.2^4 + 3.8^4} = 3\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{27.02 \times 3.8}{2} \times \frac{3.8^4}{3.8^4 + 2.2^4} = 46.15\text{KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{46.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.27\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage du voile périphérique

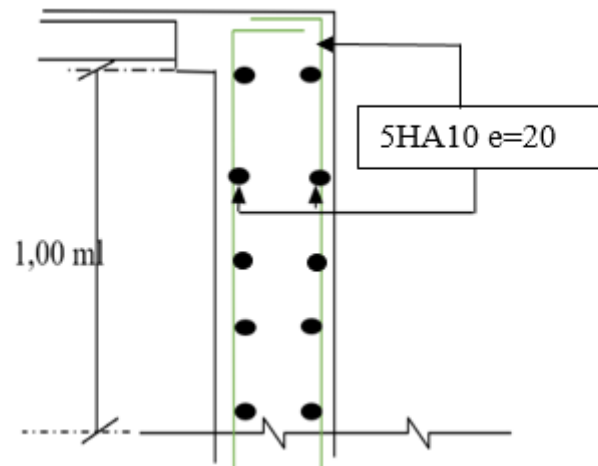


Figure VII.266 Schème de ferrailage du voile périphérique.

VII.10 Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol, L'étude des fondations constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons opté pour le radier qui est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Epaisseur du radier = 40 cm.

Poutre libage (50X80) cm².

Fe=500MPa.

Voile périphérique e=20cm.

Fe=400MPa.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études constitue l'aboutissement d'un parcours universitaire riche dans la filière **Génie Civil – option Structures**, combinant connaissances théoriques et applications pratiques. Nous avons étudié, modélisé et dimensionné un bâtiment à usage d'habitation de cinq étages, situé en **zone sismique I**, en tenant compte des exigences du **Règlement Parasismique Algérien RPA 99/2003**.

L'analyse structurelle a été réalisée à l'aide de **Robot Structural Analyses**, ce qui nous a permis de simuler le comportement dynamique de la structure, de déterminer les périodes naturelles, d'identifier les modes dominants, et de calculer les efforts internes et l'effort tranchant de base. Tous les éléments porteurs, dans la superstructure et l'infrastructure, ont été vérifiés selon les normes en vigueur, notamment le **BAEL 91 modifié 99**.

Dans le cadre de cette étude, nous avons également conçu une **application informatique dédiée à l'analyse modale**, visant à automatiser les principales étapes de la vérification dynamique : saisie des données, calculs, vérification des critères du RPA. Cette solution permet de gagner du temps, de réduire les erreurs de calcul et d'aider les ingénieurs dans leur travail quotidien.

Des perspectives d'évolution sont possibles, telles que l'intégration de **bases de données géotechniques**, la prise en compte d'autres règlements internationaux (Eurocode 8, IBC), ou encore le **développement d'une version web** pour une utilisation plus large sur le terrain.

Ce projet nous a permis de renforcer nos compétences dans plusieurs domaines : modélisation, analyse sismique, conception structurale, et gestion des contraintes techniques. Il a également stimulé notre sens des responsabilités en tant que futurs ingénieurs appelés à construire des ouvrages sûrs, performants et durables.

[I]. Références bibliographiques

- [1] BAEL91, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1991.
- [2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.
- [3] CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, règlement, 1993.
- [4] RPA99/version2003, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2003.
- [5] DTRB.C 2.2, Document technique réglementaire, règlement, 1988.
- [6] BOUSSOUF. S et BOUTOUATOU. A. « étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, master, centre universitaire MILA 2022/2023.
- [7] BOUCHEKAL Lynda. Analyse de la Superstructure d'un Bâtiment (R +6+02 SS) et Introduction à la Maquette Numérique BIM, master, **École nationale polytechnique Alger** 2022/2023.

[II]. Logiciels Utilisés

- AUTOCAD 2019.
- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2017.
- ROBOT EXPERT 2017.
- EXPERT 2017.

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe