



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Spécialité : structure

Thème :

Etude d'un bâtiment en béton armé
(R+9 étages+ sous-sol) à usage d'habitation et
commercial contreventé par un système voile
porteur.

Réalisé par :

ABDOUDOU ABDELHADI
OUAMARA MEROUANE

Jury :

Mme : BOUICHE Leila

Promotrice :

Mme : BOUAYAD Djamila

Mr : SI SALEM Abdelmadjid

Promotion 2020/2021

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions le bon dieu qui nous a donné la force et la motivation afin de continuer sur notre lancée et de nous avoir permis de terminer notre travail dans les temps.

Nous remercions aussi madame « Bouayad Djamila » qui s'est toujours montré à l'écoute, ses conseils précieux et sa rigueur scientifique ont été déterminant pour la réalisation de ce travail. Nous remercions également à madame « Boussaa » qui a toujours été d'une grande aide et d'un grand soutien.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance aux membres du jury de nous avoir honorés de présider le jury de la soutenance et d'avoir bien accepté d'examiner le contenu du présent travail.

Nos remerciements vont à tous les enseignants du département de génie civil pour tout le savoir accumulé au cours de se travailler Ainsi qu'à nos collègues pour le climat et l'ambiance dont on avait besoin.

Dédicaces

Je dédie ce Modeste travail.

À mes très chers parents ma mère « Lila Salmi » et mon père « Ahcene Abdoudou » qui ont toujours été là pour moi à me soutenir et m'encourager pendant ces nombreuses années, ils ont su me motiver et me pousser pour me surpasser, j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et mon amour.

- ❖ A mes frère et sœur : Hidayat, Halim, Imane
- ❖ À toute ma famille : mes deux grand-mères « Slimani Zahra » et « Yous Tassadit » et à tous mes oncles et tantes qui ont su m'apporter leur soutien.
- ❖ Un grand merci à mon oncle Rafik et ma tata Sabrina.
- ❖ A mes très chers amis : Massi Chelghoum, Marouf Sabrina, Mustapha Sendakli, Djidji, Massi Chalal, Yacine Benmouhoub, Akli bettache, khaled messaoudene, Iyes afroukh et à tous mes autres amis.
- ❖ À mon très cher binôme et frère d'arme : « Merounae Ouamara »

Dédicaces

Je dédie ce Modeste travail.

À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi à me soutenir et m'encourager pendant ces nombreuses années, ils ont su me motiver et me pousser pour me surpasser, j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et mon amour.

- ❖ A mes très chers frères : Soufyane, Redouane, Amine
- ❖ A ma tata et ma belle-sœur, à Mouma, mes nièces : Neilya, Rania, Ikrame, Yasmine.
- ❖ A mes très chers amis : Lyes, Massi et Massi, au colonel Mustapha, à Sabrina et Djidji.
- ❖ A mon Tonton Rafik et tata Sabrina ainsi que à Hafida.
- ❖ A mon très cher binôme et mon frère d'arme Abdoudou D. Dadi.

Tableau des symboles et notations

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre.
<i>B</i>	Aire d'une section de béton.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>C</i>	Cohésion du sol.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale.
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané.
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<i>Δf</i>	Fleche totale.
<i>Δfadm</i>	Fleche admissible.
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression.
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>If</i>	Moment d'inertie fissuré.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>Lmax</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>Lx</i>	Distance entre de deux poutrelles.
<i>Ly</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>Ma</i>	Moment en appui.
<i>Mt</i>	Moment en travée.
<i>M0</i>	Moment isostatique.

<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>St</i>	Espacement des armatures.
<i>T1, T2</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
<i>V</i>	Effort tranchant.
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement.
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>CT</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<i>β</i>	Coefficient de pondération.
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané.
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Table des figures

FIGURE 2.1 VUE EN PLAN DE LA DISPOSITION DES POUTRELLES ETAGE COURANT	8
FIGURE 2.2 COUPE TRANSVERSALE DU PLANCHER CORPS CREUX.....	9
FIGURE 2.3 SCHEMA DE LA POUTRELLE.....	10
FIGURE 2.4 SCHEMA REPRESENTANT LES DALLES PLEINES SUR DIFFERENT NIVEAUX.	10
FIGURE 2.5 DALLE PLEINE D1 SUR 3 APPUIS.....	11
FIGURE 2.6 SCHEMA REPRESENTATIF DES CONSTITUANTS D'UN ESCALIER BASIQUE.....	12
FIGURE 2.7 SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE.	13
FIGURE 2.8 VUE EN PLAN DE L'ESCALIER.	13
FIGURE 2.9 SCHEMA STATIQUE : VOLEE ET DEUX PALIERS	14
FIGURE 2.10 VUE EN PLAN DE L'ESCALIER.....	14
FIGURE 2.11 SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE.....	14
FIGURE 2.12 VUE EN PLAN DE L'ESCALIER D'ENTREE	14
FIGURE 2.13 VUE EN PLAN DE LA DALLE D'ASCENSEUR.	15
FIGURE 2.14 VUE EN PLAN DU VOILE.....	16
FIGURE 2.15 COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	17
FIGURE 2.16 SURFACE QUI REVENANT AU POTEAU 3E.....	20
FIGURE 2.17 SURFACE AFFERENTE DU POTEAU D3.....	22
FIGURE 3.1 TYPE DES POUTRELLES POUR LES ETAGES SERVICES / COMMERCE/TERRASSE INACCESSIBLE	28
FIGURE 3.2 DIAGRAMMES DES MOMENTS POUR UNE POUTRELLE A 2 TRAVEES.....	28
FIGURE 3.3 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR UNE POUTRELLE A 2 TRAVEES	29
FIGURE 3.4 SCHEMA DE FERRAILLAGES DES POUTRELLES	38
FIGURE 3.5 SCHEMA DE FERRAILLAGES DE LA DALLE DE COMPRESSION	38
FIGURE 3.6 SCHEMAS STATIQUES DE LA VOLEE.....	39
FIGURE 3.7 SCHEMAS DE FERRAILLAGES DE L'ESCALIER T1	41
FIGURE 3.8 SCHEMAS STATIQUES DE LA VOLEE ET DES DEUX PALIERS.....	41
FIGURE 3.9 SCHEMAS DE FERRAILLAGES DES ESCALIERS T3.....	43
FIGURE 3.10 SCHEMAS STATIQUES DE LA VOLEE.....	43
FIGURE 3.11 SCHEMA FERRAILLAGE ESCALIER T4.....	45
FIGURE 3.12 PANNEAU DE DALLE D1	45
FIGURE 3.13 SCHEMA DE FERRAILLAGES DE LA DALLE PLAIN D1	47
FIGURE 3.14 PANNEAU DE DALLE D2.	48
FIGURE 3.15 SCHEMAS DE FERRAILLAGES DE LA DALLE PLEIN D2	49
FIGURE 3.16 SCHEMA PANNEAUX DE DALLE D3.....	49
FIGURE 3.17 SCHEMA FERRAILLAGE D3	51
FIGURE 3.18 SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE P1	51
FIGURE 3.19 SCHEMA FERRAILLAGES DE POUTRE PALIERE P1	53
FIGURE 3.20 SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE P2	54
FIGURE 3.21 SCHEMA FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE P2	55
FIGURE 3.22 SCHEMA FERRAILLAGE DE LA POUTRE CHAINAGE.	57
FIGURE 4.1 SPECTRE DE REPONSE.....	63
FIGURE 4.2 DISPOSITION DES VOILES.....	64
FIGURE 4.3 VUE EN 3D DU MODEL OBTENUE PAR LE LOGICIEL ETABS 2016.....	65

FIGURE 4.4 MODE DE VIBRATION -TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y.	66
FIGURE 4.5 MODE DE VIBRATION -TRANSLATION SUIVANT L'AXE X.	66
FIGURE 4.6 MODE DE VIBRATION - ROTATION SUIVANT L'AXE Z.	66
FIGURE 4.7 MODE DE VIBRATION TORSION SELON L'AXE Z 67	67
FIGURE 5.1 ZONE NODALE 73	73
FIGURE 5.2 SECTION DU POTEAU 79	79
FIGURE 5.3 SCHEMA DE FERRAILLAGES DES POTEAUX 81	81
FIGURE 5.4 SCHEMA DE FERRAILLAGES DES POUTRES PP/PS. 88	88
FIGURE 5.5 SCHEMA DES CONTRAINTES DU VOILE. 91	91
FIGURE 5.6 SCHEMA DE FERRAILLAGES DU VOILE Vx2 94	94
FIGURE 6.1 SCHEMA FILANTE DANS LE SENS X-X..... 98	98
FIGURE 6.2 DALLE DU RADIER SUR QUATRE APPUIS..... 101	101
FIGURE 6.3 SCHEMA FERRAILLAGES DE LA DALLE DU RADIER. 103	103
FIGURE 6.4 SCHEMA DE MODELISATION DU RADIER NERVURE SUR ETABS/2016..... 103	103
FIGURE 6.5 SCHEMA DES SOLLICITATIONS DES NERVURE AVEC SAFE /12 104	104
FIGURE 6.6 SECTION A FERRAILLEE 104	104
FIGURE 6.7 SCHEMA DE FERRAILLAGES DES NERVURES..... 105	105
FIGURE 6.8 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE. 118	118

Liste des Tableaux

TABLEAU 2.1 CARACTERISTIQUE DU PLANCHER	9
TABLEAU 2.2 CARACTERISTIQUES DES POUTRELLES.....	9
TABLEAU 2.3 PRE DIMENSIONNEMENTS DES DALLES PLEINES	11
TABLEAU 2.4 LES CONDITIONS DE VERIFICATIONS DES ESCALIERS	11
TABLEAU 2.5 DIMENSIONS DE L'ESCALIER DU 1 ^{ERE} ETAGE.....	13
TABLEAU 2.6 DIMENSIONS DE L'ESCALIER POUR LES ETAGES COURANTS.	13
TABLEAU 2.7 DIMENSION DE L'ESCALIER AU RDC.....	13
TABLEAU 2.8 DIMENSIONS DE L'ESCALIER AU 1 ^{ERE} ETAGE	13
TABLEAU 2.9 DIMENSIONS DE L'ESCALIER POUR LE RDC.....	14
TABLEAU 2.10 LES CARACTERISTIQUES DE L'ASCENSEUR.	15
TABLEAU 2.11 EPAISSEUR DES VOILES POUR CHAQUE ETAGE.	16
TABLEAU 2.12 CARACTERISTIQUE DE L'ASCENSEUR.	17
TABLEAU 2.13 SECTION DES POTEAUX ADOPTES	17
TABLEAU 2.14 EVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	18
TABLEAU 2.15 EVALUATIONS DE LA CHARGE G DE L'ETAGE COURANT A CORPS CREUX.	18
TABLEAU 2.16 ÉVALUATION DES CHARGES SUR LES DALLES PLEINES.	18
TABLEAU 2.17 ÉVALUATIONS CHARGES POUR LES BALCONS A DALLE PLEINE.	18
2.18 EVALUATIONS DES CHARGES POUR LE MUR DOUBLE CLOISON.	19
TABLEAU 2.19 EVALUATION DES CHARGES POUR LE PALIER.....	19
TABLEAU 2.20 EVALUATION DES CHARGES POUR LA VOLEE	19
TABLEAU 2.21 RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU 3D	20
TABLEAU 2.22 RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU (3E).	22
TABLEAU 2.23 VERIFICATION DU CRITERE DE RESISTANCE.....	24
TABLEAU 2.24 CRITERE DE STABILITE DE FORME.	24
TABLEAU 2.25 VERIFICATION AU FLAMBEMENT	25
TABLEAU 3.1 CHARGE SUR LES POUTRELLES	28
TABLEAU 3.2 LES SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES	30
TABLEAU 3.3 RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES.	31
TABLEAU 3.4 LES SOLLICITATIONS MAXIMALES DANS LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES.	31
TABLEAU 3.5 CALCUL DES ARMATURES EN TRAVEE.	33
TABLEAU 3.6 CALCUL DES ARMATURES DE RIVE.	33
TABLEAU 3.7 CALCUL DES ARMATURES DES APPUIS INTERMEDIAIRES.	33
TABLEAU 3.8 VERIFICATION DES FLECHES.	37
TABLEAU 3.9 LES CHARGES APPLIQUEES SUR LA VOLEE ET LE PALIER T1.	39
TABLEAU 3.10 CALCUL DES ARMATURES PRINCIPALES POUR L'ESCALIER.	40
TABLEAU 3.11 VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.	40
TABLEAU 3.12 VERIFICATION DES FLECHES	40
TABLEAU 3.13 LES CHARGES REPRISES PAR LE PALIER ET LA VOLEE T3.	41
TABLEAU 3.14 CALCUL DES ARMATURES PRINCIPALES POUR L'ESCALIER.....	42
TABLEAU 3.15 VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.	42
TABLEAU 3.16 VERIFICATION DES FLECHES.....	42
TABLEAU 3.17 LES CHARGES REPRISES PAR LA VOLEE T4.....	43

TABLEAU 3.18 CALCUL DES ARMATURES PRINCIPALES POUR L'ESCALIER.	44
TABLEAU 3.19 VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.	44
TABLEAU 3.20 VERIFICATION DES FLECHES.	44
TABLEAU 3.21 CALCUL DES ARMATURES PRINCIPALES POUR LA DALLE D1.	46
TABLEAU 3.22 CALCUL DES ARMATURES POUR LA DALLE PLEINE.	47
TABLEAU 3.23 CALCUL DES ARMATURES PRINCIPALES POUR LA DALLE D2.	48
TABLEAU 3.24 VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER POUR LA DALLE D2.	48
TABLEAU 3.25 CALCUL DES ARMATURES PRINCIPALES POUR LA DALLE D3.	50
TABLEAU 3.26 VERIFICATIONS DES CONTRAINTES D'ACIERS DALLE D3.	50
TABLEAU 3.27 FERRAILLAGES DE LA POUTRE PALIERE.	52
TABLEAU 3.28 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE COMPRESSION DU BETON POUR LA POUTRE PALIERE.	53
TABLEAU 3.29 RESUMEE DES MOMENTS ET DES CHARGES SUR LA POUTRE PALIERE P2.	54
TABLEAU 3.30 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.	54
TABLEAU 3.31 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE A LA TORSION.	54
TABLEAU 3.32 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU BETON POUR LA POUTRE PALIERE P2.	55
TABLEAU 3.33 FERRAILLAGE DE LA POUTRE CHAINAGE.	56
TABLEAU 3.34 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU BETON POUR LA POUTRE CHAINAGE.	57
TABLEAU 4.1 FACTEUR DE QUALITE Q ET VALEURS DES PENALITES.	62
TABLEAU 4.2 PERIODE DE VIBRATION ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE.	64
TABLEAU 4.3 VERIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGE VERTICAL.	67
TABLEAU 4.4 VERIFICATION DES RESULTATS DES FORCES SISMIQUES A LA BASE.	68
TABLEAU 4.5 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS.	68
TABLEAU 4.6 VERIFICATIONS DE L'EFFET P- Δ	69
TABLEAU 4.7 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	70
TABLEAU 5.1 ARMATURES LONGITUDINALES MIN ET MAX DANS LES POTEAUX SELON LE RPA.	74
TABLEAU 5.2 SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.	75
TABLEAU 5.3 FERRAILLAGES DES POTEAUX.	77
TABLEAU 5.4 ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX.	77
TABLEAU 5.5 VERIFICATIONS AUX FLAMBEMENTS.	78
TABLEAU 5.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON.	79
TABLEAU 5.7 VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTS POUR LES POTEAUX.	80
TABLEAU 5.8 CALCUL ZONE NODALE.	80
TABLEAU 5.9 ARMATURE LONGITUDINALES MIN ET MAX DANS LES POUTRES SELON RPA.	83
TABLEAU 5.10 ARMATURE LONGITUDINALE DES POUTRES.	83
TABLEAU 5.11 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	85
TABLEAU 5.12 VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT.	85
TABLEAU 5.13 VERIFICATION DES CONTRAINTES DU BETON A L'ELS.	85
TABLEAU 5.14 VERIFICATION DE LA FLECHE.	86
TABLEAU 5.15 SOLLICITATIONS DU VOILE Vx2 DE RDC.	90
TABLEAU 5.16 RESULTATS ET FERRAILLAGES DU VOILE Vx2 A TOUS LES NIVEAUX.	92
TABLEAU 5.17 SOLLICITATION DE CALCUL DANS LE VOILE Vy2 DANS TOUS LES NIVEAUX.	93
TABLEAU 5.18 SOLLICITATION DE CALCUL DANS LE VOILE Vx3 DANS TOUS LES NIVEAUX.	94
TABLEAU 6.1 LES SOLLICITATIONS A L'ELU.	101
TABLEAU 6.2 CALCUL DES ARMATURES POUR LA DALLE.	101
TABLEAU 6.3 LES SOLLICITATIONS A L'ELU.	102
TABLEAU 6.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :	102

TABLEAU 6.5 FERRAILLAGES DE LA NERVURE.....	104
TABLEAU 6.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	105
TABLEAU 6.7 D'APRES L'ANNEX I EN TIRE LES EFFORT L'ELU ET ELS.....	107
TABLEAU 6.8LE TABLEAU DES MOMENTS EN TRAVEE ET EN APPUIS A L'ELU	107
TABLEAU 6.9 RESULTATS DE FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUES	107
TABLEAU 6.10 LE TABLEAU DES MOMENTS EN TRAVEE ET EN APPUIS A L'ELS.....	108
TABLEAU 6.11 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	108
TABLEAU 6.12 CHARGES REVENANT A L'ACROTERE.....	117

Table des matières

TABLEAU DES SYMBOLES ET NOTATIONS :	
TABLE DES FIGURES :	
LISTE DES TABLEAUX :	
INTRODUCTION GENERALE :	1
CHAPITRE 1	1
GENERALITES	2
INTRODUCTION	2
1.1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :.....	2
1.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :.....	2
1.2.1. <i>Vue en plan</i> :.....	2
1.2.2. <i>Vue en élévation</i> :.....	2
1.3. DONNEES DU SITE :	3
1.4. PLANCHERS :	3
1.5. MAÇONNERIE :	3
1.5.1. <i>Enduit et revêtement</i> :.....	3
1.6. BALCONS :.....	3
1.7. L'ACROTERE :	3
1.8. LES ESCALIERS :.....	3
1.9. L'ASCENSEUR :.....	4
1.10. LES CHARGES :.....	4
1.11. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :.....	4
1.11.1. <i>Le béton</i> :.....	4
Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1. 11 CBA93)	4
Résistance caractéristique à la traction (article A.2.1.1.2 CBA93)	4
Modules de déformation longitudinale du béton.....	4
Coefficient de poisson (ν) :	5
1.11.2. <i>L'acier</i> :.....	5
Fissuration peu nuisible :	5
Fissuration nuisible :	5
Fissuration très nuisible :	5
1.12. LES REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :	5
CHAPITRE 2	7
2.1. PLANCHER A CORPS CREUX	8
2.1.1. <i>La disposition des poutrelles</i> :	8
2.2. DIMENSIONNEMENTS DES POUTRELLES	9
2.3. LES DALLE PLEINES :	10
2.3.1. <i>Le pré dimensionnement</i>	10
2.4. LES ESCALIERS.....	11
2.4.1. <i>Pré dimensionnement</i>	12

2.5. ASCENSEUR :	14
2.5.1. <i>Pré dimensionnement de la dalle d'ascenseur</i> :	15
2.5.2. <i>Evaluation des charges et des surcharges</i> :	15
2.6. LES POUTRES :	15
2.6.1. <i>Poutres principales</i> :	15
2.6.2. <i>Poutre secondaire</i> :	16
2.7. LES VOILES :	16
2.8. ACROTERE :	16
2.9. LES POTEAUX :	17
2.10. EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES :	18
2.10.1. <i>Evaluation des charges et surcharges des planches</i> :	18
2.11. DESCENTE DE CHARGE :	19
2.11.1. <i>Les lois de dégression de charges</i> :	19
2.12. VERIFICATION (POTEAUX 3E) :	24
2.12.1. <i>Vérification du critère de résistance (Poteaux 3E)</i> :	24
2.12.2. <i>Critère de stabilité de forme (Poteaux 3E)</i> :	24
CHAPITRE 3.....	26
3.1. LES PLANCHERS A CORPS CREUX :	27
3.1.1. <i>Calcul des poutrelles</i>	27
Méthodes de calculs :	27
3.1.2. <i>Les différents types de poutrelles</i> :	27
3.1.3. <i>Calcul des charges revenant aux poutres</i> :	28
3.1.4. <i>Exemple de calcul par la méthode forfaitaire</i> :	28
3.1.5. <i>Exemple de calcul de la méthode de Caquot minoré</i> :	29
3.1.6. <i>Les sollicitations maximales retenues</i> :	31
3.1.7. <i>Ferraillage des poutrelles</i> :	31
<i>Calcul des modules de déformation longitudinaux E_i et E_v</i>	36
3.2. ETUDE DES ESCALIERS :	39
3.2.1. <i>Type d'escalier T1 principales</i> :	39
3.2.2. <i>Type d'escalier T3</i> :	41
3.2.3. <i>Type T4</i> :	43
3.3. FERRAILLAGE DES DALLES PLAINES :	45
3.3.1. <i>Panneau D1</i> :	45
3.3.2. <i>Panneau D2</i> :	47
3.3.3. <i>Panneau D3</i> :	49
3.4. POUTRE PALIERE :	51
3.4.1. <i>Calcul des charges sur poutre palière</i> :	51
3.4.2. <i>Ferraillages de la poutre</i> :	52
<i>Poutre palière P2 situé entre le RDC et le 1^{ère} étage</i>	54
3.4.3. <i>Calcul des charges reprises par la poutre palière</i> :	54
3.5. POUTRE DE CHAINAGE :	55
3.5.1. <i>Calcul des sollicitations</i> :	56
3.5.2. <i>Ferraillages de la poutre</i> :	56
CHAPITRE 4.....	58

INTRODUCTION :	59
4.1. MODELISATION :	59
4.2. METHODE DE CALCUL DES FORCES SISMIQUES :	59
4.3. CHOIX DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :	60
4.4. CALCUL DES FORCES SISMIQUES TOTALES :	60
4.5. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	63
4.5.1. Calcul de spectre de réponse :	63
4.6. DISPOSITION DES VOILES :	64
PLUSIEURS DISPOSITIONS ONT ETE TESTEES AFIN D'ABOUTIR A UN MEILLEUR COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE EN SATISFAISANT A LA FOIS LES CONTRAINTES ARCHITECTURALES ET L'INTERACTION (VOILE-PORTIQUE). ON A ABOUTI A LA DISPOSITION SUIVANTE :	
4.7. LES PERIODES DE VIBRATION ET LE TAUX DE PARTICIPATION DES MASSES MODALES :	64
4.8. JUSTIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTIQUES :	67
4.8.1. Sous charge vertical :	67
4.9. VERIFICATION DES RESULTATS DE FORCE SISMIQUE :	68
4.10. VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS :	68
4.11. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ :	69
4.12. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :	69
4.13. CONCLUSION :	70
CHAPITRE 5	72
5.1. ETUDE DES POTEAUX :	73
5.1.1. Recommandations du RPA 99/V2003 :	73
5.1.2. Sollicitations dans les poteaux :	75
5.1.3. Calcul du ferrailage :	75
5.1.4. Vérifications :	78
Vérifications du flambement :	78
Vérification des contrainte de compression :	78
Vérification des sollicitations tangentielle :	80
5.1.5. Disposition constructive des poteaux :	80
5.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux :	81
5.2. ETUDE DES POUTRE :	82
5.2.1. Recommandations du RPA99/version2003 :	82
5.2.2. Ferrailage :	82
5.2.3. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/version2003 :	83
5.2.4. Ferrailages des poutres :	83
5.2.5. Vérification des armatures selon le RPA99 :	84
5.2.6. Les armatures transversales :	84
5.2.7. Vérification L'ELU :	85
5.2.8. Vérification de L'ELS :	85
5.2.9. Vérification de la zone nodale :	86
5.3. ETUDE DES VOILES :	89
5.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003 :	89
5.3.2. Exemple de calcul du voile par la méthode des contraintes V_x2 :	90
CHAPITRE 6	96
6.1. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :	97

6.2. CARACTERISTIQUES DU SITE :	97
6.2.1. Vérification des semelles isolées :.....	98
6.2.2. Vérification des semelles filantes :	98
6.2.3. Prédimensionnements du radier :	98
6.3. VOILE PERIPHERIQUE :	106
6.3.1. Calcul des moments a L'ELU :.....	107
CONCLUSION GENERALE:	
BIBLIOGRAPHIE	
6.5 Annex :.....	
6.5.1. Annex 1 tableau Armature :	
6.5.2. Annex 2 Dalle rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour :	
6.5.3. Annex 3 Table PIGEAUD :	
6.5.4. Annex 4 rapport de sol :	
6.6. Plan :	

Introduction générale :

L'évolution dans la conception des bâtiments a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul et marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition des logiciels de modélisation, aidant à lever la complexité de ces problèmes, de plus, l'ingénieur en génie civil doit redoubler d'effort et d'ingéniosité afin de répondre aux exigences de sécurité imposé par les règlements et les normes, il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'études, porte sur l'étude d'un bâtiment (R+9+parking intégré au sous-sol) qui regroupe, Logements d'habitation, services et bureaux contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC 2.2), ainsi l'étude de ce projet sera menée sur six chapitres.

- Le premier chapitre est consacré aux généralités de la structure et son milieu d'implantation.
- Le deuxième chapitre porte sur les prédimensionnements des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires (planchers, escalier,)
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le sixième et dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure

Chapitre 1

Généralités

Généralités

Introduction

L'étude d'une construction en béton armé se fait d'après les règlements en vigueur et sur lesquels l'ingénieur en Génie Civil se base. L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment à étudier à savoir : ses caractéristiques géométriques et structurelles, le type de contreventement, les matériaux ainsi que les règlements utilisés.

1.1. Description de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé (**R+9+parking intégré au sol**) et terrasse inaccessible, il fait partie d'une promotion immobilière de 32 logements type F3 et 08 locaux commerciaux, le sous-sol destiné à être comme parking sous terrains.

Située à **Tichy** wilaya Bejaia au bord la route nationale (**RN 09**), au sud par la propriété **Doukhi Mohamed**, et d'après le document technique réglementaire (**DTR BC 2_48**) des règlements parasismiques **Algériennes 99 version 2003** la commune de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

1.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

1.2.1. Vue en plan :

- Longueur totale : $Lx = 25,90 m$
- Largeur totale : $Ly = 14,75 m$

1.2.2. Vue en élévation :

- Hauteur du RDC (**usage commerciale**) : $3,06 m$
- Hauteur du 1^{er} étage (**usage commerciale**) : $3,42 m$
- Hauteur de l'étage courant (**usage d'habitation**) : $2,89 m$
- Hauteur de l'acrotère : $0,60 m$

- Hauteur du sous-sol : 2,52 m
- Hauteur totale du bloc : 32.12 m

1.3. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) et il appartient au **groupe d'usage 2** selon le (**RPA 99/version 2003**).

Le site est considéré comme ferme (**catégorie S2**), la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5\text{bars}$ et la profondeur d'ancrage des fondations est $D = 3,5\text{m}$ d'après le rapport de sol présenté en annexe N°4.

1.4. Planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux du bâtiment. Leur rôle est de transmettre les charges verticales aux éléments porteurs de la structure (poutres et poteaux). Nous avons deux types : planchers à cops creux et dalles pleines présente pour pratiquement tous les étages.

1.5. Maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses : les murs extérieurs sont en doubles parois (d'épaisseur 10 cm pour l'intérieur et 15 cm pour celle de l'extérieur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour l'isolation thermique et phonique. Les murs intérieurs sont réalisés en simples parois de 10 cm d'épaisseur.

1.5.1. Enduit et revêtement :

- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines,
- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Mortier de ciment pour les façades et les murs intérieurs

1.6. Balcons :

Les balcons sont réalisés en corps creux

1.7. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

1.8. Les escaliers :

Sont réalisés en béton armé, coulé sur place et constitué de voler et palier de repos.

1.9. L'ascenseur :

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

1.10. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids de tous les éléments, ainsi que tous les éléments principaux du bâtiment, les charges statiques agissent en permanence verticalement et s'additionnent-en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être causées par le vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines (à vibrations), les meubles, les marchandises ou l'équipement stocké.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

1.11. Caractéristiques des matériaux :

1.11.1. Le béton :

C'est un mélange des matériaux : ciment, eau, granulats, sable et éventuellement des produits d'additions (les adjuvants). Le béton qui sera utilisé pour la réalisation de notre ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1. 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Résistance caractéristique à la traction (article A.2.1.1.2 CBA93)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Modules 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} .

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93}).$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93}).$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{on a : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA}$$

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPA}$$

Coefficient de poisson (ν) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales

$$\nu = 0 \quad \text{À ELU. (CBA93 Article A.2.1.3)}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{À l'ELS}$$

1.11.2. L'acier :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage. Il est caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Pour notre ouvrage, les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- Les treillis soudés (TS) pour les dalles de compression
- Les ronds lisses (RL) pour les armatures transversales
- Les aciers de haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales
- Les aciers (HA) sont de type FeE400 et sont caractérisés par :
 - La Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
 - Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
 - Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$.
 - Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$.
 - Module d'élasticité : $E_s = 2.105 \text{ MPa}$.

Pour la vérification des contraintes dans l'acier, les fissurations à considérer sont :

Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries et limité a :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

Fissuration très nuisible :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

1.12. Les règlements et normes utilisés :

RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).

CBA93. (Code du Béton Armé).

DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).

DTR B.C.33.1. (Fondation).

1.13. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre 2

Prédimensionnements
des éléments
Secondaire

Introduction :

L'objet de ce deuxième chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure, d'après le (CBA 93) et le (RPA 99 /version 2003), en visant à trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Les planchers, les poutrelles, les poutres ainsi que les éléments secondaires sont prédimensionnés en premier en vue d'effectuer la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et déduire leur dimensions.

2.1. Plancher à corps creux

2.1.1. La disposition des poutrelles :

Les critères de disposition des poutrelles :

- Le critère de continuité le maximum d'appuis pour soulager la travée.
- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.

Pour notre cas on s'est basé sur le critère de continuité et on a gardé la même disposition pour chaque niveau.

Notre schéma de disposition des poutrelles (**figure 2.1**)

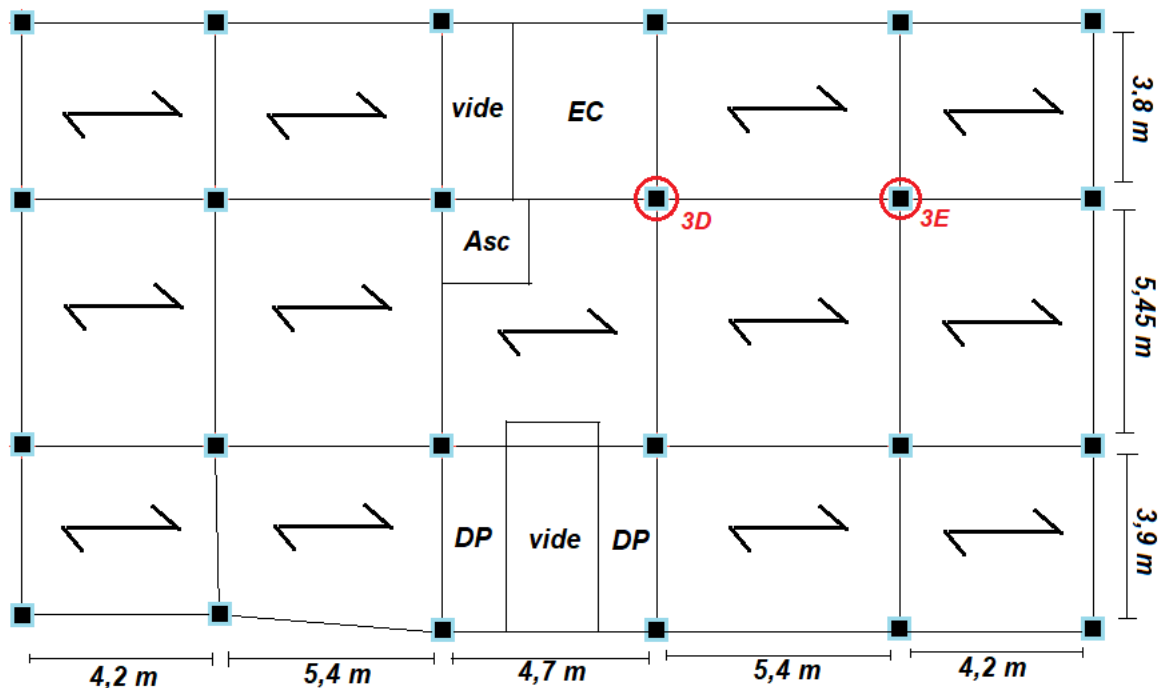


Figure 2.1 vue en plan de la disposition des poutrelles étage courant

DP : Dalle pleine

EC : escalier

ASC : ascenseur

Notre plancher est composé d'une dalle de compression avec des poutrelles qui sont disposées selon le critère de continuité.

La hauteur du plancher en corps creux doit satisfaire la condition du (CBA 93)

On a $ht \geq \frac{L_{max}}{22,5}$ Reference \rightarrow (CBA 93 art B.6.8.4.2.4)

Tableau 2.1 Caractéristique du plancher

h_t	Hauteur du plancher
L_{max}	La longueur max entre nue d'appuis selon la disposition des poutrelles

$$L_{max} = 540 \text{ cm} , ht \geq \frac{540}{22,5} = 24 \text{ cm}$$

On choisit un plancher d'épaisseur (20+4) cm (20 cm de corps creux 4 cm pour la dalle de compression).

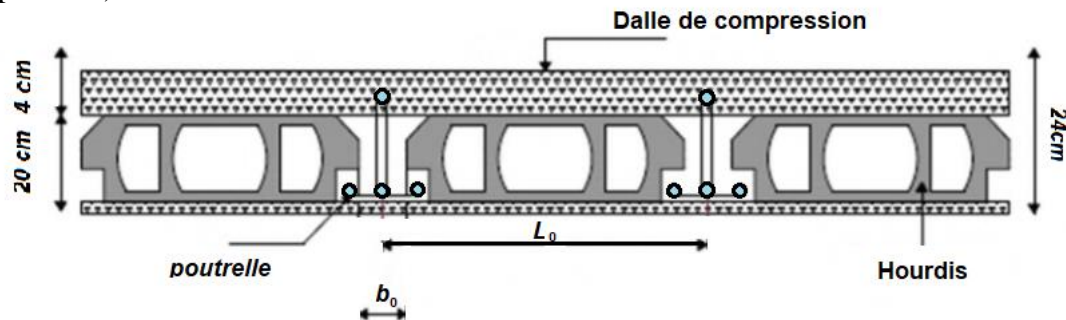


Figure 2.2 Coupe transversale du plancher corps creux

2.2. Dimensionnements des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments porteurs du plancher en béton armée généralement calculées comme une section en T.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

Tableau 2.2 Caractéristiques des poutrelles

L_x	Distance entre nus d'appuis de deux poutrelles.
L_y	La distance minimale entre nues d'appuis dans le sens parallèle aux poutrelles.
b_0	On prend $b_0 = 10$ cm (b_0 est généralement entre 8 à 14 cm).
h	La hauteur de la dalle de compression.
h_t	La hauteur totale.
b_0	Largeur de la poutrelle.
b	Largeur de la dalle de compression.

$$L_{max} = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \text{ On a : } L_x = 55 \text{ cm} \text{ et } L_y = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{420}{10}\right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq 27,5 \text{ cm} \rightarrow b - b_0 \leq 27,5 \times 2 \rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

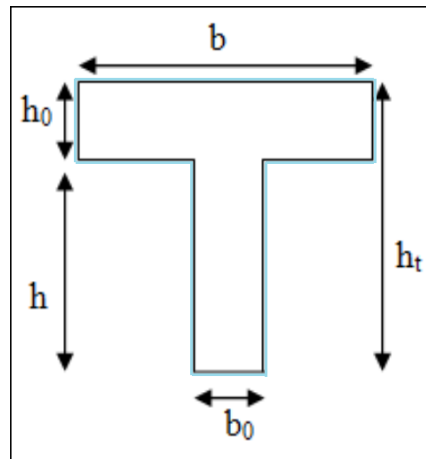


Figure 2.3 Schéma de la poutrelle.

2.3. Les Dalle pleines :

Une dalle pleine est une structure horizontale en béton armé, de forme généralement rectangulaire, de faible épaisseur par rapport aux autres dimensions (la portée L_x et L_y).

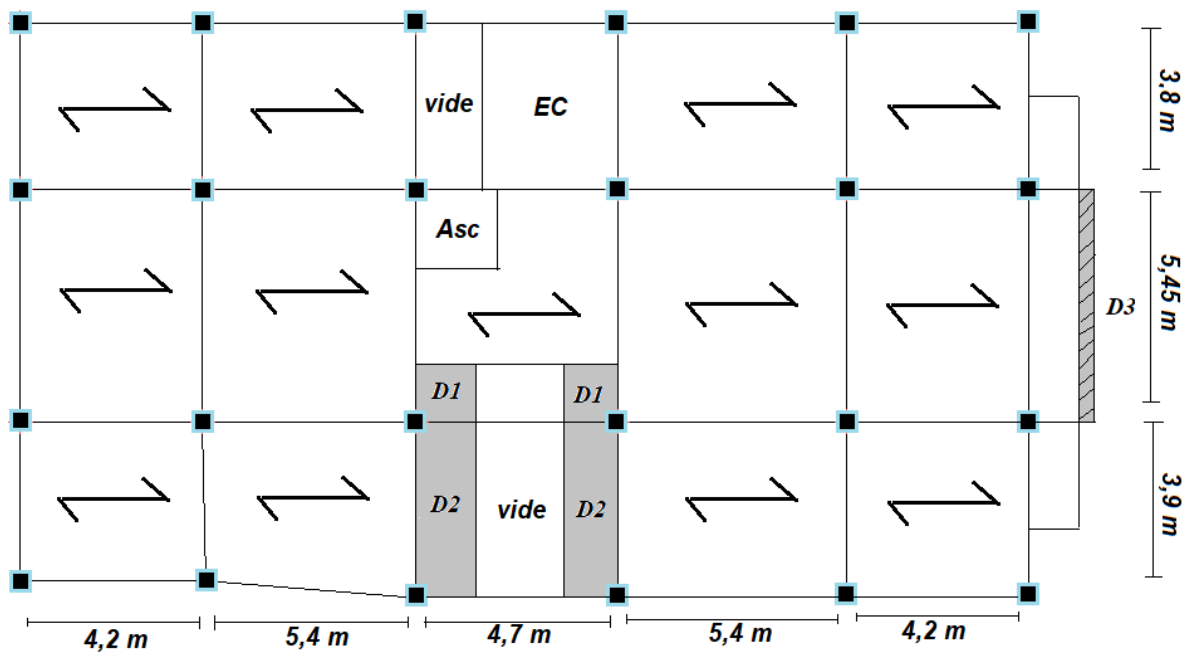


Figure 2.4 Schéma représentant les dalles pleines sur différents niveaux.

2.3.1. Le pré dimensionnement

Type 1: (panneau sur 3 appuis) D1 situé du 2^{ème} au 9^{ème} étage :

$\varphi = L_x/L_y \rightarrow$ si $\varphi \leq 0,4$ la dalle travaille sur un seul sens (**selon x**)

Si $\varphi \geq 0,4$ la dalle travaille sur les deux sens (**selon x et y**)

$$L_x = 0,90 \text{ m} \rightarrow \varphi = \frac{0,90}{1,24} = 0,725 > 0,4$$

$$L_y = 1,24 \text{ m} \rightarrow \frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \rightarrow 2 \text{ cm} < e < 2,25 \text{ cm}$$

On prend $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu en adopte

$e = 12 \text{ cm}$

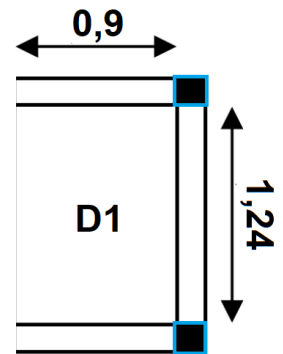


Figure 2.5 Dalle pleine D1 sur 3 appuis

Tableau 2.3 Pré dimensionnements des dalles pleines

N°	Type	Lx(m)	Ly(m)	$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$	φ	e (cm)	Schéma
D2	Dalle pleine sur (3 appuis)	0,90	4,1	$2 \text{ cm} < e < 2,25 \text{ cm}$	0,21	12	
N°	Type	Lx(m)	Ly(m)	$e > \frac{L_x}{20}$	φ	e (cm)	Schéma
D3	Dalle pleine sur (1 appuis)	0,30	5,45	$e > 1,5$	0,055	12	

2.4. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage de montée ou de descente, qui permet le passage d'un niveau à un autre, il se compose d'une série de marches et de plusieurs paliers

Afin que l'escalier garantisse son rôle il doit vérifier les conditions suivantes :

Tableau 2.4 Les conditions de vérifications des escaliers

La hauteur h des contres marches se situe entre $14 < h < 18 \text{ cm}$	$h = H/n$
La largeur du g se situe entre $25 < g < 32 \text{ cm}$	$g = L/(n - 1)$
L'inclinaison de la paillasse par rapport à horizontal	n : nombre de contres marches
La formule de blondel $59 < 2h+g < 64 \text{ cm}$	n - 1 : nombre de marches

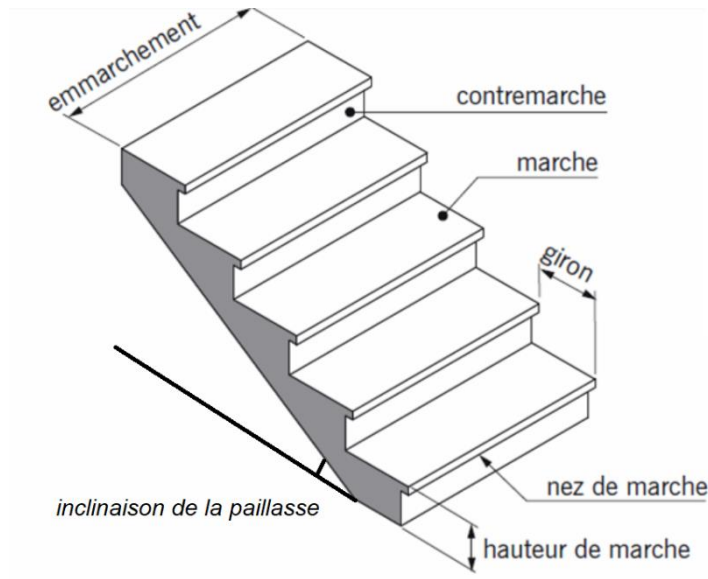


Figure 2.6 Schéma représentatif des constituants d'un escalier basique.

2.4.1. Pré dimensionnement

Notre structure comporte 3 types d'escaliers :

❖ **Type 1 escalier principal** : escalier à deux volées et un palier

Au niveau du RDC :

Nous utilisons la formule de **BLONDEL**.

Hauteur d'étage : $H = 3,06 \text{ m}$

Hauteur de marche : $16,5 \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$

Nombre de marches : $n = 306 / 17 = 18$

Le giron $60 < 2h + g < 64 \text{ cm} \rightarrow 26 < g < 30$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

Il y'a deux volées donc : $H / 2 = 1,53$ donc aura 9 marches pour chaque volée.

Paillasse :

L'inclinaison de paillasse se calcule comme suit :

$$\text{Tang } \alpha = 1,53 / 2,43 = 0,629 \rightarrow \alpha = 32,19$$

Longueur de la paillasse se calcule : $l = 2,43 / \cos \alpha \rightarrow l = 2,87 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse et comprise entre : $\frac{L}{30} < ep < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{287}{30} < ep < \frac{287}{20}$

$9,56 \text{ cm} < ep < 14,35 \text{ cm}$ On prend : $ep = 12 \text{ cm}$.

L'emmarchement (pour tous les étages) :

On opte un jour de 13 cm .

Longueur démanchement :

$$L = (300 - 13) / 2 = 1,435 \text{ m}$$

Palier : (pour tous les étages) :

Longueur du palier : $l = 1,60 \text{ m}$

L'épaisseur palier $e = 12 \text{ cm}$

Pour la 1ère étage :

Tableau 2.5 Dimensions de l'escalier du 1ère étage.

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	Nombre de volées	α	ep (cm)
3,42	17	20	30	2	35,13	12

Pour les autres niveaux à usage courants :

Tableau 2.6 Dimensions de l'escalier pour les étages courants.

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	Nombre de volées	α	ep(cm)
2,89	17	17	30	2	30,73	12

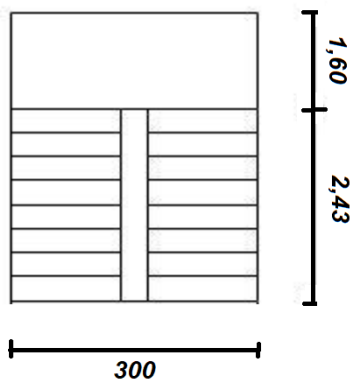


Figure 2.8 Vue en plan de l'escalier.

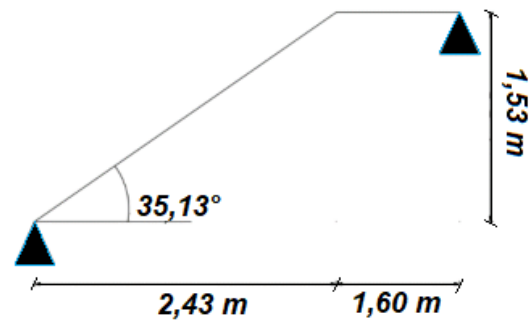


Figure 2.7 Schéma statique de la volée.

❖ Type 2 Escalier menant à l'étage services : Escalier droit

Au niveau du RDC :

Tableau 2.7 Dimension de l'escalier au RDC.

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	Nombre de volée	α	ep(cm)
3,06	17	18	30	2	31,87	12

Au niveau du 1ère étage :

Tableau 2.8 dimensions de l'escalier au 1ère étage

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	Nombre de volée	α	ep(cm)
3,42	17	20	30	2	34,80	12

L'embranchement :

$$L = 200/2 = 1,00 \text{ m}$$

Palier :

Longueur du palier : $l = 1,24 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier : $ep = 12 \text{ cm}$

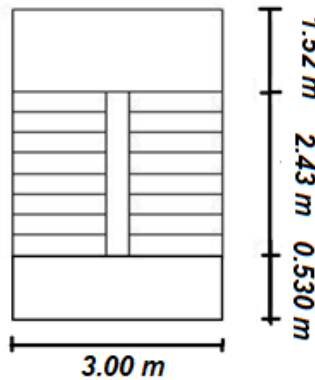


Figure 2.10 Vue en plan de l'escalier

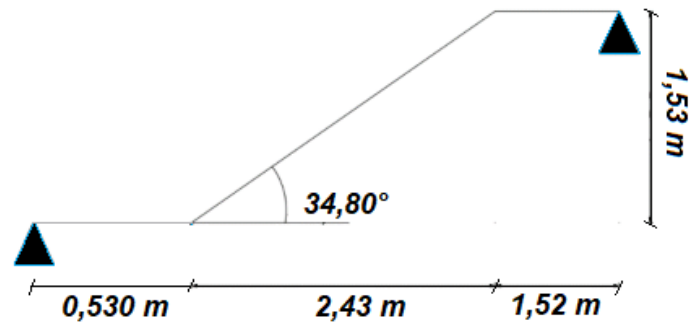


Figure 2.9 Schéma statique : volée et deux paliers

Type 3 escaliers : escalier à une volée.

Au niveau du RDC :

Tableau 2.9 Dimensions de l'escalier pour le RDC

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	Nombre de volée	α	ep(cm)
1,02	17	6	30	1	29,53	10

L'emmarchement :

$$L = 200/2 = 1,00 \text{ m}$$

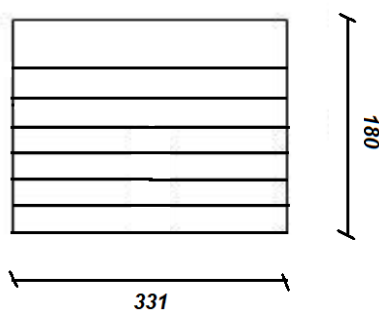


Figure 2.12 Vue en plan de l'escalier d'entrée

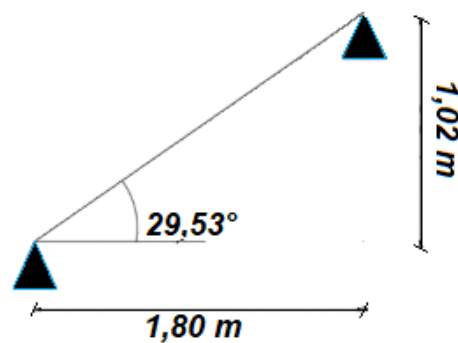


Figure 2.11 schéma statique de la volée

2.5. Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mécanique utilisé pour déplacer des personnes et des marchandises verticalement à différents étages d'un bâtiment, Il se compose d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale, l'ascenseur et qui est équipée de dispositifs mécaniques qui permettent à la cabine de se déplacer.

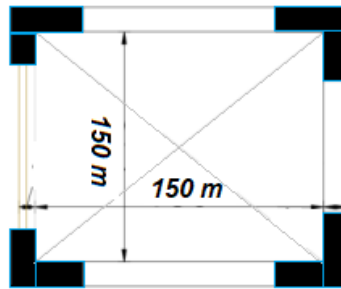


Figure 2.13 Vue en plan de la dalle d'ascenseur.

Tableau 2.10 Les caractéristiques de l'ascenseur.

H : hauteur de l'ascenseur	V la vitesse de l'ascenseur $V = 0,63 \text{ m/s}$
F_c : charge du a la cuvette $F_c = 50 \text{ KN}$	L : longueur de l'ascenseur
D_m Charge du a l'ascenseur $D_m = 43 \text{ KN}$	l : largeur de l'ascenseur
P_m charges due à la salle de machine $P_m = 15 \text{ KN}$	La charge nominale est de 630 Kg

2.5.1. Pré dimensionnement de la dalle d'ascenseur :

$$L_x = 1,80 \text{ m}, L_y = 1,80 \text{ m} \rightarrow S = 3,24 \text{ m}^2.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = 9 \text{ cm}.$$

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

$e \geq 14 \text{ cm}$ pour l'isolation phonique \Rightarrow on opte pour $e = 15 \text{ cm}$

2.5.2. Evaluation des charges et des surcharges :

$$\text{Poids de la dalle en béton armée } G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Poids de la machine : } G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{3,24} = 15,43 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 20,28 \text{ kN/m}^2$$

2.6. Les poutres :

2.6.1. Poutres principales :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 580 - 40 = 540 \text{ cm} \rightarrow 36 \leq h_{pp} \leq 54 \text{ On prend: } h_{pp} = 45 \text{ cm}$$

Selon le (RPA99 vers2003) en prend $b = 30 \text{ cm}$

h_{pp} et h_{ps} : hauteur de la poutre principale et secondaire.	L_{max} Portée maximale entre nus d'appuis d'une poutre.
---	---

Vérification (RPA99 version 2003) :

$h_{pp} \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 20 \text{ cm}$	$h_{pp}/b = 1,33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$
-----------------------------	------------------------	--

→ donc on prend une section (30 ×45) cm²

2.6.2. Poutre secondaire :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max} = 585 - 40 = 545 \text{ cm} \rightarrow 36,33 \leq h_{pp} \leq 54,5$ On prend $h_{pp} = 40 \text{ cm}$

Selon le (RPA99 vers2003) On prend $b= 30 \text{ cm}$.

Vérification (RPA99 version 2003) :

$h_{pp} \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 20 \text{ cm}$	$h_{pp}/b = 1,33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$
-----------------------------	------------------------	--

→ Donc on prend une section (30 ×40) cm²

2.7. Les voiles :

Selon le RPA99, l'épaisseur du voile doit vérifier :

$$e \geq \frac{h_e}{22}$$

Pour un voile simple → **article 7.7.1 (RPA99/2003)**

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

h_e : hauteur de l'étage libre.

e : épaisseur du voile.

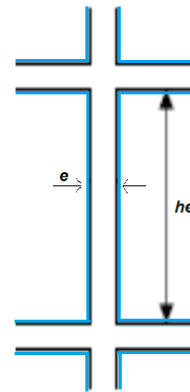


Figure 2.14 Vue en plan du voile.

Tableau 2.11 Epaisseur des voiles pour chaque étage.

Sous-sol	$h_e = 2,52 - 0,45 = 2,07 \text{ cm}$	$e \geq \frac{207}{22} = 9,40$	$e = 15 \text{ cm}$
RDC	$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ cm}$	$e \geq \frac{261}{22} = 11,86$	$e = 15 \text{ cm}$
1ère étage	$h_e = 3,42 - 0,45 = 2,97 \text{ cm}$	$e \geq \frac{297}{22} = 12,59$	$e = 15 \text{ cm}$
Étage courant	$h_e = 2,89 - 0,45 = 2,44 \text{ cm}$	$e \geq \frac{244}{22} = 11,09$	$e = 15 \text{ cm}$

2.8. Acrotère :

Il s'agit d'un élément en béton armé encastré en terrasse horizontalement, qui a pour fonction d'empêcher les eaux de pluviiales de s'infiltrer entre la forme de talus et le sol en terrasse.

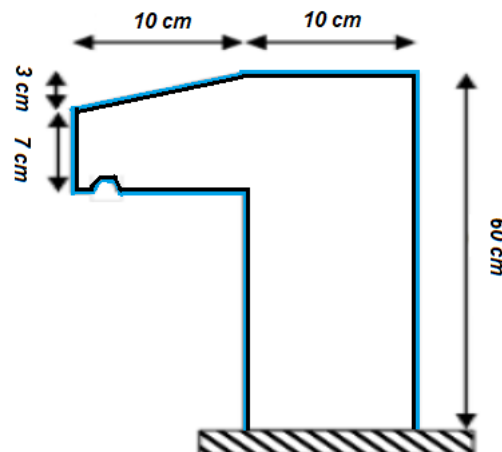


Figure 2.15 Coupe transversale de l'acrotère.

Tableau 2.12 Caractéristique de l'ascenseur.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1,713	0.42	2.133	1

2.9. Les poteaux :

Le prédimensionnement se fait en compression simple pour les poteaux les plus sollicités à l'ELU. On choisit au préalable les dimensions des poteaux, puis on effectue les vérifications pour trois types : poteaux centraux, de rives et voisins de rives.

Les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions du (RPA 99 version 2003) :

- $Min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $Min (b, h) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

Tableau 2.13 Section des poteaux adoptés

Niveaux	Section des poteaux	Poids (KN)
Sous-sol	60×60	22,68
RDC	60×60	27,54
1	55×55	25,86
2-3	50×50	18,06
4-5	45×45	14,63
6-7	40×40	11,56
8-9	35×35	8,850

2.10. Evaluation des charges et les surcharges :

2.10.1. Evaluation des charges et surcharges des planches :

Tableau 2.14 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Plancher	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	0,04	20	0,8
	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
	Forme de pente	0,1	22	2,2
	Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
	Plancher à corps creux (20+4)	0,24	/	3,33
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Charge permanentes G (KN /m ²)			6,66
	Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)			1

Tableau 2.15 Evaluations de la charge G de l'étage courant à corps creux.

Plancher	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Terrasse inaccessible	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Cloison de distribution	0,1	10	1
	Plancher à corps creux (20+4)	0,24	/	3,33
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Charge permanentes G (KN /m ²)			5,7
	Surcharges d'exploitation Q (KN /m ²) habitation			1,5
	Surcharges d'exploitation Q (KN /m ²) service			2,5

Tableau 2.16 Évaluation des charges sur les dalles pleines.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Mur de cloison	/	/	1
Charge permanentes G (KN /m ²)			5,4
Surcharges d'exploitation Q (KN /m ²) habitation			1,5

Tableau 2.17 Evaluations charges pour les balcons à dalle pleine.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4

Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanentes G (KN /m ²)			4,4
Surcharges d'exploitation Q (KN /m ²) habitation			3,5

2.18 Evaluations des charges pour le mur double cloison.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Enduit de ciment	0,02	22	0,36
Brique creuse	0,02	20	1,30
Lame d'air	0,02	18	/
Brique creuse	0,12	25	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanentes G (KN /m ²)			2,76

Tableau 2.19 Evaluation des charges pour le palier.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Palier	0,12	25	3
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanentes G (KN /m ²)			4,52
Surcharges d'exploitation Q (KN /m ²) habitation			2,5

Tableau 2.20 Evaluation des charges pour la volée.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids G (KN /m ²)
Revêtement horizontale	0,02	20	0,4
Revêtement verticale	0,02h/g	20	0,22
Mortier de pose h	0,02	20	0,4
Mortier de pose v	0,02 h/g	20	0,22
Marches	h/2	25	2,125
Palier	0,12 /cos 35,13	25	3,66
Enduit de ciment	0,02/cos 35,13	18	0,440
Charge permanentes G (KN /m ²)			7,46
Surcharges d'exploitation Q (KN /m ²)			2,5

2.11. Descente de charge :

Afin de déterminer l'effort Max à la base du bâtiment en doit passer par l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure.

2.11.1. Les lois de dégression de charges :

Les charges d'exploitations :

- Au niveau de la terrasse → Q
- Au niveau du dernier étage → Q₀+Q₁
- Au niveau de l'étage inférieur → Q₀+0,95× (Q₁+Q₂)
- Au niveau de l'étage inférieur → Q₀+0,90× (Q₁+Q₂+Q₃)
- Au niveau n quelconque → Q₀ + (3+n) / (2n) + (Q₁+Q₂+Q₃+.....+Q_n)

Le coefficient (3 + n) / 2n : étant valable pour n ≥ 5

Poteau (3E) :

S1 = 5,13 m²

S2 = 3,99 m²

S3 = 5,722 m²

S4 = 7,3575 m²

S_{cc} = S1 + S2 + S3 + S4 = 22,20 m²

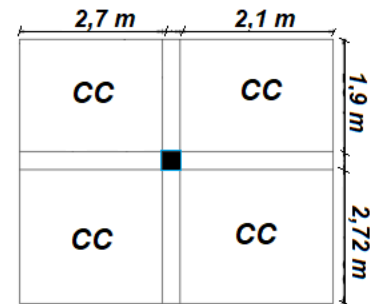


Figure 2.16 Surface qui revenant au poteau 3E.

Poids propre du mur : P_{mureRDC} = 40,53 KN / P_{mureEC} = 38,286 KN

Poids p.des poutres principales: G_{pp} = 25 × 0,45 × 0,30 × (2,725 + 1,9) = 15,60 KN

Poids propre des poutres secondaires : G_{ps} = 25 × 0,40 × 0,30 × (2,7 + 2,1) = 14,40 KN

S_{aff_{t.i}} = S_{aff_{e.c}} = 25,0275 m² → S_{aff_{t.i}}: Surface afférente de la terrasse inaccessible

S_{aff_{e.c}} : Surface afférente de l'étage courant.

Tableau 2.21 Résultats de la descente de charge pour le poteau 3D.

Niveaux	Désignation	G (KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	166,68	25,0275
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Poteau (35×35) cm ²	8,85	
	Total	205,53	
N2	Venant de N1	205,53	62,56
	Plancher étage courant	142,65	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Mur extérieur	38,286	
	Poteau (35×35) cm ²	8,85	
Total	425,32		
N3	Venant de N2	425,32	96,35
	Plancher étage courant	142,65	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Mur extérieur	38,286	
	Poteau (40×40) cm ²	11,56	
Total	647,81		
N4	Venant de N3	647,81	
	Plancher étage courant	142,65	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	

	Mur extérieur Poteau (40×40) cm ² Total	38,286 11,56 870,31	126,38
N5	Venant de N4 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (45×45) cm ² Total	870,31 142,65 15,6 14,4 38,286 14,63 1095,87	152,66
N6	Venant de N5 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (45×45) cm ² Total	1095,87 142,65 15,6 14,4 38,286 14,63 1321,44	175,19
N7	Venant de N6 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (50×50) cm ² Total	1321,44 142,65 15,6 14,4 38,286 18,06 1550,44	193,962
N8	Venant de N7 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (50×50) cm ² Total	1550,44 142,65 15,6 14,4 38,286 18,06 1779,43	211,6
N9	Venant de N8 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (55×55) cm ² Total	1779,43 142,65 15,6 14,4 38,286 25,86 2016,23	248,02
N10	Venant de N9 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (60×60) cm ² Total	2016,23 142,65 15,6 14,4 38,286 27,54 2254,70	285,31
N11	Venant de N10 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (60×60) cm ² Total	2254,70 142,65 15,6 14,4 40,53 26,61 2494,49	316,72

Poteau (3D):

$$S_1 = 6,40 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 7,35 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 5,13 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 = 18,88 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 4,218 \text{ m}^2$$

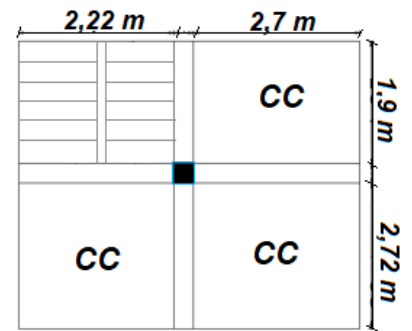


Figure 2.17 Surface afférente du poteau D3.

$$\text{Poids propre du mur } P_{mur \text{ RDC}} = 40,53 \text{ KN} ; P_{mur \text{ EC}} = 38,286 \text{ KN}$$

$$\text{Poids p.des poutres principales : } G_{pp} = 25 \times 0,45 \times 0,30 \times (2,725 + 1,9) = 15,60 \text{ KN}$$

$$\text{Poids p.des poutres secondaires : } G_{ps} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times (2,7 + 2,22) = 14,4 \text{ KN}$$

$$S_{aff_{e.c}} = 21,70 \text{ m}^2 \rightarrow S_{aff_{t.i}} = 23,34 \text{ m}^2 \rightarrow S_{aff_{volée}} = 4,218 \text{ m}^2$$

Tableau 2.22 Résultats de la descente de charge pour le poteau (3E).

Niveaux	Désignation	G (KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	174,3	26,17
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Poteau (35×35) cm ²	8,85	
	Total	213,53	
N2	Venant de N1	213,53	69,265
	Plancher étage courant	107,616	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Mur extérieur	38,286	
	Escalier (palier + volée)	30,67	
	Poteau (35×35) cm ²	8,85	
Total	428,57		
N3	Venant de N2	428,57	108,05
	Plancher étage courant	107,616	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Mur extérieur	38,286	
	Escalier (palier + volée)	30,67	
	Poteau (40×40) cm ²	11,56	
Total	646,70		
N4	Venant de N3	646,70	142,52
	Plancher étage courant	107,616	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	
	Poutre PS (30×40) cm ²	14,4	
	Mur extérieur	38,286	
	Escalier (palier + volée)	30,67	
	Poteau (40×40) cm ²	11,56	
Total	864,84		
N5	Venant de N4	864,84	
	Plancher étage courant	107,616	
	Poutre PP (30×45) cm ²	15,6	

	Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Escalier (palier + volée) Poteau (45×45) cm ² Total	14,4 38,286 30,67 14,63 1086,04	172,69
N6	Venant de N5 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Escalier (palier + volée) Poteau (45×45) cm ² Total	1086,04 107,616 15,6 14,4 38,286 30,67 14,63 1307,24	198,55
N7	Venant de N6 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Escalier (palier + volée) Poteau (50×50) cm ² Total	1307,24 107,616 15,6 14,4 38,286 30,67 18,06 1531,87	220,09
N8	Venant de N7 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Escalier (palier + volée) Poteau (50×50) cm ² Total	1531,87 107,616 15,6 14,4 38,286 30,67 18,06 1756,50	240,35
N9	Venant de N8 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Poteau (55×55) cm ² Total	1756,50 107,616 15,6 14,4 38,286 25,86 1988,94	282,15
N10	Venant de N9 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Escalier (palier + volée) Poteau (60×60) cm ² Total	1988,94 107,616 15,6 14,4 38,286 31,46 27,54 2223,84	320,39
N11	Venant de N10 Plancher étage courant Poutre PP (30×45) cm ² Poutre PS (30×40) cm ² Mur extérieur Escalier (palier + volée) Poteau (60×60) cm ² Total	2223,84 107,616 15,6 14,4 40,53 30,91 26,61 2459,50	352,16

2.12. Vérification (Poteaux 3E) :

$Nu = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow Nu = 3842,6415 \rightarrow$ selon le BAEL (art b.8.1.1) On majore de 10% l'effort de compression $Nu^* = 1,10 \times Nu = 4226,90 KN$

2.12.1. Vérification du critère de résistance (Poteaux 3E) :

$$B \geq \frac{Nu}{f_{bu}} = \frac{4419,84}{14,2} \rightarrow B = 0,42 \geq 0,297 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Tableau 2.23 Vérification du critère de résistance

Niveau	Nu*(KN)	B _{cal} (m ²)	B _{adopt} (m ²)	Observation
9	234,88	0,0165	0,1225	Vérifiée
8	471,42	0,0331	0,1225	Vérifiée
7	711,37	0,0500	0,16	Vérifiée
6	951,32	0,0669	0,16	Vérifiée
5	1194,64	0,0841	0,2025	Vérifiée
4	1684,99	0,1186	0,2025	Vérifiée
3	1761,65	0,1240	0,25	Vérifiée
2	1932,15	0,1360	0,25	Vérifiée
1	2187,83	0,1540	0,30	Vérifiée
RDC	2446,22	0,1722	0,36	Vérifiée
Sous-sol	4419,84	0,3112	0,36	Vérifiée

2.12.2. Critère de stabilité de forme (Poteaux 3E) :

On doit vérifier le critère de flambement d'après le CBA93(art b.8.2.1)

$$Nu = \alpha \times \left[\frac{(Br \times fc28)}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{(As \times fe)}{\gamma_s} \right]$$

Tableau 2.24 Critère de stabilité de forme.

Br : section réduite de béton	As : section des armatures.
γ_b : coefficient de sécurité du béton = 1,5	γ_s : coefficient de sécurité de l'acier = 1,15
α : coefficient tenant compte de l'élanement	Br_{adopt} ≥ Br_{cal}

$$B_r(\text{cm}^2) = (b - 2) \times (h - 2) \quad A_s \in [0,8 B_r ; 1,2 B_r] \quad \text{On prend : } A_s = 1\% B_r$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 ; \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

l_f = 0,7L ₀ Longueur de flambement.	i : Rayon de giration
L₀ : Longueur du poteau	I : Moment d'inertie

Tableau 2.25 vérification au flambement

Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	i (m)	λ	α	Nu^* (KN)	Br_{cal} (m ²)	$Br_{adopté}$ (m ²)
9	2,64	1,848	12,50	0,101	18,29	0,805	234,88	0,013	0,1089
8	2,64	1,848	12,50	0,101	18,29	0,805	471,42	0,026	0,1089
7	2,64	1,848	21,33	0,115	16,06	0,815	711,37	0,039	0,1444
6	2,64	1,848	21,33	0,115	16,06	0,815	951,32	0,053	0,1444
5	2,64	1,848	34,17	0,129	14,32	0,822	1194,64	0,066	0,1849
4	2,64	1,848	34,17	0,129	14,32	0,822	1684,99	0,093	0,1849
3	2,64	1,848	52,08	0,144	12,83	0,827	1761,65	0,136	0,2304
2	2,64	1,848	52,08	0,144	12,83	0,827	1932,15	0,106	0,2304
1	3,17	2,219	76,25	0,158	14,04	0,823	2187,83	0,120	0,2809
RDC	2,81	1,967	108	0,173	11,36	0,832	2446,22	0,133	0,3364
Sous-sol	2,27	1,589	108	0,173	9,18	0,833	4419,84	0,241	0,3364

Conclusion :

Les prédimensionnements des éléments secondaires ont été présentés en premier lieu. Pour les éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles), les sections adoptées après les vérifications du RPA99/version 2003 sont les suivantes :

P.P : (30×45) cm²

P.S : (30×40) cm²

Poteau sous-sol et RDC : (60×60) cm²

Poteau 1ere étage : (55×55) cm²

Poteau 2eme et 3eme : (50×50) cm²

Poteau 4eme et 5eme : (45×45) cm²

Poteau 6eme et 7eme : (40×40) cm²

Poteau 8eme et 9eme : (35×35) cm²

Voile : (e =15cm) pour tous les étage du (RDC jusqu'au 9eme étage)

Chapitre 3

Etude des éléments
secondaires

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : Eléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...)

3.1. Les Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$) et présente une bonne isolation thermique et phonique.

3.1.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

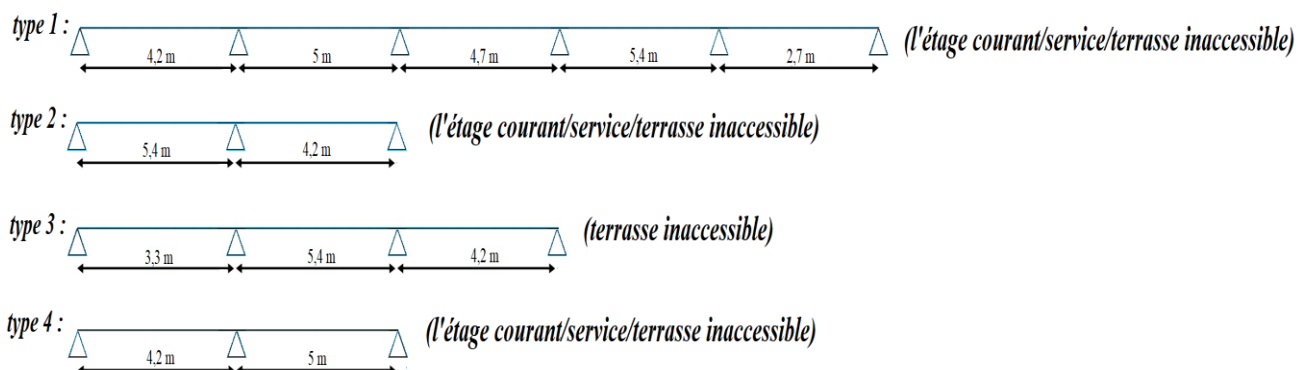
Méthodes de calculs :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- **La méthode forfaitaire** (applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée)
- **La méthode de Caquot** (applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée)

3.1.2. Les différents types de poutrelles :

Dans notre cas nous avons plusieurs types selon les différents usages des étages de notre structure :



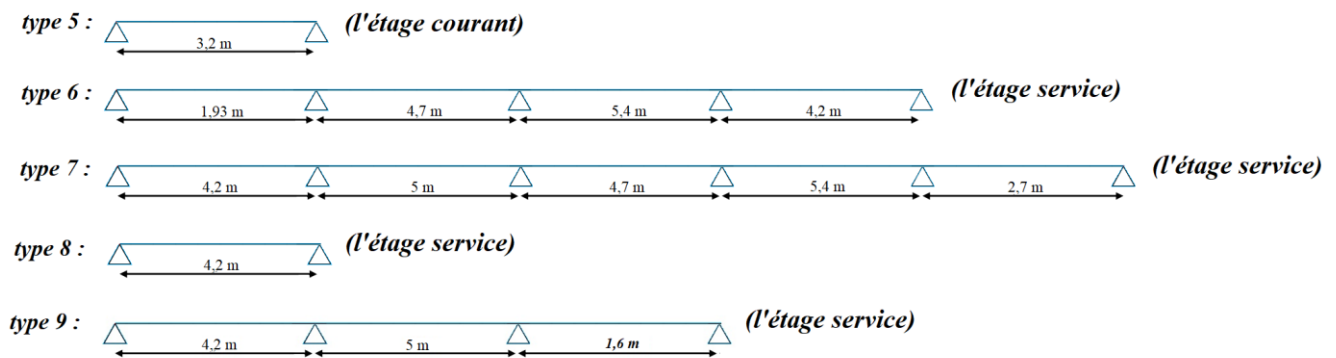


Figure 3.1 Type des poutrelles pour les étages services / commerce/terrasse inaccessible

3.1.3. Calcul des charges revenant aux poutres :

A l'Elu : $q_u = (1.35G + 1.5Q) l_0$

A l'ElS : $q_s = (G + Q) l_0$

Tableau 3.1 charge sur les poutrelles

Designation	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	L ₀ [m ²]	q _u [KN/ml]	q _s [KN/ml]
Terrasse inaccessible	6,66	1	0,65	6,819	4,979
Etage courant	5,7	1,5	0,65	7,439	5,33
Service/ commerce	5,7	2,5	0,65	6,464	4,68

3.1.4. Exemple de calcul par la méthode forfaitaire :

On opte pour la poutrelle **type 4** localisée au niveau de l'étage à usage service /commerce.

Le **BAEL91 (Article. III. 4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
- Le rapport des portées successives (L_i/L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25 Avec L_i et L_{i+1} : Longueur entre nu d'appui de deux portées successives.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN).
→la méthode est applicable

Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35 \times (5.7) + 1.35 \times (2.5) \times 0.65 = 7,439$
KN/m

$q_s = [5.7+2.5] \times 0.65 = 5,33$ KN/m

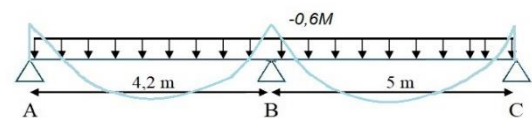


Figure 3.2 Diagrammes des moments pour une poutrelle à 2 travées

Calcul des moments isostatique :

$M_0 = \frac{qu \cdot l^2}{8}$

$M_0^{AB} = 16,66$ KN, m $M_0^{BC} = 23,247$ KN, m

Calcul des moments aux appuis :

Appuis de rive :

$M_A = M_C = 0 \rightarrow$ (Le BAEL 91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

$$M_A = M_C = -0,15 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -3,49 \text{ KN.m}$$

Appui intermédiaire :

$$M_B = -0,6 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 13,95 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

$$\alpha = Q / (G + Q) = 0,305$$

Travée de rive :

$$M_t + \left| \frac{M_g + M_d}{2} \right| \geq \text{Max} (1,05 ; 1 + 0,3 \alpha) M_0 \rightarrow \mathbf{1}^{\text{ère}} \text{ condition}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \mathbf{2}^{\text{ème}} \text{ condition}$$

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

L_i : Portée de la travée.

$$M_t^{AB} \geq 0,646 M_0 \rightarrow M_t^{AB} = 10,98 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq 0,7915 M_0 \rightarrow M_t^{BC} = 18,4 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU : $V_0 = \frac{q_u \times l}{2}$

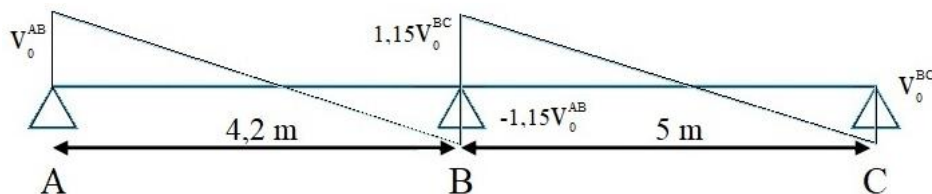


Figure 3.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

3.1.5. Exemple de calcul de la méthode de Caquot minoré :

Type 1 terrasse inaccessible :

- Evaluation du chargement :

$$G = 6,66 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G' = \frac{2}{3} G = 4,44 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_u = 1,35G + 1,5Q = 7,49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q'_u = P_u \times 0,65 = 4,87 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_s = G' + Q = 5,4 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q'_s = P_s \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/m}^2$$

a - Appuis de rives :

$$M_A = M_F = 0$$

Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$M_A = M_F = -0,15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{EF}) = -0,15 \times 10,738 = -1,738 \text{ KN.m}$$

b- Appuis Intermédiaires :**Appui B:**

$$M_B = - \left(\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} \right) \text{ avec } q'_g = q'_d \text{ et } l'_g = 4,2\text{m}, l'_d = 4\text{m}$$

$l' = 0,8 \times l$: pour une travée intermédiaire

$l' = l$: Pour une travée de rive

$$\text{ELU: } M_B^U = \left(- \frac{4,87 \times (4,2)^3 + 4,87 \times (4)^3}{8,5 \times (4,2 + 4)} \right) = -9,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_B^S = \left(- \frac{3,54 \times (4,2)^3 + 3,19 \times (4)^3}{8,5 \times (4,2 + 4)} \right) = -7,005 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :**Travée AB :**

$$X = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_{AB}} = \frac{4,2}{2} - \frac{0 - (-9,65)}{7,49 \times 4,2} \rightarrow X = 1,763 \text{ m.}$$

$$M_t^{AB} = \frac{q \times X}{2} (l_{AB} - X) + M_A \left(1 - \frac{X}{l_{AB}} \right) + M_B \left(\frac{X}{l_{AB}} \right) \text{ Avec: } M_A = 0$$

$$\text{ELU : } M_t^{AB} = 10,598 \text{ KN.m} \quad \text{ELS : } M_t^{AB} = 7,756 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :**Travée AB :**

$$V_A = \frac{q_U \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{7,49 \times 4,2}{2} - \frac{0 - (-9,65)}{4,2} = 12,022 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{q_U \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = - \frac{7,49 \times 4,2}{2} - \frac{0 - (-9,65)}{4,2} = -17,247 \text{ KN}$$

De la même façon on a :

Tableau 3.2 les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles

Type	Travée	L(m)	M_G (KN.m)		M_D (KN.m)		X	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)	V_u (KN)
			ELU	ELS	ELU	ELS				
Type 1	AB	4,2	-1,61	-1,17	-9,65	-7,00	1,76	10,59	7,75	12,02
	BC	5	-9,65	-7,00	-8,65	-6,28	2,52	12,16	8,91	-17,24
	CD	4,7	-8,65	-6,28	-9,05	-6,57	2,33	9,97	7,32	17,54
	DE	5,4	-9,05	-6,57	-10,01	-7,26	2,57	13,51	9,91	-17,91
	EF	4,2	-10,01	-7,26	-1,61	-1,17	2,45	10,44	7,64	-11,93

3.1.6. Les sollicitations maximales retenues :

Tableau 3.3 Récapitulatif des sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

Type	ELU			ELS			Effort tranchant (KN)
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	
Terrasse inaccessible							
1	14,91	-10,41	-2,25	10,93	-7,55	-1,64	-18,58
2	18,43	-13,82	-3,73	13,48	-10,034	-2,72	-20,97
3	15,26	-10,41	-2,25	11,18	-7,55	-1,64	-18,71
4	15,98	-12,79	-3,19	11,67	-9,34	-2,33	19,61
Etage courant							
1	13,76	-10,25	-2,13	10,026	-7,36	-1,54	-17,62
2	17,25	-13,61	-3,53	12,52	-9,78	-2,56	19,97
4	15,4	-12,12	-3,03	11,15	-8,78	-2,19	18,58
5	8,27	/	0	5,99	/	0	10,34
Service /commerce							
1	15,33	-12,33	-2,46	11,068	-8,75	-1,76	-20,29
2	19,54	-16,38	-4,06	14,052	-11,62	-2,91	-23,12
4	18,4	-13,95	-3,49	13,18	-9,994	-2,49	21,38
6	15,33	-12,33	-2,46	11,068	-8,75	-1,76	-20,28
7	16,65	-11,44	-2,46	12,002	-8,113	-1,76	20,37
8	16,4	/	0	11,75	/	0	11,75
9	13,42	-11,44	-2,46	9,69	-8,11	-1,76	19,23

Tableau 3.4 Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

ELU			ELS			Effort tranchant (KN)
$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ int}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	
Terrasse inaccessible						
18,43	-13,82	-3,73	13,48	-10,034	-2,72	-20,97
Etage courant						
17,25	-13,61	-3,53	12,52	-9,78	-2,55	19,97
Service /commerce						
19,54	-16,38	-4,06	14,052	-11,62	-2,91	-23,12

3.1.7. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{c28} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Sinon l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Avec M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b_0=10$ cm	$b=65$ cm	$h=24$ cm	$h_0=4$ cm	$d=22$ cm	$f_{bu}=14,2$ MPa
-------------	-----------	-----------	------------	-----------	-------------------

a) Armatures longitudinales :

• **Ferraillage en En travée :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0,07384 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu} = 0,07384 \text{ MN.m} > M_u = 0,0184 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{19,54 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.043 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}] = 0.055$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.055) = 0,215$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{19,45 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,61 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage aux appuis :**

Le moment aux appuis est négatif \Rightarrow la table de compression travaille en traction, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, on va donc considérer une section ($b_0 \times h$).

Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{16,38 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,10 \times 0,22^2} = 0,238$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,345 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.190 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z \times f_{st}} = \frac{16,38 \times 10^{-3}}{0.190 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{4,06 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0.10 \times 0.22^2} = 0,059 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,077 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.213 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{4,06 \times 10^{-3}}{0.213 \times 348} = 0,547 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2 \leq A_a^{\text{rive}} = 0.547 \text{ cm}^2$$

Ferraillage transversal :

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10; 10; 6,875)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ D'où $\Rightarrow A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Tableau 3.5 Calcul des armatures en travée.

Mt (KN.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Terrasse inaccessible						
18,43	0,041	0,053	0,215	2,45	1HA12+2HA10=2,7	1,73
Etage courant						
17,25	0,0386	0,049	0,215	2,29	1HA12+2HA10=2,7	1,73
Service/Commerce						
19,54	0,043	0,055	0,215	2,61	1HA12+2HA10=2,7	1,73

Tableau 3.6 Calcul des armatures de rive.

Ma ^{rive} (KN.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Terrasse inaccessible						
3,7	0,053	0,069	0,214	0,497	1HA12=1,13	0,265
Etage courant						
3,53	0,051	0,066	0,214	0,473	1HA12=1,13	0,265
Service/Commerce						
4,06	0,059	0,076	0,213	0,547	1HA14=1,54	0,265

Tableau 3.7 Calcul des armatures des appuis intermédiaires.

Ma ^{int} (KN.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Terrasse inaccessible						
13,82	0,201	0,283	0,195	2,036	2HA12=2,26	0,265
Etage courant						
13,61	0,198	0,278	0,195	2,00	2HA12=2,26	0,265
Service/Commerce						
16,38	0,238	0,346	0,189	2,48	2HA14=3,08	0,265

Vérifications à l'ELU :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{23,12 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,22} = 1,051 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Condition vérifiée) → Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

L'espacement des armatures transversales St :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 19,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 79 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 60,04 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :

Selon **BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1)** on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

→ **Condition vérifiée**

Vérification de la bielle :

Selon le **CBA93 (Art A.5.1.3. 1)** on doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times d \times b_0 \times f_{c28}$

$$V_u = 0,02312 \text{ MN} \leq 0,267 \times 0,9 \times 0,22 \times 0,10 \times 25 = 0,132 \text{ MN}$$

Pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de l'effort tranchant → Condition vérifiée

Vérifications à L'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

On a une fissuration peu nuisible → A'_{st} est nul on ne vérifie donc que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} A_{adp} = 2,7 \text{ cm}^2 \\ M_{ser} = 14,052 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -209 \text{ cm}^3 < 0$$

Donc : l'axe neutre est dans la nervure c'est donc une section en T

$$\text{Calcul de (Y) : } \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow 5y^2 + 260,5y - 451 = 0 \Rightarrow y = 1,67 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de l'inertie } I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times (1,67)^3 - (65 - 10) \frac{(1,67-4)^3}{3} + 15 \times 2,7 \times (22 - 1,67)^2 \rightarrow I = 17071,83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,8 \times 10^{-3}}{17071,83 \times 10^{-8}} \times 1,67 \times 10^{-2} \Rightarrow 1,34 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire : $\left\{ \begin{array}{l} A_{adp} = 3,08 \text{ cm}^2 \\ M_{ser} = 11,62 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire : $(b_0 \times h)$

Calcul de Y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad \Leftrightarrow 32,5y^2 + 28,8y - 518,4 = 0 \Rightarrow y = 4,92 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{65}{3}(4,92)^3 + 15 \times 3,08(22 - 4,92)^2$$

$$I = 16058,16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,62 \times 10^{-3}}{16058,16 \times 10^{-8}} \times 4,92 \times 10^{-2} \rightarrow \sigma_{bc} = 3,56 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation, nous allons vérifier la poutrelle la plus défavorable

(Type 5) (Etage service / commerce). Si sa flèche est vérifiée alors les autres poutrelles le seront forcément.

D'après le **BAEL** article [(B.6.5.1) et (CBA93)] si les deux conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \qquad 2) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$L_{\max}(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$A_t(\text{cm}^2)$
5	23,2	18,4	2,7

$$\text{On a } \frac{h}{l_x} = \frac{0,24}{5} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{Et } \frac{2,7}{10 \times 22} = 0,012 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On doit donc vérifier la flèche.

La flèche à calculer selon le **(BAEL)** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q)

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à **5m** est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0,65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Les contraintes effectives de l'acier :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser}(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser}(d-y)}{I}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0(h-h_0) \left(\frac{h-h_0}{2} \right) + 15Ad}{(b \times h_0) + b_0(h-h_0) + 15A} \Rightarrow y_G = 4,81 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$\Rightarrow I = 7,893 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés I_f :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Calcul des modules de déformation longitudinaux E_i et E_v

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \text{ Module de déformation longitudinale instantanée du béton} \\ E_v = 3 \times E_i = 10721,4 \text{ MPa} \text{ Module de déformation longitudinale différée du béton.} \end{array} \right.$$

. Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,47 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,39 \end{cases} \quad \text{Avec: } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,7}{10 \times 22} = 0,012$$

Calcul des inerties fictives :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si : $\mu < 0 \rightarrow \mu = 0$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times l_0}{1 + \lambda_i \mu_j} \quad I_{fig} = \frac{1,1 \times l_0}{1 + \lambda_i \mu_g} \quad I_{fip} = \frac{1,1 \times l_0}{1 + \lambda_i \mu_p} \quad I_{fvg} = \frac{1,1 \times l_0}{1 + \lambda_i \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

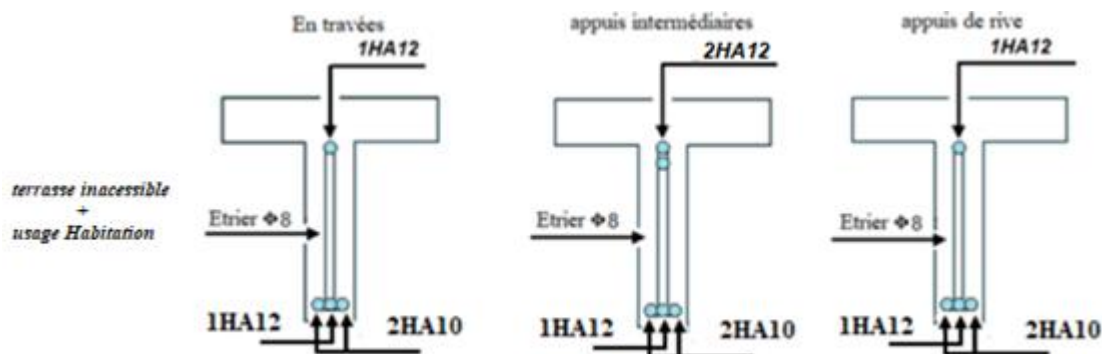
$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} \quad f_{ig} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} \quad f_{ip} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} \quad v_{fvg} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}}$$

Tableau 3.8 vérification des flèches.

L (m)	A (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (m ⁴)	I_0 (m ⁴)
5	2,7	5,305	9,16	13,18	$1,43 \times 10^{-4}$	$7,89 \times 10^{-4}$
Y (m)	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	I_{fij} (m ⁴)	I_{fig} (m ⁴)	I_{fip} (m ⁴)
0,0481	95,21	164,45	236,57	$3,35 \times 10^{-4}$	$2,7 \times 10^{-4}$	$2,45 \times 10^{-4}$
I_{fvg} (m ⁴)	f_{ij} (mm)	f_{ig} (mm)	f_{ip} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
$4,6 \times 10^{-4}$	1,23	2,64	4,18	4,65	4,96	10

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4,65 - 1,23 + 4,18 - 2,64 = 4,96 \text{ mm}$$

$\Delta f = 4,96 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ (La condition est vérifiée)



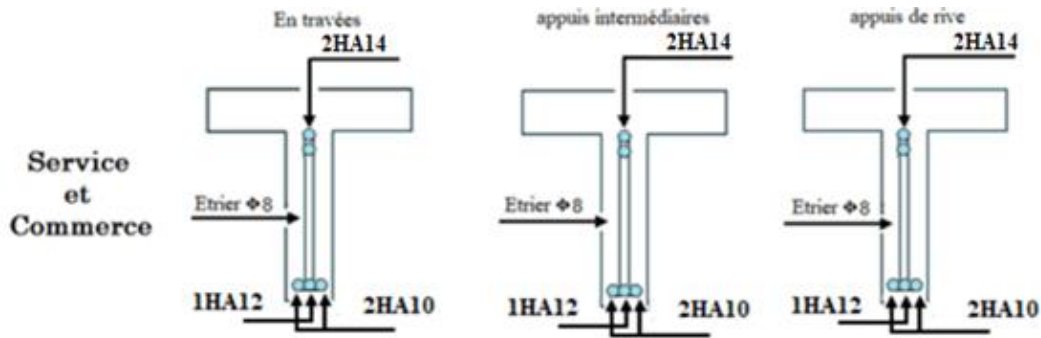


Figure 3.4 Schéma de ferraillages des poutrelles

Ferraillage de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)** la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures

On utilise un treillis soudé HA de nuance $f_e=400\text{Mpa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles : $A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures parallèles aux poutrelles : $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit : $5\text{HA}6/\text{ml}=1,41 \text{ cm}^2$, pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ → Condition est vérifiée.

$4\text{HA}6/\text{ml}=0,57 \text{ cm}^2$ pour les armatures parallèles aux poutrelles

Avec : $St=25\text{cm} < 30\text{cm}$ → Condition est vérifiée

Donc on adopte un treillis soudé de mailles → $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

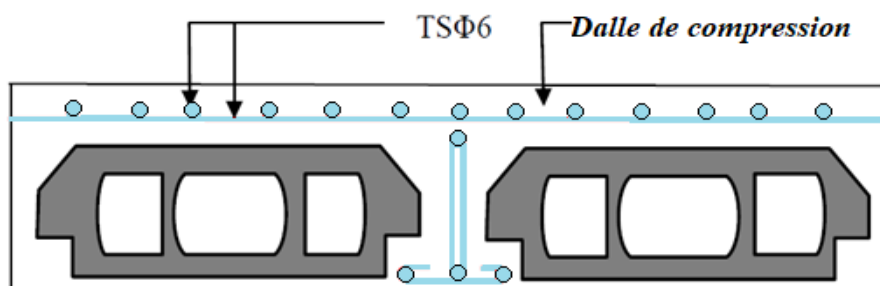


Figure 3.5 Schéma de ferraillages de la dalle de compression

3.2. Etude des escaliers :

3.2.1. Type d'escalier T1 principales :

Notre escalier possède 3 hauteurs différentes donc le calcul de la charge permanente G et du ferrailage se fera avec l'angle la plus défavorable.

Tableau 3.9 Les charges appliquées sur la volée et le palier T1.

La charge G et Q de la volée :	Les charges G et Q de du palier :
$G = 7,46 \text{ KN/ml}$	$G = 4,52 \text{ KN/ml}$
$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$	$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

G et Q : Sans les charges permanente sur le palier et la volée

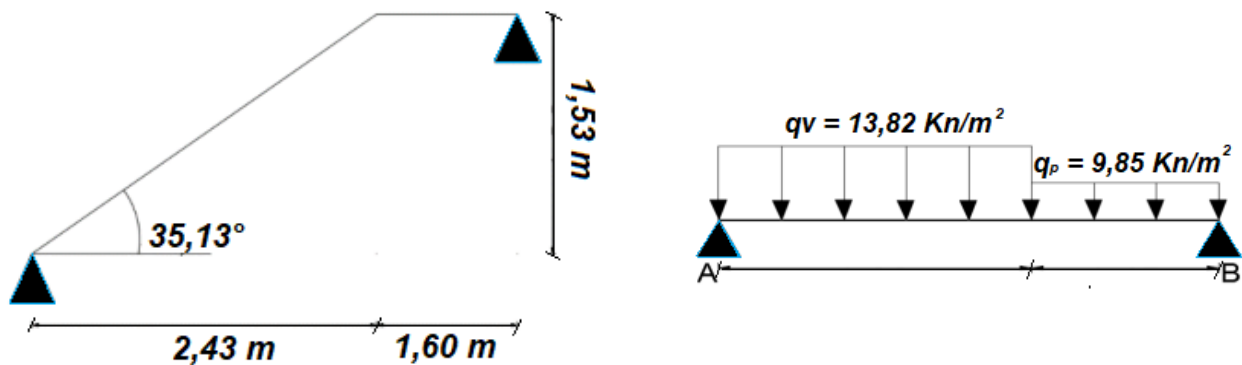


Figure 3.6 Schémas statiques de la volée.

Calcul a LELU :

$$q_v = 1,35G_v + 1,5Q_v = 13,82 \text{ KN /ml}$$

$$q_p = 1,35G_p + 1,5Q_p = 9,85 \text{ KN /ml}$$

q_v et q_p sont les charges qui reviennent sur la volée et le palier.

Calcul des sollicitations

Calcul des réactions :

Selon les lois de calcul RDM (résistance des matériaux) :

$R_a = 26,588 \text{ KN}$	$R_b = 22,75 \text{ KN}$	$M_{max}^0 = 25,57 \text{ KN.m}$
---------------------------	--------------------------	----------------------------------

Calcul des moments réels :

$$Ma = 0,5M_{max}^0 = 12,78 \text{ KN.m}$$

$$Mt = 0,75M_{max}^0 = 19,18 \text{ KN.m}$$

Ferraillage a la flexion simple :

$$(b \times h) = (100 \times 12) \text{ et } d = 0,1 \text{ m}$$

Tableau 3.10 Calcul des armatures principales pour l'escalier.

Mu (KN.m)	Sens	Ubu	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopt} (Cm ² /ml)	St (cm)
12,78	Appuis	0,090	0,118	0,095	3,85	1,08	4HA12= 4,52	25
19,18	Travée	0,135	0,182	0,092	5,94	1,08	4HA14= 6,16	25

Armature de répartition

$$A^a = A_{adopt} / 4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte : } 4HA8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$A^t = A_{adopt} / 4 = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte : } 4HA8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

On adopte : $A_a^t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ 4HA8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition en appuis A^a

Armature de répartition en travée A^t

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0,295 < \tau_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,165 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$qv = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$qp = 7,02 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.11 Vérification des contraintes à ELS.

Sens	Ra (KN)	Rb (KN)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I × 10 ⁻⁴ (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Appuis	22,14	19,006	22,84	7,35	0,030	0,422	5,34	15	Vérifiée
Travée	22,14	19,006	22,84	15,62	0,034	0,533	10,17	15	Vérifiée

L'état de déformation :

$$e \geq \max \left(\frac{1}{16} + \frac{Mt}{20 \times M_0} \right) l \rightarrow e = 0,034 \text{ m} < 0,0625 \text{ m} \rightarrow \text{condition non vérifiée, donc on vérifier la flèche.}$$

Tableau 3.12 Vérification des flèches

L (m)	As (cm)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	I ₀ × 10 ⁻⁴ (m ⁴)
4,03	6,16	5,961	11,32	15,62	0,5332	12,14

Y (m)	F _{ji} (mm)	F _{gi} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gv} (mm)	fΔ(mm)	f _{adm} (cm)
0,034	0,04048	0,11443	0,1796	0,2143	0,2390	8,06

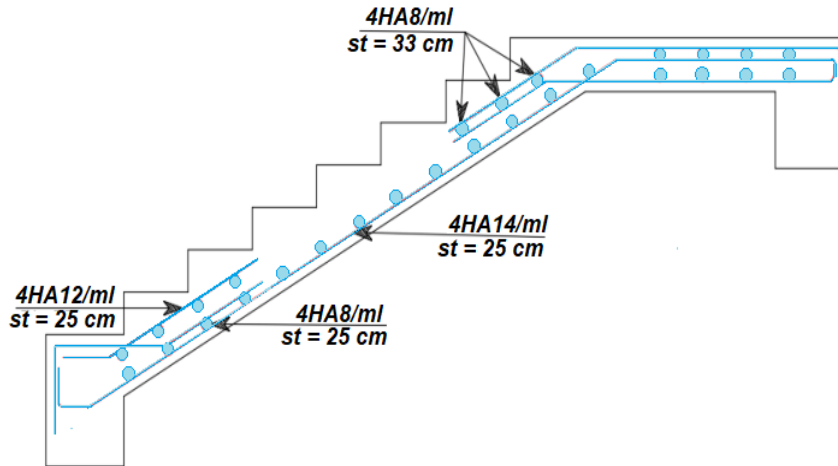


Figure 3.7 schémas de ferraillages de l'escalier T1

Remarque : Type d'escaliers T2 vue que l'escalier T2 est pratiquement similaire à l'escalier T1 donc on prend les mêmes ferraillages

3.2.2. Type d'escalier T3 :

Escalier a deux volées et trois paliers

Tableau 3.13 Les charges reprises par le palier et la volée T3.

La charge G et Q de la volée :	Les charges G et Q de du palier :
G = 7,46 KN/ml	G = 4,52 KN/ml
Q = 2,5 KN/ml	Q = 2,5 KN/ml

G et Q : sans les charges permanente sur le palier et la volée.

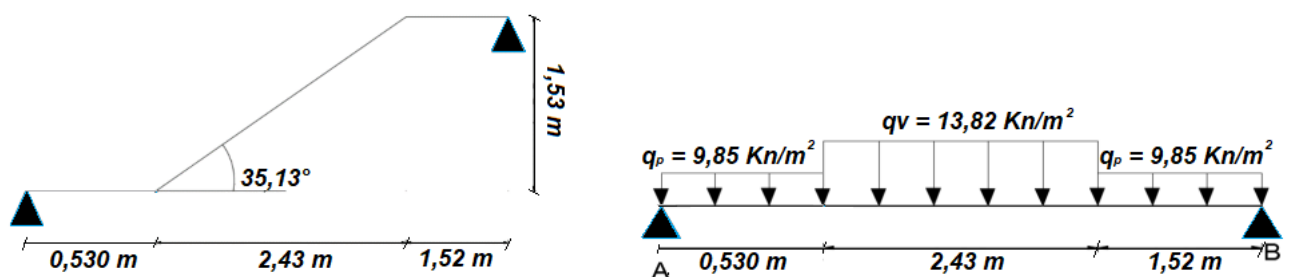


Figure 3.8 Schémas statiques de la volée et des deux paliers.

Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations et des réactions :

q_v (KN/ml)	q_p (KN/ml)	R_a (KN)	R_b (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M^a (KN.m)	M^t (KN.m)
13,81	9,85	27,95	25,82	32,13	16,06	24,09

Ferraillage a la flexion simple :

$$(b \times h) = (100 \times 12) \quad \text{et} \quad d = 0,1 \text{ m}$$

Tableau 3.14 Calcul des armatures principales pour l'escalier.

Sens	M_u (KN.m)	U_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Appuis	16,06	0,113	0,150	0,093	4,91	1,086	5HA12= 5,65	25
Travée	24,09	0,170	0,234	0,090	7,64	1,086	5HA14= 7,70	25

Armatures de répartitions :

$$A^a = A_{adopt} / 4 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte : } 4HA8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$A^t = A_{adopt} / 4 = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte : } 4HA8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

On adopte pour $A_a^t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ 4HA8 avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition en appuis A^a	Armature de répartition en travée A^t
---	---

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0,282 < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_c 28 / \gamma_b = 1,165 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul a L'ELS :

$q_v = 9,96 \text{ KN.m}$	$q_p = 7,02 \text{ KN.}$
---------------------------	--------------------------

Tableau 3.15 Vérification des contraintes à ELS.

Sens	R_a (KN)	R_b (KN)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	$Y(m)$	$I \times 10^{-4}$ (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Appuis	20,08	18,50	23,10	9,24	0,033	0,50	6,20	15	Vérifiée
Travée	22,08	18,50	23,10	19,63	0,037	0,62	11,86	15	Vérifiée

L'état de déformation :

$$e \geq \max \left(\frac{1}{16} + \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \rightarrow e = 0,00446 \text{ m} < 0,0625 \text{ m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée donc on doit vérifier les flèches.}$$

Tableau 3.16 Vérification des flèches.

L (m)	A_s (cm)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$I_0 \times 10^{-4}$ (m ⁴)
4,48	7,7	7,44	14,31	19,63	0,62	12,18

Y (m)	F _{ji} (mm)	F _{gi} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gv} (mm)	f Δ (mm)	f _{adm}
0,037	0,066	0,171	0,258	0,325	0,346	8,96

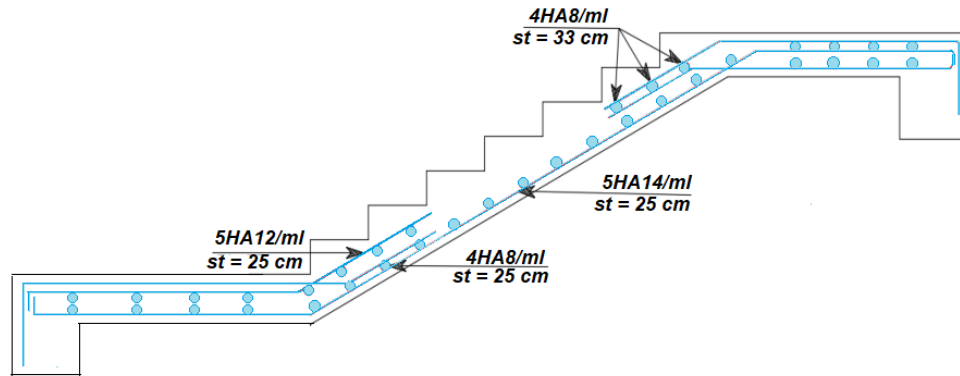


Figure 3.9 Schémas de ferraillages des escaliers T3.

3.2.3. Type T4 :

Escalier à deux volées et trois paliers :

Tableau 3.17 Les charges reprises par la volée T4.

La charge G et Q de la volée :
G = 7,21 KN/ml
Q = 2,5 KN/ml

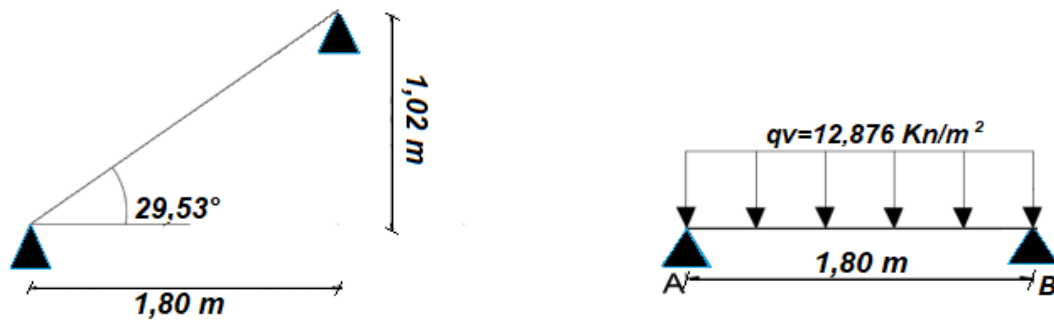


Figure 3.10 Schémas statiques de la volée.

Calcul a LELU :

Calcul des sollicitations et des réactions :

q _v (KN/ml)	R _a (KN)	R _b (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M ^a (KN.m)	M ^t (KN.m)
13,48	12,13	12,13	5,46	2,73	4,09

Ferraillage a la flexion simple :

$(b \times h) = (100 \times 12)$ et $d = 0,1 m$

Tableau 3.18 Calcul des armatures principales pour l'escalier.

Sens	Mu (Kn.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Appuis	2,73	0,019	0,0243	0,099	0,792	1,086	3HA8= 1,51	25
Travée	4,09	0,028	0,0366	0,098	1,195	1,086	3HA8= 1,51	25

Armature de répartition :

$$A^a = A_{adopt} / 4 = 0,392 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte : } 3HA6 \rightarrow 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ St} = 33 \text{ cm}$$

$$A^t = A_{adopt} / 4 = 0,377 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On adopte : } 3HA6 \rightarrow 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ St} = 33 \text{ cm}$$

En adopte pour $A_a^t = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3HA6$ pour un espacement $St = 33 \text{ cm}$.

Armature de répartition en appuis A^a

Armature de répartition en travée A^t

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,123 < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,165 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul a L'ELS :

Tableau 3.19 Vérification des contraintes à ELS.

Sens	Ra (KN)	Rb (KN)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I × 10 ⁻⁴ (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Appuis	8,739	8,739	3,932	3,34	0,019	0,17	3,73	15	Vérifier
Travée	8,739	8,739	3,932	1,57	0,019	0,17	1,7275	15	Vérifier

L'état de déformation :

$$e \geq \max \left(\frac{1}{16} + \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \rightarrow e = 0,0111 \text{ m} < 0,0625 \text{ m} \text{ condition non vérifiée donc on doit vérifier les flèches.}$$

Tableau 3.20 Vérification des flèches.

L (m)	As (cm)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	I ₀ × 10 ⁻⁴ (m ⁴)
1,8	1,57	1,18	2,48	3,34	0,17	12,03
Y (m)	F _{ji} (mm)	F _{gi} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gv} (mm)	fΔ(mm)	f _{adm}
0,037	0,090	0,188	0,254	0,566	0,541	3,6

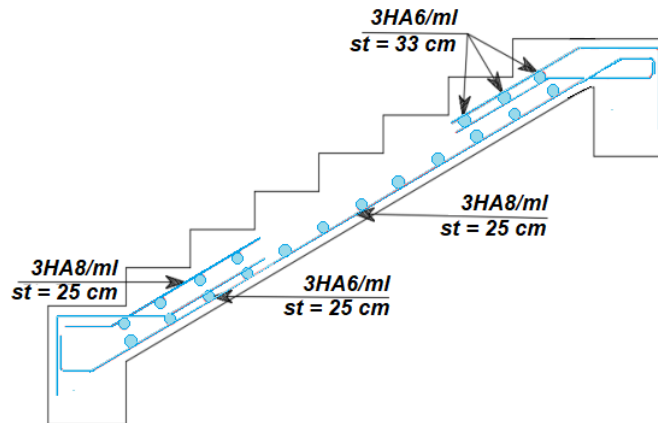


Figure 3.11 Schéma ferrailage escalier T4

3.3. Ferrailage des dalles plaines :

3.3.1. Panneau D1 :

$\varphi = Lx/Ly \rightarrow$ Si $\varphi \leq 0,4$ la dalle travaille sur un seul sens (selon x)

Si $\varphi \geq 0,4$ la dalle travaille sur les deux sens (selon x et y)

Panneau D1 repose sur 3 appuis (perpendiculaire) du 2^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage

$$\varphi = \frac{0,90}{1,24} = 0,725 \geq 0,4 \text{ donc elle travaille dans les deux sens } Lx \text{ et } Ly$$

$$\text{On a : } G = 5,4 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,54 \text{ KN/ml}$$

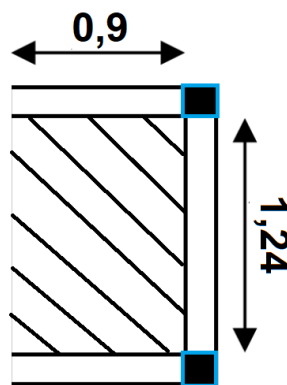


Figure 3.12 Panneau de dalle D1

Calcul des moments isostatiques :

$$Lx \geq Ly/2 \rightarrow M_0^x = \frac{q \times ly^2}{24} = 0,49919 \text{ KN/m}$$

$$M_0^y = \frac{q \times ly^2}{24} \times \left(lx - \frac{ly}{2} \right) + \frac{q \times ly^3}{48} = 2,386 \text{ KN/m}$$

Moment en travée : $M_t^x = 0,85 M_0^x = 4,24 \text{ KN/m}$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 2,02 \text{ KN/m}$$

Moment aux appuis : $M_a^x = -0,5 M_0^x = 2,49 \text{ KN/m}$

$$M_a^y = -0,5 M_0^y = 1,19 \text{ KN/m}$$

Calcul des armatures :

En travée et en appuis :

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

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

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}}$$

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e.$$

$$M_x = M_y = -0,3 \times M_{ua}$$

On applique la règle de trois (3) :

$$M_u \rightarrow A_{\text{Correspondent}}$$

$$M^x \rightarrow A_a$$

$$FN \rightarrow$$

$$St \leq \min(2 \times e ; 25 \text{ cm})$$

Tableau 3.21 Calcul des armatures principales pour la dalle D1.

Sens	Mu (KN/m)	U _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée X-X	4,24	0,0036	0,0046	0,0899	0,1357	1,09	4HA8 = 2,01	33
Travée Y-Y	2,02	0,0017	0,0022	0,0898	0,0648	1,09	4HA8 = 2,01	33
Appuis X-X	2,49	0,0021	0,0022	0,0899	0,0798	0,96	3HA8 = 1,51	33
Appuis Y-Y	1,19	0,0010	0,0013	0,0899	0,0381	0,96	3HA8 = 1,51	33

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{3,79}{0,09 \times 1} = 0,042 \leq \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

A L ELS :

$$q_s = G + Q = 6,9 \text{ KN/ml}$$

Vérification des contraintes d'acier :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}}) = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times (A + A') \times y - 15 \times (A \times d + A' \times d')$$

Tableau 3.22 Calcul des armatures pour la dalle pleine.

Sens	Mser (KN.m)	Y (m)	I × 10 ⁻⁵ (m ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	Obs
Travée X-X	0,336	0,0204	1,7435	0,394	15	Vérifier	20,118	201,63	Vérifiée
Travée Y-Y	0,208	0,0204	1,7434	0,244	15	Vérifier	12,449	201,63	Vérifiée
Appuis X-X	0,197	0,0180	1,3886	0,260	15	Vérifier	15,601	201,63	Vérifiée
Appuis Y-Y	0,122	0,0185	9,7258	0,227	15	Vérifier	13,585	201,63	Vérifiée

Vérification des flèches :

$$\frac{ht}{l} = \frac{12}{90} = 0,13 > \frac{3}{80} = 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} = 0,13 > \frac{M_{ser}}{20 \times M_{ser}} = 0,05 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{AS}{b \times d} = 0,0050 \leq \frac{2}{fe} = 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les conditions des flèches sont vérifiées nous n'avons plus besoin de calculer les flèches.

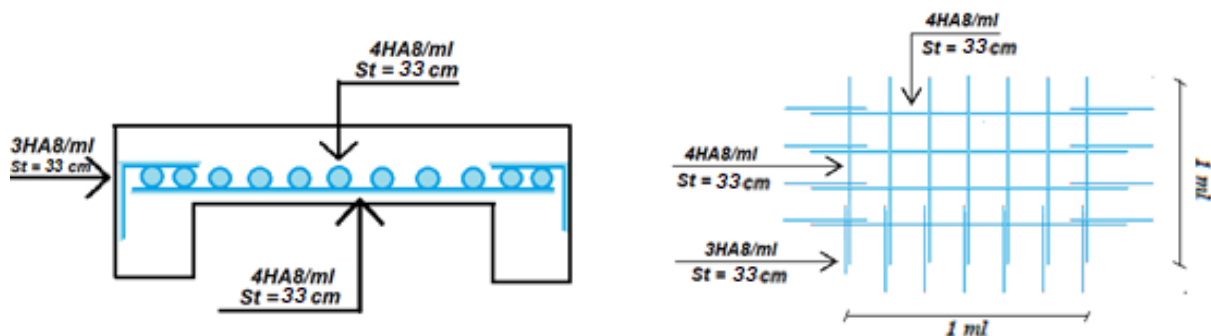


Figure 3.13 Schéma de ferrailages de la dalle plain D1

3.3.2. Panneau D2 :

Le Panneau D2 repose sur 3 appuis (perpendiculaire) du 2^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage

$$\varphi = \frac{0,90}{4,1} = 0,21 \leq 0,4 \text{ donc elle travaille dans un seul sens Lx}$$

Calcul des moments isostatiques :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	M _x ^t (KN/m)	M _x ^a (KN/m)
5,4	1,5	9,54	9,52	5,60

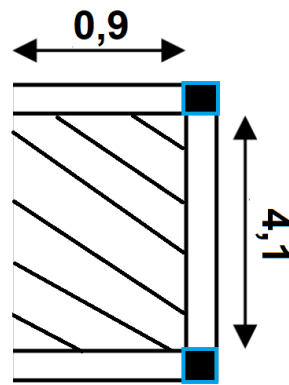


Figure 3.14 Panneau de dalle D2.

Calcul des armatures :

Tableau 3.23 Calcul des armatures principales pour la dalle D2.

Sens	Mu (KN/m)	Ubu	α	Z(m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée X-X	9,52	0,0829	0,108	0,086	3,18	0,96	4HA12= 4,52	33
Appuis X-X	5,60	0,0488	0,0625	0,087	1,83	0,96	4HA8 = 2,01	33

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{vu}{b \times d} = 0,047 \leq \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

A L ELS :

$$q_s = G + Q = 6,9 \text{ KN/m}$$

Vérification des contraintes d'acier :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}}) = 201,6 \text{ Mpa}$$

Tableau 3.24 Vérification des contraintes d'acier pour la dalle D2.

Sens	Mser (Kn.m)	Y (m)	I $\times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
Travée X-X	6,88	0,027	0,304	6,20	15	Vérifier	211,95	201,63	N. Vérifier
Appuis X-X	4,05	0,020	1,743	4,75	15	Vérifier	242,37	201,63	N. Vérifier

On augmente la section de ferrailage :

$$\text{Travée : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \sigma_{st} = 189,55 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\text{Appuis : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \sigma_{st} = 157,87 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa}$$

Vérification des flèches :

$$\frac{ht}{l} = \frac{12}{90} = 0,13 > \frac{3}{80} = 0,0375 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{l} = 0,13 > \frac{M_{ser}}{20 \times M_{ser}} = 0,05 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{AS}{b \times d} = 0,0050 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les conditions des flèches sont vérifiées nous n'avons plus besoin de calculer les flèches.

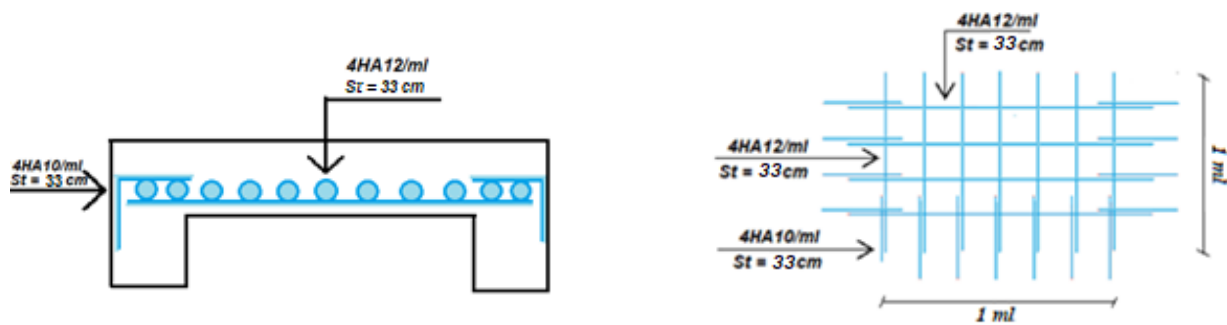


Figure 3.15 Schémas de ferraillages de la dalle plein D2

3.3.3. Panneau D3 :

$$\varphi = Lx/Ly$$

Le panneau D4 repose sur 1 appuis (**console**) située au niveau du 2^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage.

$$\varphi = \frac{0,30}{5,45} = 0,055 \leq 0,4 \text{ donc elle travaille dans un seul sens } Lx$$

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	M _x ^t (KN/m)	M _x ^a (KN/m)
4,4	3,5	11,19	9,52	5,60

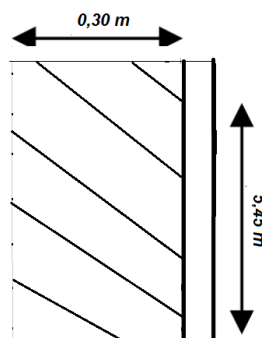


Figure 3.16 Schéma panneaux de dalle D3

Calcul des moments isostatiques :

$$Lx \leq Ly/2 = 0,9 \leq 2,05 \rightarrow M_0^x = \frac{(qu \times lx^2)}{2} = 0,50355 \text{ KN/ml} + p \times lx = 0,9085 \text{ KN/ml}$$

$$Vu = qu \times lx + p = 4,707 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Tableau 3.25 Calcul des armatures principales pour la dalle D3

Mu (KN/m)	Ubu	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aopt (cm ² /ml)	St (cm)
0,50	0,43	0,005	0,089	0,161	1,6	4HA8 = 2,01	20

A' = 0 (pas d'armature comprimé)

Armature secondaire :

$$At = \frac{Al}{3} = \frac{2,01}{3} = 0,670 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit: } 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{St} = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau u = \frac{vu}{b \times d} = 0,00558 \leq \bar{\tau u} = 1,167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A L ELS:

$$q_s = G + Q = 8 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^x = \frac{(q_s \times lx^2)}{2} + p \times lx = 0,7605 \text{ KN/ml}$$

Vérification des contraintes d'acier :

Tableau 3.26 Vérifications des contraintes d'aciers dalle D3.

Mser (KN.m)	Y (m)	I $\times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
0,7605	0,0204	0,1743	0,890	15	Vérifiée

Vérification des flèches :

$$\frac{ht}{l} = \frac{12}{90} = 0,13 > \frac{3}{80} = 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} = 0,13 > \frac{Mser}{20 \times Mser} = 0,05 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{AS}{b \times d} = 0,00023 \leq \frac{2}{fe} = 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les conditions des flèches sont vérifiées nous n'avons plus besoin de calculer les flèches.

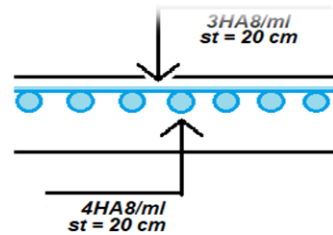


Figure 3.17 Schéma ferrailage D3

3.4. Poutre palière :

La longueur de la poutre $L_{max} = 4,7 \text{ m}$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31,33 \leq h \leq 47$$

Vérification des conditions du (RPA99 version 2003)

$$b = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$h/b = 1,142 < 4 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

On opte pour une poutre palière de $40 \times 35 \text{ cm}^2$

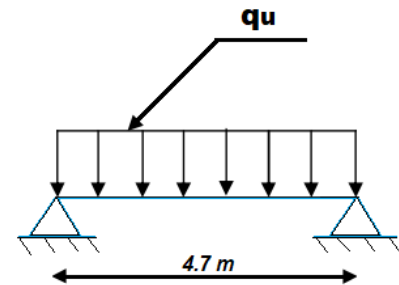


Figure 3.18 Schéma statique de la poutre palière P1

3.4.1. Calcul des charges sur poutre palière :

$$\text{Poids propre } G_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,4 \times 0,35 = 3,5 \text{ KN/m}$$

Charge transmise par l'escalier

$$R_a = R_{aELU} = 26,58 \text{ KN (ELU)} \rightarrow G_m = 2,76 \times \left(\frac{2,89}{2} - 0,40 \right)$$

$$R_{aELS} = 22,14 \text{ KN (ELS)} \rightarrow G_m = 2,88 \text{ KN/m}$$

$$\text{Soit : } qu = 1,35g_0 + R_{aELU} + G_m = 34,193 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = g_0 + R_{aELS} + G_m = 28,52 \text{ KN/ml}$$

Cette charge provoque la flexion de la poutre donc :

$$M_0^u = \frac{qu \times l^2}{8} = 94,41 \text{ Kn.m} \rightarrow M_0^s = 26,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0,85 M_0^u = 80,25 \text{ Kn.m} \rightarrow M_t^s = 0,85 M_0^s = 22,31 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,5 M_0^u = -47,205 \text{ KN.m} \rightarrow M_a^s = -39,37 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{qu \times l}{2} = 80,35 \text{ KN.m}$$

3.4.2. Ferraillages de la poutre :

On a: $d = 38 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$

Tableau 3.27 Ferraillages de la poutre palière.

Position	Mu (KN.m)	Ubu	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ² /ml)
En travée	80,25	0,111	0,148	0,357	6,45	1,60	5HA14 = 7,70
En appuis	-47,205	0,065	0,085	0,367	3,69	1,60	5HA10 = 3,93

Vérifications au cisaillement :

$$\tau^{fs} = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau^{fs} = 0,60 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la poutre a la torsion :

$$Mt = M_a^{\text{escalier}} \text{ KN/ml} \quad \text{Donc} \quad M_{tor} = M_t^{\text{max}} = M_a^{\text{escalier}} \times L/2$$

$$M_{tor} = 12,78 \times \frac{5,05}{2} = 32,26 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait pour une section réelle et section équivalente :

$$e = \frac{b}{6} = 0,058 \text{ m} = 5,8 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \rightarrow \Omega = 0,099 \text{ m}^2$$

$$u = 2 \times ((h - e) + (b - e)) = 1,308 \text{ m}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau u = \sqrt{(\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2)} < \bar{\tau}u$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{32,26 \times 10^{-3}}{2 \times 0,099 \times 0,058} = 2,80 \text{ MPa}$$

$$\tau u = \sqrt{2,80^2 + 0,60^2} = 2,86 \leq 3,33 \text{ MPa} \text{ elle est vérifiée donc pas de risque de cisaillement}$$

Ferraillages à la torsion :

$$A_{tor} = [(M_{torsion} \times u \times \gamma_s) / (2 \times \Omega \times f_e)] = \frac{(32,26 \times 10^{-3} \times 1,308 \times 1,15)}{2 \times 0,099 \times 400} = 6,12 \text{ m}^2$$

Calcul des sections longitudinales :

$$A_t = A_{flexion} + A_{torsion}/2 = 7,7 + 6,12/2 = 10,76 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,93 + 6,12/2 \rightarrow A^a = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ en ferraille avec } 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A_a en ferraille avec $3HA14 + 2HA14 = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Calcul des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{M_t^{max}}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{2 \times \Omega \times f_{st}} \times st = \frac{32,26 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}}{2 \times 0,099 \times 348} = 0,702 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On ferraille avec $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérification a L'ELS :

Tableau 3.28 Vérification de la contrainte compression du béton pour la poutre palière

Position	Mser (KN/m)	A (cm ² /ml)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
En travée	66,93	12,06	0,153	13,49	7,59	15	Vérifiée
En appuis	-39,37	7,70	0,128	9,78	5,15	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

$$h \geq \max \left(\frac{1}{16} l, \frac{M_t}{20 \times M_0} \times l \right)$$

$$A_t \leq \frac{(4,2 \times b \times d)}{f_e}$$

$$h = 40 \text{ cm} > \max (0,315, 0,1262) = 31,5 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t = 12,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq 13,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{vérifiée}$$

→ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

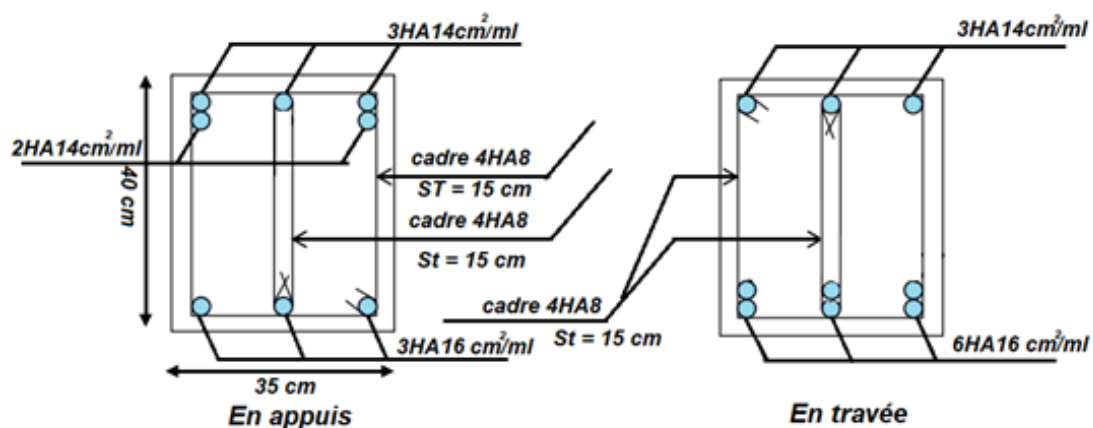


Figure 3.19 Schéma ferraillages de poutre palière P1

Poutre palière P2 situé entre le RDC et le 1ère étage :

La longueur de la poutre $L_{\max} = 2 \text{ m}$

$$\frac{200}{15} \leq h \leq \frac{200}{10} \rightarrow 13,33 \leq h \leq 20$$

Vérification des conditions du (RPA99 version 2003)

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

On opte pour une poutre palière de section $30 \times 30 \text{ cm}^2$

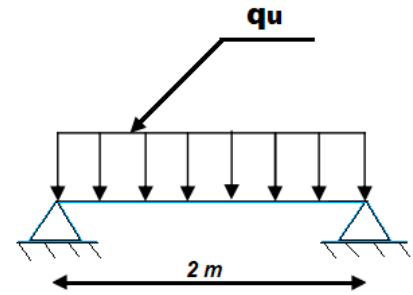


Figure 3.20 Schéma statique de la poutre palière P2

3.4.3. Calcul des charges reprises par la poutre palière :

Tableau 3.29 Résumée des moments et des charges sur la poutre palière P2.

G_0 (KN/m)	R_a (KN)		G_m (KN/m)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	M^0 (KN.m)		M^t (KN.m)		M^a (KN.m)	
	R_{aELU}	R_{aELS}				M_{0u}	M_{0s}	M_{tu}	M_{ts}	M_{au}	M_{as}
2,25	26,58	22,14	2,88	32,49	27,27	16,24	13,63	13,80	11,58	-8,12	-6,81

$$V = \frac{q_u \times l}{2} = 32,49 \text{ KN.m}$$

Ferraillages de la poutre :

En a : $d = 28 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

Tableau 3.30 Ferraillage de la poutre palière.

Position	M (KN.m)	U_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2/ml)
En travée	13,80	0,041	0,052	0,274	1,44	1,01	3HA8 = 1,51
En appuis	-8,12	0,024	0,030	0,276	0,84	1,01	3HA8 = 1,51

Vérification du cisaillement :

$$\tau^{fs} = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau u} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau^{fs} = 0,386 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la poutre à la torsion :

Tableau 3.31 Calcul de la poutre palière à la torsion.

M_{tor} (KN/ml)	e (cm)	Ω (m^2)	u (m)	τ_{torsion} (MPa)	τu (MPa)	$\bar{\tau u}$ (MPa)	$\tau u < \bar{\tau u}$	A_{tor} (cm^2/ml)	A^t (cm^2/ml)	A^a (cm^2/ml)
15,33	5	0,0625	1	2,45	2,48	3,33	Vérifiée	3,52	3,27	3,39

Calcul des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{M_t^{max}}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{2 \times \Omega \times f_{st}} \times st = \frac{15,33 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,528 \text{ cm}^2/ml$$

On ferraille avec $A^t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$

Vérification a L'ELS :

Tableau 3.32 Vérification de la contrainte du béton pour la poutre palière P2

Position	Mser (KN/m)	A (cm ² /ml)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
En travée	11,58	1,51	0,0334	15,01	0,25	15	Vérifiée
En appuis	-6,81	1,51	0,0334	15,01	0,15	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

$$h \geq \max \left(\frac{1}{16} l, \frac{M_t}{20 \times M_0} \times l \right)$$

$$A_t \leq \frac{(4,2 \times b \times d)}{f_e}$$

$h = 30 \text{ cm} > \max (0,125, 0,05) = 12,5 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

$A_t = 3,39 \text{ cm}^2/ml \leq 8,82 \text{ cm}^2/ml \rightarrow$ vérifiée

Donc ce n'est pas la Paine de calculée les flèches vues que les conditions son vérifier

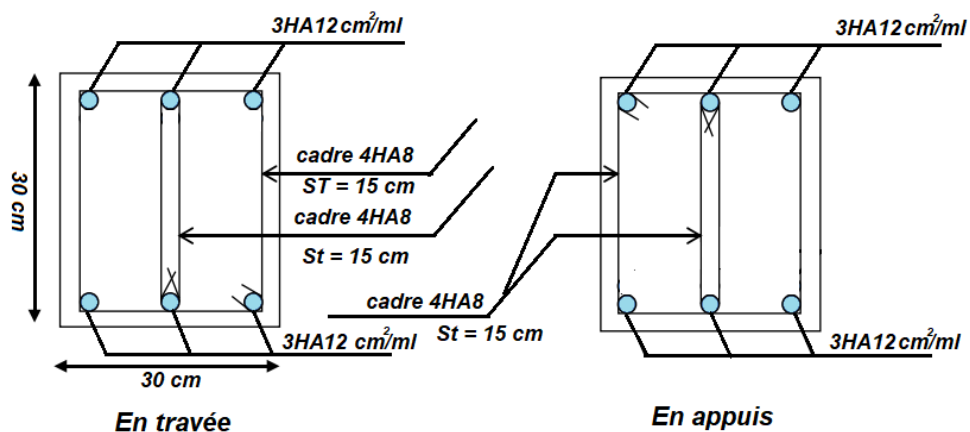


Figure 3.21 Schéma ferrailage de poutre palière P2

3.5. Poutre de chaînage :

Selon le **RPA99 (article 9.3.3)**, la taille minimale de la poutre de chaîne doit être Supérieure ou égal à 15 cm ou 2/3 de l'épaisseur du composant supporté.

La longueur de la poutre : $L_{max} = 2 \text{ m}$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

Vérification des conditions du (RPA99 version 2003)

$$b = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b = 0,875 < 4 \rightarrow \text{vérifiée}$$

3.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } G_p = 25 \times 0,40 \times 0,35 = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{Mur} = 2,76 \times (2,89 - 0,4) = 6,87 \text{ KN/ml}$$

La charge totale :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times (3,5 + 6,87) = 13,99 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = (3,5 + 6,87) = 10,37 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$\text{ELU : } M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 13,99 \times \frac{5,4^2}{8} = 50,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_0^s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,37 \times \frac{5,4^2}{8} = 37,79 \text{ KN.m}$$

Moment en travée et en appuis :

$$\text{ELU: } M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 43,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_t^s = 0,85 \times M_0^s = 32,12 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU: } M_a^u = -0,5 \times M_0^u = -25,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^s = -0,5 \times M_0^s = -18,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } V_u = q_u \times l/2 = 37,77 \text{ KN.m}$$

3.5.2. Ferraillages de la poutre :

Tableau 3.33 ferraillage de la poutre chaînage

Position	M (KN.m)	U _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
En travée	43,34	0,026	0,032	0,325	3,83	1,39	3HA12 = 3,39
En appuis	-25,49	0,015	0,018	0,327	2,23	1,39	3HA10 = 2,36

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,327 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armature transversale :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l \right)$$

$$A_t = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier } \emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les espacements :

$$St \leq \min (0,9 \times d, 40 \text{ cm}) = 31,5 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times h} = 57,42 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} = -3,76 \text{ cm} < 0$$

On opte pour un espacement $St = 25 \text{ cm}$

Vérification a L'ELS :

Tableau 3.34 Vérification de la contrainte du béton pour la poutre chaînage

Position	Mser (KN/m)	A (cm ² /ml)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs
En travée	32,12	3,39	0,0844	3,76	7,2	15	Vérifiée
En appuis	-18,89	2,36	0,0252	3,30	1,44	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

$$h \geq \max \left(\frac{1}{16} l, \frac{M_t}{20 \times M_0} \times l \right)$$

$$A_t \leq \frac{(4,2 \times b \times d)}{f_e}$$

$$h = 40 \text{ cm} > \max (0,3375, 0,27) = 33,75 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq 12,12 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

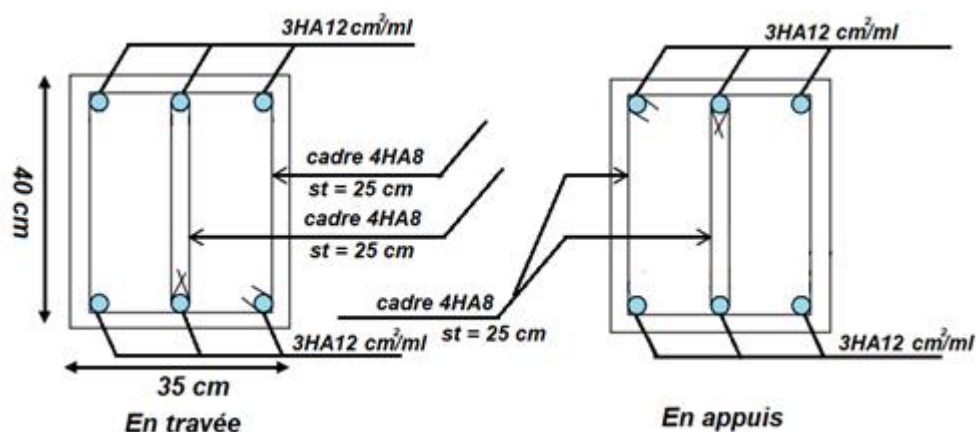


Figure 3.22 Schéma ferraillage de la poutre chaînage.

Chapitre 4

Etude dynamique

Introduction :

L'activité sismique est un phénomène naturel imprévisible provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations du **RPA**.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toute les conditions et critères de sécurités imposés par le **RPA99/version 2003**.

4.1. Modélisation :

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible d'un comportement réel de la structure, en tant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'analyse se fera avec le logiciel **ETABS.V.16**, qui est basé sur une formulation en éléments finis avec des fonctions destinées à la conception de bâtiments. Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés

- a- Le système global :** Ce système est défini par les axes : X, Y et Z ; il peut être choisi comme le souhaite l'utilisateur. Le système global est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges.
- b- Le système local :** Ce système est défini par les axes 1, 2 et 3, il est spécifique à chaque élément. Il est utilisé pour la définition des charges locales et pour l'interprétation des efforts, et par conséquent l'interprétation des résultats.

Les éléments constituant le contreventement seront modélisés comme suit :

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » à deux nœuds (**6 d.d.l par nœud**).

Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des planchers (dalles pleines), voiles de contreventement et voiles périphériques.

Les planchers utilisés sont rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragm » disponible dans le logiciel.

Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques. Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques).

Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont pris en compte dans le cas d'une analyse tridimensionnelle, par l'application d'une excentricité additionnelle dans chaque plancher de l'ordre de $\pm 0.05 L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) lors de l'application l'action sismique (réponse spectrale). (**Article 4.3.7 RPA**)

La poussé des terres sur les voiles de soutènements est prise en compte sous forme de charge trapézoïdale appliquée directement sur les voiles de soutènements (shell load-non uniform).

4.2. Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon le (**RPA99/version2003**) l'étude peut être menée suivant deux méthodes :

La méthode statique équivalente

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse par accélérogramme

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les **23m**, se situe en **zone (IIa)** et appartient au **groupe d'usage 2**. La méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**

Par ailleurs la méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications de la condition du **(RPA99V2003 article 4.3.6)**

4.3. Choix du système de contreventement :

Le choix des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé selon la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Dans notre cas nous avons tout d'abord opté pour un système mixte portique-voile avec interaction avec **R=5** avec différentes dispositions pour les voiles. Vis-à-vis des interactions horizontales au niveau du sous-sol et entre-sol et étant restreint par des contraintes architecturales, les dispositions adoptées n'ont pas satisfait les exigences du RPA (grande période, taux de participation massique faible, interaction voile-portique non vérifiés ainsi que de grand déplacements relatifs). Ensuite on a opté pour un système de contreventement portique-voile sans interaction **R=4** qui n'a pas non plus aboutit à un bon comportement de la structure pour les mêmes raisons.

Au final notre choix s'est porté sur le système de contreventement par voile-porteur **R=3,5** qui a donné un bon comportement dynamique et qui a permis de respecter l'aspect architectural d'origine.

4.4. Calcul des forces sismiques totales :

Le calcul de se dernies se fait selon deux directions horizontales et orthogonales :

$$v_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(Formule 4.1) RPA99.V2003}$$

A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

Le **A** est donné par le **(tableau 4.1) du RPA99/2003** suivant la zone sismique) et le groupe d'usage du bâtiment. Pour notre structure **A=0,15 (zone sismique IIa, groupe d'usage 2)**.

Le **R** est en fonction du système de contreventement **RPA99/2003 (tableau 4.3)**

Pour notre cas on a choisi $R= 3,5$ pour un système voiles porteur avec justification de l'interaction.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

C'est une fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3}\left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2) RPA99.V2003}$$

T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donné par le (**tableau 4.7**) du **RPA99/2003**

Le facteur D est donné sous forme graphique a la (**figure 4.1**) pour un amortissement de :

$$\xi = 5\%$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7 \quad \text{(Formule 4.3) RPA99.V2003}$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissements critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas on a un système voile porteur => remplissage béton armé / maçonnerie => $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,76$ (**tableau 4.2 RPA99 /2003**)

T_1 et T_2 périodes caractéristiques relatives au sol **Tableau 4.7** $\Rightarrow T_2 = 0,40 s$

Estimation de la période fondamentale (T) : peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

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

$$T = C_T h_N^{3/4} \rightarrow \text{(Formule 4.6) RPA99.V2003}$$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le (**tableau 4.6**)

$$C_T = 0,05 \rightarrow T_x = 0,680 s = T_y$$

La 2ème méthode de calcul de C_T : $T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$ (**formule 4.7**) **RPA99.V2003**

Ou D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prendra la valeur minimale obtenue par les deux formules.

$$L_x = 25,90 m; L_y = 14,75 m \quad \rightarrow T_x = 0,570 s; T_y = 0,680 s$$

$$T_x = \min(T_x, T) = 0,570 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y, T) = 0,680 \text{ s}$$

Après calcul, la période fondamentale statique est majorée de 30 % et doit vérifier la condition : $T_{dyn} < 1,3 T_{stat}$

$$\text{Salon x : } 1,3 T_{stat} = 1,3 \times 0,570 = 0,741 \text{ s} \rightarrow T_{dyn} \leq 1,3 T_{stat} = 0,741 \text{ s}$$

$$\text{Selon y : } 1,3 T_{stat} = 1,3 \times 0,678 = 0,881 \text{ s} \rightarrow T_{dyn} \leq 1,3 T_{stat} = 0,881 \text{ s}$$

$$\rightarrow \mathbf{DX} = 1,51 \quad ; \quad \mathbf{DY} = 1,34$$

Q : facteur de qualité

$Q_{i=1} = 1 + \sum P_q$ Avec : P_q La pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait (oui ou non". Sa valeur est donnée au (tableau 4.4)

Tableau 4.1 Facteur de qualité Q et valeurs des pénalités.

Critères q	Selon (x-x)		Selon (y-y)	
	Observée	Non observée	Observée	Non observée
1. conditions minimales sur les filles de contreventement	oui	/	oui	0
2. redondance en plan	non	0,05	oui	0
3. Régularité en plan	oui	/	oui	0
4. régularité en élévation	oui	/	oui	0
5. contrôle de qualités matériaux	non	0,05	non	0,5
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	/	oui	0

Donc : $Q_x = 1,1$ et $Q_y = 1,05$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \rightarrow (4-5)$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le RPA (tableau 4.5) donc : $\beta = 0.2$ (habitation) et : $\beta = 0.3$ pour l'usage commercial.

A partir des résultats du logiciel ETABS V.16 On trouve : $W = 37830,3266 \text{ KN}$. Après calcul de tous les paramètres, la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens X : } V_{St} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2965,3 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y : } V_{st} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times w = 2403,40 \text{ KN}$$

4.5. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode spectrale modale est sans aucun doute la méthode la plus utilisée en analyse sismique structurale. Dans cette méthode, les gens recherchent l'effet maximal de la force sismique représentée par le spectre de réponse calculé sur la structure pour chaque mode de vibration. Après cela, ces effets seront combinés selon la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse globale de la structure.

Une fois l'effort dynamique obtenue selon le **RPA** :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Si les conditionne son pas vérifie tout le résultat obtenu selon la méthode dynamique son majorée de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$

4.5.1. Calcul de spectre de réponse :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left(1 + \left(\frac{T}{T_2} \right) \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) (T_2/T)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{array} \right. \quad \text{(Formule 4.13 RPA99/VERSION2003)}$$

Le graphe du spectre de réponse et donnée par le logiciel du (**RPA99 VERSION 2003**) :

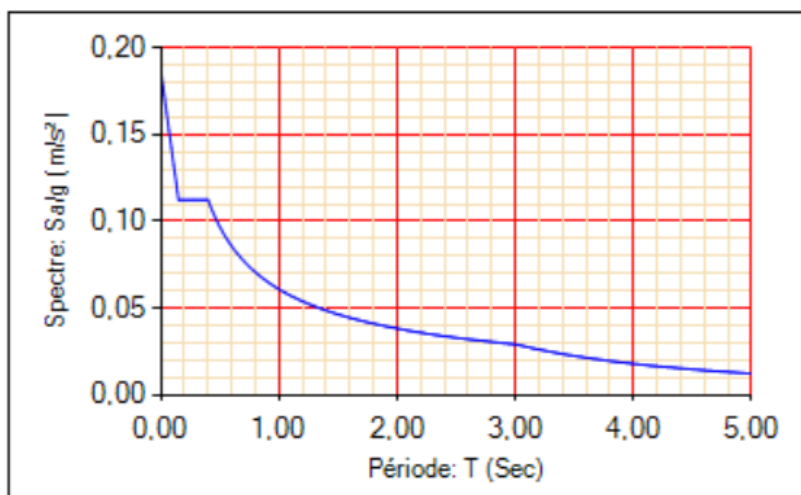


Figure 4.1 Spectre de réponse.

4.6. Disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structure en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique). On a abouti à la disposition suivante :

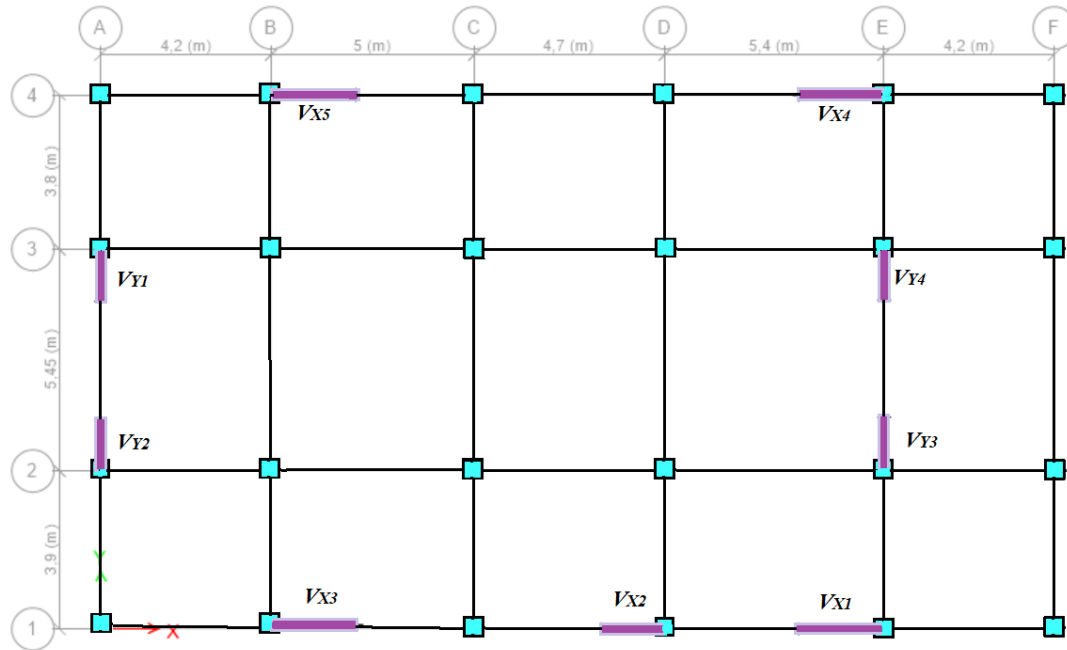


Figure 4.2 Disposition des voiles.

Justification des prescriptions du RPA99/version2003

4.7. Les périodes de vibration et le taux de participation des masses modales :

Selon le (RPA99/2003) le taux de participation massique doit atteindre 90 %

Tableau 4.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Sec	Untiless %	Untiless %	Untiless %	Untiless %	Untiless %
Modal 1	0,872	0,0001	0,6155	0	0,0001	0,6155
Modal 2	0,74	0,6104	0,0003	0	0,6105	0,6158
Modal 3	0,631	0,0014	0,0381	0	0,6119	0,6539
Modal 4	0,282	0,000004512	0,1022	0	0,6119	0,7561
Modal 5	0,227	0,1103	0,00002699	0	0,7222	0,7562
Modal 6	0,196	0,0001	0,005	0	0,7223	0,7611
Modal 7	0,152	0,0000288	0,049	0	0,7223	0,8102
Modal 8	0,113	0,051	0,0002	0	0,7733	0,8103
Modal 9	0,102	0,0007	0,0018	0	0,7739	0,8121
Modal 10	0,096	0,0004	0,0373	0	0,7743	0,8494
Modal 11	0,069	0,0001	0,0324	0	0,7745	0,8818
Modal 12	0,068	0,0321	0,0001	0	0,8066	0,8819
Modal 13	0,061	0,0019	0,0061	0	0,8085	0,888
Modal 14	0,053	0,000003546	0,0309	0	0,8085	0,9189

Modal 15	0,046	0,0278	0,0002	0	0,8363	0,9192
Modal 16	0,043	0,0001	0,0106	0	0,8365	0,9298
Modal 17	0,042	0,0023	0,0097	0	0,8388	0,9395
Modal 18	0,035	0,004	0,0049	0	0,8428	0,9444
Modal 19	0,035	0,0321	0,00004763	0	0,8749	0,9444
Modal 20	0,031	0,0048	0,0079	0	0,8797	0,9524
Modal 21	0,03	0,0004	0,0016	0	0,8801	0,954
Modal 22	0,029	0,0551	0,0005	0	0,9352	0,9545

Analyse des résultats :

Le premier mode est un mode de translation dans la direction Y, et le taux de participation de masse dans cette direction est de 61,55 %.

Le deuxième mode est un mode de translation dans la direction X, et le taux de participation de masse dans cette direction est de 61,04%.

Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe Z.

Les conditions du **RPA99v2003 (Article 4.3.4)** concernant le nombre de modes réservés sont remplies à partir du 14^{ème} mode dans le sens Y et du 22^{ème} mode dans le sens X

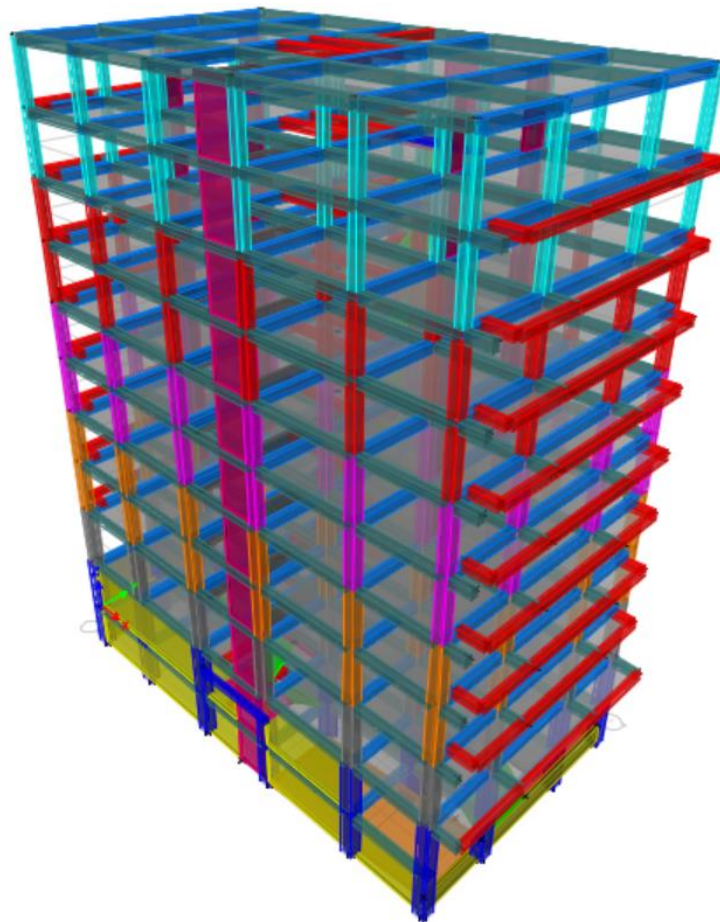


Figure 4.3 Vue en 3D du model obtenue par le logiciel ETABS 2016.

Les figures ci-dessous montrent les trois premiers modes de vibrations :

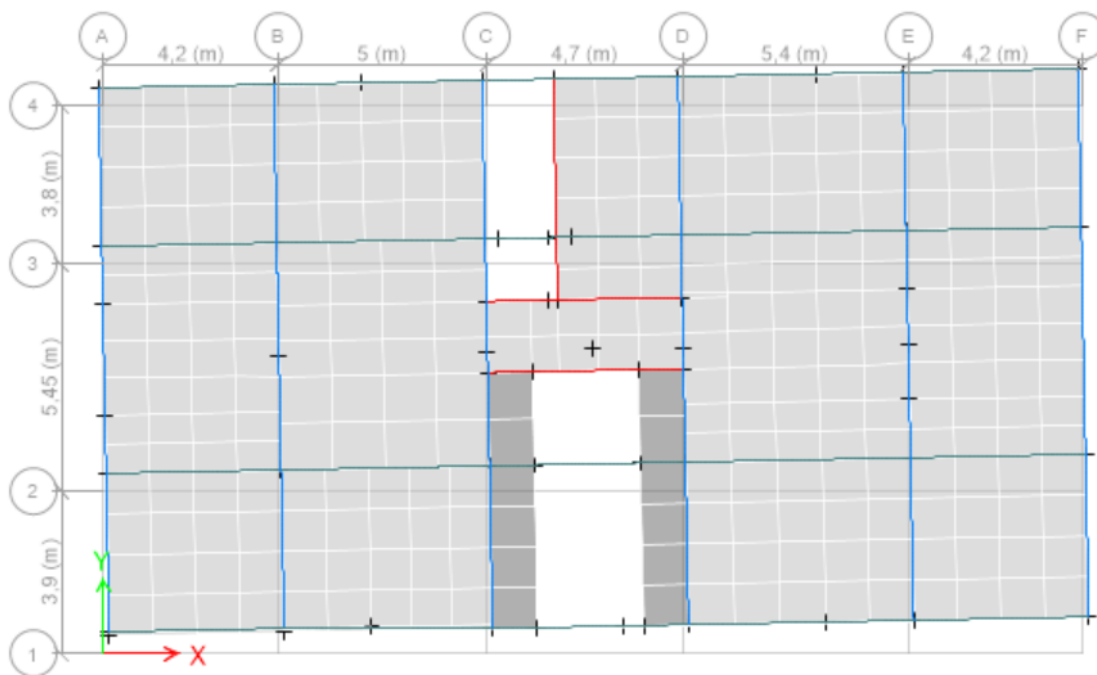


Figure 4.4 Mode de vibration -Translation suivant l'axe Y.

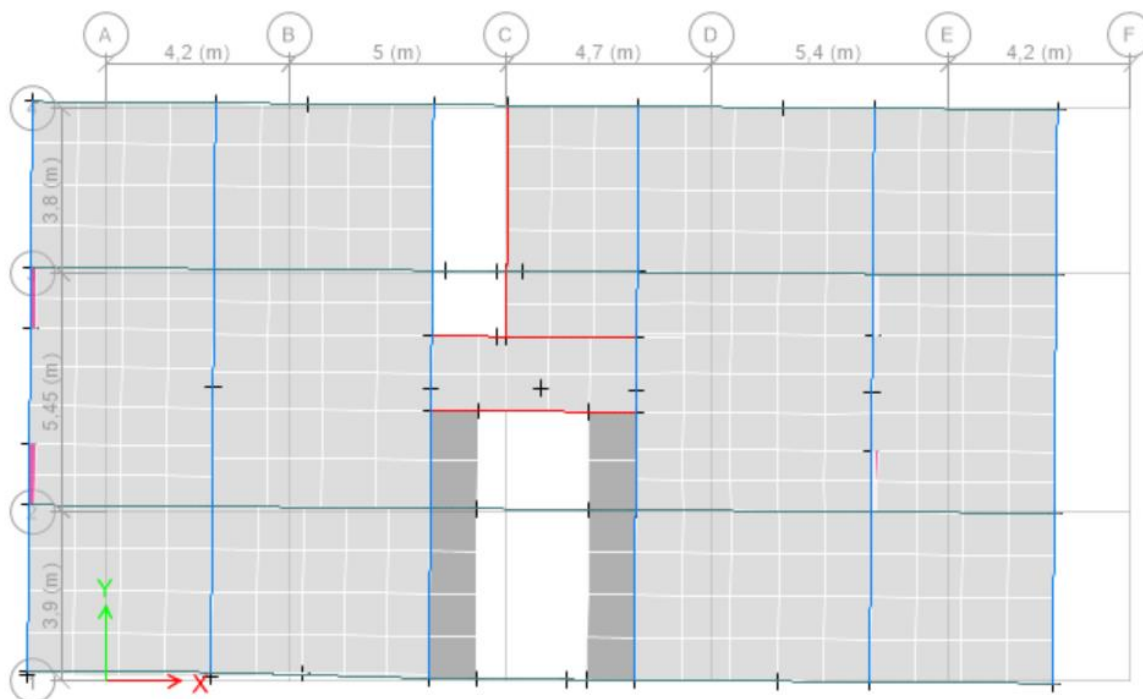


Figure 4.5 Mode de vibration -Translation suivant l'axe X.

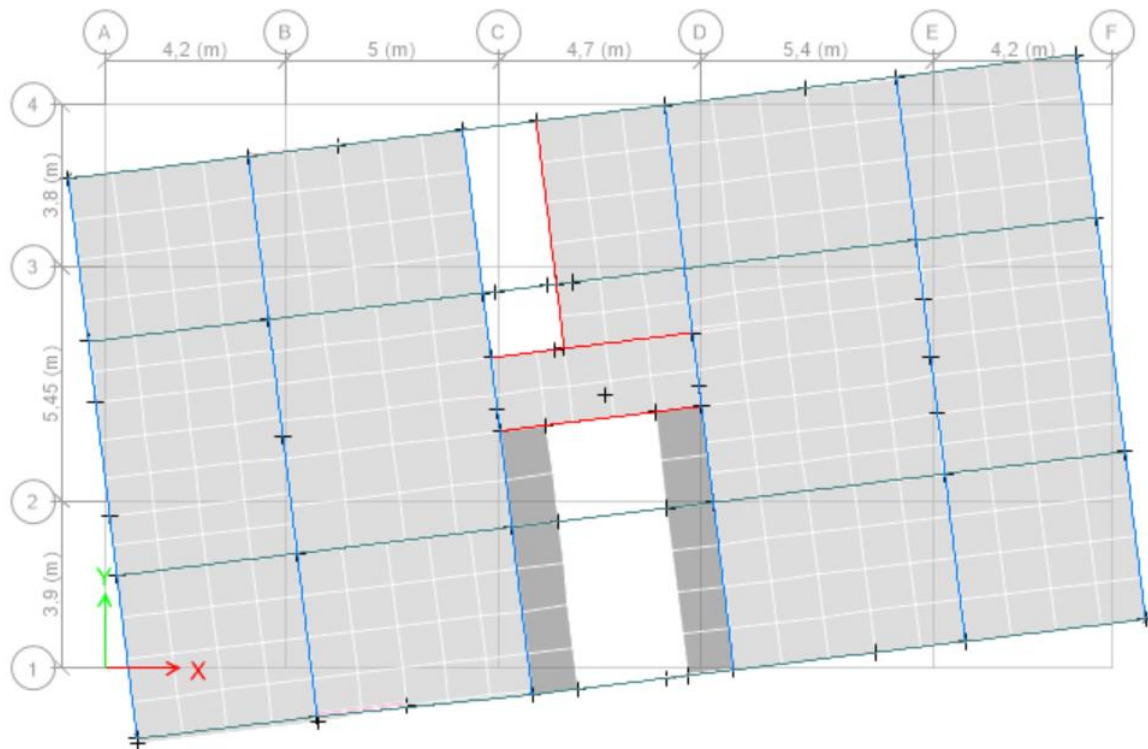


Figure 4.7 mode de vibration Torsion selon l'axe Z

4.8. Justification de l'interaction voiles portiques :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que les sollicitations horizontales et reprises uniquement par les voiles.

4.8.1. Sous charge vertical :

Les résultats de l'interaction :

Tableau 4.3 Vérification de l'interaction sous charge vertical.

Niveau	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	Portique	Voile	Total	Portique %	Voile %
9 ^{ème} étage	2043,9713	1195,612	3239,5833	63,09365	36,90635
8 ^{ème} étage	4246,3059	2405,889	6652,1949	63,83316	36,16684
7 ^{ème} étage	6913,0477	3441,4867	10354,5344	66,76348	33,23652
6 ^{ème} étage	9445,9436	4500,0693	13946,0129	67,73222	32,26778
5 ^{ème} étage	12294,2943	5310,6601	17604,9544	69,83429	30,16571
4 ^{ème} étage	15041,8952	6220,2167	21262,1119	70,74507	29,25493
3 ^{ème} étage	18168,4285	6826,9721	24995,4006	72,68709	27,31291
2 ^{ème} étage	21124,8746	7601,1372	28726,0118	73,53918	26,46082
1 ^{ème} étage	24775,8581	7897,105	32672,9631	75,82985	24,17015
RDC	28643,5604	8232,3575	36875,9179	77,67552	22,32448
Sous-sol	31604,7085	8862,5107	40467,2192	78,09953	21,90047

4.9. Vérification des résultats de force sismique :

On se réfère à l'article 4-3-6 du (RPA99/Version2003), rapport de force Le séisme V_{dy} / V_{st} sur la base de l'acquisition ne doit pas être inférieur à 80%

Tableau 4.4 Vérification des résultats des forces sismiques à la base.

Sens	V_{st}	V_{dyn}	$0,8 V_{st}$	Observation
Sens X-X	2965,35	2156,30	2156,282218	Vérifiée
Sens Y-Y	2403,40	1922,95	1922,72249	Vérifiée

4.10. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Selon RPA99/2003(article 5.10), le déplacement latéral relatif du plancher est relatif à Le plancher adjacent ne doit pas dépasser 1,0 % de la hauteur du plancher. Ce Le déplacement relatif de la couche (k) par rapport à la couche (k-1) est égal

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Et en a } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

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

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donnée par le RPA 99/2003 (article 4.43),

δ_{eK} : Déplacement du aux force sismique Fi (y compris l'effet de torsion)

Tableau 4.5 Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	Sens X-X						Sens Y-Y					
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_k (%)	h_k (c m)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_k (%)	h_k (m)
Sous-sol	0,006	0,021	0	0,02	0,008	252	0,026	0,091	0	0,09	0,036	252
RDC	0,0178	0,0623	0,021	0,04	0,013	306	0,1299	0,455	0,091	0,36	0,119	306
1 ^{ère} étage	0,1637	0,572	0,0623	0,51	0,149	342	0,4578	1,602	0,455	1,15	0,336	342
2 ^{ème} étage	0,3604	1,261	0,5729	0,69	0,238	289	0,8192	2,867	1,602	1,26	0,438	289
3 ^{ème} étage	0,5866	2,053	1,2614	0,79	0,274	289	1,1965	4,188	2,867	1,32	0,457	289
4 ^{ème} étage	0,8241	2,8843	2,0531	0,83	0,288	289	1,5723	5,503	4,188	1,32	0,455	289
5 ^{ème} étage	1,0545	3,6907	2,8843	0,81	0,279	289	1,9206	6,722	5,503	1,22	0,422	289
6 ^{ème} étage	1,271	4,4485	3,690	0,76	0,262	289	2,2392	7,837	6,722	1,12	0,386	289
7 ^{ème} étage	1,4627	5,1194	4,4485	0,67	0,232	289	2,509	8,782	7,837	0,94	0,327	289
8 ^{ème} étage	1,6297	5,7039	5,1194	0,58	0,202	289	2,7305	9,557	8,782	0,78	0,268	289
9 ^{ème} étage	1,7727	6,2044	5,7039	0,50	0,173	289	2,784	9,744	9,557	0,19	0,065	289

Analyse des résultats : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs Entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

4.11. Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ :

C'est l'effet dû aux charges vertical après les déplacements (effet de second ordre), elle est négligée si la condition suivante et satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{(RPA99/VERSION2003) (Article 5.9)}$$

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \dots \dots \text{(RPA99/VERSION2003) (Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau

h_k : Hauteur d'étage (k)

- Si $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$, l'effet P-Δ peut être approximativement considéré comme Amplifier l'influence de l'action sismique calculée par analyse élastique du premier ordre Facteur de réussite $1 / (1 - \theta_k)$
- Si $\theta_K > 0,2$, la structure peut être instable et doit être redimensionnée

Tableau 4.6 Vérifications de l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$\Delta_K \times$ (cm)	V_K (KN)	θ_K	$\Delta_K \times$ (cm)	V_K (KN)	θ_K
Sous-sol	252	36437,549	0,02	1808,4647	0,002	0,09	1922,005	0,007
RDC	306	32902,868	0,04	1568,324	0,003	0,36	1914,9302	0,020
1 ^{ère} étage	342	29826,801	0,51	2072,2952	0,021	1,15	1847,879	0,054
2 ^{ème} étage	289	26206,163	0,69	2000,2411	0,031	1,26	1766,8691	0,065
3 ^{ème} étage	289	22806,579	0,79	1891,8818	0,033	1,32	1654,7988	0,063
4 ^{ème} étage	289	19406,996	0,83	1744,8719	0,032	1,32	1517,1867	0,058
5 ^{ème} étage	289	16082,395	0,81	1567,1189	0,029	1,22	1354,0368	0,050
6 ^{ème} étage	289	12757,794	0,76	1356,3094	0,025	1,12	1169,5054	0,042
7 ^{ème} étage	289	9499,5053	0,67	1107,4385	0,020	0,94	958,8564	0,032
8 ^{ème} étage	289	6241,2164	0,58	824,747	0,015	0,78	699,8079	0,024
9 ^{ème} étage	289	3040,5698	0,50	481,6894	0,011	0,19	407,0838	0,005

Analyse des résultats :

Les valeurs de θ_K sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux dans les deux sens de Calcul (x et y).

4.12. Vérification de l'effort normal réduit :

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous la contrainte globale provoquée par le séisme, RPA (article 7.4.3.1) exige que la force de compression normale calculée soit soumise aux conditions suivantes :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,30 \rightarrow N_d < 0,3 \times B_c \times f_{c28}$$

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

B_c : est l'aire de cette dernière.

Tableau 4.7 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Type de poteaux	B (m ²)	N (KN)	F _{c28} (MPa)	V	Observation
9 ^{ème} étage	35×35	0,12	229,662	25	0,296	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35×35	0,12	399,7229	25	0,270	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	0,16	565,2218	25	0,279	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	0,16	755,4446	25	0,288	Vérifiée
5 ^{ème} étage	45×45	0,20	973,1506	25	0,241	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45×45	0,20	1226,609	25	0,242	Vérifiée
3 ^{ème} étage	50×50	0,25	1506,468	25	0,192	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×50	0,25	1801,927	25	0,189	Vérifiée
1 ^{ème} étage	55×55	0,30	2111,758	25	0,059	Vérifiée
RDC	60×60	0,36	2430,083	25	0,054	Vérifiée
Sous-sol	60×60	0,36	2663,213	25	0,034	Vérifiée

Analyse des résultats : Notez que le rapport de v ne dépasse pas la valeur de 0,3.

Donc la section des poteaux sélectionnée est suffisante.

4.13. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement Pour avoir un bon comportement dans le but d'aboutir à une bonne répartition des charges entre portiques et voiles tout en veillant au respect de l'aspect architectural d'origine de la structure Nous avons donc opté pour un système voile-porteur

Ayant une structure très souple confirmée par la période T trouvé grâce au logiciel ETABS expliqué par notamment la longueur importante des trames dans les 2 sens et afin de rigidifier notre structure nous avons préféré sur dimensionner quelque peu la section des poteaux plutôt que d'augmenter le nombre de poteaux, cela aura permis de :

- ✓ -Satisfaire toutes les exigences du RPA 99 version 2003
- ✓ -Maximiser la surface exploitable de la structure notamment le parking au niveau du story 1

La nouvelle section des poteaux :

Sous-sol : 60 × 60 cm²

RDC : 60 × 60 cm²

1^{ère} étage : 55 × 55 cm²

2^{ème} et 3^{ème} étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$

4^{ème} et 5^{ème} étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

6^{ème} et 7^{ème} étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

8^{ème} et 9^{ème} étage : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

Poutres principales : $35 \times 45 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $35 \times 40 \text{ cm}^2$

Epaisseur des voiles de contreventement : $e=20 \text{ cm}$

Chapitre 5

Calcul des éléments structuraux

Introduction :

Grâce à ces éléments principaux (murs, poteaux, poutres), la structure en béton armé conserve sa résistance avant et après le séisme. Cependant, ces derniers doivent être bien équipés (ferraille) et bien positionnés pour pouvoir accepter diverses demandes.

5.1. Etude des poteaux :

Le poteau est un élément porteur, soumis à la flexion composée, organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure. Leurs ferrillages se base sur les combinaisons de sollicitations les plus défavorables suivante :

- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm E$
- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$

On opte pour le ferrillage obtenu par les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximum avec le moment correspondant : $N^{max} \rightarrow M^{corr} (A1)$
- Effort normal minimum avec le moment correspondant : $N^{min} \rightarrow M^{corr} (A2)$
- Moment maximum avec l'effort normal correspondant : $M^{max} \rightarrow N^{corr} (A3)$

$$A = \max (A1, A2, A3)$$

5.1.1. Recommandations du RPA 99/V2003 :

Armature longitudinale :

1- $A^{min} = 0,8\%$ De la section de béton la section minimale en zone Iia

2- $A^{max} = 4\%$ de la section de béton \rightarrow (en zone courante)

- $A^{max} = 6\%$ de la section de béton \rightarrow (en zone de recouvrement).

3- La longueur minimale de recouvrement l^{min} est de $40\phi \rightarrow$ **Zone II.a.**

4- La distance ou l'espacement St entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm \rightarrow **zone II.a.**

5- $\phi_{min} > 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinal)

6- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est composée par les poutres poteaux

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données par les schémas suivants :

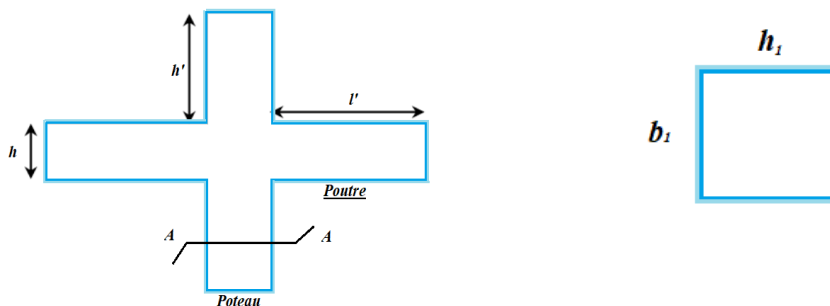


Figure 5.1 zone nodale

Coupe A-A

La zone nodale et définie par l'et h'

$$h' = \max (h_e/6 , h_1, b_1 , 60 \text{ cm})$$

$$l' = 2h$$

h_e → Hauteur d'étage

$(b_1 \times h_1)$ → Section du poteau

❖ Les armatures longitudinales maximal et minimal :

Les valeurs numériques des armatures longitudinales spécifiées par RPA99/2003 de notre projet sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 Armatures longitudinales Min et Max dans les poteaux selon le RPA

Niveaux	Section	Amin RPA (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et le RDC	60×60	28,8	144	216
1 ^{ème} étage	55×55	24,2	121	181,5
2 et 3 ^{-ème} étage	50×50	20	100	150
4 et 5 ^{-ème} étage	45×45	16,2	81	121,5
6 et 7 ^{-ème} étage	40×40	12,8	64	96
8 et 9 ^{-ème} étage	35×35	9,8	49	73,5

❖ Les armatures transversales :

Les armatures transversales optée son calculer l'aide des formules ci-dessous :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ_a : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et **b**: sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : Longueur du flambement du poteau

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

❖ La quantité d'armatures transversales minimales :

Elle est donnée :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les espacements max dans la zone (**IIa**) sont donnés comme suit

Dans la zone courante $\rightarrow t \leq 15 \phi_l^{min}$

Dans la zone nodale $\rightarrow t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

5.1.2. Sollicitations dans les poteaux :

Donné provenant du logiciel **ETABS 2016** :

Tableau 5.2 Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		Vmax
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol -RDC	3118,80	26,98	-103,38	594,756	/	6,9	118,15
1 ^{eme} étage	2390,16	54,31	163,64	1250,495	/	27,72	90,80
2 et 3 ^{eme} étage	2070,78	51,139	145,44	956,176	/	8,97	104,46
4 et 5 ^{eme} étage	1495,19	47,68	120,76	661,398	-43,09	19,81	99,132
6 et 7 ^{eme} étage	968,006	53,92	-94,604	482,38	/	25,073	82,108
8 et 9 ^{eme} étage	505,58	47,07	-66,528	171,98	/	16,29	63,073

5.1.3. Calcul du ferrailage :

Les armatures longitudinales :

Pour un poteau de section (**60×60**) : $b = 60 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$, $d = 57 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $f_e = 400$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \rightarrow$ courante, $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \rightarrow$ accidentelle

Calcul sous $N^{max} \rightarrow M^{corr}$:

$$N_{max} = 3118,8 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 26,98 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 8,65 \times 10^{-3} \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,30 \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section donc faut vérifier :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 872,056 \text{ Kn.m}$$

$$3118,8 \times 10^{-3} (0,57 - 0,03) - 872,056 \times 10^{-3} \leq (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) 0,6 \times 0,6 \times 14,2$$

$0,815 \leq 0,909 \rightarrow$ C'est une section partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{869,056 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,60 \times 0,57^2} = 0,315 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,49 \rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,7391 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45 \rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 54,28 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -35,33 \text{ cm}^2$$

Calcul sous $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$:

$$M_{max} = 103,3757 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 594,7564 \text{ KN}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,174 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,30 \rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur de la section donc faut vérifier :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 263,96 \text{ KN.m}$$

$0,057 \leq 0,909 \rightarrow$ C'est une section partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{263,96 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,60 \times 0,57^2} = 0,0956 < \mu_l = 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,126 \rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,7391 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,541 \rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 14,02 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -3,07 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures adoptées pour chaque section :

Tableau 5.3 Ferrailages des poteaux.

Niveau	Section	Type section	A Calculé	A min (RPA)(cm ²)	A adopté Cm ²	Choix des armatures (cm ²)
Sous-sol +RDC	60x60	SEC	0	28,8	28,8	12HA16+4HA14=30,28
1 ^{er} étage	55x55	SEC	0	24,2	24,2	4HA16+12HA14=26,52
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étage	50x50	SEC	3,2	20	20	4HA16+8HA14=20,36
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étage	45x45	SPC	0,62	16,2	16,2	4HA16+8HA12=17,09
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étage	40x40	SPC	2,33	12,8	12,8	12HA12=13,57
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35x35	SPC	3,42	9,8	9,8	12HA12=13,57

❖ Résultant de ferrailage des armatures transversales :

D'après le Code de Béton Armé (CBA93) et au (RPA99/VERSION2003), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

Les armatures transversales du poteau : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$

Tableau 5.4 Armatures transversales des poteaux.

NIVEAU	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} & 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} & 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} & 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
B (cm ²)	60x60		55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
Φl max (cm)	1,6		1,6	1,6	1,6	1,2	1,2
Φl min (cm)	1,4		1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
I ₀ (Cm)	2,52	3,06	3,42	2,89	2,89	2,89	2,89
I _f (cm)	1,746	2,142	2,394	2,023	2,023	2,023	2,023
λg	2,94	3,57	4,352	4,046	4,4955	5,0575	5,78
ρ _a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
V _u (KN)	-118,15		90,8	-104,46	-99,132	-82,108	-63,073
l _r (cm)	64	64	64	64	64	48	48
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
At (cm ²)	2,769	2,769	2,322	2,938	3,098	1,924	1,689
Atmin (cm ²)	5,92	5,92	3,81	4,02	2,88	1,8	1,58

At adopté (cm ²)	6,28	6,28	4,02	4,02	4,02	2,01	2,01
Nombre de barres	8HA10	8HA10	8HA8	8HA8	8HA8	4HA8	4HA8

5.1.4. Vérifications :

Vérifications du flambement :

Selon BAEL99 (article 4.4.1), il est nécessaire de justifier les composants soumis à la flexion composée Concernant l'état limite de stabilité de forme. La force normale limite est définie comme la force axiale maximale qui peut être supportée Le poteau ne sera pas instable en raison du flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : Section réduite du béton	A_s : Section d'acier comprimée	α : coefficient selon l'élanement
---	--	--

$$\text{avec : } B_r = (h - 2) \times (b - 2)$$

Vérifier la condition $N_{max} < N^*$ et vérifier pour tous les étages donc pas de risque flambements

Tableau 5.5 Vérifications aux flambements.

Niveau	B (cm ²)	l ₀	l _f	I	i	λ	a	A _s	B _r	N _u [*]	N _u ^{max}	Obs
Sous - Sol RDC	60x60	2,52	1,74	0,0108	0,173	10,18	0,836	30,28	0,3364	8810,105	3118,80	V
	60x60	3,06	2,14	0,0108	0,173	12,37	0,829	30,28	0,336	8736,33	2390,16	V
1-étage	55x55	3,42	2,39	0,0076	0,159	15,02	0,820	26,52	0,280	7568,21	2070,78	V
2-3-étage	50x50	2,89	2,02	0,0052	0,144	14,02	0,823	20,36	0,230	5831,77	1495,19	V
4-5-étage	45x45	2,89	2,02	0,0034	0,131	15,48	0,820	17,09	0,1849	4877,17	968,006	V
6-7-étage	40x40	2,89	2,02	0,002	0,115	17,51	0,809	13,57	0,144	3820,63	505,58	V
8-9-étage	35x35	2,89	2,02	0,0012	0,102	19,82	0,799	13,57	0,108	3772,87	3118,80	V

Vérification des contrainte de compression :

Puisque La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times v}{I_{yy'}} \rightarrow \text{Béton fibre inférieure ;}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times v}{I_{yy'}} \rightarrow \text{béton fibre supérieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \rightarrow \text{(section homogène)}$$

$$M_{ua} = M^{ser} - N^{ser} \left(v - \frac{h}{2} \right) \rightarrow V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{s} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

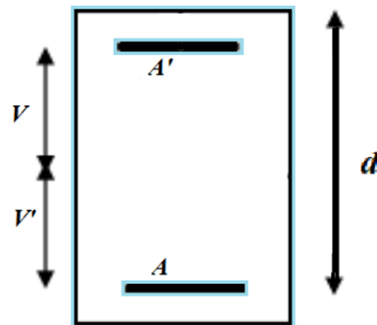


Figure 5.2 section du poteau

Tableau 5.6 Vérification des contraintes dans le béton

NIVEAU	Sous-sol + RDC	1 ^{ère} étage	2&3 ^{ème} étage	4&5 ^{ème} étage	6&7 ^{ème} étage	8&9 ^{ème} étage
B	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
d	57	52	47	42	37	32
A	30,28	26,52	20,36	17,09	13,57	13,57
V	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
V'	0	0	0		0	0
I_{yy'}	0,0432	0,0305	0,0208	0,0137	0,0085	0,005
N^{ser}	2269,047	1741,8118	1509,188	1090,1423	710,2891	369,6607
M^{ser}	19,5641	39,2553	37,2623	34,7008	31,6486	34,2611
M_G^{ser}	700,278	518,25	414,56	279,98	173,71	98,951
σ_{bc1}	6,57	6,47	6,93	6,53	5,92	5,41
σ_{bc2}	6,30	5,76	6,036	5,39	4,44	3,02
σ_{bc}	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Vérification des sollicitations tangentielle :

D'après le (RPA99/2003) la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 5.7 vérification aux sollicitations tangents pour les poteaux

Niveau	B (cm ²)	l_f	λ_g	ρ_a	d	V_u	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Obs
Sous-sol +rdc	60x60	1,746	2,94	0,04	57	-118,15	0,345	1	Vérifié
		2,142	3,57						
1 ^{er} étage	55x55	2,394	4,352	0,04	52	90,80	0,317	1	Vérifié
2 ^{ème} & 3 ^{ème} étage	50x50	2,023	4,046	0,04	47	-104,46	0,445	1	Vérifié
4 ^{ème} & 5 ^{ème} étage	45x45	2,023	4,4955	0,04	42	-99,132	0,524	1	Vérifié
6 ^{ème} & 7 ^{ème} étage	40x40	2,023	5,0575	0,075	37	-82,108	0,555	1,875	Vérifié
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35x35	2,023	5,78	0,075	32	-63,073	0,563	1,875	Vérifié

5.1.5. Disposition constructive des poteaux

$\{\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 64 \text{ cm en opte pour } l_r = 65 \text{ cm}$
 $\{\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 48 \text{ cm en opte pour } l_r = 50 \text{ cm}$

Longueur des crochets : $L = 10 \times \varnothing = 12 \text{ cm}$ longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$

Déterminations de la zone nodal :

Selon le (RPA99/version2003) les jonctions de recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodal sensibles.

$$h' = \max (h_e/6 , h_1 , b_1 , 60 \text{ cm})$$

$$l' = 2h$$

$h_e \rightarrow$ Hauteur d'étage

Tableau 5.8 Calcul zone nodale

Niveaux	l'(cm)	h'(cm)
Sous-sol	120	60
RDC	120	60

1 ^{ème} étage	110	60
2 et 3 ^{ème} étage	100	60
4 et 5 ^{ème} étage	90	60
6 et 7 ^{ème} étage	80	60
8 et 9 ^{ème} étage	70	60

5.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux :

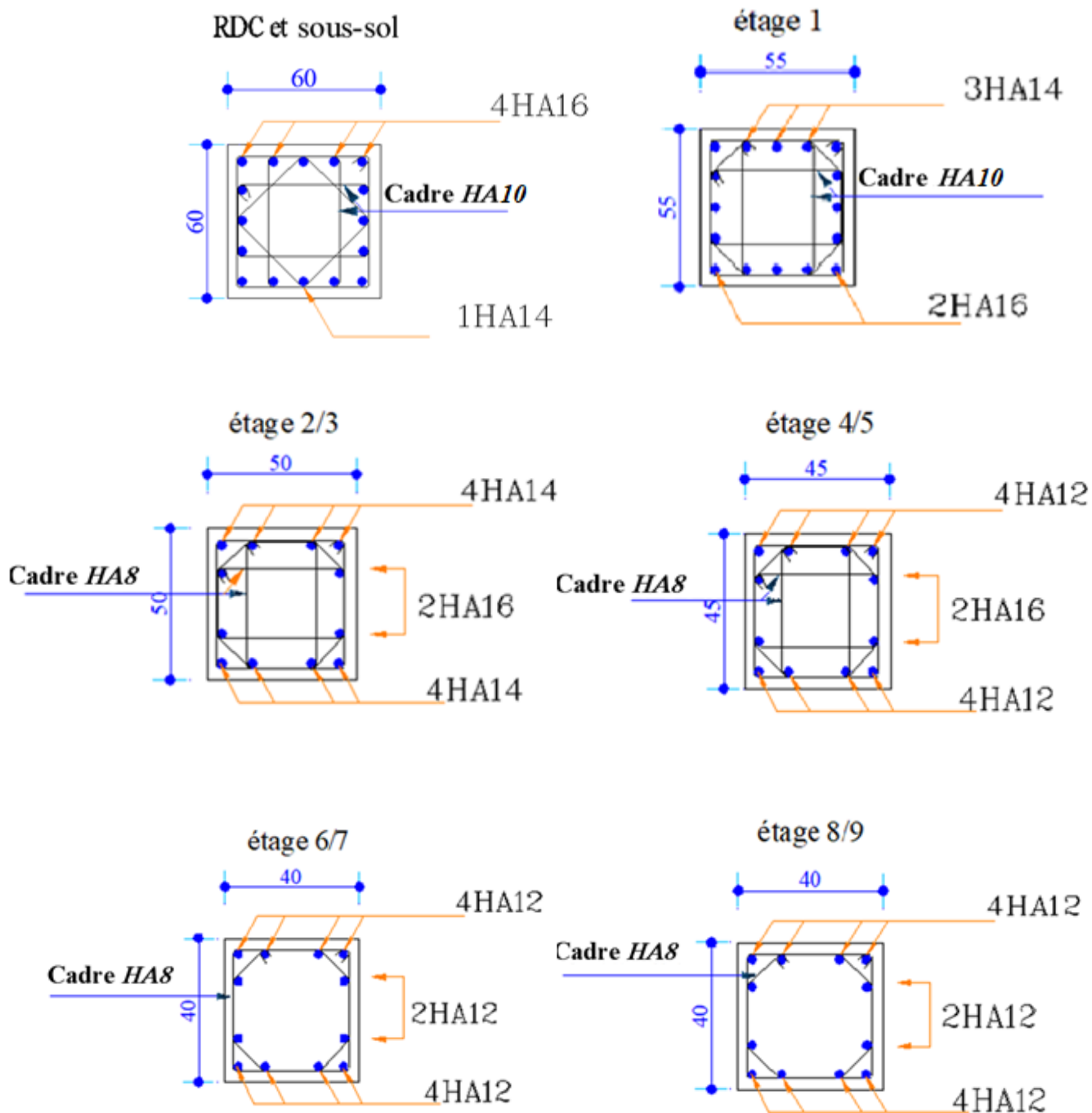


Figure 5.3 schéma de ferrillages des poteaux

5.2. Etude des Poutre :

Les poutres sont des éléments porteurs, constitués de deux types (poutre principale et poutre secondaire).

Les poutres sont généralement calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les normes du **RPA99 /Version 2003** et par le **BAEL91/99**.

Grace au logiciel **Etabs2016**en introduit Les combinaisons suivantes qui donnent des sollicitations

Rechercher :

- $1,35 G + 1,5 Q$
- $G + Q + E$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q$

Dans notre structure en a deux type : $P_p \rightarrow (45 \times 35)$

$P_s \rightarrow (40 \times 35)$

5.2.1. Recommandations du RPA99/version2003 :

Spécification pour les poutres

Coffrage : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$b \geq 20 \text{ cm}$	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h/b \leq 4.0$	$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$
------------------------	------------------------	----------------	-----------------------------

h peut être ramené 20 cm dans les ouvrages contreventés par des voiles

5.2.2. Ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre Est de 0.5% de la section totale du béton $\rightarrow A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4%De la section de béton en zone courante.
- 6%De la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi \rightarrow$ (**zone IIa**).

❖ Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times st \times b$

Espacement maximum entre les armatures (**St**) transversales déterminé comme suit :

$St \leq \min (h/4 ; 12\phi)$ \rightarrow dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$St \leq h/2 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale

- La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armature comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

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

5.2.3. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/version2003

Tableau 5.9 Armature longitudinales min et max dans ls poutre selon RPA

Type de poutres	Section de la poutre	$A_{min}(RPA)(cm^2)$	$A_{max}(RPA)(cm^2)$	
			Z. Courante	Z. recouvrement
Poutre principale	35×45	7,87	63	94,5
Poutre secondaire	35×40	7,00	56	84

Remarque : Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

5.2.4. Ferrailages des poutres

❖ Armature longitudinale :

Selon les résultats obtenus lors de la modélisation en utilise c'est dernier pour le ferrailage des poutres et en vérifie si elle respecte les normes du **RPA99/version 2003**.

Tableau 5.10 Armature longitudinal des poutres

Niveau	Type	Section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N. barre
Terrasse inaccessible	P-P	35×45	Appuis	-76,4405	122,52	4,60	7,87	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	96,63					5,87
	P-S	35×40	Appuis	-49,2843	57,46	3,34	7,00	7,70	5HA14
			Travée	33,3577					2,24
Etage service	P-P	35×45	Appuis	-107,299	141,34	6,56	7,87	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	80,629					4,86
	P-S	35×40	Appuis	-30,77	77,15	2,06	7,00	7,70	5HA14

			Travée	51,90		3,52		7,70	5HA14
			Appuis	-171,585		10,85		12,06	6HA16
Etage courant	P-P	35×45			141,72		7,87		
			Travée	87,08		5,27		8,01	3HA14+
			Appuis	-87,20		6,04		7,70	5HA14
	P-S	35×40			128,79		7,00		
Travée			95,95		6,69		7,70	5HA14	

5.2.5. Vérification des armatures selon le RPA99 :

❖ Vérification des pourcentages maximaux des armatures longitudinales :

$$\text{P-P} : A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopt} \rightarrow \text{zone courante}$$

$$\text{P-P} : A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2 > A_{adopt} \rightarrow \text{zone recouvrement}$$

$$\text{P-S} : A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{adopt} \rightarrow \text{zone courante}$$

$$\text{P-S} : A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{adopt} \rightarrow \text{zone recouvrement}$$

❖ Longueur du recouvrement :

$L_r \geq 40 \times \phi_l$ en zone IIa.

$$\phi = 14 \text{ mm}, L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \text{ On adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}, L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \text{ On adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}, L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \text{ On adopte } L_r = 64 \text{ cm}$$

5.2.6. Les armatures transversales :

$$\text{Poutre principale} \rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_l^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire} \rightarrow \phi \leq \min\left(\phi_l^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 0,15 \times 0,35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

En opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 étrier).

❖ Calcul des espacements des armatures transversales selon le (RPA99/2003) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{min}\right) \rightarrow \text{zone nodale.} \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: soit } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaires : soit } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(h/2) \rightarrow \text{zone courante.} \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: soit } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaires : soit } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérifications des armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,3\%S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

5.2.7. Vérification L'ELU :

Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right)$$

Condition de non fragilité :

$$\text{pp} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{PS} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Tableau 5.11 vérification de l'effort tranchant

Poutre	Section	Vu (KN)	τ_u (Kn)	$\bar{\tau}_u$ (Kn)	Observation ($\tau_u < \bar{\tau}_u$)
P-principale	45×35	141,72	0,94	3,33	Vérifier
P-secondaire	40×35	128,79	0,87	3,33	Vérifier

❖ Vérification des armature longitudinales au cisaillement :

Tableau 5.12 vérification des armature longitudinales au cisaillement

Poutre	A_L (cm ²)	Vu (Kn)	Ma (Kn.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
P-Principale	12,01	141,72	-171,585	3,54	-7,54	Vérifiée
P-secondaire	7,70	128,79	-87,74	3,21	-2,44	Vérifiée

$$\text{En appuis intermédiaires} \rightarrow A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(v_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\text{En appuis de rive} \rightarrow A_l \geq \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$$

5.2.8. Vérification de L'ELS :

Etat de limite de compression :

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

Tableau 5.13 vérification des contrainte du béton a L'ELS

Poutre	Elément	M_{ser} (Kn.m)	Y(m)	$I \times 10^7$ (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
P-P	Appuis	-72,34	0,09	16,31	3,99	15	Vérifiée
P-P	Travées	75,58	0,09	16,31	4,17	15	Vérifiée
P-S	Appuis	-34,69	0,083	12,09	2,38	15	Vérifiée
P-S	Travées	19,60	12,09	12,09	1,34	15	Vérifiée

❖ Vérification de l'état limite de déformation :

D'après le (CBA93) et (BAEL91), en doit vérifier les conditions suivantes :

$$1 \rightarrow \frac{h}{L} \geq \text{Max} \left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$$

$$2 \rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3 \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$4 \rightarrow L \leq 8 \text{ m}$$

Tableau 5.14 Vérification de la flèche.

Poutre	h (cm)	b (cm)	L (m)	A _s (cm ²)	h _t /l	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
P-P	45	35	5,45	12,01	0,0825	0,033	0,0053	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
P-S	40	35	5,40	7,70	0,0740	0,036	0,0051	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

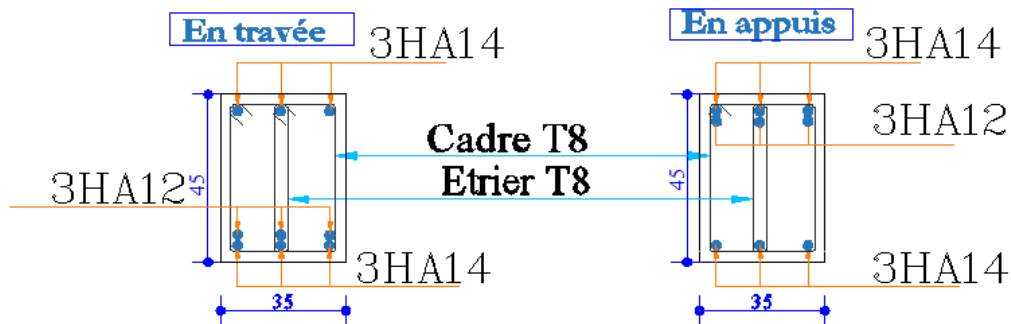
5.2.9. Vérification de la zone nodale :

Dans notre cas en a un système voile porteur c'est à dire que les poteaux ne travaille pratiquement pas sous l'effort horizontal c'est pour cela que la vérification de la zone nodale n'est pas obligatoire selon l'article (7.6.2) du (RPA99/version2003)

Schéma ferrailages des poutres :

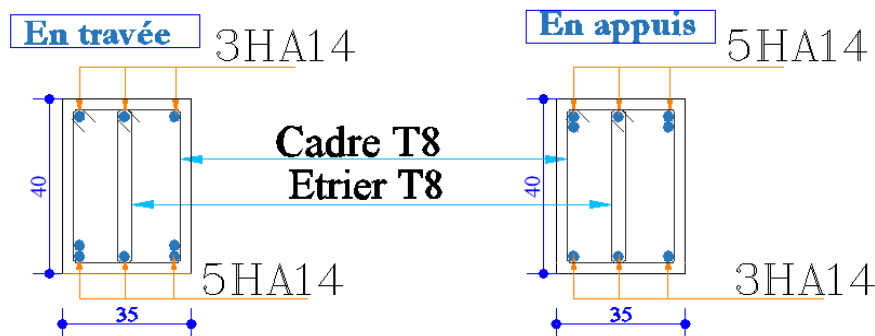
poutres principales

terrasse Inaccessible

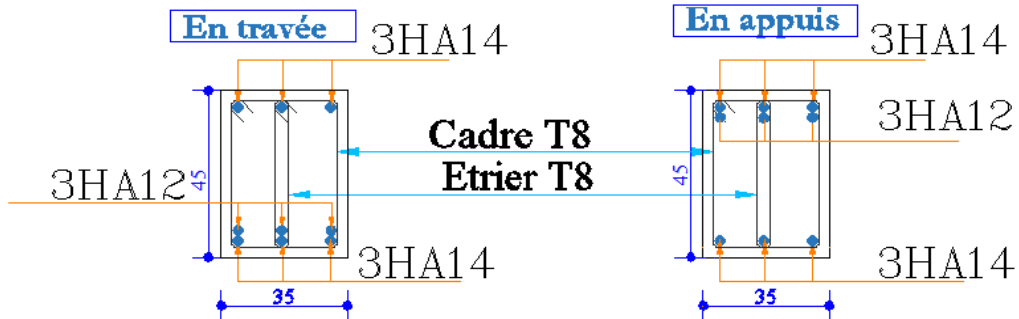


poutres secondaires

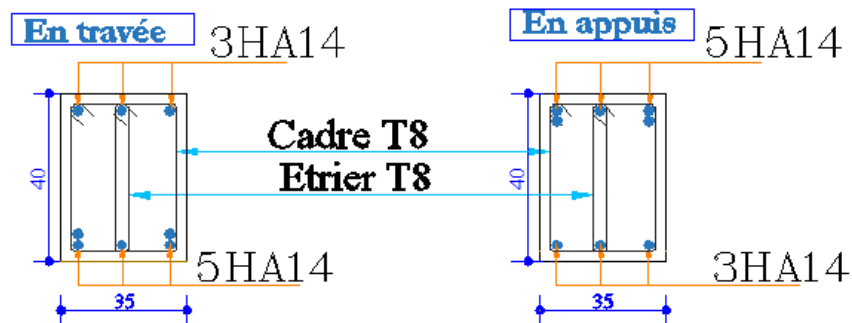
terrasse Inaccessible



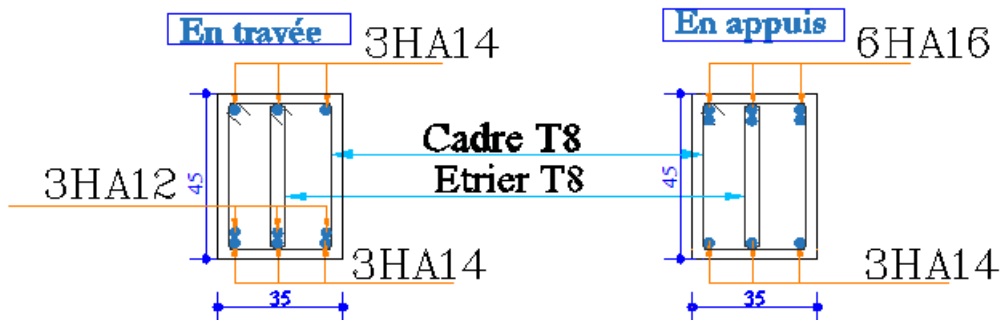
poutres principales etage service



poutres secondaires etage service



poutres principales Etage courant



poutres secondaires

Etage courant

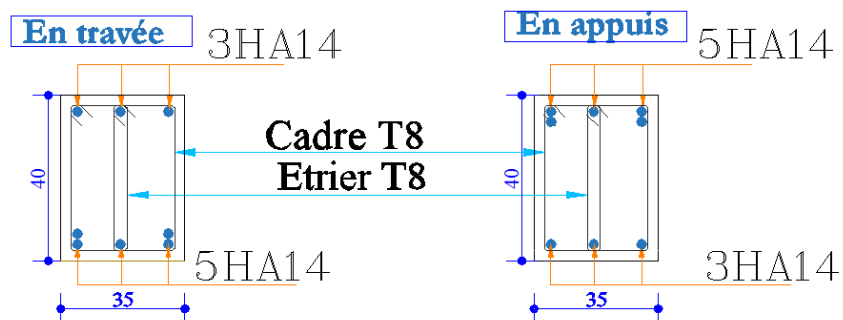


Figure 5.4 Schéma de ferrailages des poutres PP/PS.

5.3. Étude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$M^{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}}$$

$$N^{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}}$$

$$N^{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}}$$

5.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003

Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales avec un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e \Rightarrow$ Avec :

{	l_t : Longueur de la zone tendue,
}	e : épaisseur du voile
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- 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 Horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi l$

Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres (épingles) par $1m^2$.

Règles communes (armatures verticales et horizontales) [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- $A_{min}=0,15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
- $A_{min}=0,10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
- L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales $S_t \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3.2. Exemple de calcul du voile par la méthode des contraintes $V \times 2$:

Les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS2016** sont données dans le tableau suivant :

Tableau 5.15 Sollicitations du voile $V \times 2$ de RDC

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (kN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	802,13	-169,11	225,68	67,90	-54,01	217,45	191,88

Données : $l = 1,55 \text{ m}$; $e = 0,2 \text{ m}$; $d = 1,5 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

$N_{min} \rightarrow M_{cor}$:

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times V \text{ Avec } : I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,062 \text{ m}^4 ; A = b \times h = 0,2 \times 1,55 = 0,31 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = -2,88 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = 2,54 \text{ MPa}$$

σ_{max} et σ_{min} Sont de signes différents \Rightarrow Section partiellement comprimé

Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{(\sigma_{max} + \sigma_{min})} = 0,72 \text{ m}$$

Calcul de la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L - 2L_t = 0,11 \text{ m}$$

Comme le voile est un élément de contreventement (résiste à l'action sismique qui est réversible (change de signe)), il doit être ferrailé symétriquement (zone tendue sur les deux extrémités).

Section entièrement tendu ($\sigma_{max}, \sigma_{min}) < 0$:

Le volume des contrainte de traction $N_i^{traction}$:

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_2}$$

$$\text{Si} \rightarrow A_{vi} \leq A_{min} = 0,2\% \times e \times L \rightarrow A_{retenue} = A_{min}$$

$$\text{Ou bien} \rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$$

Section entièrement comprimée ($\sigma_{max}, \sigma_{min}) > 0$:

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i \times B \times f_{bc}}{\sigma_2}$$

Section partiellement comprimée ($\sigma_{max}, \sigma_{min}) > 0$:

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_1}$$

$$A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_1}$$

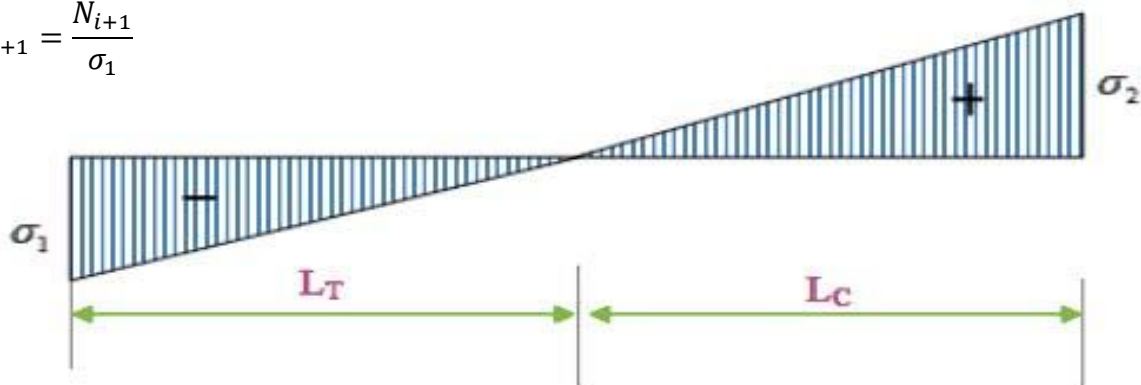


Figure 5.5 Schéma des contraintes du voile.

Ferraillages des voiles Vx2 :**Exemple de calcul :**

Pour Vx2 : $L=1,55$ m, $N=-54,01$ KN, $M=217,45$ KN/m, $I=0,062$ m⁴, $A=0,31$ m²

$$\sigma_{max} = \frac{-54,01}{0,31} + \frac{217,45 \times 0,775}{0,062} = 25,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{-54,01}{0,31} - \frac{217,45 \times 0,775}{0,062} = -28,8 \text{ KN/m}^2$$

En prend $d = 0,43 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{-54,01}{0,31} + \frac{217,45 \times 0,41}{0,062} = 14,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{min} = -28,8$$

$$N_1 = \frac{-28,8 + 14,4}{2} \times 0,41 \times 0,2 = -1,78 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{14,4}{2} \times 0,41 \times 0,2 = 1,04 \text{ KN}$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,20 \times 1,55 = 7,5 \text{ cm}^2$

• **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 191,88 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,5} = 0,895 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau 5.16 Résultats et ferrailages du voile Vx2 à tous les niveaux.

Niveau vx2	Sous-sol/RDC	1 étages	2 et 3 étages	4 et 5 étages	6 et 7 étages	8 et 9 étages
B	20×155	20×155	20×155	20×155	20×155	20×155
M (KN/m)	217,45	456,80	248,08	150,94	137,46	91,14
N (KN)	-54,01	-277,27	66,65	175,78	52,50	29,32
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
d	0,41	0,44	0,41	0,50	0,42	0,41
N₁ (KN)	-0,178	0,44	0,20	0,18	0,120	0,077
N₂ (KN)	0,104	0,21	-0,11	-0,06	-0,06	-0,043
Lt (m)	0,72	0,65	0,72	0,54	0,69	0,71
Lc (m)	0,11	0,25	0,11	0,47	0,17	0,13
V (KN)	191,88	197,59	139,56	122,61	102,62	70,33
τ (Mpa)	0,895	0,922	0,651	0,572	0,478	0,328
τ̄ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
σ₁ (MPa)	-1,44	-3,29	1,65	1,22	0,94	0,61
σ₂ (MPa)	2,54	4,80	-2,88	-1,31	-1,54	-1,04

$Av^t(\text{cm}^2)$	0,044	0,11	0,051	0,046	0,030	0,019
$Av^c(\text{cm}^2)$	0,026	0,053	0,029	0,016	0,016	0,010
$Av^{\min}(\text{cm}^2)(t)$	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65
$Av^{\min}(\text{cm}^2)(c)$	0,22	0,50	0,22	0,94	0,34	0,26
$Av^{\text{adopt}}(\text{cm}^2)(t)$	4HA14=6,16	4HA14=6,16	4HA14=6,16	4HA14=6,16	4HA14=6,16	4HA14=6,16
$St(\text{cm})$	20	20	20	15	20	20
$Av^{\text{adopt}}(\text{cm}^2)(c)$	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26
$St(\text{cm})$	10	15	10	20	15	10
$Ah^{\text{calculée}}(\text{cm}^2)$	1,23	1,34	1,24	1,51	1,27	1,25
$Ah^{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{bre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$St(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.17 sollicitation de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau vy2	Sous-sol/RDC	1 étage	2 et 3 étages	4 et 5 étages	6 et 7 étages	8 et 9 étages
B	20×140	20×140	20×140	20×140	20×140	20×140
M (kn/m)	-477,81	-697,823	-363,55	292,11	261,74	205,54
N (kn)	751,43	1076,12	986,31	488,08	326,74	129,38
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
d	0,47	0,47	0,57	0,48	0,45	0,40
$N_1(KN)$	0,717	1,03	0,779	0,453	0,350	0,217
$N_2(KN)$	-0,221	-0,32	-0,116	-0,132	-0,128	-0,107
Lt (m)	0,44	0,44	0,25	0,42	0,49	0,59
Lc (m)	0,52	0,52	0,9	0,56	0,42	0,22
V(KN)	356,57	305,56	215,93	199,98	163,76	110,11
$\tau(Mpa)$	1,84	1,58	1,11	1,03	0,84	0,57
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}(Mpa)$	5	5	5	5	5	5
$\sigma_1(MPA)$	4,99	7,26	4,54	3,10	2,58	1,80
$\sigma_2(MPA)$	-4,62	-6,83	-2,04	-2,72	-2,86	-2,68
$Av^t(\text{cm}^2)$	0,179	0,259	0,194	0,113	0,087	0,054
$Av^c(\text{cm}^2)$	0,055	0,081	0,029	0,033	0,032	0,026
$Av^{\min}(\text{cm}^2)(t)$	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
$Av^{\min}(\text{cm}^2)(c)$	1,04	1,04	1,8	1,12	0,84	0,44
$Av^{\text{adopt}}(\text{cm}^2)(t)$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$St(\text{cm})$	15	15	10	15	15	20
$Av^{\text{adopt}}(\text{cm}^2)(c)$	3HA12=3,39	3HA12=3,39	3HA12=3,39	3HA12=3,39	3HA12=3,39	3HA12=3,39
$St(\text{cm})$	20	20	20	20	20	12
$Ah^{\text{calculée}}(\text{cm}^2)$	1,43	1,42	1,71	1,45	1,35	1,20
$Ah^{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
N^{bre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
$St(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.18 sollicitation de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau vx3	Sous-sol/RDC	1 étage	2 et 3 étages	4 et 5 étages	6 et 7 étages	8 et 9 étages
B (cm²)	210×20	210×20	210×20	210×20	210×20	210×20
M (KN.m)	482,93	937,19	518,71	222,69	265,92	67,16
N (KN)	1151,054	-134,81	485,47	228,38	-281,18	-0,81
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
d (m)	0,96	0,55	0,69	0,71	0,71	0,52
N₁ (KN)	0,870	-0,55	0,48	0,220	0,26	-0,036
N₂ (KN)	-0,052	0,33	-0,16	-0,069	-0,08	0,023
σ₁ (MPa)	3,28	-3,34	2,34	1,02	1,23	-0,459
σ₂ (MPa)	-2,88	6,056	-2,373	-0,971	-1,13	0,455
I_t (m)	0,98	0,997	0,71	0,67	0,66	1,045
I_c (m)	0,14	0,106	0,68	0,76	0,78	0,01
V (KN)	288,14	298,75	235,07	168,19	133,977	83,96
τ (MPa)	0,76	0,79	0,87	0,62	0,5	0,31
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v tendu	0,068	0,138	0,041	0,017	0,066	0,091
A_v comprimé	0,040	0,083	0,122	0,055	0,020	0,006
A_{tendu}^{min} (cm²)	3,92	3,99	2,82	2,69	2,64	4,18
A_{comprimé}^{min} (cm²)	0,28	0,21	1,36	1,52	0,48	0,02
A_{RPA}^{min} (cm²)	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
A_{v/face}^{adopté tendu}	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (m)	15	15	12	12	15	20
A_{v/face}^{adopté comprimé}	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26	2HA12=2,26
S_t (m)	12	10	20	20	12	10
A_h^{cal} (cm²)	2,25	1,65	2,091	2,14	1,75	1,58
A_h^{adopté}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
St	20	20	20	20	20	20

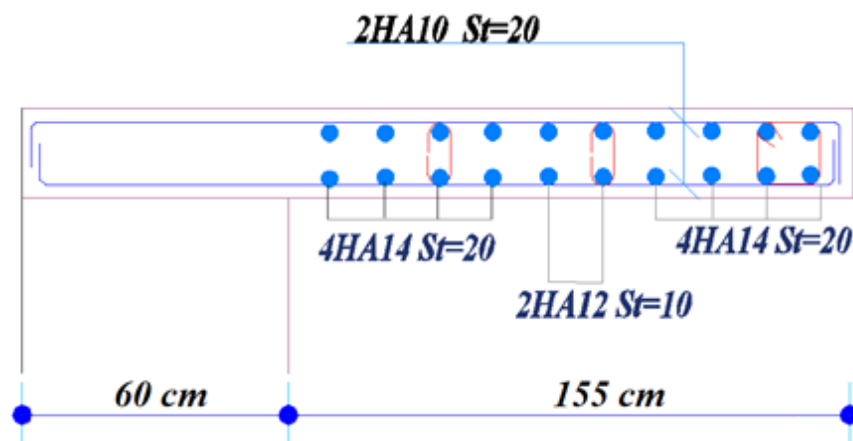


Figure 5.6 Schéma de ferrailages du voile Vx2

CONCLUSION :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie. Pour ce qui concerne les poteaux courts (sont situé au niveau du sous-sol) on a disposé un ferrailage transversal important par rapport aux autres poteaux car l'élancement géométrique des poteaux court est plus petit.

Ayant de grandes travées dans les 2 sens, nos poutres principales et secondaires ont une section quasi similaire d'où le ferrailage similaire obtenu.

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments dont le rôle est de supporter la charge de la superstructure et de la transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (fondation posée directement sur le sol, fondation peu profonde) ou indirecte (semelles sur pieux Fondations profondes), qui consiste à limiter les différents tassements et mouvements sous l'action de la force horizontale. Par conséquent, il constitue une partie essentielle de la structure.

6.1. Choix de type de fondation :

Le choix de la fondation dépend principalement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur du bon sol

6.2. Caractéristiques du site :

D'après les résultats des sondages pnéométriques les sondages carottés, les essais au laboratoire ainsi qu'e les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

- ❖ Schiste friable grisâtre : $\begin{cases} \gamma_h = 2,17 \text{ t/m}^3 \\ C_{UU} = 0,10 \text{ bars} \\ \phi_{UU} = 26,22^\circ \end{cases}$
- ❖ Schiste compacte et dense grisâtre : $\begin{cases} \gamma_h = 2,61 \text{ t/m}^3 \\ C_{UU} = 1,50 \text{ bars} \\ \phi_{UU} = 7^\circ \end{cases}$

La contrainte admissible du sol et de $\sigma_s = 2,5 \text{ bars}$ et un ancrage de $D = 3,50 \text{ m}$

Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculée selon la formule exigée par le (RPA99 /version 2003 art 3 .3.1) la classification du site est : site ferme (S2).

Combinaison de calcul :

Selon le rapport du sol notre structure sera construite sur un sol de contrainte de 2,5 bars et pour une profondeur de 3 m.

Selon le (RPA99/version2003) les combinaisons d'action :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Selon le (DTR BC.2.33.1) les combinaisons d'action :

- $G + Q$
- $1,35G + 1,5Q$

6.2.1. Vérification des semelles isolées :

On calcule la longueur de la semelle isolée sous le poteau le plus sollicitée on a donc :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2267,9818}{2,5 \times 100}} = 3,01m$$

$L_{min} = 2 m \rightarrow$ On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles donc les semelles isolées sont exclues.

6.2.2. Vérification des semelles filantes :

En choisissant une semelle filante de largeur B et de longueur L situé sous portique, l'effort normal transmis à la semelle est :

Dans le sens X-X :

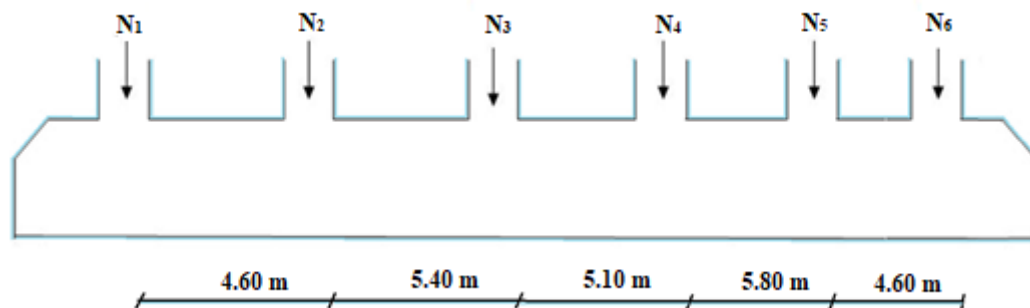


Figure 6.1 schéma filante dans le sens X-X

$$\sum N_{total} = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

$$= 580,02 + 1828,87 + 1944,70 + 2269,04 + 1571,35 + 1608,96 = 9802,94 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{total}}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N_{total}}{L_x \times \sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{9802,94}{25,90 \times 0,25} = 1,51 \text{ m} \text{ On prend } B=2 \text{ m}$$

Remarque : il y'a chevauchement entre les semelles donc on opte pour un radier général pour offrir plus de stabilité et puisque c'est une structure élancée, cela donnera une meilleure répartition des charges.

6.2.3. Prédimensionnements du radier :

❖ Condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm} \text{ En prend } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{580}{10} = 58 \text{ cm} \text{ En prend } h_t = 80 \text{ cm}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux élément porteurs ($L_{max} = 5,80 \text{ cm}$)

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

❖ **Condition de rigidité :**

Il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \rightarrow I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,45^4 \times 12 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 1,17 \text{ m}$$

Soit $h_t = 120 \text{ cm}$

L_e : Est la longueur élastique

K : coefficient de raideur du sol $K = 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (bon sol)

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : largeur de la semelle on prend 1ml.

I : moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml

❖ **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

On prend $b = 1 \text{ ml}$

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow \frac{57261,67 \times 545 \times 1}{2 \times 384,07} = 406,27 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow \frac{344,09 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,162 \text{ m} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{on opte pour } d = 25 \text{ cm}$$

Selon les 3 conditions on opte pour :

$h_r = 50 \text{ cm}$	$h_n = 120 \text{ cm}$	Surface du radier : $S_{rad} = 384,07 \text{ m}^2$
-----------------------	------------------------	--

❖ **Vérification du poinçonnement :**

Selon le CBA93 (article A.5.2.4.2) on prend le poteau le plus sollicité et on vérifie la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

N_u : Effort normal de calcul (ELU).

h_t : Hauteur total de la dalle du radier. :120 cm

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (0,6 + 0,6 + 2 \times 1,20) = 7,2$$

$$3118,80 \text{ Kn} \leq 0,045 \times 7,2 \times 1,20 \times \frac{25000}{1,5} = 6480 \text{ KN} \rightarrow \text{elle est vérifiée}$$

❖ **Vérification des contrainte dans le sol :**

Calcul de la contrainte sous le radier : (DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Les caractéristiques du radier :

$X_G = 11,75 \text{ m}$ $Y_G = 6,57 \text{ m}$	$I_x = 4453,1 \text{ m}^4$	$I_y = 14221,6 \text{ m}^4$
$N_{ser} = 41787,87 \text{ MN}$	$M_x = 2275,78 \text{ MN.m}$	$M_y = 3208,40 \text{ MN.m}$

- $e_x = \frac{M_{Gy}}{N_{ser}} = 0,076 \text{ m.}$
- $e_y = \frac{M_{Gx}}{N_{ser}} = 0,054 \text{ m.}$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \left(1 \pm \frac{6 \times e_x}{L} \pm \frac{6 \times e_y}{B} \right) \rightarrow \sigma_{1.2} = \frac{4178,87}{384,07} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,076}{25,90} \pm \frac{6 \times 0,054}{14,75} \right)$$

Sens X-X	$\sigma_{max} = 124,80 \text{ Mpa}$	$\sigma_{min} = 108,33 \text{ Mpa}$	$\sigma_{moy} = 0,120 \text{ Mpa}$	Obs
Sens Y-Y	$\sigma_{max} = 109,27 \text{ Mpa}$	$\sigma_{min} = 104,50 \text{ Mpa}$	$\sigma_{moy} = 0,108 \text{ Mpa}$	Obs

❖ **Vérification de stabilité de renversement :**

$$e_{x,y} = \frac{M_{Gx,y}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{4}$$

Sens X-X	$e_x = 0,076 \text{ m}$	$\left(\frac{B}{4}\right) = 6,5 \text{ m}$	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$e_y = 0,054 \text{ m}$	$\left(\frac{B}{4}\right) = 3,68 \text{ m}$	Condition vérifiée

Donc Ya pas de risque de renversement.

❖ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier que : $N_s + N_r = 45628,57 \text{ Kn} > F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w \rightarrow N > 34681,52 \text{ Kn}$

$$N_r = h_r \times S_{rad} \times \gamma_b = 0,40 \times 384,07 \times 25 = 3840,7 \text{ Kn}$$

$$N_s = 41787,87 \text{ Kn}$$

N_s : Le poids total de la superstructure.

N_r : le poids total du radier.

F_s : Coefficient de sécurité : 1,5

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ; $H = 6.02 \text{ m}$.

S_{rad} : Surface du radier : $S_{rad} = 384,07 \text{ m}^2$

γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

❖ **Ferraillages du radier :**

Le calcul du radier se fait comme un plancher renversé. Sollicité à la flexion simple.

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable.

On adoptera les mêmes ferraillages pour tout le radier.

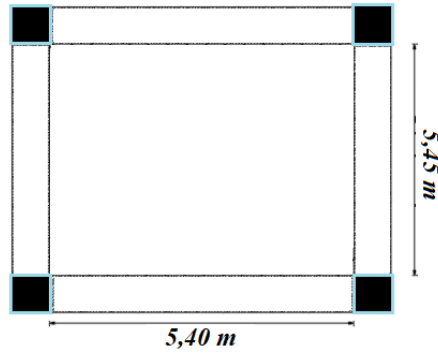


Figure 6.2 Dalle du radier sur quatre appuis

Calcul des sollicitations a L'ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + G_0$$

$$G_0 = 25 \times 0,5 = 12,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{57261,67}{384,07} + 12,5 = 161,59 \text{ KN/ml}$$

$L_x = 5,40 \text{ m}$	$L_y = 5,45 \text{ m}$	$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,99$	La dalle travaille selon les deux sens
------------------------	------------------------	---------------------------------	--

Tableau 6.1 les sollicitations a L'ELU

$\mu_x = 0,0376$		$\mu_y = 0,9771$	
$M_0^x = 177,16 \text{ KN.m}$	$M_0^y = 173,11 \text{ KN.m}$	$M_t^x = 150,58 \text{ KN.m}$	$M_t^y = 147,14 \text{ KN.m}$
$M_a^x = M_a^y = -88,58 \text{ (KN.m)}$			

❖ Condition de non fragilité :

En prend :

$h_1 = 50 \text{ cm}$	$b = 1 \text{ ml}$	$\rho = 0,99$	$f_{st} = 348 \text{ Mpa}$
-----------------------	--------------------	---------------	----------------------------

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \times \frac{3 - 0,99}{2} \times 0,5 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,50 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.2 calcul des armatures pour la dalle

Localisation	M (KN.m)	u_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)	
Travée	X-X	150,58	0,046	0,058	0,468	9,24	4,20	7HA14=10,78	20
	Y-Y	147,14	0,044	0,057	0,468	9,03	4,00	7HA14=10,78	20
Appui	88,58	0,027	0,034	0,473	5,38	4,20	5HA12=5,65	20	

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 222,167 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 216,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{181,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30} = 0,462 \text{ MPA} \leq 1,17 \text{ MPA} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Calcul des sollicitations à L'ELS :

$$q_u = \frac{41787,87}{384,07} + 12,5 = 121,30 \text{ KN}$$

Tableau 6.3 les sollicitations à L'ELU

$\mu_x = 0,0449$		$\mu_y = 0,9847$	
$M_0^x = 158,81 \text{ KN.m}$	$M_0^y = 156,38 \text{ KN.m}$	$M_t^x = 134,98 \text{ KN.m}$	$M_t^y = 132,92 \text{ KN.m}$
$M_a^x = M_a^y = -79,40 \text{ (KN.m)}$			

Tableau 6.4 Vérification des contraintes à L'ELS :

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	X-X	134,98	10,9	26,57	$5,53 \leq 15$	Obs.	$282,33 > 201,63$	N.Obs
	Y-Y	132,92	10,9	26,57	$5,45 \leq 15$	Obs.	$278,25 > 201,63$	N.Obs
Appui	-79,40	8,21	15,26	$4,27 \leq 15$	Obs.	$310,54 > 201,63$	N.Obs	

Les conditions ne sont pas vérifiées, il faut donc augmenter la section d'acier :

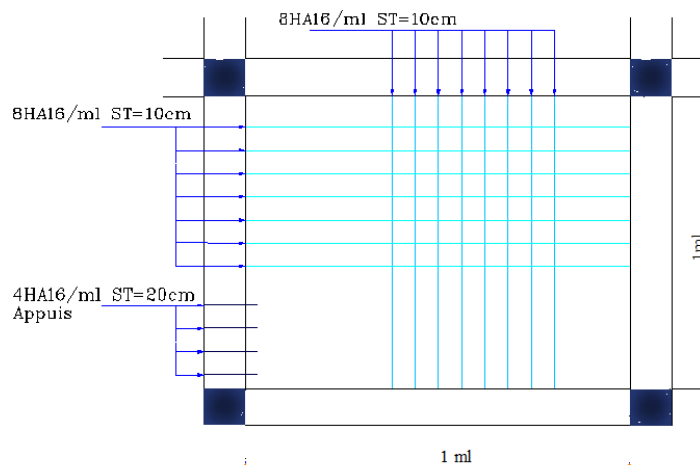
En travée :

Sens X-X : 8HA16 → 16,08 cm²/ml → $\sigma_{st} = 192,75 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

Sens Y-Y : 8HA16 → 16,08 cm²/ml → $\sigma_{st} = 189,8 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En appuis :

Sens Y-Y/X-X : 4HA16 → 8,04 cm²/ml → $\sigma_{st} = 199,42 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Schéma de ferrillages :

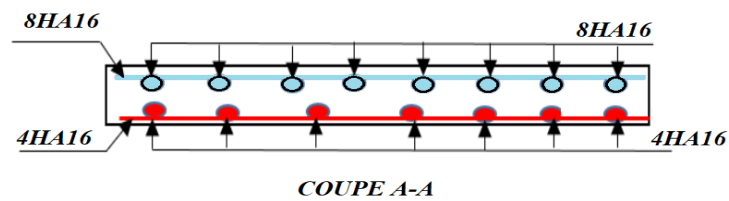


Figure 6.3 Schéma ferrailages de la dalle du radier.

Ferrailages de la nervure :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

On a modélisé le radier avec le logiciel (**SAFE version12**) qui nous permet de trouver les sollicitations sur les nervures et les efforts de la superstructure ont été importés du logiciel **ETABS 16**.

SAFE : est un logiciel de modélisation, d'analyse et de conception des systèmes planchers lourds et de dalles de fondation (radier). SAFE est idéal pour modéliser les fondations et les semelles, permet de modéliser facilement les supports de sol et les modèles de sol. Il intègre les rampes, les poteaux et les murs (rectilignes ou curvilignes). Il permet aux utilisateurs d'importer des modèles à partir de SAP2000 et ETABS, des chargements et de déplacements pour une étude locale plus précise des systèmes de dalles au sein des structures.

Le moteur d'analyse convertit le modèle basé sur l'objet en un modèle d'éléments finis optimal, SAFE permet les analyses suivantes :

- Analyses dynamiques à l'aide de vecteurs Ritz ou Eigen. Les charges et les modes du spectre de réponse peuvent être importés directement à partir d'ETABS.
- Analyses non linéaires pour les sections fissurées à court et à long terme (capture du comportement du fluage et du retrait).



Figure 6.4 schéma de modélisation du radier nervuré sur ETABS/2016

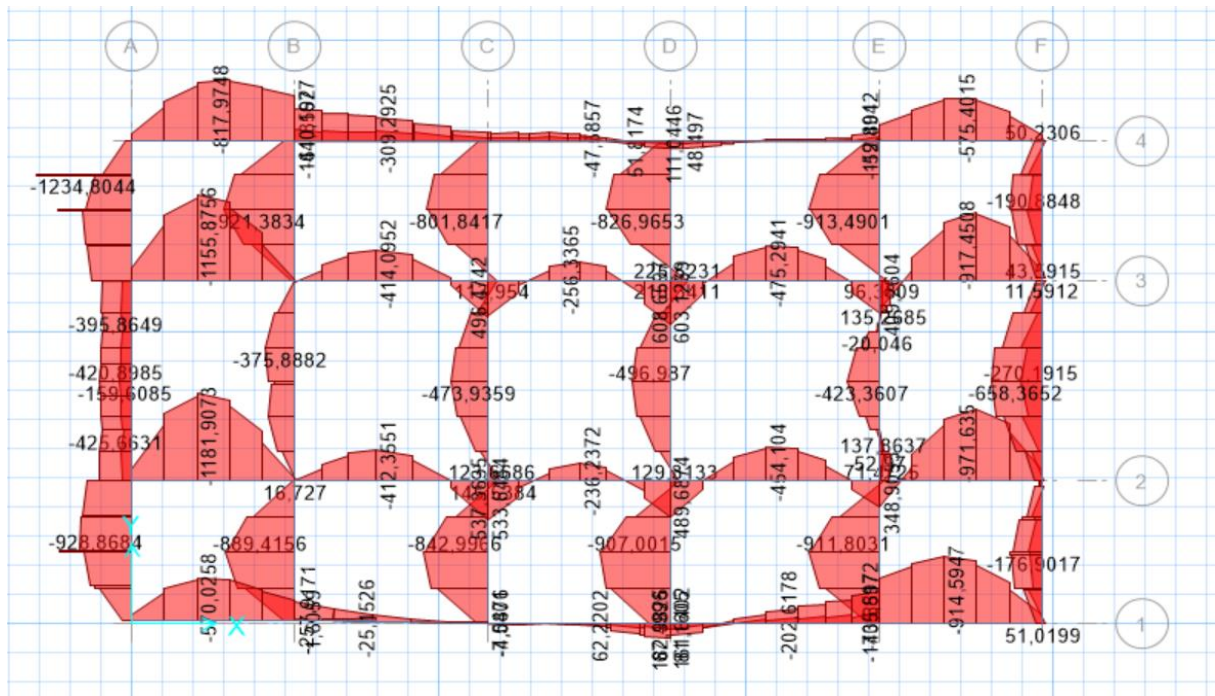


Figure 6.5 schéma des sollicitations des nervure avec SAFE /12

Et d'après (SAFE/12) On opte pour les moments suivants :

$M_{max}^t = 1234,804 \text{ KN/m}$	$M_{max}^a = -608,65 \text{ KN/m}$	$V_{max} = 128,852 \text{ KN}$
-------------------------------------	------------------------------------	--------------------------------

Détermination de la largeur (b) :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \rightarrow \text{CBA. Art 4.1.3}$$

$h = 1,20 \text{ m}$	$b_0 = 0,60 \text{ m}$	$h_0 = 0,50 \text{ m}$	$d = 1,15 \text{ m}$	$b = 1,20 \text{ m}$
----------------------	------------------------	------------------------	----------------------	----------------------

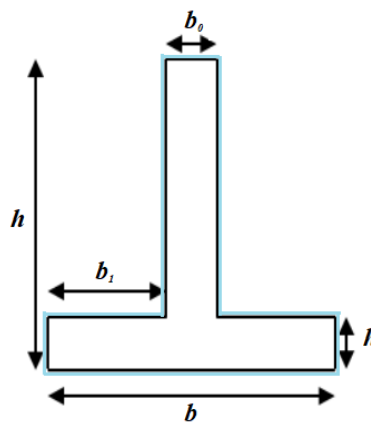


Figure 6.6 section a ferrillée

Tableau 6.5 ferrillages de la nervure

Localisation	$M(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
Travée	1234,804	31,79	33,85	6HA25+2HA20
Appuis	-608,65	15,43	17,28	4HA16+6HA14

❖ **Vérfications à l'ELU :**

Vérfication vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \rightarrow \text{F. N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{128,852 \times 10^{-3}}{1 \times 1,15} = 0,9337 \text{ Mpa} \leq 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérfifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) \Leftrightarrow \phi_t \leq \min(2; 3,42; 6) = 20\text{mm} \text{ soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures de peau : CBA (Art. A.7.3)**

$$A_p = 0,2\%(b_0 \times h) \rightarrow 14,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 8HA16 = 16,08\text{cm}^2$$

Vérfication des contraintes :

Tableau 6.6 Vérfication des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	905,89	30,21	49,08	$5,57 \leq 15$	Obs	194,97	Obs
Appuis	-442,74	25,95	30,32	$3,78 \leq 15$	Obs	234,69	Pas Obs

Remarque :

Les contraintes du béton et de l'acier son vérfifier A pare pour la section appuis en prend : $6HA25 + 4HA20 = 42,02 \text{ cm}^2/ml$ dans la condition et vérfifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 198,47 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa}$$

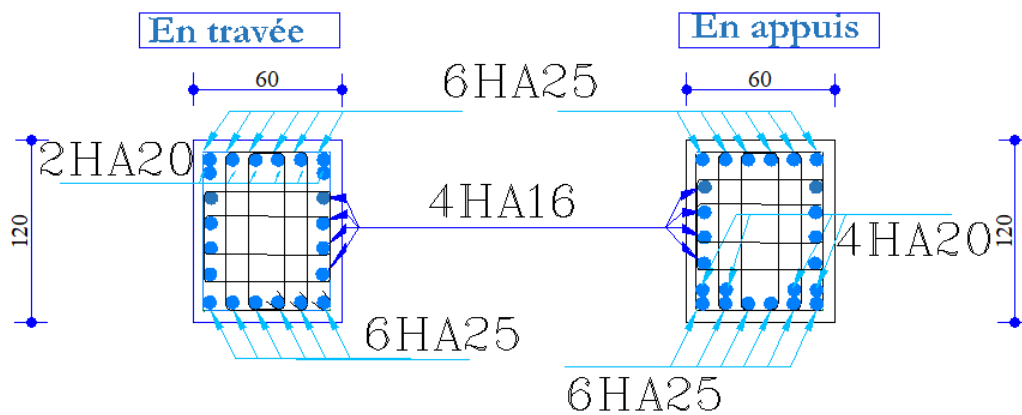


Figure 6.7 schéma de ferrailages des nervures

6.3. Voile périphérique :

Selon le RPA 99/2003 (article 10.1.2), le mur périphérique compris entre le niveau de fondation et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Caractéristique des voiles :

Hauteur : $h = 3,06$ m	Longueur : $L = 4,20$ m	Epaisseur : $e = 20$ cm
------------------------	-------------------------	-------------------------

Caractéristique du sol :

Poids spécifique = $\gamma = 19 \text{ kn/m}^2$	Angle de frottement $\varphi = 32^\circ$	La cohésion $C = 0 \rightarrow$ sol cohérents
---	--	---

❖ Méthode de calcul :

La pousser des terres :

$$\sigma(G) = h \times \gamma \times K_a - 2C\sqrt{K_a} = 19 \times 3,06 \times 0,470 = \sigma(G) = 17,86 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,307$$

La surcharge d'exploitation :

$$\sigma(Q) = q \times K_a \Rightarrow \sigma(Q) = 3,07 \text{ KN/m}^2$$

Calcul a L'ELU :

$$\begin{aligned} \sigma_{min} &= 1,5 \times Q = 4,60 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} &= 1,35G + 1,5Q = 28,71 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

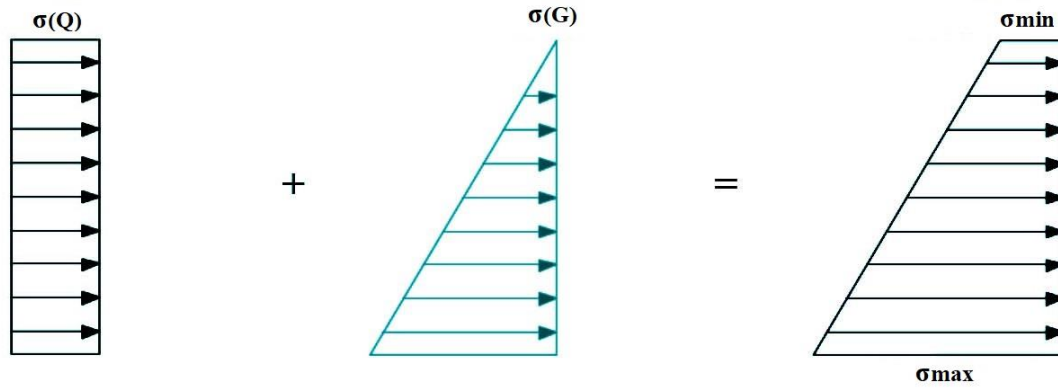
$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow 22,68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 22,68 \text{ KN/ml}$$

Caractéristique du plan grand plan :

$L_x = 3,06$ m	$L_y = 4,2$ m	$b = 1$ ml	$e = 20$ cm	$\rho = \frac{3,06}{4,20} = 0,72 > 0,4$
----------------	---------------	------------	-------------	---

Remarque : le voile travaille dans les deux sens



6.3.1. Calcul des moments a L'ELU :

D'après le tableau : en retiens a L'ELU et L'ELS :

Tableau 6.7 D'après l'Annex I en tire les effort l'ELU et ELS

ELU		ELS	
$\mu_x = 0,0658$	$\mu_y = 0,4624$	$\mu_x = 0,0719$	$\mu_y = 0,6063$

Tableau 6.8le tableau des moments en travée et en appui a L'ELU

Moment isostatiques		Moment corrigé		
$M_0^x(KN.m)$	$M_0^y(KN.m)$	$M_t^x(KN.m)$	$M_t^y(KN.m)$	$M_a^x = M_a^y(KN.m)$
17,69	8,18	13,26	6,13	4,09

Le ferrailage se fait en flexion simple avec une section de $(b \times h) = (1\text{ ml} \times 0,2\text{m})$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau 6.9 résultats de ferrailage de voile périphériques

Localisation		M (KN.m)	u_{bu}	α	Z	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	13,26	0,0289	0,0966	0,177	2,15	2	4HA10=3,14	33
	Y-Y	6,13	0,0133	0,0168	0,178	0,98	2	4HA10=3,14	33
Appui	X-Y	4,09	0,0089	0,0111	0,179	0,65	2	4HA10=3,14	33

0

❖ Vérifications L'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{minx} = \rho_0 \times ((3 - \rho)/2) \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3 - 0,72}{2} \times 0,20 \times 1 = 1,824 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 0,20 \times 1 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Espacement $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$

$V_{ux} = 41,43 \text{ Kn} \rightarrow \tau_u = 0,230 \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa}$

$V_{uy} = 16,02 \text{ Kn} \rightarrow \tau_u = 0,089 \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa}$

Vérification a L'ELS :

$\sigma_{min} = Q = 4,70 \text{ KN} / \text{m}^2$	$\sigma_{max} = G + Q = 32,02 \text{ KN} / \text{m}^2$	$\sigma_{moy} = 25,2 \text{ KN} / \text{m}^2$	$q_s = 25,2 \text{ KN} / \text{ml}$
---	--	---	-------------------------------------

Contrainte dans le béton :

Tableau 6.10 Le tableau des moments en travée et en appuis a L'ELS

Moment isostatiques		Moment corrigé		
$M_0^x(\text{KN. m})$	$M_0^y(\text{KN. m})$	$M_t^x(\text{KN. m})$	$M_t^y(\text{KN. m})$	$M_a^x = M_a^y(\text{KN. m})$
16,96	10,28	14,41	8,738	-8,48

Tableau 6.11 Vérification des contraintes à L'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.	
Travée	X-X	14,41	0,036	1,13	$4,59 \leq 15$	Obs.	$275,4 > 201,6$	N.Obs
	Y-Y	8,738	0,036	1,13	$2,78 \leq 15$	Obs.	$166,8 < 201,6$	Obs
Appui	X-Y	-8,48	0,036	1,13	$2,70 \leq 15$	Obs.	$162 < 201,6$	Obs

Remarque : Les contrainte du béton et de l'acier son vérifier A pare pour la section travée sens X-X en prend : 4HA12 =4,52 dans la condition et vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 193,94 \text{ Mpa} \leq 201,6 \text{ Mpa}$$

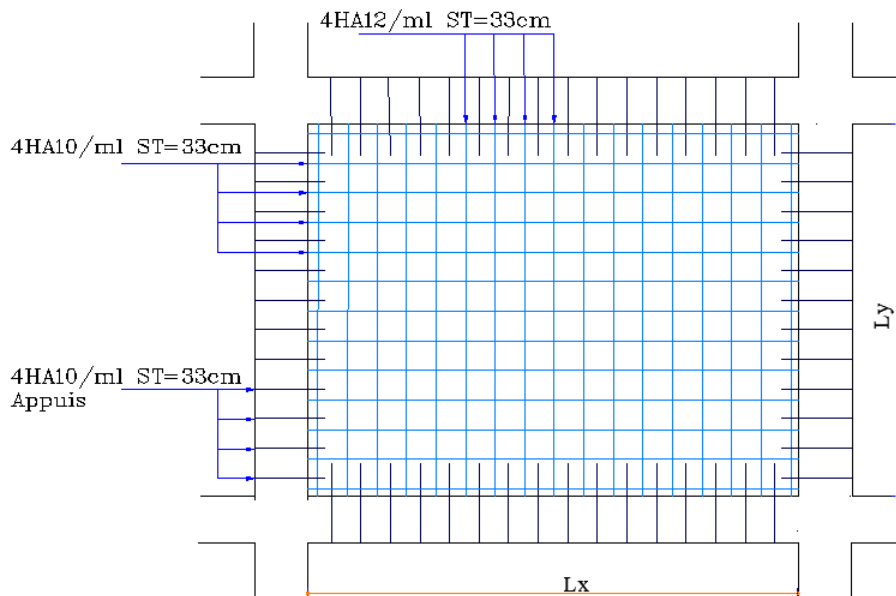


Figure IV.3 : schéma de ferrailages de voile périphériques**Conclusion :**

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol, caractéristiques géométriques et les charges de la superstructure) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Au vu du chevauchement des semelles isolées et des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience pour mettre en application les connaissances acquises durant notre cycle de formation. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer et de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ainsi que les différents règlements de calcul et normes de construction algériennes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- ◆ Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont des diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être conçus pour résister aux forces sismiques qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement.
- ◆ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ◆ Obtenir une disposition des voiles adéquate tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment est un obstacle majeur pour l'ingénieur civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques.
- ◆ La structure étant très souple à cause de la grande portée de nos travées dans les 2 sens ainsi qu'au petit nombre des poteaux, on a donc dû rigidifier notre structure en augmentant la section de ces derniers, cela a part ailleurs permis de maximiser la surface exploitable de la structure notamment le parking.
- ◆ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus-part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ◆ La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA.
- ◆ L'instabilité de constructions lors d'un séisme a souvent pour cause un problème de fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales qui sont parfois importantes. Cela requiert d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure et d'autre part, un bon ancrage au sol, c'est dans cette optique que nous avons donc opté pour un radier général nervuré.

Par ailleurs, ce projet a été précieux pour nous dans les débuts de notre carrière professionnelle à résoudre les problèmes quotidiens de calcul des structures. L'intérêt pour nous a été donc double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Bibliographie

- ❖ Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) Edition CGS
- ❖ DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation, Edition CGS
- ❖ Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ CBA93 Règles de conception de calcul des structures en béton armé édition CGS
- ❖ Cours de béton armé acquis durant notre parcours
- ❖ Ancien mémoire de fin d'étude
- ❖ Rapport de sol

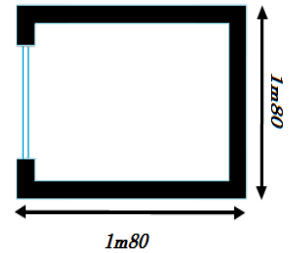
Outils informatiques :

- ❖ Logiciel ETABS 2016
- ❖ Logiciel AUTOCAD 2018
- ❖ Logiciel SAFE 12
- ❖ Logiciel Excel et Word
- ❖ Logiciel SOCOTEC

Annexes

Etude de l'ascenseur

Définition : L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie possède les caractéristiques suivantes :



Le nombre de passagers : est le plus petit des nombres obtenus par la formule

$$\eta = \frac{\text{charge nominale}}{75} = \frac{630}{75} = 8.4 \rightarrow \eta = 8 \text{ personnes}$$

L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 6 personnes. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Le poids propre de l'ascenseur est de **500 Kg**
- Longueur : 1,8m
- Largeur : 1,8m

Dimensionnement de la dalle :

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

$e \geq 14\text{cm}$ pour l'isolation phonique \Rightarrow on opte pour $e = 15\text{cm}$

Evaluation des charges :

Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$

Poids de la machine (KN/m²) : $G_2 = \frac{F_c}{s} = \frac{50}{3,24} = 15,43 \text{ KN/m}^2$

Poids total: $G_{total} = G_1 + G_2 = 20,28 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation (KN/m²) : estimé à 1 KN/m^2

Cas d'une charge répartie :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \frac{180}{180} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{dalle travaille selon les deux sens } \mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

- **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G^t + 1,5 \times Q \rightarrow q_u = 28,88 \text{ KN/m}^2$

- ❖ **Evaluation des moments :**

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 3,43 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 3,43 \text{ KN.m}$

- ❖ **Calcul du moment réel :**

En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 2,92 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 2,92 \text{ KN.m}$

En Appuis : $M_a^X = M_a^Y = -0,5 \times M_0^X = -1,715 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à

Tableau ferraillage de la dalle d'ascenseur.

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	A_a^{adop} (cm^2)	St (cm)
X-X /Y-Y	2,92	1,715	0,625	0,366	1,2	4HA8=2,01	4HA8=2,01	25

❖ **Vérification de L'espace :**

$$S_{tx} \leq \min(3e, 33cm) \Leftrightarrow S_{tx} \leq 33cm$$

$$S_{ty} \leq \min(4e, 45cm) \Leftrightarrow S_{ty} \leq 45cm$$

On adopte : $S_t = 25cm$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$B=1m, d=h \times 0,9=13,5cm$$

$$\rho = 1 > 0,4 \rightarrow V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} ; V_u^y = \frac{q_u \times l_{xy}}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

Tableau Vérification de l'effort tranchant

V_U (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
30,81	2,28	1,167	Vérifié

➤ **Vérification à l'ELS :** $\nu = 0,2$ $\mu_x = 0,0368$ $\mu_y = 1$

$$q_s = G_T + Q = 21,78 \text{ KN/m}$$

❖ **Evaluation des moments :**

$$\text{Sens x-x}' : M_0^X = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 2,6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^Y = \mu_y \times M_0^X = 2,6 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^X = 0,85 \times M_0^X = 2,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^Y = 0,85 \times M_0^Y = 2,21 \text{ KN.m}$$

En Appuis :

$$M_a^X = M_a^Y = -0,5 \times M_0^X = -1,3 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérifications des contraintes :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s \times y - 15 \times d \times A_s$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

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

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Position	$M_{x,y}$ (KN.m)	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	2,21	2,01	2,58	4167,73	$0,136 \leq 15$	Vérifiée
Appui	-1,3	2,01	2,58	4167,73	$0,136 \leq 15$	Vérifiée

❖ **Vérification de La flèche :**

D'après le **BAEL91, CBA93** la vérification de la flèche est inutile si :

- ✓ $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \Rightarrow e = 0,15 > 0,76 \rightarrow (\text{vérifiée})$
- ✓ $A_s \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow A_s = 2,01 < 6,75 \rightarrow (\text{vérifiée})$

Cas d'une charge concentrée :

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont // à l_x
- b_0 et V sont // à l_y

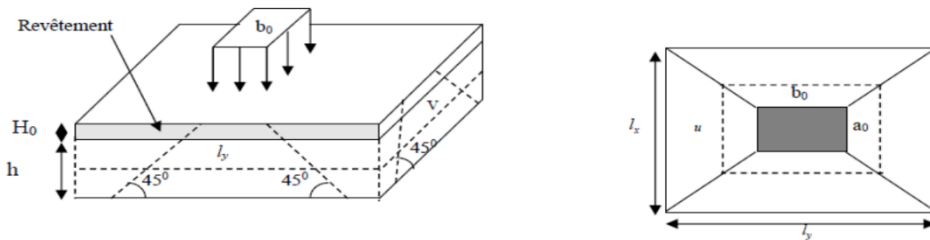
$$U = a_0 + h + 2\xi h_0$$

$$V = b_0 + h + 2\xi h_0$$

$\xi = 1$ On a un revêtement en béton

$$U = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm}$$



➤ **Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :**

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V)$$

$$M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(\times V)$$

$$\text{On a: } g = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times g = 85,05 \text{ KN/m}^2$$

M_1 et M_2 En fonction de U/l_x , V/l_y et ρ .

$$l_x/l_y = 1, U/l_x = 105/180 = 0,58, V/l_y = 105/180 = 0,58$$

En utilisant l'abaque de **Piguaut (ANNEXEIII)** on obtient :

$$M_1 = 0,089, M_2 = 0,089$$

$$M_1^x = 0,089 \times 85,05 \times (1,05 \times 1,05) \Rightarrow M_1^x = 8,34 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,089 \times 85,05 \times (1,05 \times 1,05) \Rightarrow M_1^y = 8,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments dus aux poids propres de la dalle a l'ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q \Leftrightarrow 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 0,96 \text{ KN.m}$$

➤ **La superposition des moments donnés :**

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8,34 + 0,96 = 9,3 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,34 + 0,96 = 9,3 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d=13,5 \text{ cm}$

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 7,905 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 7,905 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5M_x = -4,65 \text{ KN.m}$$

Tableau Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	A_a^{adop} (cm^2)	St (cm)
x-x/ y-y	7,905	-4,65	1,71	0,998	1,6	4HA10=3,14	4HA10=3,14	25

❖ **Vérification de L'espace :**

On a une fissuration peu nuisible $\Rightarrow S_t \leq \min(3e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

❖ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{25}{1,5} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$V_U = V_V = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,05} = 27 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{MAX}}{b \times d} = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

- **Moment engendré par le système de levage :** $q_{ser} = 63 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = 6,18 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 6,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 0,7 \text{ KN.m}$$

➤ **La Superposition des Moments :**

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,18 + 0,7 = 6,88 \text{ KN.m} \quad | \quad M_y = M_1^y + M_2^y = 6,18 + 0,7 = 6,88 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

En travée : $M_t^x = 0,85 \times 6,88 = 5,85 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0,85 \times 6,88 = 5,85 \text{ KN.m}$$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = -0,5 \times 6,88 = 3,44 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle salle machine

Position	M_x (KN.m)	A_s (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	5,85	3,14	3,13	6087,13	$3,01 \leq 15$	Vérifiée
Appui	3,44	3,14	3,13	6087,13	$3,01 \leq 15$	Vérifiée

❖ **Vérification de La flèche :**

D'après le **BAEL91, CBA93** la vérification de la flèche est inutile si :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \Rightarrow e=0,15 > 0,765$$

$$\frac{A_s}{b} \times d \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Schéma de ferrailages de l'ascenseur :

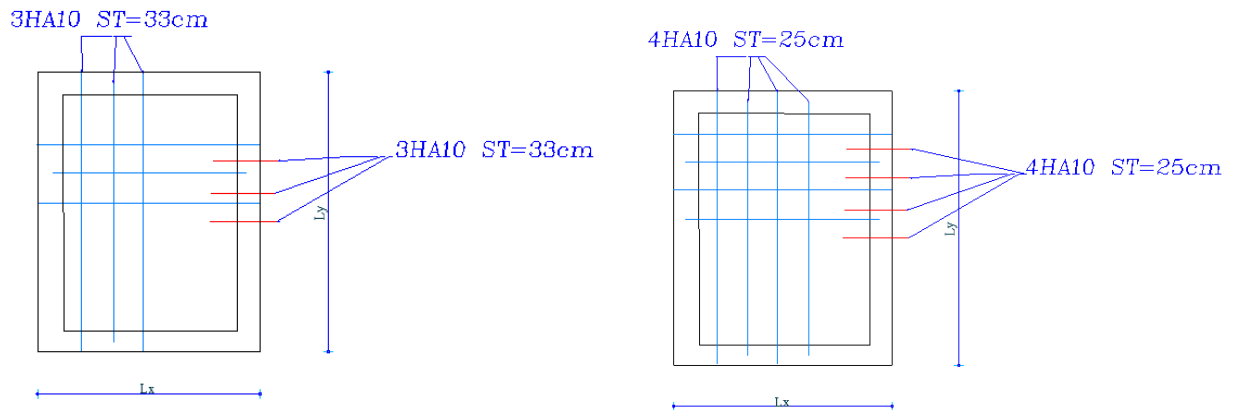


Figure Schéma de ferrailage dalle pleine de l'ascenseur

6.4. Etude de l'acrotère de la terrasse inaccessible :

❖ Hypothèses de calculs :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

- Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre linéaire.
- La fissuration est considérée nuisible

❖ Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère :

L'acrotère est soumis à deux types de charges :

Charges revenant à l'acrotère situation courante

Tableau 6.12 Charges revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1,713	0.42	2.133	1

❖ Charge sismique :

D'après le **RPA99V2003**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p: \quad \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

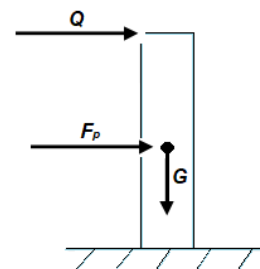
$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,133 = 1,024 \text{ KN}$$

- A** : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone (IIa), $\rightarrow A=0,15$)
- C_p** : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).
- W_p** : Poids de l'acrotère.

RPA99V2003 Art. 6.2.3, Tableau 6.1)

6.4.1. Calcul des sollicitations de l'acrotère :

❖ Calcul du centre de gravité :



$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \Leftrightarrow X_g = 0,062 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \Leftrightarrow Y_g = 0,33 \text{ m}$$

Moments engendrés par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow 1,024 \times 0,33 = 0,34 \text{ KN.m}$$

Tableau Combinaisons d'actions de l'acrotère. (Sollicitation revenu à l'acrotère)

Combinaisons	ELU Fondamental	ELS	RPA 99
Sollicitations	1,35G + 1,5Q	G + Q	G+Q+E
N (KN)	2,879	2,133	2,133
M (KN.m)	0,9	0,6	0,94

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = 0,313 \text{ m} ; \quad \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} > 0$$

D'après le CBA93 (Article A.4.3.5), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_1 et e_2

Tel que : On remplace l'excentricité réelle ($e_0 = \frac{M_U}{N_U}$) par une excentricité totale : $e = e_0 + e_1 +$

e_2

e_1 : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du premier ordre de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \rightarrow \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Leftrightarrow \alpha = 0$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$

h : Portée de l'élément = 60 cm.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2 + 2 \times 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,00864 \text{ m}$$

$$e = e_0 + e_1 + e_2 = 0,382 \text{ m}$$

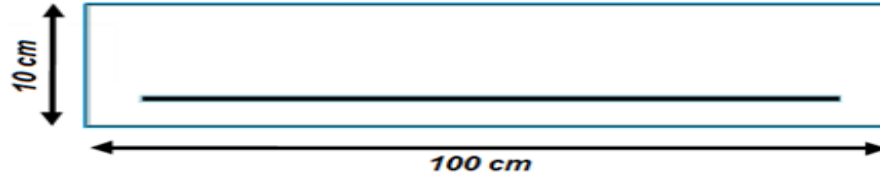
• **Les sollicitations de calcul à l'ELU:**

$$N_U = 2,879 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e = 0,984 \text{ KN.m}$$

6.4.2. III.3.4. Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Calcul à l'ELU :**



Mua (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A1 (cm ²)	AS (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1,072	0,01179	0,0148	0,07943	0,39	0,307	0.966

- **Choix des armatures :**

Sens principal : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- ❖ **Armatures de répartition :**

Sens secondaire : $A_{\text{repa}} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $A_{\text{repa}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

Sens principale : $st \leq \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ on adopte $st=30 \text{ cm}$

Sens secondaire : $st \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$ on adopte $st=20 \text{ cm}$

- ❖ **Vérifications à l'ELU :**

- **Vérification au cisaillement :** On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

ELU : $V_U = F_p + Q = 2,024 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,024 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0253 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

=> pas de risque de cisaillement

- ❖ **Vérification l'ELS :**

- ❖ **Les vérifications à faire dans le cas d'une fissuration nuisible sont :**

La contrainte limite dans le béton et La contrainte limite dans les aciers

- ❖ **Vérification des contraintes :**

$$M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ KN.m}, N_{\text{ser}} = 2,133 \text{ KN}, d = 0.08 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{\mu_t} \times \gamma_{\text{ser}} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times N_{\text{ser}} \frac{(d-y)}{\mu_t} \quad \text{FN} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$ (pour les aciers de haute adhérence)

- ❖ **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A$$

$$\text{Position de centre de poussée : } e_A = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{2,133} = 0,28 \text{ m}$$

D'après la convention du BAEL c'est un effort de compression donc : $C = -0,231 \text{ m}$

$$P = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = -0,158 \text{ m}^2$$

$$Q = -2C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = -0,025 \text{ m}^3$$

$$\text{On a : } Y_C^3 + P_{YC} + Q = 0$$

La solution de l'équation (1) dépend de $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = 4,06 \times 10^{-5} > 0$

$$\Rightarrow 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0,0156$$

$$\Rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = 0,25m$$

$$\Rightarrow y_c = z - \frac{P}{3 \times z} = 0,46m$$

$y_{ser} = 0,46 - 0,231 = 0,229m$ (Distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section)

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} + 15A'(c - d') - 15A(d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,229^2}{2} + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,229) = 2,66 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^{-3} \times 0,229}{2,66 \times 10^{-2}} = 0,005 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 201,6 MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2,133 \times 10^{-3}}{2,66 \times 10^{-2}} (0,08 - 0,229) = 0,179 MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$$

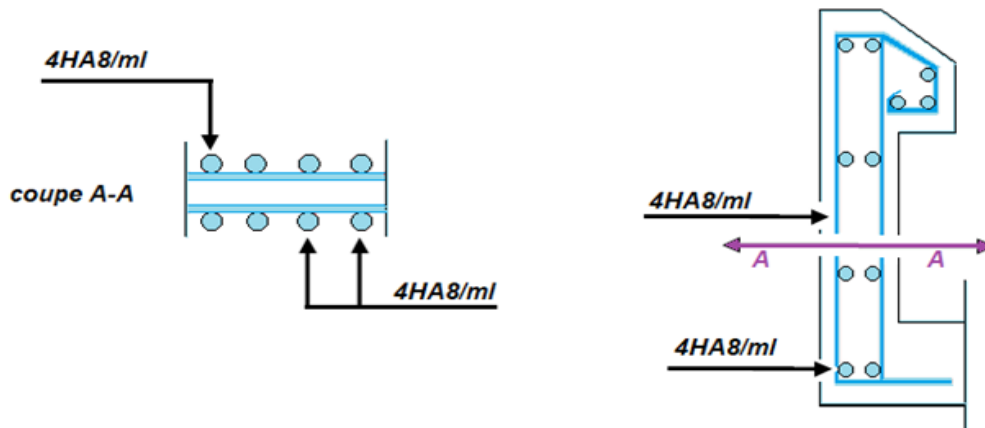


Figure 6.8 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Annexes :

ANEXE 1

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

ANEXE 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANEXE 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $L_x \times L_y$. Avec $L_x < L_y$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 4

VIII- CONCLUSION :

Ce projet prévoit la *Demande de permis de construire d'une promotion immobilière de 32 logements Type f3 et 04 locaux commerciaux + 04 services en (R+9) + parking intègre au Sous sol* au lieu dit TICHY CENTRE DAIRA TICHY COMMUNNE DE TICHY WILAYA DE BEJAIA.

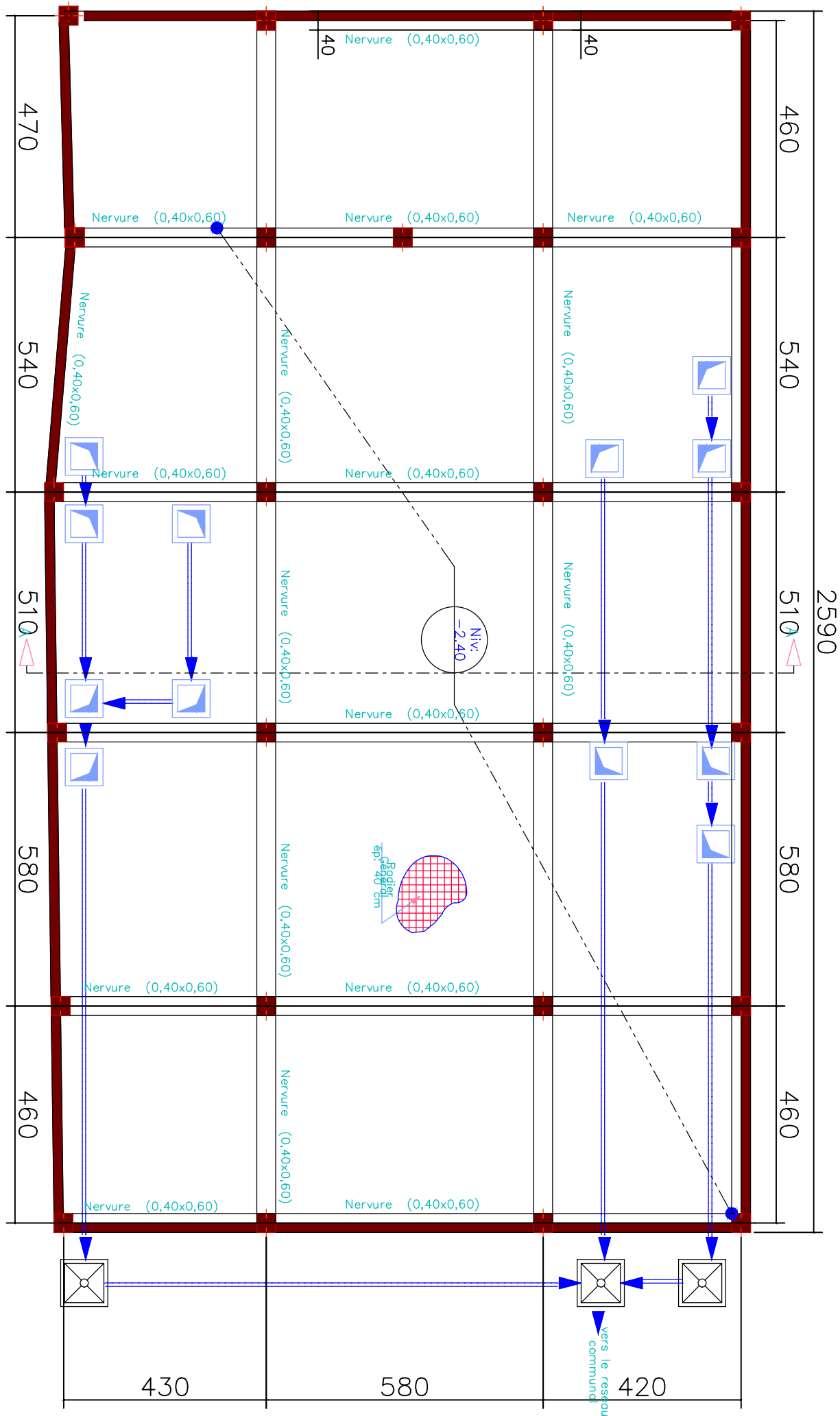
D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 3,50$ de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.50$ bars;
2. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :
 - Schiste friable grisâtre:
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2,17t/m^3 \\ C_{UV} = 0,10 \text{ bars} \\ \Phi_{UV} = 26,22^\circ \end{array} \right.$$
 - Schiste compacte et dense grisâtre
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2,61t/m^3 \\ C_{UV} = 1,50 \text{ bars} \\ \Phi_{UV} = 7^\circ \end{array} \right.$$
3. Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;
4. La nature de sol rencontrée est une Schiste friable grisâtre en surface et Schiste reformant des marnes, calcaire marneux en profondeur;
5. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
6. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule exigée par les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : **S2- site Ferme**;
7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.



Plans :

PLAN FONDATIONS ECH: 1/50



2590

460

540

510

580

460

470

540

510

580

460

Nervure (0,40x0,60)

40

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Nervure (0,40x0,60)

Niv: -2,40

C20/25
ep: 10 cm

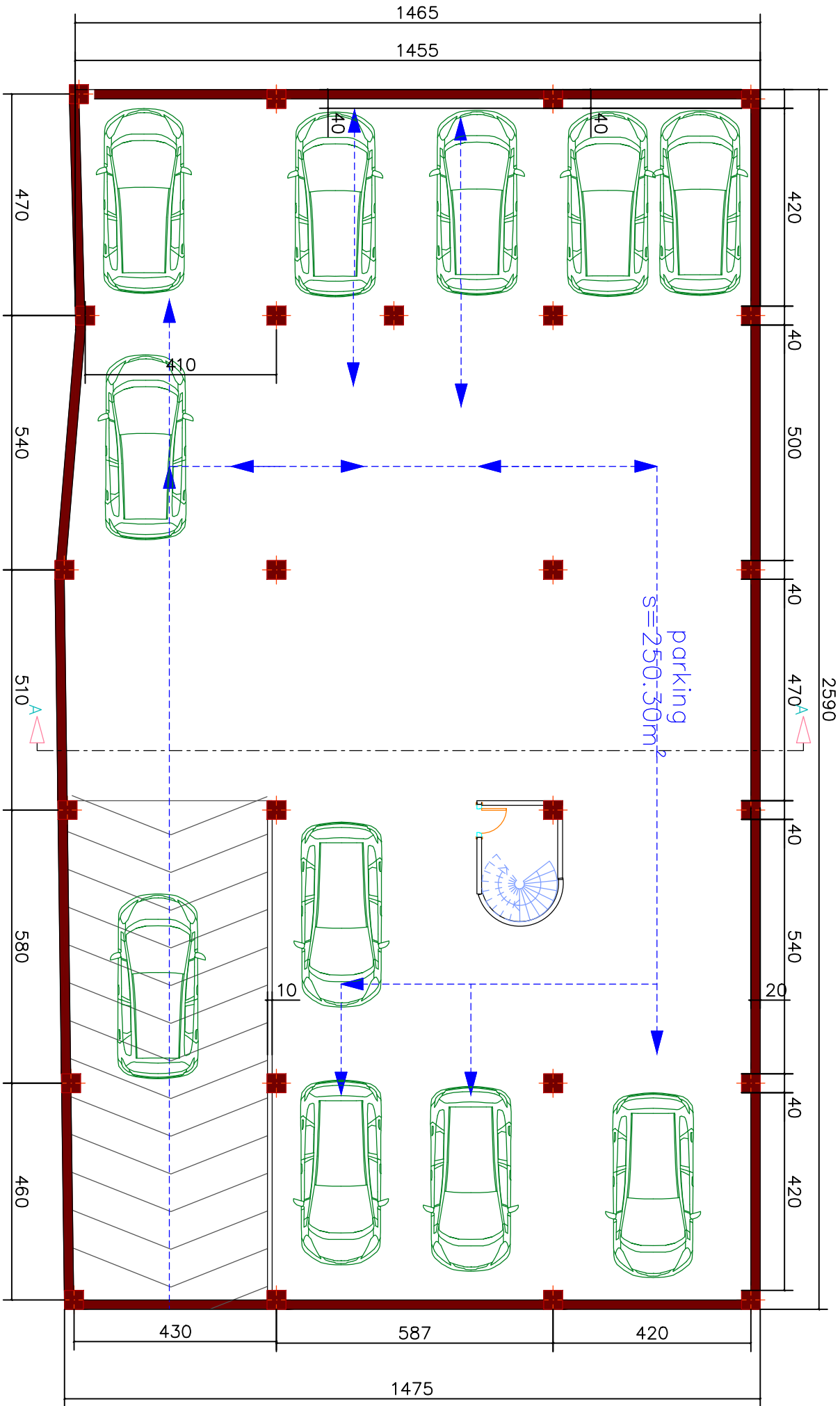
430

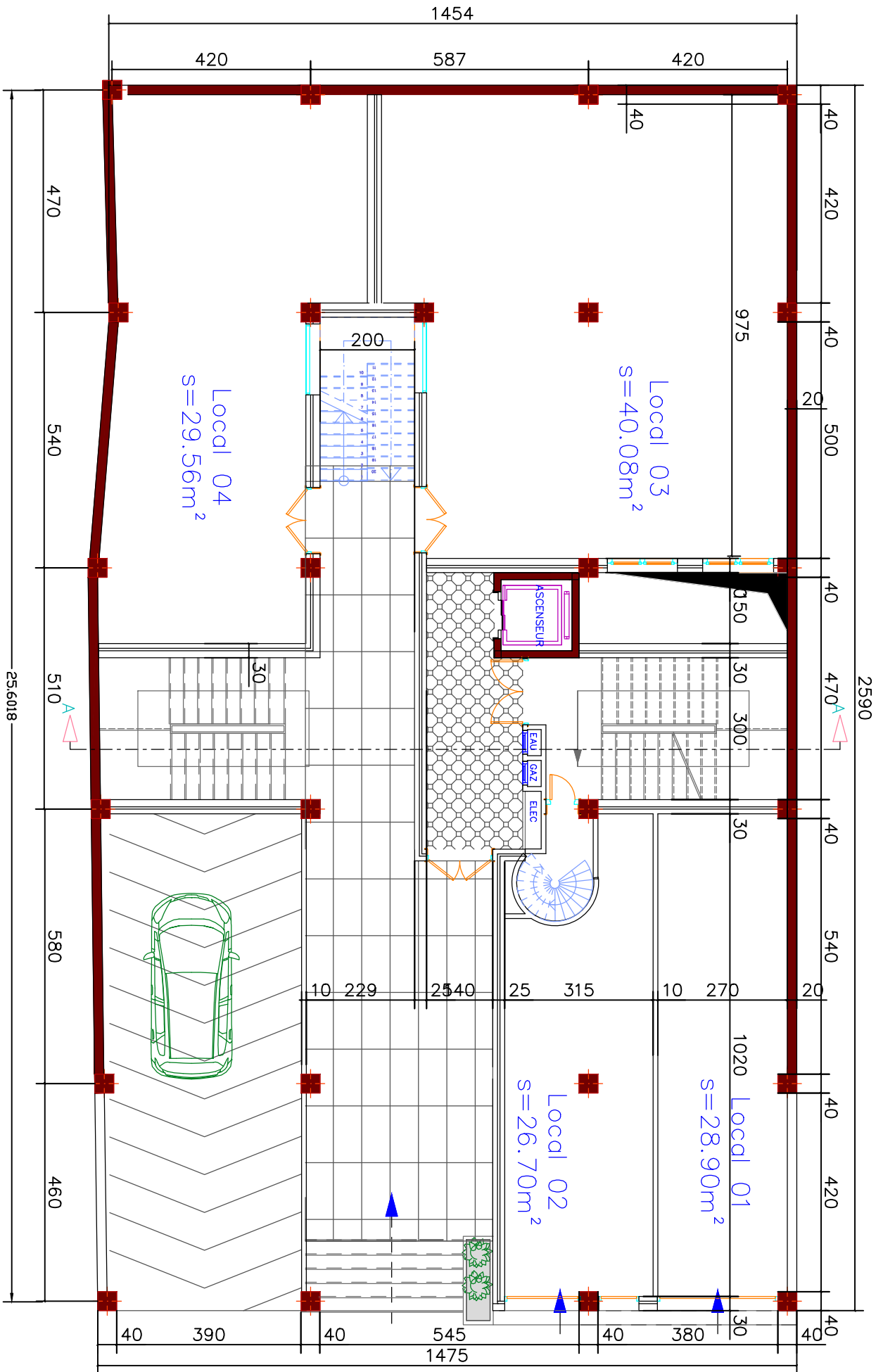
580

420

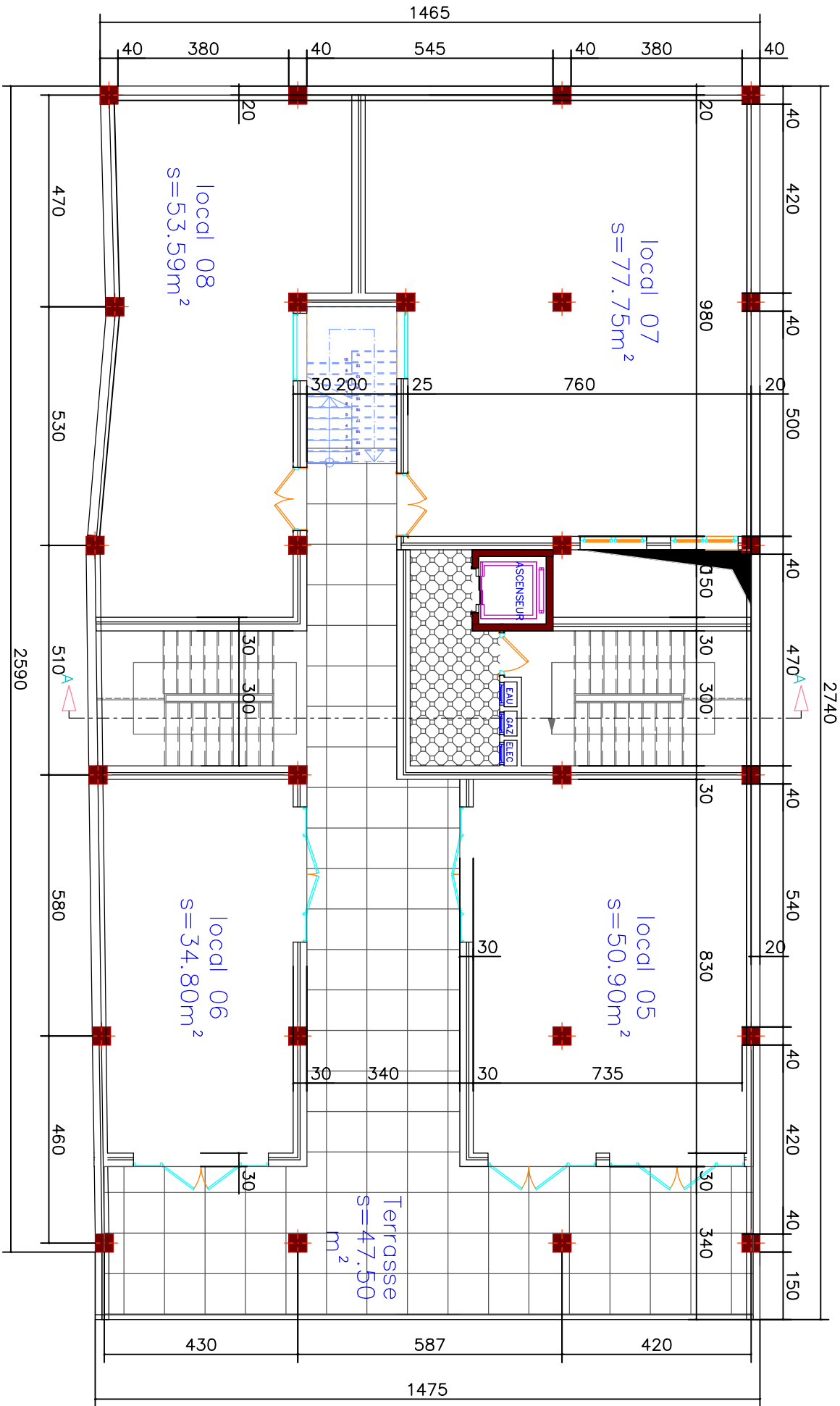
Vers le réseau communal

PLAN SOUS SOL ECH: 1/50

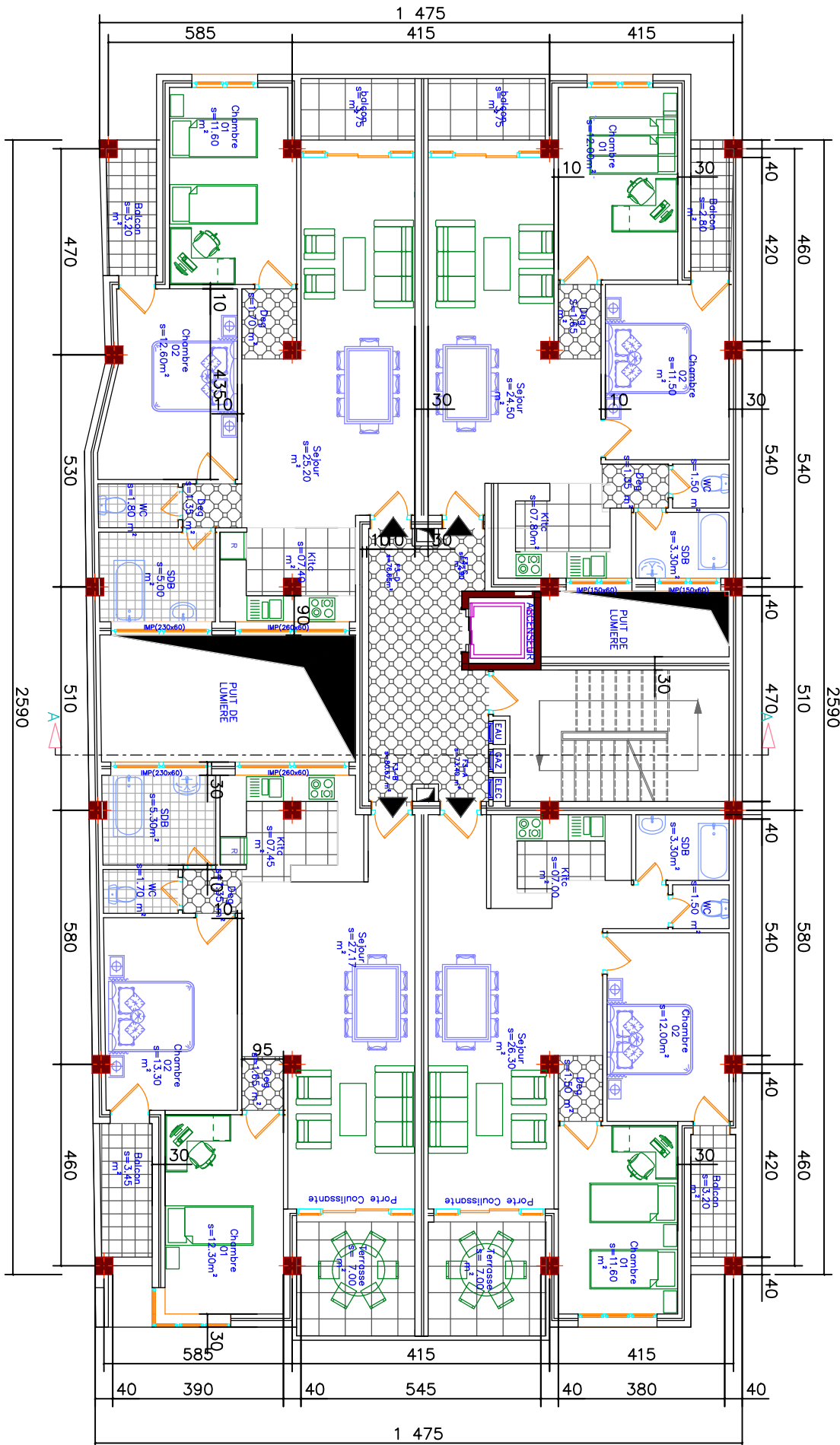




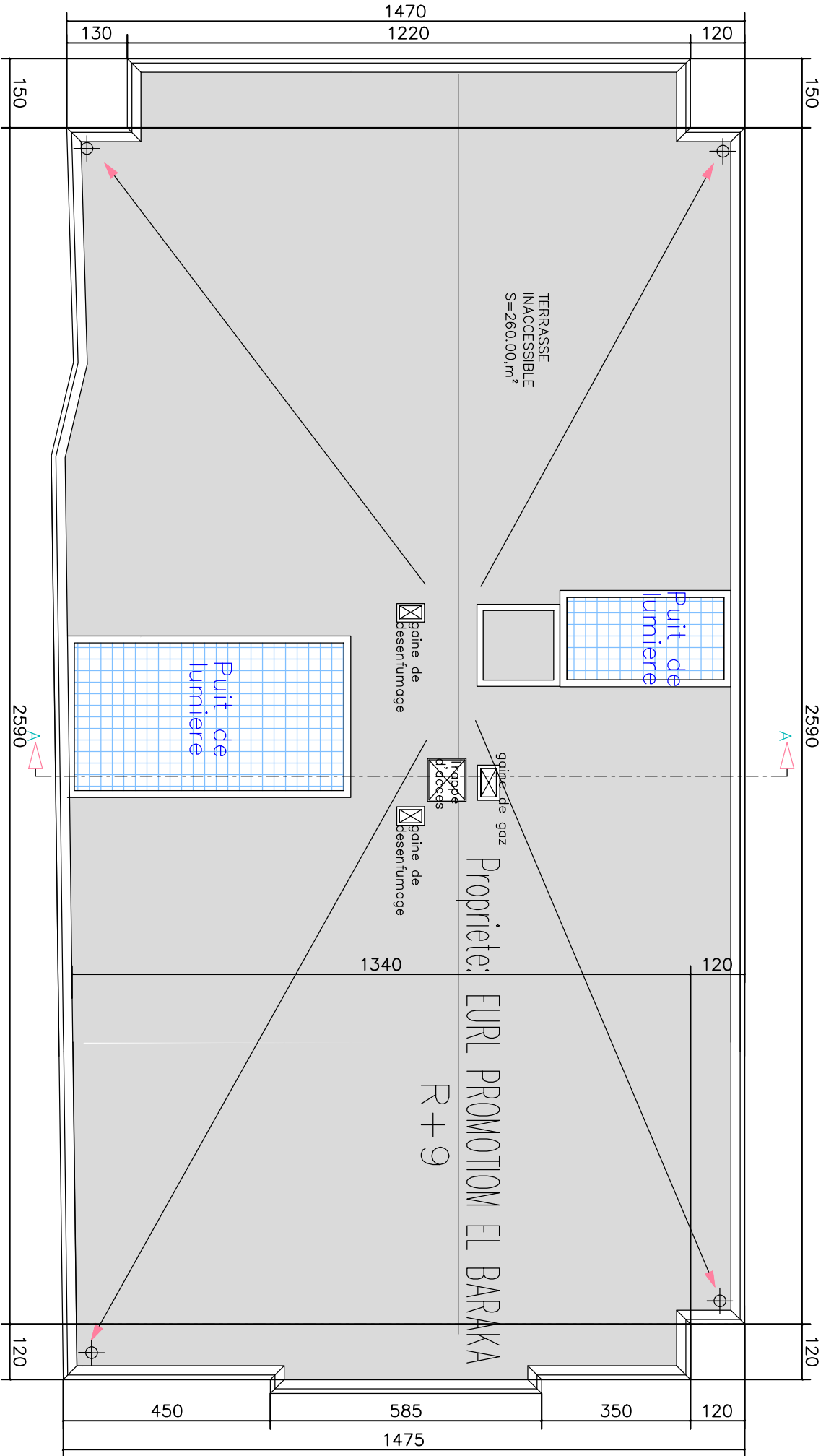
PLAN RDC ECH: 1/50



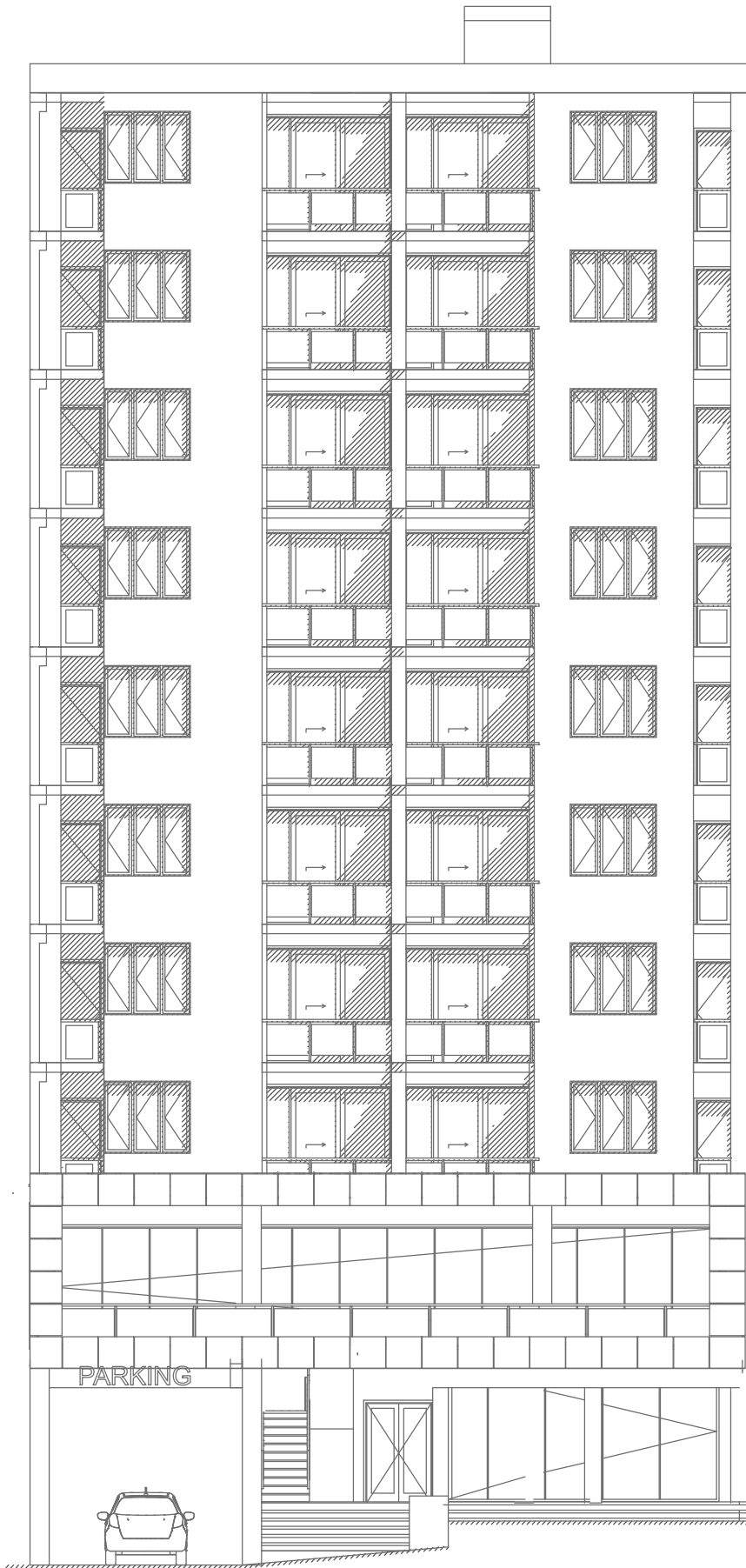
PLAN ETAGE 01 ECH: 1/50



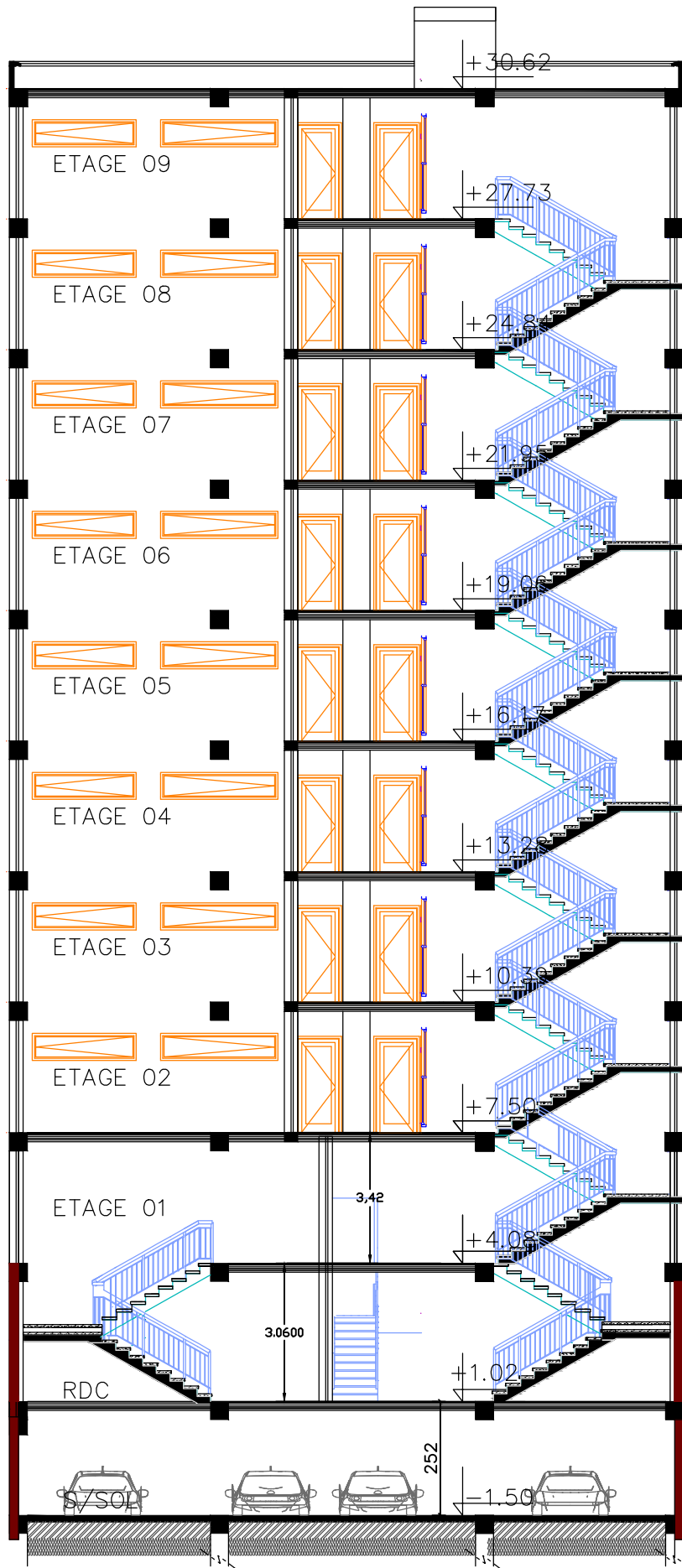
PLAN 2,3,4,5,6,7,8,9 ER ETAGE
 ECH: 1/50



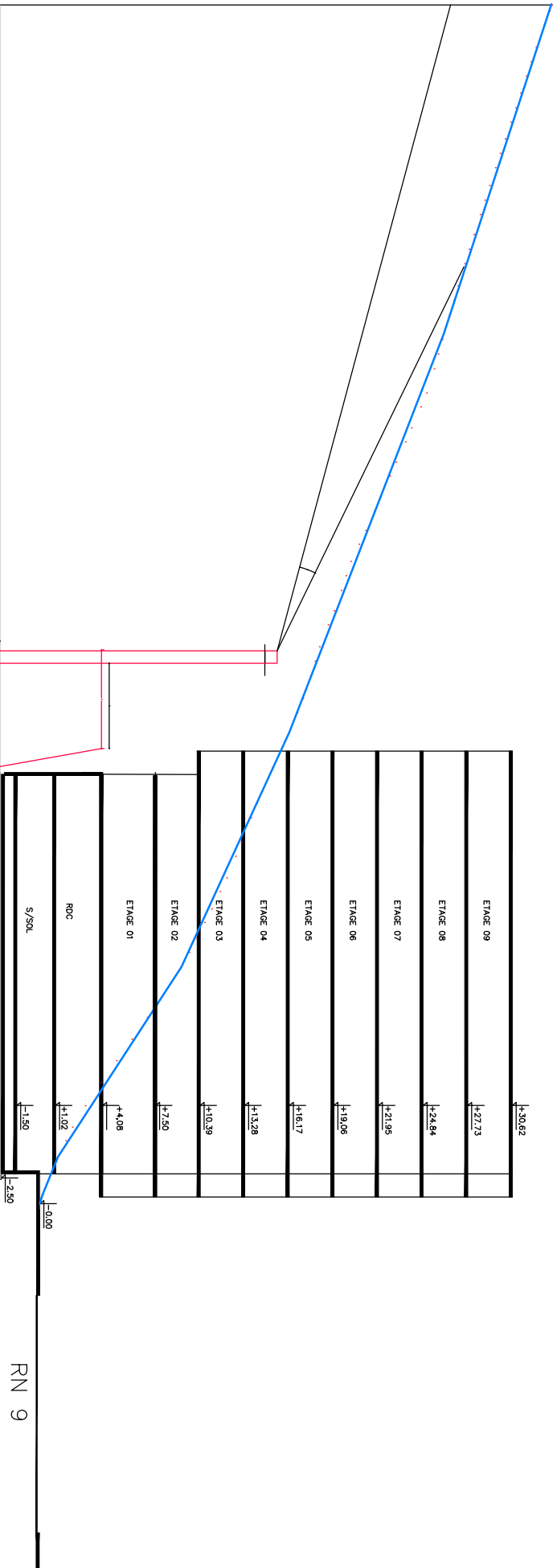
PLAN DE TOITURE ECH: 1/50



FACADE PRINCIPALE ECH: 1/50



PLAN COUPE A-A ECH: 1/50



COUPE SCHEMATIQUE - AA - Ech: 1/200