



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

Master 2

Option : Matériaux et structures

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+12+sous-sol) à  
usage multiple contreventé par un  
système mixte (Voiles-Portiques)**

Présenté par :

IKKEN Hocine

BENAMARA Rachid

Soutenu le 20. 09. 2016 devant le jury composé de :

Mr OURABAH.A

Président

Mme DJERROUD.T

Encadreur

Mr HADDI.I

Examineur

Année universitaire 2015/2016

# Remerciements

*Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Mme Djerroud. T, qui nous a donné le courage et le soutien scientifique et morale.*

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

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

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

*À ma chère grand-mère.*

*À mes très chères sœurs.*

*À mes très chers cousins et cousines.*

*À toute la famille "IKKEN".*

*À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*À ma promotrice bien sûr : " Mme Djerroud. T " qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.*

*À toute la promotion de Génie Civil 2016.*

*IKKEN Hocine*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

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

*À mes chères grands-mères 'tassadit et taoues'*

*À mon grand-père 'Allaoua'*

*À ma sœur Cylia et mes frères ,Hilal , lounes .*

*À toute la famille "BENAMARA ".*

*À mes meilleurs amis ,Hakim, Hocine, Tassa, Zahra , Rima Mona, Lyly , Naguib , Lounis, Moh6 , Sarra , Nadjet , Chicha, aldja , yasmine Chahinez , lynda , Kikja , Nabil , Nasro, Allaoua et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*À ma promotrice bien sûr : " Mme Djerroud. T " qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.*

*À toute la promotion de Génie Civil 2016.*

**BENAMARA**

**Rachid**

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1.</b>	$f_e$ en fonction du type d'acier .....	5
<b>Tableau I.2.</b>	Les valeurs de $\Psi$ .....	7
<b>Tableau I.3.</b>	Caractéristiques mécaniques des matériaux utiliser .....	8
<b>Tableau II.1.</b>	Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible .....	13
<b>Tableau II.2.</b>	Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible .....	13
<b>Tableau II.3.</b>	Évaluation des charges revenant au plancher étage courant, bureau et commercial ..	13
<b>Tableau II.4.</b>	Évaluation des charges revenant aux balcons (e=12) en dalle pleine .....	14
<b>Tableau II.5.</b>	Évaluation des charges revenant aux balcons (e=14) en dalle pleine .....	14
<b>Tableau II.6.</b>	Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs .....	14
<b>Tableau II.7.</b>	Évaluation des charges revenant à la toiture .....	14
<b>Tableau II.8.</b>	Évaluation des charges revenant à l'acrotère .....	15
<b>Tableau II.9.</b>	Évaluation des charges du palier .....	20
<b>Tableau II.10.</b>	Évaluation des charges de la volée type 1 (Sous-sol+ RDC) .....	20
<b>Tableau II.11.</b>	Évaluation des charges de la volée type 2 (Etage courant) .....	20
<b>Tableau II.12.</b>	Évaluation des charges de la volée type 3.B (Accès logement) .....	21
<b>Tableau II.13.</b>	Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre .....	25
<b>Tableau II.14.</b>	Descente de charge du poteau P1 .....	28
<b>Tableau II.15.</b>	Descente de charge du poteau P2 .....	32
<b>Tableau II.16.</b>	Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités .....	35
<b>Tableau II.17.</b>	Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités .....	36
<b>Tableau II.18.</b>	Dimensions des différents éléments .....	37
<b>Tableau III.1.</b>	Les Différents types de poutrelles .....	41
<b>Tableau III.2.</b>	Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles .....	42
<b>Tableau III.3.</b>	Charges et surcharges revenant aux poutrelles .....	43
<b>Tableau III.4.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3) .....	46
<b>Tableau III.5.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3) .....	46
<b>Tableau III.6.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 1 du plancher sous-sol .....	48
<b>Tableau III.7.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 1 du plancher sous-sol .....	49
<b>Tableau III.8.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 1 du plancher étage courant .....	49
<b>Tableau III.9.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 1 du plancher étage courant .....	49
<b>Tableau III.10.</b>	Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 2 du plancher de l'étage 11 .....	50
<b>Tableau III.11.</b>	Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 2 du plancher de l'étage 11 .....	50

# Liste des tableaux

<b>Tableau III.12.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 3 du plancher (T. accessible) .....	50
<b>Tableau III.13.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 3 du plancher (T. accessible).....	50
<b>Tableau III.14.</b> Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 4 (RDC).....	51
<b>Tableau III.16.</b> Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(sous-sol).....	51
<b>Tableau III.17.</b> Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5 (sous-sol).....	51
<b>Tableau III.18.</b> Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(RDC).....	52
<b>Tableau III.19.</b> Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(RDC).....	52
<b>Tableau III.20.</b> Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(E. Courant).....	52
<b>Tableau III.21.</b> Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(E. Courant)	52
<b>Tableau III.22.</b> Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 6.....	52
<b>Tableau III.23.</b> Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 7.....	53
<b>Tableau III.24.</b> Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS.....	53
<b>Tableau III.25.</b> Ferrailage des poutrelles dans les différents planchers.....	61
<b>Tableau III.26.</b> Récapitulatif du ferrailage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers ...	62
<b>Tableau III.27.</b> Vérification au cisaillement.....	63
<b>Tableau III.28.</b> Vérification de la contrainte du cisaillement.....	63
<b>Tableau III.29.</b> Vérification des armatures longitudinales.....	63
<b>Tableau III.30.</b> Vérification des armatures longitudinales.....	64
<b>Tableau III.31.</b> Vérification des états limites de compression du béton.....	64
<b>Tableau III.32.</b> Vérification des états limite de déformation.....	64
<b>Tableau III.33.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles .....	65
<b>Tableau III.34.</b> Résultats de ferrailage du 1 <sup>er</sup> type de dalle.....	69
<b>Tableau III.35.</b> Résultats du ferrailage de la dalle type 2.....	72
<b>Tableau III.36.</b> Résultats du ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	76
<b>Tableau III.37.</b> Evaluation de la flèche selon x.....	78
<b>Tableau III.38.</b> Evaluation de la flèche selon y.....	78
<b>Tableau III.39.</b> Résultats du ferrailage de la dalle avec ouverture pour ascenseur .....	81
<b>Tableau III.40.</b> Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	85
<b>Tableau III.41.</b> Evaluation de la flèche selon x.....	87
<b>Tableau III.42.</b> Evaluation de la flèche selon y.....	87
<b>Tableau III.43.</b> Ferrailage de la partie BC.....	93
<b>Tableau III.44.</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier Type2.....	98

# Liste des tableaux

<b>Tableau III.45.</b> Résultat du ferrailage.....	99
<b>Tableau III.46.</b> Résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	100
<b>Tableau III.47.</b> Calcul d'armatures à la flexion simple.....	102
<b>Tableau III.48.</b> Résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	104
<b>Tableau III.49.</b> Calcul d'armatures à la flexion simple.....	106
<b>Tableau III.50.</b> Résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	107
<b>Tableau III.51.</b> Moments et ferrailages correspondant.....	109
<b>Tableau III.52.</b> Vérification des contraintes.....	109
<b>Tableau III.53.</b> Vérification de la flèche.....	110
<b>Tableau III.54.</b> Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe 4.....	111
<b>Tableau III.55.</b> Résultats de ferrailage à L'ELU.....	112
<b>Tableau III.56.</b> Résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	113
<b>Tableau III.57.</b> Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.....	116
<b>Tableau III.58.</b> Résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	118
<b>Tableau III.59.</b> Sollicitation sur l'acrotère.....	120
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités.....	127
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification de la résultante des forces sismique.....	129
<b>Tableau IV.3.</b> Périodes et taux de participation massique de la structure.....	130
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	133
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	133
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	134
<b>Tableau IV.7.</b> Vérifications des déplacements des niveaux.....	135
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effet (P- $\Delta$ ).....	136
<b>Tableau IV.9.</b> Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble.....	137
<b>Tableau IV.10.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.....	137
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	139
<b>Tableau V.2.</b> Les sollicitations dans les poteaux.....	140
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage longitudinale des poteaux.....	143
<b>Tableau V.4.</b> Les Armatures transversale dans les poteaux.....	144
<b>Tableau V.5.</b> Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	146
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	147
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes tangentiels dans les poteaux.....	148

# Liste des tableaux

<b>Tableau V.8.</b>	Dimensions de la zone nodale.....	149
<b>Tableau V.9.</b>	Les sollicitations les plus défavorables.....	151
<b>Tableau V.10.</b>	Armatures longitudinales dans les poutres.....	152
<b>Tableau V.11.</b>	Vérification de l'effort tranchant.....	154
<b>Tableau V.12.</b>	Vérification au cisaillement.....	154
<b>Tableau V.13</b>	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	155
<b>Tableau V.14.</b>	Moment résistant dans les poteaux .....	156
<b>Tableau V.15.</b>	Moments résistants dans les poutres principales.....	157
<b>Tableau V.16.</b>	Moments résistants dans les poutres secondaires.....	157
<b>Tableau V.17.</b>	Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	157
<b>Tableau V.18.</b>	Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	158
<b>Tableau V.19.</b>	Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}$ // à X-X' .....	161
<b>Tableau V.20.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{x1} = 2m$ dans tous les niveaux.....	163
<b>Tableau V.21.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{x2} = 3.41m$ dans tous les niveaux.....	164
<b>Tableau V.22.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{y1} = 3.5m$ dans tous les niveaux.....	165
<b>Tableau V.23.</b>	Sollicitations et ferrailage du voile ' $V_{y2} = 3.7m$ dans tous les niveaux.....	165
<b>Tableau VI.1.</b>	Évaluation des charges revenant au plancher étage courant .....	173
<b>Tableau VI.2.</b>	Ferrailage du radier.....	176
<b>Tableau VI.3.</b>	Vérifications des contraintes à l'ELS.....	177
<b>Tableau VI.4.</b>	Choix des armatures et re-vérification des contraintes.....	177
<b>Tableau VI.5.</b>	Section d'armature du débord.....	178
<b>Tableau VI.6.</b>	Vérifications des contraintes à l'ELS.....	179
<b>Tableau VI.7.</b>	Choix des armatures et re-vérification des contraintes.....	179
<b>Tableau VI.8.</b>	Section d'armature du débord à l'ELS.....	179
<b>Tableau VI.9.</b>	Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	182
<b>Tableau VI.10.</b>	Sollicitations des nervures dans le sens y-y.....	182
<b>Tableau VI.11.</b>	Sollicitations maximales selon les deux sens.....	182
<b>Tableau VI.12.</b>	Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	183
<b>Tableau VI.13.</b>	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	183
<b>Tableau VI.14.</b>	Choix des armatures et re-vérification des contraintes.....	184
<b>Tableau VI.15.</b>	Ferrailage du voile périphérique.....	187
<b>Tableau VI.16.</b>	Vérification des contraintes.....	188
<b>Tableau VI.17.</b>	re-vérification des contraintes .....	188



# Liste des figures

<b>Figure II.1.</b>	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	9
<b>Figure II.2.</b>	Plan de disposition des poutrelles (RDC).....	10
<b>Figure II.3.</b>	Schéma d'une poutrelle.....	11
<b>Figure II.4.</b>	Dalle sur deux appuis $\perp$ .....	12
<b>Figure II.5.</b>	Dalle sur trois appuis.....	12
<b>Figure II.6.</b>	Dalle sur quatre appuis.....	12
<b>Figure II.7.</b>	Dalle sur 4 appuis avec ouverture.....	12
<b>Figure II.8.</b>	Coupe de l'acrotère.....	15
<b>Figure II.9.</b>	Schéma d'un escalier.....	15
<b>Figure II.10.</b>	Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> et la 3 <sup>ème</sup> volée de l'escalier type 1.....	16
<b>Figure II.11.</b>	Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée de l'escalier type 1.....	17
<b>Figure II.12.</b>	Première et deuxième volée de l'escalier type 2.....	18
<b>Figure II.13.</b>	Escalier à une seule volée droite.....	19
<b>Figure II.14.</b>	Escalier pour accès logement.....	19
<b>Figure II.15.</b>	Schéma statique de la poutre de chaînage.....	21
<b>Figure II.16.</b>	Schéma statique de la poutre palière.....	22
<b>Figure II.17.</b>	Schéma statique de la poutre brisé.....	22
<b>Figure II.18.</b>	Coupe transversale d'ascenseur.....	22
<b>Figure II.19.</b>	Coupe verticale d'un voile.....	23
<b>Figure II.20.</b>	Vue en plan des deux poteaux pour la descente de charges.....	25
<b>Figure II.21.</b>	Surface afférente du niveau terrasse accessible.....	26
<b>Figure II.22.</b>	Surface afférente de l'étage 12.....	26
<b>Figure II.23.</b>	Surface afférente de l'étage 2,3,4... 11.....	26
<b>Figure II.24.</b>	Surface afférente du niveau RDC.....	26
<b>Figure II.25.</b>	Surface afférente terrasse inaccessible.....	30
<b>Figure II.26.</b>	Surface afférente terrasse accessible.....	30
<b>Figure II.27.</b>	Surface afférente étages 1, 2,.. 12.....	30
<b>Figure II.28.</b>	Surface afférente RDC.....	31
<b>Figure II.29.</b>	La section réduite.....	35
<b>Figure III.1.</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	39
<b>Figure III.2.</b>	Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.....	39
<b>Figure III.3.</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	40

# Liste des figures

<b>Figure III.4.</b>	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	40
<b>Figure III.5.</b>	Schéma statique de la poutrelle type 3.....	43
<b>Figure III.6.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	67
<b>Figure III.7.</b>	Dalle sur 2 appuis $\perp$ (type1).....	68
<b>Figure III.8.</b>	Schéma de ferrailage du balcon type1.....	70
<b>Figure III.9.</b>	Dalle sur 2 appuis $\perp$ (type2).....	70
<b>Figure III.10.</b>	Schéma de ferrailage du balcon type2.....	74
<b>Figure III.11.</b>	Dalle sur 3 appuis.....	74
<b>Figure III.12.</b>	Ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	78
<b>Figure III.13.</b>	Dalle avec ouverture pour ascenseur.....	79
<b>Figure III.14.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle avec ouverture.....	83
<b>Figure III.15.</b>	Dalle pleine sur quatre appuis.....	83
<b>Figure III.16.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	87
<b>Figure III.17.</b>	Schéma de l'escalier pour Sous-sol et RDC.....	88
<b>Figure III.18.</b>	Schéma statique de la partie AI=DL.....	88
<b>Figure III.19.</b>	Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AI).....	88
<b>Figure III.20.</b>	Schéma de tronçon 1.....	89
<b>Figure III.21.</b>	Schéma de tronçon 2.....	89
<b>Figure III.22.</b>	Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (partie AI).....	92
<b>Figure III.23.</b>	Schéma de la partie BC.....	92
<b>Figure III.24.</b>	Schéma de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie (BC).....	94
<b>Figure III.25.</b>	Schéma statique de l'escalier type 2 (étage courant).....	94
<b>Figure III.26.</b>	Schéma statique à L'ELU.....	95
<b>Figure III.27.</b>	Diagramme de l'effort tranchant et moment.....	96
<b>Figure III.28.</b>	Schéma de ferrailage de l'escalier type2.....	98
<b>Figure III.29.</b>	Schéma statique à L'ELU.....	99
<b>Figure III.30.</b>	Schéma de ferrailage de l'escalier type3.....	101
<b>Figure III.31.</b>	Schéma statique de la poutre palière.....	101
<b>Figure III.32.</b>	Section creuse équivalente.....	102
<b>Figure III.33.</b>	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	104
<b>Figure III.34.</b>	Schéma statique de la poutre brisée.....	104
<b>Figure III.35.</b>	Section creuse équivalente.....	106

# Liste des figures

<b>Figure III.36.</b>	Schéma de ferrailage de la poutre Brisée.....	108
<b>Figure III.37.</b>	Schéma statique de la poutre de chaînage.....	108
<b>Figure III.38.</b>	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	110
<b>Figure III.39.</b>	Schéma statique et concept d'ascenseur.....	110
<b>Figure III.40.</b>	Schéma représentant la surface d'impact.....	114
<b>Figure III.41.</b>	Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	118
<b>Figure III.42.</b>	Dimension de l'acrotère.....	119
<b>Figure III.43.</b>	Sollicitation sur l'acrotère.....	119
<b>Figure III.44.</b>	Section à ferrailer.....	121
<b>Figure III. 45.</b>	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	123
<b>Figure IV.1.</b>	Modélisation en 3D de la structure.....	125
<b>Figure IV.2.</b>	Spectre de réponse.....	129
<b>Figure IV.3.</b>	Disposition des voiles de contreventement.....	130
<b>Figure IV.4.</b>	Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X) avec $T=0.996s$ .....	131
<b>Figure IV.5.</b>	Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y) avec $T=0.882s$ .....	131
<b>Figure IV.6.</b>	Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) avec $T=0.804s$ .....	132
<b>Figure IV.7.</b>	Schéma montrant les moments stabilisants et renversants.....	136
<b>Figure V.1.</b>	Zone nodale.....	139
<b>Figure V.2.</b>	Ancrage des armatures transversales.....	140
<b>Figure V.3.</b>	Section réduite du béton.....	145
<b>Figure V.4.</b>	Section d'un poteau.....	147
<b>Figure V.5.</b>	Schéma de ferrailage des poteaux des étages 2 et 3.....	149
<b>Figure V.6.</b>	Répartition des moments dans les zones nodales.....	155
<b>Figure V.7.</b>	Formation des rotules plastiques.....	156
<b>Figure V.8.</b>	Schéma de ferrailage de la poutre principale du RDC.....	158
<b>Figure V.9.</b>	Schéma de répartitions des voiles.....	161
<b>Figure V.10.</b>	Schéma des contraintes.....	162
<b>Figure V.11.</b>	Schéma de ferrailage du voile $V_{x1}$ (étage 2et3).....	166
<b>Figure VI.1.</b>	Vue d'une semelle isolée.....	168
<b>Figure VI.2.</b>	Semelle filante.....	168
<b>Figure VI.3.</b>	Schéma d'un plancher à corps creux en polystyrène.....	172
<b>Figure VI.4.</b>	Schéma de montage du Placoplatre.....	172

# Liste des figures

<b>Figure VI.5.</b>	Zone de contact poteau-radier .....	175
<b>Figure. VI.6.</b>	Dalle sur 04 appui .....	176
<b>Figure VI.7.</b>	Schéma de ferrailage du radier .....	178
<b>Figure VI.8.</b>	Schéma statique du débord .....	178
<b>Figure VI.9.</b>	Schéma de ferrailage du débord .....	179
<b>Figure VI.10.</b>	Schéma des lignes de rupture du radier .....	180
<b>Figure VI.11.</b>	Schéma des nervures dans le sens x-x .....	181
<b>Figure VI.12.</b>	Schéma des nervures dans le sens y-y .....	181
<b>Figure VI. 13.</b>	Schéma de la nervure .....	182
<b>Figure VI.14.</b>	Schémas de ferrailage des nervures sens x-x .....	184
<b>Figure VI.15.</b>	Schémas de ferrailage des nervures sens y-y .....	185
<b>Figure VI.16.</b>	Schéma du voile périphérique .....	185
<b>Figure VI.17.</b>	Diagramme des contraintes .....	186
<b>Figure VI .18.</b>	Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	189

# Notations et symboles

Symboles	Notations
<b>A', A<sub>ser</sub></b>	Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
<b>A<sub>t</sub></b>	Section d'un cours d'armature transversal.
<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b><i>a</i></b>	Coefficient de la fibre neutre.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite.
<b>b</b>	Largeur en générale.
<b>C</b>	La cohésion du sol
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique moyen.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b>E<sub>i</sub></b>	Module de Yong instantané.
<b>E<sub>v</sub></b>	Module de Yong différé.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>f<sub>bu</sub></b>	Contrainte de compression du béton
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité.
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression à l'âge 28 jours.
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique à la traction à l'âge 28 jours.
<b>f<sub>ji</sub></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<b>f<sub>gi</sub></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<b>f<sub>qi</sub></b>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<b>f<sub>gv</sub></b>	Flèche différée due aux charges permanentes.
<b>Δf</b>	Flèche totale
<b>Δf<sub>adm</sub></b>	Flèche admissible
<b>G</b>	Charge permanente
<b>H</b>	Hauteur
<b>ht</b>	Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures du radier.
<b>hcc</b>	Hauteur du corps creux.
<b>h<sub>0</sub></b>	Hauteur de la dalle de compression.

# Notations et symboles

$h_e$	Hauteur libre d'étage
$h_r$	Hauteur du radier.
$h_t$	Hauteur de la nervure.
$I$	Moment d'inertie.
$I_{ji}$	Moment d'inertie correspondant à j.
$I_{gi}$	Moment d'inertie correspondant à g.
$I_{qi}$	Moment d'inertie correspondant à q.
$I_{gv}$	Moment d'inertie correspondant à v.
$Q$	Charge d'exploitation /Facteur de qualité.
$q_u$	Charge ultime.
$q_s$	Charge de service.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normale.
$n$	Nombre de contre marche sur la volée/ Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$S_{rad}$	Surface du radier.
$S_{bat}$	Surface du bâtiment.
$S_t$	Espacement des armatures
$T_1, T_2$	Période caractéristique associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau.

## Notations et symboles

$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_c$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	1
I.4. Etats limites de calcul .....	2
I.5.Hypothèses de calcul aux états limites .....	2
I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés .....	3
I.7. Actions et sollicitations .....	6
I.8. Règlements et normes utilisés .....	8
I.9. Conclusion .....	8

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction .....	9
II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux .....	9
II.2.1 Planchers .....	9
II.2.3 l'acrotère (terrasse inaccessible + accessible) .....	15
II.2.4 Escaliers .....	15
II.2.8 l'ascenseur.....	22
II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	23
II.3.1 Voiles .....	23
II.3.2 Pré dimensionnement des poutres .....	23
II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux .....	24
II.3.4 Vérifications nécessaires.....	34
II.4 Conclusion.....	37

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction .....	38
III.2 Etude des planchers.....	38
III.3. Etude des escaliers .....	88
III.4. Etude de la poutre palière (escalier étage courant).....	101
III.5. Etude de la poutre brisée (escalier type 1) .....	104
III.6. Etude de la poutre de chaînage .....	108
III.7. Ascenseur.....	110



# SOMMAIRE

III.8. Étude de l'acrotère (terrasse inaccessible +accessible) .....	119
III.8.Conclusion .....	124
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
IV.1 Introduction .....	125
IV.2 Objectifs et exigences .....	125
IV.3 Présentation du logiciel de calcul .....	125
IV.4. Choix de la méthode de calcul .....	126
IV.5. Présentation de la méthode modale spectrale .....	126
IV.6. Spectre de réponse de calcul .....	129
IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	129
IV.8. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	130
IV.9. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 .....	132
IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....	136
IV.11. Conclusion .....	137
<b>Chapitre V : Etude des éléments principaux</b>	
V.1.Introduction .....	138
V.2. Étude des poteaux .....	138
V.3. Etude des poutres .....	150
V.4.Etudes des voiles .....	158
V.5. CONCLUSION .....	166
<b>Chapitre VI :</b>	
VI.1. Introduction .....	167
VI.2. Combinaisons de calcul .....	167
VI.3. Reconnaissance du sol .....	167
VI.4. Choix du type de fondation .....	167
VI.5. Vérifications nécessaires .....	170
VI.6. Recommandations .....	171
VI.7. Évaluation des charges permanentes pour le plancher polystyrène .....	173
VI.8. Vérifications nécessaires .....	174
VI.9. Ferrailage du radier .....	175
VI.10. Ferrailage du débord .....	178
VI.11. Ferrailage des nervures .....	179

# SOMMAIRE

<b>VI.12. Vérifications nécessaires</b> .....	183
<b>VI.13. Schémas de ferrailage des nervures</b> .....	184
<b>VI.14. Etude du voile périphérique</b> .....	185
<b>VI.15. Conclusion</b> .....	189

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

**Plans de la structure**



# **Introduction Générale**

# Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines.

Ces constructions, sont sans doute menacées, souvent par les catastrophes naturelles, et parmi lesquelles on distingue les secousses sismiques, un phénomène imprévisible qui se produit par le mouvement des plaques tectoniques qu'on ne peut ni prévoir ni contrôler, ainsi il est malheureusement certifié que les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous éloignons du dernier, plus nous sommes proche du suivant.

Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu, d'où l'utilité d'une étude parasismique appropriée qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, une telle étude permet de minimiser les dégâts et de préserver plusieurs vies humaines.

L'Algérie, qui se situe dans une zone de convergence des plaques tectoniques à vécu plusieurs expériences durant les derniers séismes qui ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien, en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés, dans l'objectif d'assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé d'un sous-sol entouré de voile périphérique, d'un rez-de-chaussée et de 12 étages conformément aux règlements de constructions algériennes.

Pour ce faire, on commence par l'introduction générale et on répartit notre mémoire en six chapitres à savoir :

- ✓ Le premier consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul.
- ✓ Le deuxième chapitre est réservé pour le pré-dimensionnement des éléments structuraux en non structuraux.
- ✓ Dans le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul des éléments non structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000 V14.
- ✓ Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP 2000 V14.
- ✓ Enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique, suivi d'une conclusion générale.

# Chapitre I Généralités

**I.1. Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

**I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+12+ sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ Sous-sol pour stockage.
- ✓ RDC à usage commerciale.
- ✓ 1<sup>er</sup> étage à usage bureau.
- ✓ Du 2<sup>ème</sup> étage au 12<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.

Implanté à El Qods wilaya de Bejaia qui est classé selon le **RPA 99 version 2003**(Règlement Parasismique Algérien article 3.2) en zone II-a (zone de moyenne sismicité).

**I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :****I.3.1 Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris) .....41.65m.
- ✓ Hauteur du sous-sol.....3.20m.
- ✓ Hauteur de l'étage courant.....2.89m.
- ✓ Hauteur du RDC.....4.08m.
- ✓ Longueur en plan.....17.15m.
- ✓ Largeur en plan .....18.95m.

**I.3.2 Donnée géotechniques du site :**

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1.2 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 4 m.
- Le sol est classé en catégorie S3 (sol meuble) selon sa nature géotechnique.

**I.3.3. Choix du type de contreventement :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du **RPA 99 version 2003**, et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b en dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, le contreventement sera assuré par un système mixte avec justification d'interaction portique-voile.

**I.4. Etats limites de calcul :****I.4.1. Définition :**

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ces éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cette limite, cette structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux états limites :

**I.4.1.1. Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. On distingue dans ce cas trois états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

**I.4.1.2. Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue trois états limites :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation (flèche maximale).
- ✓ Etat limite de compression du béton.

**I.5. Hypothèses de calcul aux états limites :****I.5.1. Etat limite ultime ELU, CBA93 (article A.4.3.2) :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

**I.5.2. Etat limite de service ELS, CBA93 (Art A.4.5) :**

- Les trois premières hypothèses citées en (I.5.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ ).
- $n = \frac{E_s}{E_b}$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  
 $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

**I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés :**

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien **CBA 93 (équivalent BAEL 91)** à savoir :

**I.6.1. Caractéristiques mécaniques du béton :**✓ **Résistance à la compression :**

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon **CBA 91**) que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \left[ \frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = \left[ \frac{j}{1.4 + 0.95j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40MPa \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$\text{pour } j > 28 \quad f_{cj} = 1.10 \times f_{c28}$$

✓ **Résistance à la traction :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60MPa \\ f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60MPa \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25MPa$  donc  $f_{t28} = 2.1MPa$ .

**I.6.2. Modules de déformation longitudinale :**✓ **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{1/3} \\ \text{pour notre cas } f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195MPa \end{array} \right.$$



✓ **Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge. Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ Avec } f_{cj} \text{ (exprimé en MPa).}$$

**I.6.3. Coefficient du poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « $\nu$ ».

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations à l'ELU.} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$$

**I.6.4. Contraintes Limites :**

✓ **Contraintes Limites à l'état limite ultime :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

La constante 0.85 : coefficient de sécurité, qui tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1.5$  cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$  cas d'actions accidentelles.

$\theta = 1$  durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$  durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$  durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

✓ **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  **CBA93 (Article A.4.5.2)**

✓ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (Art 5.1,211 BAEL91) :**

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$ : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

**I.6.5. Aciers :**

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500MPa$  et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à 5% pour faire travailler au maximum l'acier.

**I.6.5.1. Résistance caractéristique de l'acier :**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$ .

**Contraintes limites  $\sigma_s$  :**

✓ **ELU :**  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  tq  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas générale} \\ 1 & \text{Cas accidentelle} \end{cases}$

✓ **ELS :** La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**1<sup>er</sup>Cas :**

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est demandée dans ce cas

**2<sup>ème</sup>Cas :**

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}})(MPa)$

**3<sup>ème</sup>Cas :**

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}})(MPa)$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 & \dots \dots \dots \text{pour les HA.} \\ 1.3 & \dots \dots \dots \text{pour les HA de } \phi < 6mm. \end{cases}$$

**I.6.5.2. Principales armatures utilisées :**

**Tableau I.1.**  $f_e$  en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
<b>Désignation</b>	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
<b><math>f_e</math> (MPa)</b>	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000MPa$

**I.7. Actions et sollicitations :**✓ **Actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

✓ **Actions permanentes (G) :**

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

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids de poussées des terres et des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

✓ **Actions Variables(Q<sub>i</sub>) :**

Les actions variables ont une intensité qui varie constamment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

✓ **Actions accidentelles (F<sub>A</sub>) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, on peut citer :

- Les feux.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les chocs.

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sont l'ensemble constitué par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  ( $i > 1$ ) : action variable d'accompagnement.

✓ **Combinaisons d'actions à l'ELU**➤ **Situations durables ou transitoires :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3.21)}$$

$\psi_{0i}$  (Coefficient de pondération) = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$\gamma_{Q1}$  : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faible occupation humaine.
- Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

➤ **Situation accidentelle :**

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11}Q_1 + F_A + \sum \psi_{2i}Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3.21)}$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

**Tableau I.2.** Les valeurs de  $\Psi$

Nature des charges	$\Psi_0$		$\Psi_1$	$\Psi_2$
Vent	0.77		0.2	0
Neige pour une Altitude	≤ 500m	0.77	0.15	0.1
	> 500m	0.77	0.3	0.1
Température	0.6		0.5	0

✓ **Combinaisons d'actions à L'ELS :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i \quad (\text{A.3.3.3 BAEL91})$$

✓ **Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (Moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

✓ **Sollicitations de calcul :**

➤ **A l'état limite ultime ELU:**

La combinaison utilisée dans notre étude :  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

➤ **A l'état Limite de Service ELS :**

$$N_S = G + Q$$

➤ **Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques données par RPA 99 Version 2003) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E \quad \text{pour le cas des poteaux}$$

**I.8. Règlements et normes utilisés :**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91/Version 2003 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

**I.9. Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier à utiliser sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I.3.** Caractéristiques mécaniques des matériaux utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *Situation durable	14.2
	*Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164.19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10818.865
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *Situation courante	348
	*Situation accidentelle	400
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	240
*FTN	176	

# Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

**II.1 Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/Version 2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés ou diminuer après vérifications dans la phase de dimensionnement.

**II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :**

**II.2.1 Planchers :**

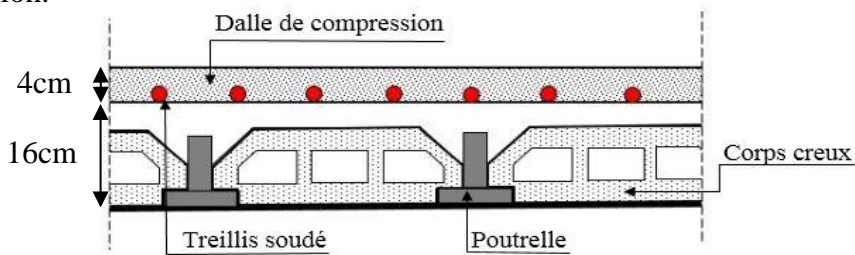
Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet on trouve :

- ⇒ Plancher à corps creux.
- ⇒ Plancher à dalle pleine.

**II.2.1.1 Planchers à corps creux :**

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.



**Figure II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Le pré dimensionnement du plancher se fait par la vérification de la condition de rigidité suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots [CBA93] \text{ (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

$L_{\max}$  : La distance maximale entre nue d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale de plancher. Si on suppose des poutres de 30 cm de largeur, alors :

$$\begin{cases} L_{\max} = 441 - 30 = 411 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{411}{22.5} = 18.266 \text{ cm} \end{cases}$$

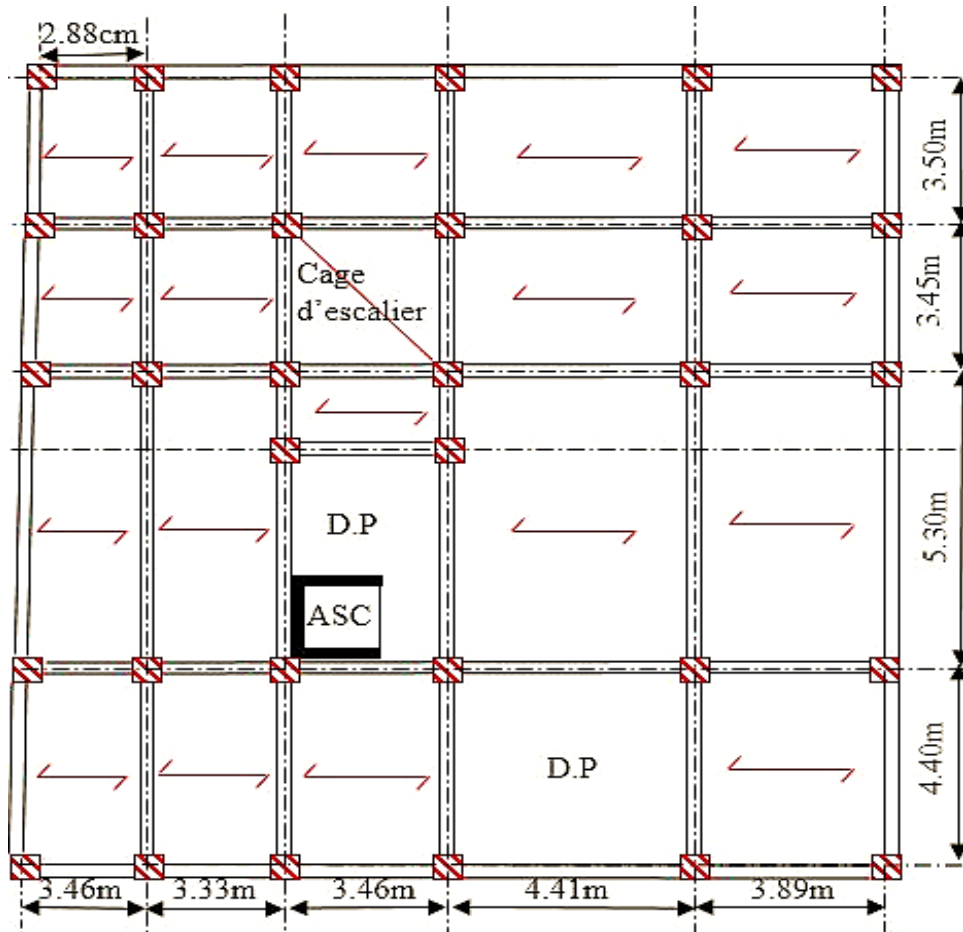
Donc on adoptera des planchers à corps creux de **20 cm** soit **16+4** :

- Hauteur de corps creux :  **$h = 16 \text{ cm}$** .
- Hauteur de dalle de compression :  **$h_0 = 4 \text{ cm}$** .

**a) Déposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.



**Figure II.2.** Plan de disposition des poutrelles (RDC).

**b) Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : Largeur efficace

Le dimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le **CBA 93 (A.4.1.3)** :

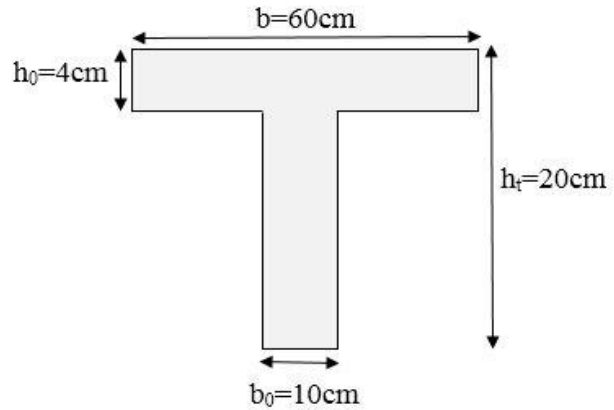


$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8)h_t = (8 \text{ à } 16) \text{cm} \\ \text{soit : } b_0 = 10\text{cm} \end{cases}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$L_y = 288 - 30 = 258\text{cm}$$



$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles.

**Figure II.3.** Schéma d'une poutrelle.

$L_y$  : la distance minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles

$$\begin{cases} b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{258}{10}\right) \\ b_1 \leq 25.8\text{cm} \\ b \leq 2b_1 + b_0 \leq 61.6\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$$

### II.2.1.2 Dalles pleines :

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur ( $e$ ) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### a) Résistance au feu :

- $e \geq 7\text{cm}$ .....Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ .....Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{cm}$ .....Pour quatre heures de coupe-feu.

#### b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques du **CBA 93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### c) Résistance à la flexion :

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre d'appuis sont :

$$\begin{cases} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{pour une dalle sur trois appuis avec } \rho \geq 0.4 \\ e \geq \frac{L_x}{20} & \text{pour une dalle sur un ou deux appuis} \end{cases}$$

$L_x$  : la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Pour notre cas on a trois types de dalles pleines :

- Dalle pleine sur deux appuis  $\perp$  :

$$\begin{cases} L_x = 120cm \\ e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6cm \\ e = 14cm \end{cases}$$

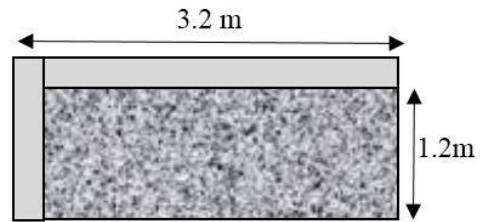


Figure II.4. Dalle sur deux appuis  $\perp$

- Dalle pleine sur trois appuis :

$$\begin{cases} L_x = 190cm \\ \frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40} \\ 4.22cm \leq e \leq 4.75cm \\ e = 14cm \end{cases}$$

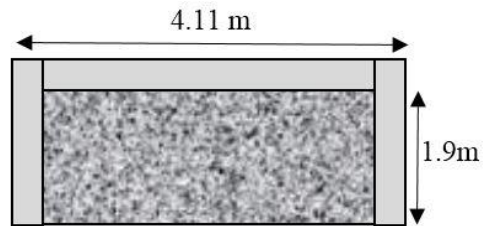


Figure II.5. Dalle sur trois appuis

- Dalle pleine sur quatre appuis :

$$\begin{cases} L_x = 411cm \\ \frac{411}{45} \leq e \leq \frac{411}{40} \\ 9.11cm \leq e \leq 10.27cm \\ e = 14cm \end{cases}$$

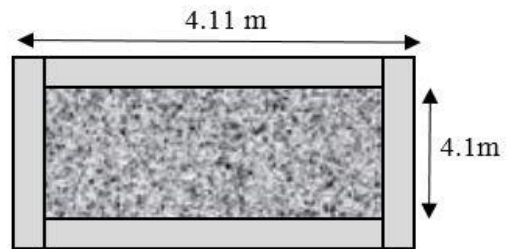


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

- Dalle pleine sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur :

$$\begin{cases} L_x = 411cm \\ \frac{411}{45} \leq e \leq \frac{411}{40} \\ 9.11cm \leq e \leq 10.27cm \\ e = 14cm \end{cases}$$

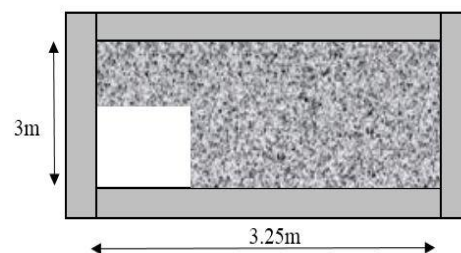


Figure II.7. Dalle sur 4 appuis avec ouverture

**Remarque :** Dalle externe (balcon) donc pas de critère d'isolation phonique  $e=12cm$ .

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement sera suivant la condition d'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur :  $e= 14 \text{ cm}$  (dalles intérieure),  $e=12\text{cm}$  (dalles extérieure).

II.2.2 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

○ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0.05	1.00
2	Étanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.065	1.43
4	Isolation thermique	4	0.04	0.16
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
6	Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.76</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

○ Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Étanchéités multicouches	6	0.02	0.12
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Isolation thermique	4	0.02	0.08
5	Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
7	Forme de pente	22	0.065	1.43
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.5</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1.5</b>

○ Plancher étage courant et commercial :

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant, bureau et commercial

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
5	Cloisons	/	/	0.9
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.2</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1.5</b>
<b>Q étage bureau</b>				<b>2.5</b>
<b>Q étage commercial</b>				<b>5</b>

○ Balcons :

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux balcons (e=12) en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	25	0.12	3
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>4.38</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux balcons (e=14) en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle pleine	25	0.14	3.5
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>4.88</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

○ Murs extérieurs :

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2	Brique creuses	/	0.15	1.3
3	Brique creuses	/	0.10	0.9
4	Enduit de plâtre	18	0.02	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>2.76</b>

○ Toiture :

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant à la toiture

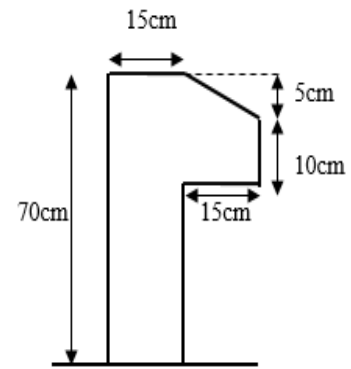
N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Tuiles	/	0.5
2	Dalle pleine inclinée	0.12	3.45
3	Enduit de plâtre	0.02	0.2
<b>Charge permanente G</b>			<b>4.15</b>

**II.2.3 l'acrotère (terrasse inaccessible + accessible) :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse ayant un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans la **figure II.8**.

**Tableau II.8.** Évaluation des charges revenant à l'acrotère

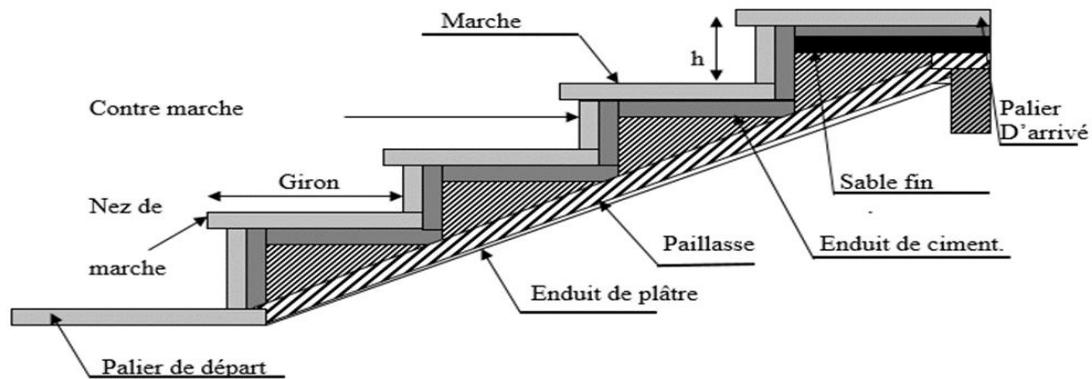
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.12375	25	3.09
Enduit de ciment	2	0.0392	18	0.70
Charge permanente	$G_t=3.79\text{KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q=1\text{KN/ml}$			



**Figure II.8.** Coupe de l'acrotère

**II.2.4 Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession des marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles seront réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont illustrés dans la figure suivante :



**Figure II.9.** Schéma d'un escalier

**II.2.4 .1 Pré dimensionnement des escaliers :**

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

- La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** :  $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$ .

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

H : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

L : longueur de la volée.

$n - 1$  : Nombre de marche.

n : nombre de contre marche.

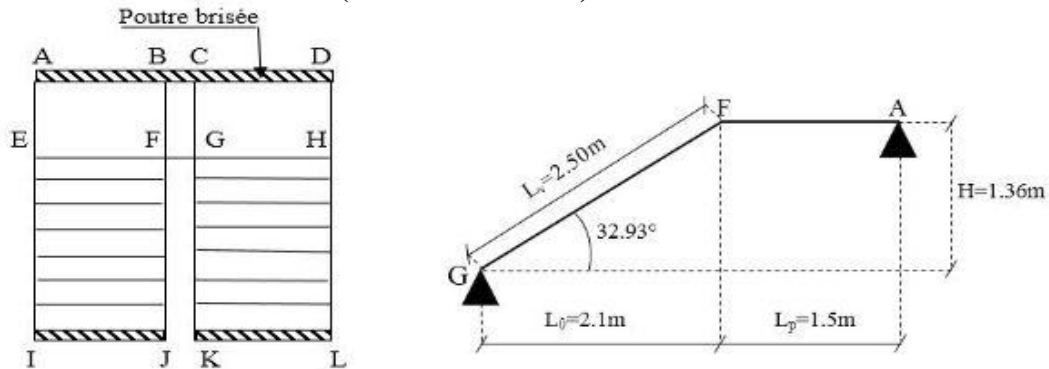
**II.2.4 .2 Types d'escaliers :**

On distingue dans notre projet trois types d'escalier : escalier droit à une seule volée, escalier à deux volées, et à trois volées.

**NB :** les escaliers menant de l'étage commercial à l'étage de service sont considérés en bois.

**II.2.4 .2.1 Escalier a trois volées (Sous-sol + RDC) (type 1) :**

➤ **Première et troisième volée (I. E. A et D. H. L) :**



**Figure II.10.** Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> et la 3<sup>ème</sup> volée de l'escalier type 1

**Epaisseur de la pailleasse :**

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

$$\begin{cases} L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.5 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} = 4m. \\ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20} \Rightarrow 13.33cm \leq e \leq 20cm \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

$L_v$  : longueur de la volée,  $L_p$  : longueur du palier du départ.

On prend : **e = 15cm**

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

On a :  $L_0 = 210 \text{ cm}$  ;  $H = 136 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 8.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 7.**

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

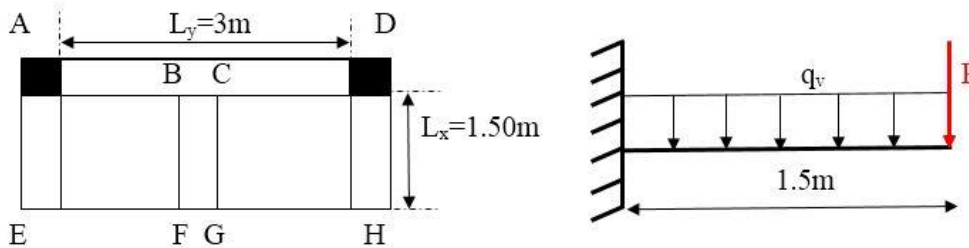
$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30cm. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17cm. \end{cases}$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17cm$ .

**Inclinaison de la paillasse :**  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.36}{2.1}\right) \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ$

➤ **Deuxième volée (B C G F) :**



**Figure II.11.** Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée de l'escalier type 1

**Epaisseur de la paillasse :**

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm \\ e \geq 11cm \dots \text{pour deux heures de coupe-feu} \end{cases}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$ .

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

On a :  $L_0 = 30cm$  ;  $H = 34cm$ .

$$\begin{cases} 64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 34 + 30)n + 2 \times 34 = 0 \\ 64n^2 - 162n + 68 = 0 \end{cases}$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est :  $n = 2$

Le nombre de marches est :  $n - 1 = 1$

**Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{30}{1} = 30 \Rightarrow g = 30cm. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{34}{2} = 17 \Rightarrow h = 17cm. \end{cases}$$

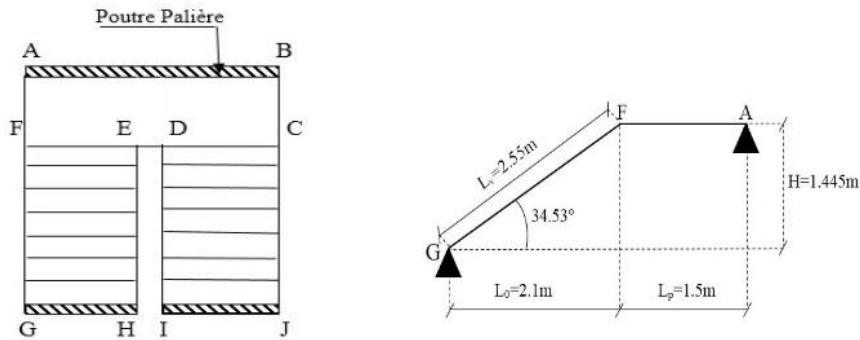
Donc :

Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contre marche est  $h = 17cm$ .

**Inclinaison de la paillasse :**  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{0.34}{0.3}\right) \Rightarrow \alpha = 48.58^\circ$

**II.2.4 .2.2 Escalier a deux volées (étages courants) (type 2) :**



**Figure II.12.** Première et deuxième volée de l’escalier type 2

**Epaisseur de la paillasse :**

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

$l_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$$\left\{ \begin{aligned} L &= L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.5 + \sqrt{2.1^2 + 1.445^2} = 4.05m. \\ \frac{L}{30} &\leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{405}{30} \leq e \leq \frac{405}{20} \Rightarrow 13.5cm \leq e \leq 20.25cm \\ e &\geq 11cm.....Pour\ deux\ heures\ de\ coupe\ -\ feu \end{aligned} \right.$$

On prend : **e = 15cm.**

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

On a :  $L_0 = 210cm$  ;  $H = 144.5\ cm.$

$$\left\{ \begin{aligned} 64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H &= 0 \\ 64n^2 - (64 + 2 \times 144.5 + 210)n + 2 \times 144.5 &= 0 \\ 64n^2 - 563n + 289 &= 0 \end{aligned} \right.$$

Résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 8**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 7.**

**Calcul du giron(g) et la hauteur d’une contre marche (h) :**

$$\left\{ \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30cm. \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{144.5}{8} = 18 \Rightarrow h = 18cm. \end{aligned} \right.$$

Donc :

Le giron d’une marche est :  $g = 30cm.$

La hauteur d’une contremarche est  $h = 18cm.$



**Inclinaison de la paillasse :**  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.445}{2.1}\right) \Rightarrow \alpha = 34.53^\circ$

**II.2.4.2.3 Escalier à une seule volée droite (sous-sol) (type 3.A) :**

H=1.16m

On prend h= 17cm et g= 30cm

Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{116}{17} \Rightarrow n= 7$

Nombre de marche n-1 = 6

**Vérification de la relation de Blondel**

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}.$

$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow$  vérifié

**Epaisseur de la paillasse :**

$$\begin{cases} L_x = 2.25 \text{ m} \\ e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{225}{20} \Rightarrow e \geq 11.25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Pour deux heures de coupe - feu} \end{cases}$$

On prend : **e=14cm**

**Inclinaison de la paillasse :**  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.16}{1.8}\right) \Rightarrow \alpha = 32.8^\circ$

**II.2.4.2.4 Escalier à une seule volée droite (Accès log) (type3.B) :**

H= 1.02m

On prend h= 17cm et g= 30cm

$$\begin{cases} n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} \Rightarrow n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$$

**Vérification de la relation de Blondel :**

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}.$

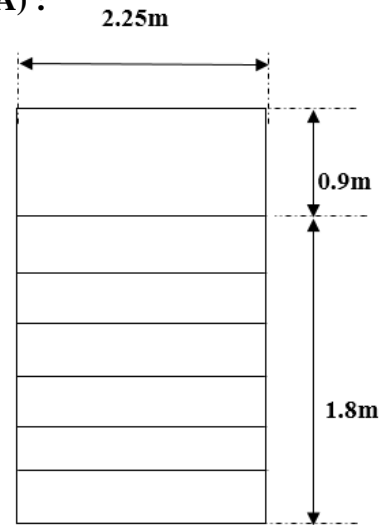
$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow$  vérifié

**Epaisseur de la paillasse :**

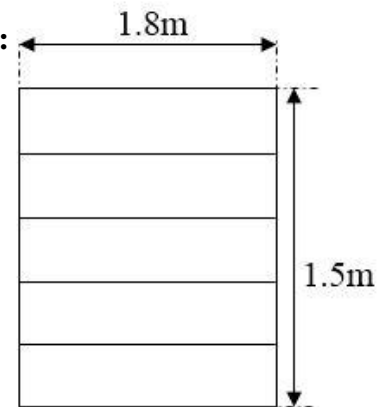
$$\begin{cases} L_0 = 150 \text{ cm} \\ L_v = \sqrt[2]{H^2 + L_0^2} = \sqrt[2]{1.04 + 2.25} = 1.81 \text{ m} \\ e \geq \frac{L_v}{20} = \frac{181}{20} \Rightarrow e \geq 9.05 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Pour deux heures de coupe - feu} \end{cases}$$

On prend : **e=14cm**

**Inclinaison de la paillasse :**  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.02}{1.5}\right) \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$



**Figure II.13.** Escalier à une seule volée droite



**Figure II.14.** Escalier pour accès logement

II.2.4 .3 Evaluation des charges et surcharges sur les escaliers :

❖ Palier :

Escalier type 1 et type 2 :

Tableau II.9. Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 5.11</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 2.50</b>

❖ La Volée:

Escalier type 1 (Sous-sol+ RDC) :

Tableau II.10. Evaluation des charges de la volée type 1 (Sous-sol+ RDC)

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	$0.02 \times 17/30 = 0.11$	20	0.23
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	$0.17 \times (1/2)$	22	1.87
6	Paillasse	$0.15 / (\cos 48.58)$	25	5.67
7	Enduit de plâtre	$0.02 / (\cos 48.58)$	10	0.3
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 9.23</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 2.50</b>

Escalier type 2 (Etage courant) :

Tableau II.11. Evaluation des charges de la volée type 2 (Etage courant)

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	$0.02 \times 18/30 = 0.012$	20	0.24
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	$0.18 \times (1/2)$	22	1.98

6	Paillasse	0.15/ (cos34.53)	25	4.55
7	Enduit de plâtre	0.02/(cos34.53)	10	0.24
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 8.17</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 2.50</b>

Escalier type 3.B (Accès logement) :

Tableau II.12. Evaluation des charges de la volée type 3.B (Accès logement)

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.02×17/30=0.11	20	0.23
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 × (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.14/ (cos34.21)	25	4.23
7	Enduit de plâtre	0.02/(cos34.21)	10	0.24
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G = 7.73</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>				<b>Q = 2.50</b>

II.2.5 Poutre de chaînage :

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20cm; 15cm\right) \Rightarrow h \geq 15cm$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 27.4cm \leq h \leq 41.1cm$$

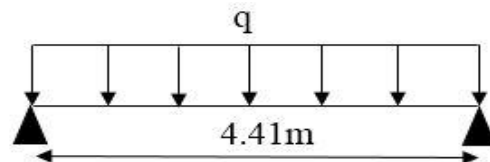


Figure II.15. Schéma statique de la poutre de chaînage

Exigences du RPA 99/2003 :

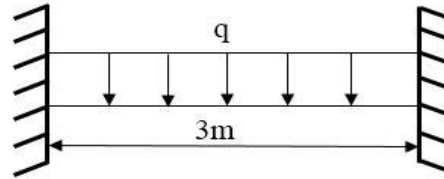
$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

**II.2.6 Poutre palière :**

**Dimensionnement :**

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20cm \leq h \leq 30cm$$



**Figure II.16.** Schéma statique de la poutre palière

**Exigences du RPA99/2003 :**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \text{ Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

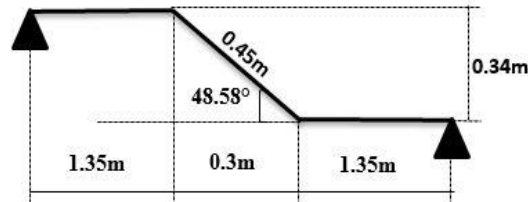
**II.2.7 Poutre brisé :**

C'est une poutre inclinée qui se calcul en flexion et en torsion.

**Pré-dimensionnement :**

On doit vérifier la condition de la flèche :

$$\begin{cases} L = 1.35 + \left(\frac{0.3}{\cos 48.58}\right) + 1.35 = 3.15m \\ \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \\ 21cm \leq h \leq 31.5cm \end{cases}$$



**Figure II.17.** Schéma statique de la poutre brisé

**Exigences du RPA99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \text{ Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm.} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

**II.2.8 l'ascenseur :**

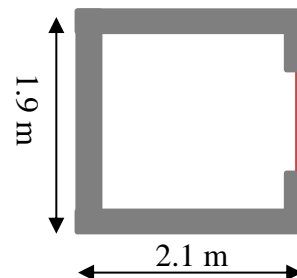
Un ascenseur est un dispositif mobile qui assure le déplacement de personnes et d'objets sur les différents niveaux d'un bâtiment.

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges qui lui reviennent (machine+ ascenseur) et avoir une bonne isolation acoustique.

On a:  $L_x = 2.1 \text{ m}; L_y = 1.9m \Rightarrow S = 3.99m^2$

$$\frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4.67 \leq e \leq 5.25$$

Soit l'épaisseur de la dalle  $e = 15cm$  (coupe-feu).



**Figure II.18.** Coupe transversale d'ascenseur

**II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :**

**II.3.1 Voiles :**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15cm \right]$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre du voile.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

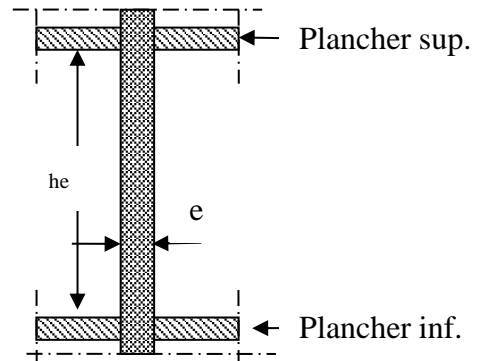
**RDC :**  $h_e = 408 - 20 = 388cm \Rightarrow e \geq 19.4cm$

**Sous-sol :**  $h_e = 320 - 20 = 300cm \Rightarrow e \geq 15cm$

**Étages courants :**  $h_e = 289 - 20 = 269cm \Rightarrow e \geq 15cm$

Au final on prend :  $\begin{cases} e = 20 \text{ cm pour Sous - sol et RDC.} \\ e = 15 \text{ cm pour les étages courants.} \end{cases}$

Le choix est provisoire, les dimensions définitives seront fixées au moment de la modélisation dynamique du bâtiment.



**Figure II.19.** Coupe verticale d'un voile

**II.3.2 Pré dimensionnement des poutres :**

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

**II.3.2.1 Poutres principales (PP) :**

On suppose des poteaux 30\*30 cm<sup>2</sup>

$$\begin{cases} L_{\max} = 530 - 30 = 500cm \\ \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33cm \leq h \leq 50cm \end{cases}$$

On prend : **h=45cm**

Pour la largeur (b) :  $\begin{cases} 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ 13.5cm \leq b \leq 31.5cm \end{cases}$  BAEL 91

On prend : **b=30cm**

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1) :**

$$\begin{cases} h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \text{Vérifiée} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \text{Vérifiée} \\ h/b = 1.5 \leq 4 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

**II.3.2.2 Poutres secondaires(PS) :**

$$\begin{cases} L_{\max} = 441 - 30 = 411\text{cm} \\ \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{411}{15} \leq h \leq \frac{411}{10} \Rightarrow 27.4\text{cm} \leq h \leq 41.1\text{cm} \end{cases}$$

On prend : **h=35cm**

Pour la largeur (b) :  $\begin{cases} 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \end{cases}$  **BAEL 91** On prend : **b=30cm**

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1) :**

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \text{Vérifiée} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \text{Vérifiée} \\ h/b = 1.17 \leq 4 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Après les vérifications on adopte pour les dimensions suivantes :

**Poutres principales : b x h = (30 x 45) cm<sup>2</sup>**

**Poutres secondaires : b x h = (30 x 35) cm<sup>2</sup>**

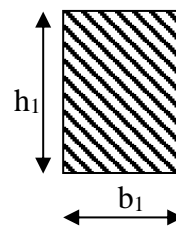
**II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement)

3- Conditions de RPA :

$$\left\langle \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right\rangle$$



Le poteau qu'on va étudier c'est est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

**P1** : poteau voisin de rive.

**P2** : poteau au niveau de la cage d'escalier.

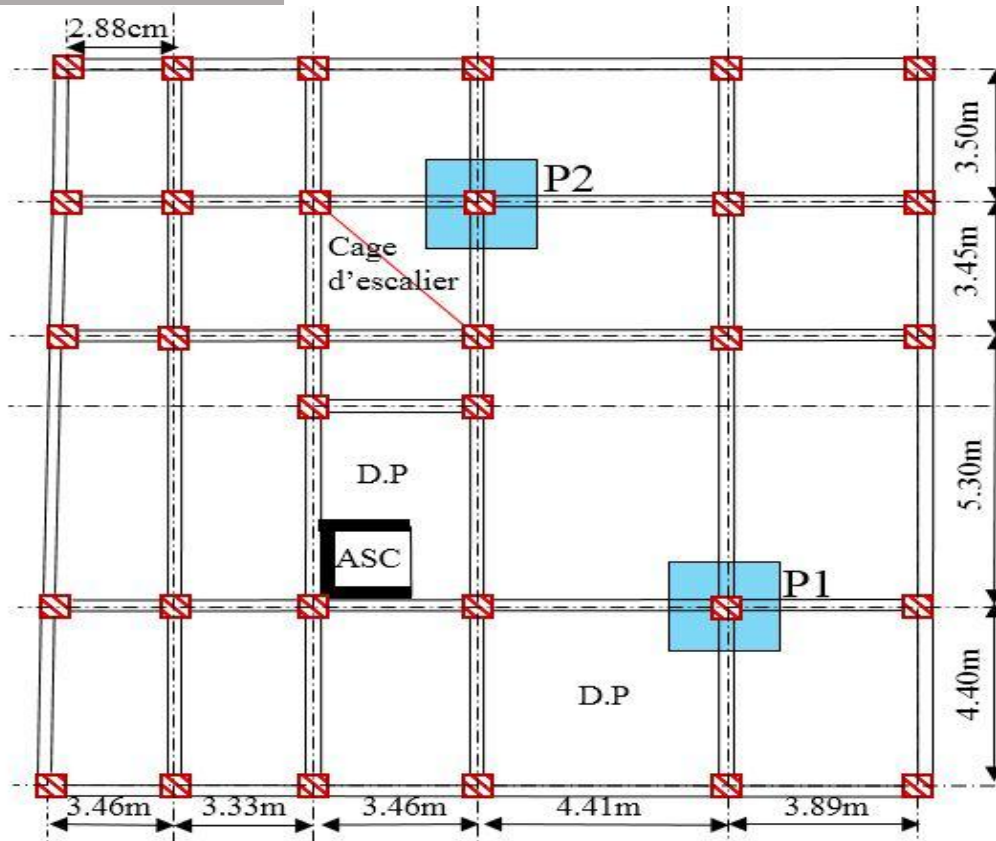


Figure II.20. Vue en plan des deux poteaux pour la descente de charges.

On adopte préalablement la section ( $b_1 \times h_1$ ) des poteaux comme suit :

Tableau II.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions ( $b \times h$ ) cm <sup>2</sup>	Poids propre (Kn) $g = h b H_e \gamma_c$
Sous-sol	60×65	$0.6 \times 0.65 \times 25 \times 3.2 = 31.2$
RDC		$0.6 \times 0.65 \times 25 \times 4.08 = 39.78$
Etage 1	55×60	$0.55 \times 0.6 \times 25 \times 2.89 = 23.84$
Etages 2, 3, 4	50×55	$0.5 \times 0.55 \times 25 \times 2.89 = 19.87$
Etages 5, 6, 7	45×50	$0.45 \times 0.5 \times 25 \times 2.89 = 16.26$
Etages 8, 9, 10	40×45	$0.4 \times 0.45 \times 25 \times 2.89 = 13$
Etages 11, 12	35×40	$0.35 \times 0.4 \times 25 \times 2.89 = 10.11$
Terrasse	30x35	$0.3 \times 0.35 \times 25 \times 2.89 = 7.59$

**II.3.3.1 Pré dimensionnement du Poteau P1 :**

**Surface afférente :**

➤ **Terrasse accessible :**

Pour **G** :

$$\begin{cases} S = 2.5 \times 2.55 \\ S = 5.1375m^2 \end{cases}$$

Pour **Q** :

$$\begin{cases} S = 5.1375 + (0.3 \times 2.355) + (0.3 \times 2.5) \\ S = 6.594m^2 \end{cases}$$

➤ **Étage 12 :**

Pour **G** :

$$\begin{cases} S_{ccr} = 2.055 \times (2.5 + 1.55) = 8.32m^2 \\ S_{DPI} = 0.5 \times 2.055 = 1.0275m^2 \end{cases}$$

Pour **Q** :

$$\begin{cases} S_{ccr} = 8.32 + 0.3 \times (4.35 + 2.05) = 10.24m^2 \\ S_{DPI} = 1.0275 + (0.5 \times 0.3) = 1.17m^2 \end{cases}$$

➤ **Étage 2,3, 4...11 :**

Pour **G** :

$$\begin{cases} S_{ccr} = 2.5 \times (2.055 + 1.795) + 2.05 \times (2.055 + 1.795) \\ S_{ccr} = 17.52m^2 \end{cases}$$

Pour **Q** :

$$\begin{cases} S_{ccr} = 17.52 + 0.3 \times (4.15 + 4.55) \\ S_{ccr} = 20.13m^2 \end{cases}$$

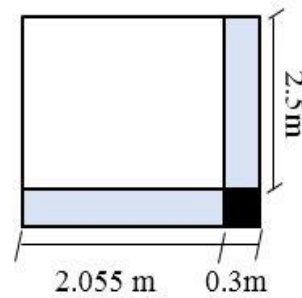
➤ **RDC :**

Pour **G** :

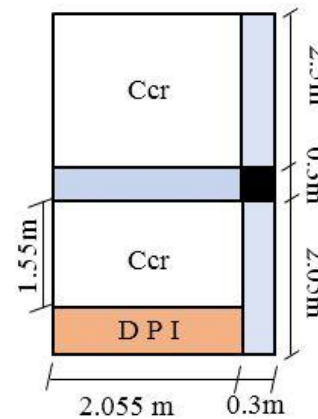
$$\begin{cases} S_{ccr} = (2.5 \times 2.055) + (2.5 \times 1.795) + (2.05 \times 1.795) \\ S_{ccr} = 13.30m^2 \\ S_{DP} = 4.21m^2 \end{cases}$$

Pour **Q** :

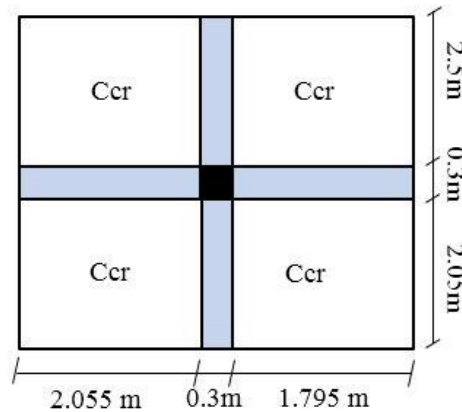
$$\begin{cases} S_{ccr} = 13.03 + 2.61 = 15.64m^2 \\ S_{DP} = 3m^2 \end{cases}$$



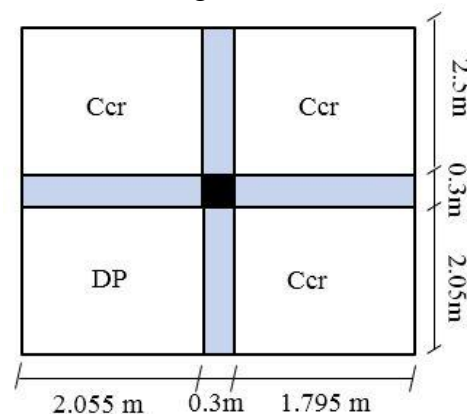
**Figure II.21.** Surface afférente du niveau terrasse accessible



**Figure II.22.** Surface afférente de l'étage 12



**Figure II.23.** Surface afférente de l'étage 2,3,4...11



**Figure II.24.** Surface afférente du niveau RDC



**Charges et surcharges :**

**1- Plancher terrasse accessible :**

$$\begin{cases} G = 5.1375 \times 5.5 = 28.25 KN \\ Q = 6.594 \times 1.5 = 9.891 KN \end{cases}$$

**2- Planchers étages habitations :**

**a) Étage 12 :**

$$\begin{cases} G = 8.32 \times 5.2 + 1.0275 \times 4.38 = 47.76 KN \\ Q = 10.24 \times 1.5 + 1.17 \times 2.5 = 18.3 KN \end{cases}$$

**b) Étage 2,3, 4...11 :**

$$\begin{cases} G = 17.52 \times 5.2 = 91.104 KN \\ Q = 20.13 \times 1.5 = 30.195 KN \end{cases}$$

**3- Plancher étage service :**

**Étage 1 :**

$$\begin{cases} G = 13.03 \times 5.2 + 3 \times 4.88 = 82.396 KN \\ Q = 15.64 \times 2.5 + 3 \times 2.5 = 46.6 KN \end{cases}$$

**4- RDC :**

$$\begin{cases} G = 13.30 \times 5.2 + 4.21 \times 4.88 = 89.70 KN \\ Q = 15.91 \times 5 + 4.21 \times 5 = 100.6 KN \end{cases}$$

**5-Le poids des poutres :**

$$\begin{cases} L_{PP} = 530 - 30 = 500 cm \\ L_{PS} = 441 - 30 = 411 cm \\ G_{PP} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5 = 16.875 KN \\ G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 4.11 = 10.79 KN \\ G_{Poutres} = G_{PP} + G_{PS} = 27.66 KN \end{cases}$$

**6-Poids des cloisons double :**

$$\begin{cases} P_C = S_{mur\ ext} \times G_{mur} = h_e \times b_{mur} \times G_{mur} \\ P_C = 2.44 \times 4.55 \times 2.76 = 30.64 KN \end{cases}$$

**7-Poid de l'acrotère :  $P_{accr} = 3.79 \times 2.5 = 9.475 KN$**

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

- ✓ Sous la terrasse .....  $Q_0$ .
- ✓ Sous le dernier étage.....  $Q_0+Q_1$ .
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur.....  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- ✓ Sous troisième étage .....  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- ✓ Sous le quatrième étage .....  $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$ .
- ✓ Pour  $n \geq 5$ .....  $Q_0+ (3 + n)/2n+(Q_1+Q_2+...+Q_n)$ .

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau P1 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.14. Descente de charge du poteau P1

Etages	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
N 1	Acrotère	9.475	
	Plancher terrasse	28.25	
N 1	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (35*40)	10.11	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>106.13</b>	<b>10.891</b>
	N 2	G venant de N1	106.13
Plancher (16+4)		47.76	
N 2	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (35*40)	10.11	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>222.30</b>	<b>29.191</b>
	N 3	G venant de N2	222.30
Plancher (16+4)		91.104	
N 3	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (40*45)	13	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>384.704</b>	<b>56.96</b>
	N 4	G venant de N3	384.704
Plancher (16+4)		91.104	
N 4	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (40*45)	13	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>547.108</b>	<b>81.71</b>
	N 5	G venant de N4	547.108
Plancher (16+4)		91.104	
N 5	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (40*45)	13	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>709.51</b>	<b>103.44</b>
	N 6	G venant de N5	709.51
Plancher (16+4)		91.104	
N 6	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (45*50)	16.26	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>875.18</b>	<b>122.15</b>
	N 7	G venant de N6	875.18
Plancher (16+4)		91.104	
N 7	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (45*50)	16.26	
	Cloison double	30.64	
	<b>Totale</b>	<b>1040.84</b>	<b>137.85</b>

N 8	G venant de N7 Plancher (16+4) Poutres (Pp+Ps) Poteaux (45*50) Cloison double	1040.84 91.104 27.66 16.26 30.64	
	Totale	1206.5	152.51
N 9	G venant de N8 Plancher (16+4) Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*55) Cloison double	1206.5 91.104 27.66 19.87 30.64	
	Totale	1375.77	169.36
N 10	G venant de N9 Plancher (16+4) Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*55) Cloison double	1375.77 91.104 27.66 19.87 30.64	
	Totale	1545.05	185
N 11	G venant de N10 Plancher (16+4) Poutres (Pp+Ps) Poteaux (50*55) Cloison double	1545.05 91.104 27.66 19.87 30.64	
	Totale	1714.32	199.43
N 12	G venant de N11 Plancher (16+4) Poutres (Pp+Ps) Poteaux (55*60) Cloison double	1714.32 91.104 27.66 23.84 30.64	
	Totale	1887.56	215.851
N13	G venant de N12 Plancher (16+4)+DP Poutres (Pp+Ps) Poteaux (60*65) Cloison double	1887.56 82.396 27.66 39.78 30.64	
	Totale	2068.03	238.214
N14	G venant de N12 Plancher (16+4)+DP Poutres (Pp+Ps) Poteaux (60*65) Cloison double	2068.03 89.70 27.66 39.78 30.64	
	Totale	2255.81	296.03
$Nu = 1.35Gt + 1.5 Qt$ <b>Nu = 3489.38KN</b>		$Ns = Gt + Qt$ <b>Ns = 2551.84KN</b>	

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u^* = 1.1 \cdot 3429.66$   $N_u^* = 3838.318KN$

**II.3.3.2 Pré dimensionnement du Poteau P2 :**

**Surface afférente :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Pour G :  $S = 5.02m^2$

Pour Q :  $S = 6.54m^2$

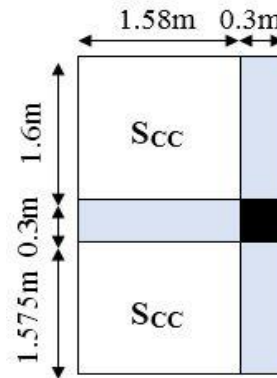


Figure II.25. Surface afférente terrasse inaccessible

➤ **Plancher terrasse accessible :**

Pour G :  $S = 9.05 m^2$

Pour Q :  $S = 11.18 m^2$

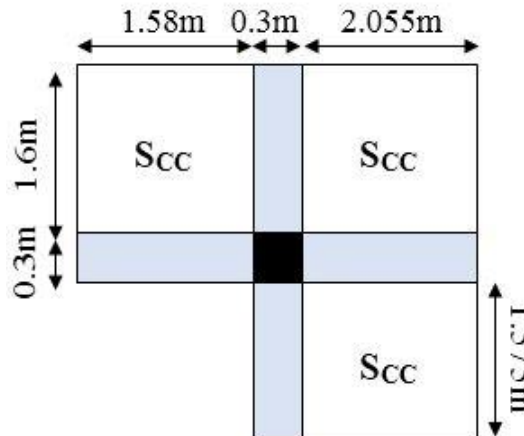


Figure II.26. Surface afférente terrasse accessible

➤ **Plancher 1, 2, 3, ...12<sup>ème</sup> :**

Pour G :

$$\begin{cases} S_{CC} = 9.05m^2 \\ S_{Palier} = 2.37m^2 \\ S_{Volée} = 0.1m^2 \end{cases}$$

Pour Q :

$$\begin{cases} S_{CC} = 11.18m^2 \\ S_{Palier} = 2.37m^2 \\ S_{Volée} = 0.1m^2 \end{cases}$$

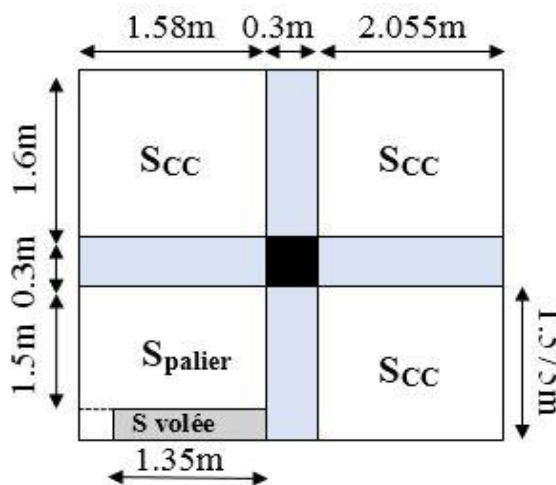


Figure II.27. Surface afférente étages 1, 2,...12.

### ➤ Plancher RDC :

Pour G :

$$\begin{cases} S_{CC} = 9.05m^2 \\ S_{Palier} = 2.02m^2 \\ S_{Volée1} = 0.34m^2 \\ S_{Volée2} = 0.1m^2 \end{cases}$$

Pour Q

$$\begin{cases} S_{CC} = 11.18m^2 \\ S_{Palier} = 2.02m^2 \\ S_{Volée1} = 0.34m^2 \\ S_{Volée2} = 0.1m^2 \end{cases}$$

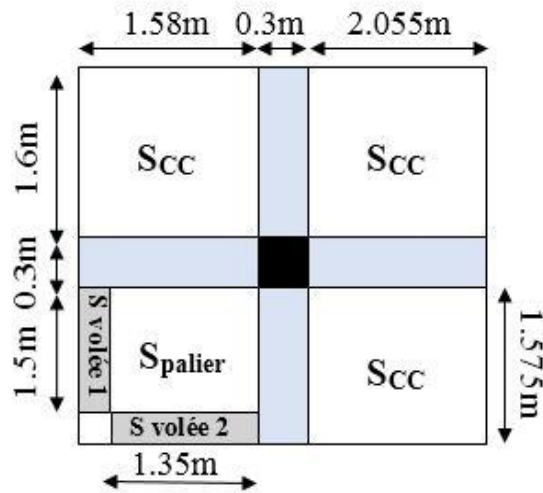


Figure II.28. Surface afférente RDC

### Charges et surcharges :

#### 1- Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G = 5.02 \times 5.76 = 28.91KN \\ Q = 6.54 \times 1 = 6.54KN \end{cases}$$

#### 2- Plancher terrasse accessible :

$$\begin{cases} G = 9.05 \times 5.5 = 49.77KN \\ Q = 11.18 \times 1.5 = 16.77KN \end{cases}$$

#### 3- Palier (1...12<sup>étage</sup>) :

$$\begin{cases} G = 2.37 \times 5.11 = 12.11KN \\ Q = 2.37 \times 2.5 = 5.925KN \end{cases}$$

#### 4- Palier RDC :

$$\begin{cases} G = 0.1 \times 8.17 = 0.817KN \\ Q = 0.1 \times 2.5 = 0.25KN \end{cases}$$

#### 5- Paillasse (1...12<sup>étage</sup>) :

$$\begin{cases} G = 0.1 \times 8.17 = 0.817KN \\ Q = 0.1 \times 2.5 = 0.25KN \end{cases}$$

#### 6- Paillasse RDC :

$$\begin{cases} G = 0.44 \times 9.23 = 4.06KN \\ Q = 0.44 \times 2.5 = 1.1KN \end{cases}$$

#### 7- Planchers étages habitations 2, 3,..12 :

$$\begin{cases} G = 9.05 \times 5.2 = 47.06KN \\ Q = 11.18 \times 1.5 = 16.77KN \end{cases}$$

**8- Plancher étage service (étage1) :**

$$\begin{cases} G = 9.05 \times 5.2 = 47.06KN \\ Q = 11.18 \times 2.5 = 27.95KN \end{cases}$$

**9- Plancher étage commercial :**

$$\begin{cases} G = 9.05 \times 5.2 = 47.06KN \\ Q = 11.18 \times 5 = 55.9KN \end{cases}$$

**10-Poids des poutres :**

$$\begin{cases} L_{PP} = 530 - 30 = 500cm \\ L_{PS} = 441 - 30 = 411cm \\ G_{PP} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 5 = 16.875KN \\ G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 4.11 = 10.79KN \\ G_{Poutres} = G_{PP} + G_{PS} = 27.66KN \end{cases}$$

**12-Poids des cloisons double :**

$$\begin{cases} P_C = S_{murext} \times G_{mur} = h_e \times b_{mur} \times G_{mur} \\ P_C = 3.635 \times 2.59 \times 2.76 = 25.98KN \end{cases}$$

**Poids de l'acrotère :**  $P_{accr} = 3.79 \times 1.58 = 5.99KN$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau P2 sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau II.15.** Descente de charge du poteau P2

Etages	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
N 1	Acrotère	5.99	
	Terrasse inaccessible	28.91	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (30*35)	7.59	
	<b>Totale</b>	<b>70.15</b>	<b>6.54</b>
N 2	G venant de N1	70.15	
	Plancher terrasse	49.77	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (35*40)	10.11	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
<b>Totale</b>	<b>196.60</b>	<b>23.31</b>	
N 3	G venant de N2	196.60	
	Plancher (16+4)	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (35*40)	10.11	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
<b>Totale</b>	<b>320.34</b>	<b>38.40</b>	

<b>N 4</b>	G venant de N3	320.34	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (40*45)	13	
	Escalier	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>446.97</b>	<b>51.82</b>
<b>N 5</b>	G venant de N4	446.97	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (40*45)	13	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>573.60</b>	<b>63.56</b>
<b>N 6</b>	G venant de N5	573.60	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (40*45)	13	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>700.23</b>	<b>73.62</b>
<b>N 7</b>	G venant de N6	700.23	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (45*50)	16.26	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>830.12</b>	<b>82</b>
<b>N 8</b>	G venant de N7	830.12	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (45*50)	16.26	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>956.01</b>	<b>89.89</b>
<b>N 9</b>	G venant de N8	956.01	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (45*50)	16.26	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>1085.90</b>	<b>99.11</b>
<b>N 10</b>	G venant de N9	1085.90	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (50*55)	19.87	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>1219.40</b>	<b>110.68</b>

N 11	G venant de N10	1219.40	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (50*55)	19.87	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>1352.90</b>	<b>115.54</b>
N 12	G venant de N11	1352.90	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (50*55)	19.87	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>1486.40</b>	<b>124.60</b>
N13	G venant de N12	1486.40	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (55*60)	23.84	
	Escaliers	12.93	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>1623.87</b>	<b>138.24</b>
N14	G venant de N13	1623.87	
	Plancher	47.06	
	Poutres (Pp+Ps)	27.66	
	Poteaux (60*65)	39.78	
	Escaliers	14.38	
	Cloison double	25.98	
	<b>Totale</b>	<b>1778.73</b>	<b>170.21</b>
$Nu = 1.35Gt + 1.5 Qt$ <b>Nu = 2656.60KN</b>		$Ns = Gt + Qt$ <b>Ns = 1948.94KN</b>	

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression **Nu** de 10% tel que :  $Nu^* = 1.1 * 2672.52$  **Nu\* = 2922.26 KN**

Etant donné que l'effort normal du poteau P1 est le plus défavorable, les vérifications seront établies pour ce dernier.

### II.3.4 Vérifications nécessaires :

#### ❶ Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bu} \text{ tel que : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa} \Rightarrow B \geq B_{calculé} = \frac{Nu^*}{f_{bu}}$$



Tableau II.16. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu*(KN)	Condition $B \geq B \text{ calculé}$			Observation
		Section (cm <sup>2</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	BCalculé(m <sup>2</sup> )	
N1	175.573	35*40	0.14	0.0123	Vérifiée
N2	378.280	35*40	0.14	0.0266	Vérifiée
N3	665.269	40*45	0.18	0.046	Vérifiée
N4	947.276	40*45	0.18	0.066	Vérifiée
N5	1224.298	40*45	0.18	0.086	Vérifiée
N6	1501.189	45*50	0.225	0.105	Vérifiée
N7	1773.099	45*50	0.225	0.124	Vérifiée
N8	2043.294	45*50	0.225	0.143	Vérifiée
N9	2322.924	50*55	0.275	0.163	Vérifiée
N10	2599.649	50*55	0.275	0.183	Vérifiée
N11	2874.824	50*55	0.275	0.202	Vérifiée
N12	3159.180	55*60	0.33	0.222	Vérifiée
N13	3464.077	60*65	0.39	0.243	Vérifiée
N14	3838.327	60*65	0.39	0.270	Vérifiée

❷ Vérification au flambement :

D'après le CBA93(Article B.8.4.1), On doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  :Section des armatures

$\gamma_b = 1.5$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

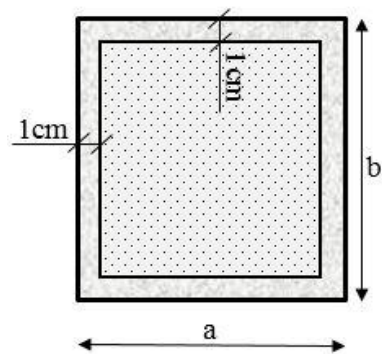


Figure II.29. La section réduite

$l_f = 0.7l_0$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : hauteur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% Br$  on prend:  $A_s = 1\% Br$

$$Br_{cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

**BAEL 91 (article 7.4.2)**

$Br = (a-2) \times (b-2)$ . Il faut vérifier que :  $Br \geq Br_{cal}$

**Tableau II.17.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	$\lambda$	$\alpha$	Nu*(KN)	Condition $Br \geq Br_{calculé}$			Obs
						Section	Br(m <sup>2</sup> )	Br cal(m <sup>2</sup> )	
N1	2.44	1.71	14.8	0.821	175.573	35*40	0.125	0.009	Vérifiée
N2	2.44	1.71	14.8	0.821	378.280	35*40	0.125	0.020	Vérifiée
N3	2.44	1.71	13.16	0.827	665.269	40*45	0.163	0.036	Vérifiée
N4	2.44	1.71	13.16	0.827	947.276	40*45	0.163	0.052	Vérifiée
N5	2.44	1.71	13.16	0.827	1224.298	40*45	0.163	0.067	Vérifiée
N6	2.44	1.71	11.85	0.831	1501.189	45*50	0.206	0.080	Vérifiée
N7	2.44	1.71	11.85	0.831	1773.099	45*50	0.206	0.095	Vérifiée
N8	2.44	1.71	11.85	0.831	2043.294	45*50	0.206	0.111	Vérifiée
N9	2.44	1.71	10.76	0.834	2322.924	50*55	0.254	0.126	Vérifiée
N10	2.44	1.71	10.76	0.834	2599.649	50*55	0.254	0.141	Vérifiée
N11	2.44	1.71	10.76	0.834	2874.824	50*55	0.254	0.156	Vérifiée
N12	2.44	1.71	9.87	0.837	3159.180	55*60	0.307	0.171	Vérifiée
N13	3.63	2.54	13.54	0.825	3464.077	60*65	0.365	0.187	Vérifiée
N14	2.75	1.92	10.23	0.836	3838.327	60*65	0.365	0.208	Vérifiée

## II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi nous avons opté pour :

Tableau II.18. Dimensions des différents éléments

Eléments		Dimensions (cm)
Plancher	Corps creux	16+4
Poutres	Principales	(30x45)
	Secondaires	(30x35)
	Poutre palière	(30x30)
	Poutre de chinage	(30x30)
	Poutre brisée	(30x30)
Poteaux	Sous-sol	(60x65)
	RDC	(60x65)
	1 <sup>er</sup> étage	(55x60)
	2, 3 et 4 <sup>eme</sup> étage	(50x55)
	5, 6, 7 <sup>eme</sup> étage	(45x50)
	8, 9, 10 <sup>eme</sup> étage	(40x45)
	11, 12 <sup>eme</sup> étage	(35x40)

# Chapitre III

Etude  
des éléments secondaires

**III.1 INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (Différents planchers, escalier, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait par 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 toutes en respectant la réglementation en vigueur.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ✓ La dalle d'ascenseur.
- ✓ Les poutres de chaînage.
- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers.

**III.2 Etude des planchers :****III.2.1 Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creuse) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle.
- ✓ Dalle de compression.

**III.2.1.1 Méthodes de calculs des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

**❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL. Art.6.2.210)**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

1. Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2G ; 5KN/m^2)$ .
2. Le rapport entre deux travées successives  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
3. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N).

**Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91]**

✓ **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

Deux expressions pour calculer les moments en travées par la méthode forfaitaire sont :

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

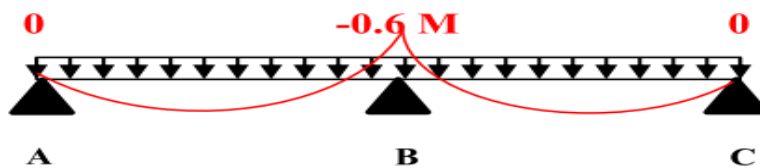
Tel que :  $\begin{cases} M_0 : \text{Moment isostatique.} \\ M_t : \text{Moment en travée.} \\ M_g, M_d : \text{Moment sur l'appui ( gauche, droite).} \end{cases}$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

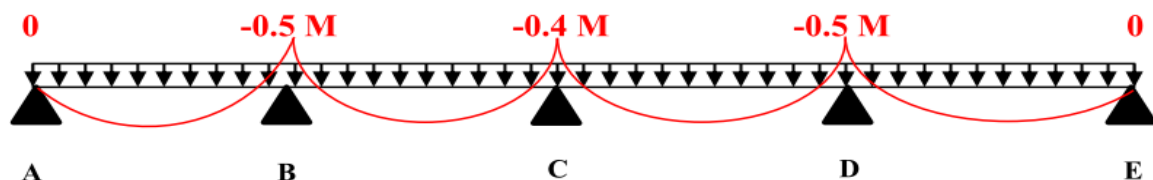
$\begin{cases} 0,5 \times M_0 : \text{Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0,4 \times M_0 : \text{Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.} \\ 0,6 \times M_0 : \text{Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.} \end{cases}$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $-0,15M_0$ .

Tel que :  $M_0 = \text{Max}(M_0^l, M_0^n)$



**Figure III.1.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées



**Figure III.2.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- a) 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

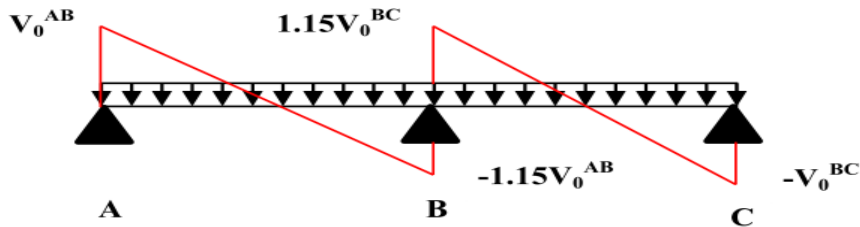


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

- b) 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

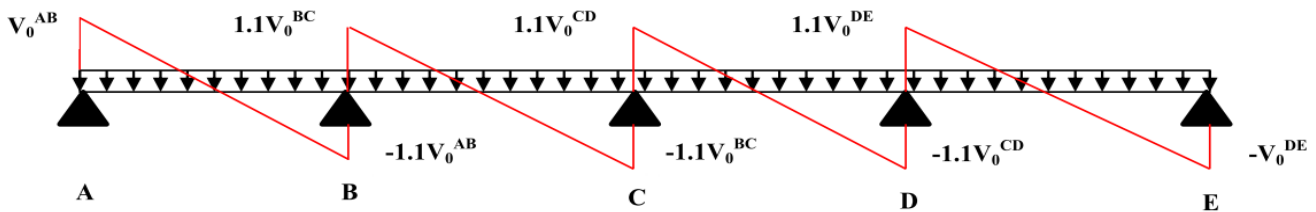


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 3 travées.

❖ **Conditions d'applications de La méthode de Caquot :**

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot.

❖ **Principe de la méthode :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode :**

**Calcul des moments :**

- a) **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x) \\ x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i} \end{cases}$$

b) En appuis : 
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III.3})$$

Tel que :

$\left\{ \begin{array}{l} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives.} \\ q_g \text{ et } q_d : \text{charges réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.} \end{array} \right.$

$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Evaluation des efforts tranchants :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = V_g = P_u \times l / 2 - \frac{M_g - M_d}{ql_i} \\ V_B = V_d = P_u \times l / 2 - \frac{M_g - M_d}{l} \end{array} \right.$$

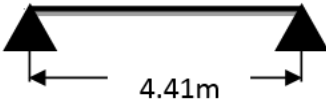

• **Les Différents types de poutrelles :**

Les différents types de poutrelles sont classés dans le tableau III.1 :

**Tableau III.1.** Les Différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	
4 <sup>ème</sup> type	
5 <sup>ème</sup> type	



6 <sup>ème</sup> type	
7 <sup>ème</sup> type	

**Remarque :** les différents types des poutrelles sont disposés comme suit :

- ❖ **Sous-sol :** type 1, 5, 7
- ❖ **RDC :** type 4, 5, 7
- ❖ **Etage 1 :** type 1, 5, 6, 7
- ❖ **Etage 2 à 10 :** type 1, 5, 7
- ❖ **Etage 11 :** type 2, 6, 7
- ❖ **Etage 12 :** type 3, 6, 7

**Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l’application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d’applications de la méthode forfaitaire	Causes	Méthode adoptée
Types 4 et 5	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{\max} = 5KN / m^2 \leq \min(5KN / m^2, 2G) \\ F.P.N \\ 0.8 \leq (L_i / L_{i+1}) \leq 1.25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 1,2 et 3	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0.8 ; 1.25]$	Méthode de Caquot minorée
Types 6,7	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

- Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = (l_0 = 0.65) \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = (l_0 = 0.65) \times q_s$

Tableau III.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.76	1	9.276	6.029	6.760	4.394
Terrasse accessible	5.5	1.5	9.675	6.288	7	4.550
Plancher E. Courant	5.2	1.5	9.27	6.025	6.7	4.355
RDC	5.2	2.5	10.77	7	7.7	5.005
Sous-sol	5.2	5	14.52	9.438	10.2	6.63

### III.2.1.2 calcul des sollicitations :

- ✓ Plancher terrasse accessible (M. CAQUOT) :

Poutrelle type 3 :

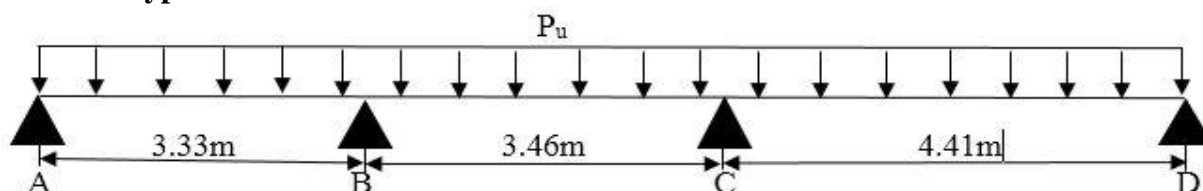


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 3

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.46}{4.41} = 0.78 \notin [0.8; 1.25] \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3} G \\ G' = \frac{2}{3} \times 5.5 = 3.67 \text{ KN} / m^2 \\ P'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN} / m \\ P'_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.36 \text{ KN} / m \end{cases}$$

A l'ELU :

- **Moments aux appuis :**  $M_A = M_D = -0.15M_0 = -0.15 \times 4.68 \times 4.41^2 / 8 = -1.71 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_B = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4.68 \text{ KN/m.} \\ l'_g = l_g = 3.33 \text{ m.} \\ l'_d = 0.8 \times 3.46 = 2.77 \text{ m.} \\ M_B = -\frac{4.68 \times (3.33^3 + 2.77^3)}{8.5 \times (3.33 + 2.77)} = -5.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_C = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_u = 4.68 \text{ KN/m.} \\ l'_g = 0.8 \times 3.46 = 2.77 \text{ m.} \\ l'_d = l_d = 4.41 \text{ m.} \\ M_C = -\frac{4.68 \times (2.77^3 + 4.41^3)}{8.5 \times (2.77 + 4.41)} = -8.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

$$\text{Travée AB} \left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.46}{2} - \frac{-5.25 - (-8.21)}{6.288 \times 3.46} = 1.6 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.288 \times 1.6}{2} \times (3.46 - 1.6) = 9.36 \text{ KN.m} \\ M(x) = 9.36 - 5.25 \times \left(1 - \frac{1.6}{3.46}\right) - 8.21 \times \frac{1.6}{3.46} = 2.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC} : \left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.33}{2} - \frac{0 - (-5.25)}{6.288 \times 3.33} = 1.41 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.288 \times 1.41}{2} \times (3.33 - 1.41) = 8.51 \text{ KN.m} \\ M(x) = 8.51 + \left(-5.25 \times \frac{1.41}{3.33}\right) = 6.29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} x = \frac{4.41}{2} - \frac{-8.21 - 0}{6.288 \times 4.41} = 2.50m \\ M_0(x) = \frac{6.288 \times 2.50}{2} \times (4.41 - 2.5) = 15.01KN.m \\ M(x) = 15.01 - 8.21 \times \left(1 - \frac{2.50}{4.41}\right) = 11.45KN.m \end{cases}$$

• Effort tranchant :  $V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.288 \times 3.33}{2} + \frac{-5.25 - 0}{3.33} = 8.89KN \\ V_B = -\frac{6.288 \times 3.33}{2} + \frac{-5.25 - 0}{3.33} = -12.05KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.288 \times 3.46}{2} + \frac{-8.21 + 5.25}{3.46} = 10.02KN \\ V_C = -\frac{6.288 \times 3.46}{2} + \frac{-8.21 + 5.25}{3.46} = -11.73KN \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{6.288 \times 4.41}{2} + \frac{0 + 8.21}{4.41} = 15.73KN \\ V_D = -\frac{6.288 \times 4.41}{2} + \frac{0 + 8.21}{4.41} = -12KN \end{cases}$$

A l'ELS :

• Moments aux appuis :  $M_A = M_D = -0.15M_0 = -0.15 \times 3.36 \times 4.41^2 / 8 = -1.22KN.m$

$$\begin{cases} M_B = -\frac{P'_g \times l_g^3 + P'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_s = 3.36 \text{ KN/m.} \\ l'_g = l_g = 3.33m. \\ l'_d = 0.8 \times 3.46 = 2.77 m. \\ M_B = -\frac{3.36 \times (3.33^3 + 2.77^3)}{8.5 \times (3.33 + 2.77)} = -3.77KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_C = -\frac{P'_g \times l_g^3 + P'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \\ P'_g = P'_d = P'_s = 3.36 \text{ KN/m.} \\ l'_g = 0.8 \times 3.46 = 2.77m. \\ l'_d = l_d = 4.41 m. \\ M_C = -\frac{3.36 \times (2.77^3 + 4.41^3)}{8.5 \times (2.77 + 4.41)} = -5.89 KN.m \end{cases}$$

- Moments en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_s \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_s \times l_i}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} x = \frac{3.33}{2} - \frac{0 - (-3.77)}{4.55 \times 3.33} = 1.42m \\ M_0(x) = \frac{4.55 \times 1.42}{2} \times (3.33 - 1.42) = 6.17 KN.m \\ M(x) = 6.17 + \left( -3.77 \times \frac{1.42}{3.33} \right) = 4.56 KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} x = \frac{3.46}{2} - \frac{-3.77 - (-5.89)}{4.55 \times 3.46} = 1.59m \\ M_0(x) = \frac{4.55 \times 1.59}{2} \times (3.46 - 1.59) = 6.76 KN.m \\ M(x) = 6.76 - 3.77 \times (1 - \frac{1.59}{3.46}) - 5.89 \times \frac{1.59}{3.46} = 2.02 KN.m \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} x = \frac{4.41}{2} - \frac{-5.89 - 0}{4.55 \times 4.41} = 2.5m \\ M_0(x) = \frac{4.55 \times 2.5}{2} \times (4.41 - 2.5) = 10.86 KN.m \\ M(x) = 10.86 - 5.89 \times (1 - \frac{2.5}{4.41}) = 8.31 KN.m \end{cases}$$

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.33	6.288	8.51	-1.71	-5.25	6.29	8.89	-12.05
	BC	3.46	6.288	9.36	-5.25	-8.21	2.74	10.02	-11.73
	CD	4.41	6.288	15.01	-8.21	-1.71	11.45	15.73	-12

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.33	4.55	6.17	-1.22	-3.77	4.56
	BC	3.46	4.55	6.76	-3.77	-5.89	2.02
	CD	4.41	4.55	10.86	-5.89	-1.22	8.31

✓ Plancher RDC (méthode forfaitaire) :

Poutrelle type 4 :  $P_u = 7 \text{ KN/ml}$  ,  $P_s = 5.005 \text{ KN/ml}$

• Moments isostatiques :

À l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée AB:} \\ M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{7 \times 3.46^2}{8} = 10.47 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC:} \\ M_0^{BC} = \frac{7 \times 3.33^2}{8} = 9.70 \text{ KN.m} \\ \text{Travée CD:} \\ M_0^{CD} = \frac{7 \times 3.46^2}{8} = 10.47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

À l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée AB:} \\ M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{5.005 \times 3.46^2}{8} = 7.49 \text{ KN.m} \\ \text{Travée BC:} \\ M_0^{BC} = \frac{5.005 \times 3.33^2}{8} = 6.94 \text{ KN.m} \\ \text{Travée CD:} \\ M_0^{CD} = \frac{5.005 \times 3.46^2}{8} = 7.49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Moments aux appuis :

À l'ELU :

$$M_A = M_D = 0 \text{ Mais BAEL exige : } -0.15 M_0 = 0.15 \times 10.47 = -1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 10.47 = -5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.47 = -5.23 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_D = 0 \text{ Mais BAEL exige : } -0.15 M_0 = -0.15 \times 10.47 = -1.12 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 7.49 = -3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 7.49 = -3.74 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.2} = 0.324 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.097 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.297 \end{cases}$

À l'ELU :

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.097 \times 10.47 - \left| \frac{0 - 5.23}{2} \right| = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.297}{2} \times 10.47 = 6.78 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 8.87 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.097 \times 9.70 - \left| \frac{-5.23 - 5.23}{2} \right| = 5.41 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.097}{2} \times 9.70 = 5.32 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 5.41 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_t \geq 1.097 \times 10.47 - \left| \frac{-5.23}{2} \right| = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.297}{2} \times 10.47 = 6.78 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 8.87 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée AB : } M_t \geq 1.097 \times 7.49 - \left| \frac{-3.74}{2} \right| = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t \geq 1.097 \times 6.94 - \left| \frac{-3.74 - 3.74}{2} \right| = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_t \geq 1.097 \times 7.49 - \left| \frac{-3.74}{2} \right| = 6.35 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants :  $V = \frac{P_u \times l_i}{2}$

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{7 \times 3.46}{2} = 12.11 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \times V_A = -13.32 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{7 \times 3.33}{2} = 12.82 \text{ KN} \\ V_C = -1.1 \times \frac{7 \times 3.33}{2} = -12.82 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = 1.1 \times \frac{7 \times 3.46}{2} = 13.32 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{7 \times 3.46}{2} = -12.11 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Type 1 (Méthode de Caquot minorée) :

✓ Sous-sol :

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 1 du plancher sous-sol

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
A-B	3.46	9.438	1.45	-1.57	-9.17	9.91	13.68	-18.98
B-C	3.33	9.438	1.74	-9.17	-6.88	5.08	16.40	-15.02
C-D	3.46	9.438	1.65	-6.88	-9.63	5.90	15.53	-17.12
D-E	4.41	9.438	2.13	-9.63	-12.90	11.70	20.07	-21.55
E-F	3.89	9.438	2.29	-12.90	-1.57	11.98	21.67	-15.03

**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 1 du plancher sous-sol

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.46	6.63	1.48	-1.12	-6.38	6.99
B-C	3.33	6.63	1.73	-6.38	-4.78	3.63
C-D	3.46	6.63	1.65	-4.78	-6.69	4.21
D-E	4.41	6.63	2.13	-6.69	-8.97	8.30
E-F	3.89	6.63	2.25	-8.97	-1.12	8.46

✓ Étages courants :

**Tableau III.8.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 1 du plancher étage courant

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
A-B	3.46	6.025	1.48	-1.27	-5.22	6.59	8.91	-11.93
B-C	3.33	6.025	1.73	-5.22	-3.91	3.79	10.42	-9.64
C-D	3.46	6.025	1.65	-3.91	-5.48	4.33	9.97	-10.88
D-E	4.41	6.025	2.13	-5.48	-7.34	8.25	12.86	-13.71
E-F	3.89	6.025	2.25	-7.34	-1.27	8.02	13.61	-9.83

**Tableau III.9.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 1 du plancher étage courant

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.46	4.355	1.48	-0.91	-3.74	4.78
B-C	3.33	4.355	1.73	-3.74	-2.80	2.77
C-D	3.46	4.355	1.65	-2.80	-3.93	3.16
D-E	4.41	4.355	2.13	-3.93	-5.26	6.00
E-F	3.89	4.355	2.25	-5.26	-0.91	5.82



Type 2 :

Etage 11 (Méthode de Caquot minorée) :

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 2 du plancher de l'étage 11

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
A-B	3.46	6.025	1.48	-1.64	-5.22	6.59	8.91	-11.93
B-C	3.33	6.025	1.73	-5.22	-3.91	3.79	10.42	-9.64
C-D	3.46	6.025	1.54	-3.91	-7.89	3.22	9.27	-11.57
D-E	4.41	6.025	2.50	-7.89	-1.64	10.96	15.08	-11.49

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 2 du plancher de l'étage 11

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.46	4.355	1.48	-1.19	-3.74	4.78
B-C	3.33	4.355	1.73	-3.74	-2.80	2.77
C-D	3.46	4.355	1.54	-2.80	-5.66	2.36
D-E	4.41	4.355	2.50	-5.66	-1.19	7.95

Type 3 (Terrasse accessible) (Méthode de Caquot minorée) :

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 3 du plancher (T. accessible) :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
A-B	3.33	6.289	1.41	-1.72	-5.25	6.29	8.89	-12.05
B-C	3.46	6.289	1.59	-5.25	-3.77	2.74	10.03	-11.73
C-D	4.41	6.289	2.50	-3.77	-1.72	11.46	15.73	-12

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles type 3 du plancher (T. accessible)

Travée	L(m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	x (m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.33	4.55	1.48	-1.25	-3.77	4.56
B-C	3.46	4.55	1.59	-3.77	-5.89	2.02
C-D	3.41	4.55	2.50	-5.89	-1.25	8.31

Type 4 (RDC) (méthode forfaitaire) :

✓ Moments isostatiques et moments en travées :

Tableau III.14. Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 4 (RDC)

Travée	$P_U$ (KN/m)	$P_S$ (KN/m)	L (m)	$M_{0u}$ (KN.m)	$M_{0s}$ (KN.m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
AB	7	5.005	3.46	10.47	7.49	8.88	6.35	12.11	-13.32
BC	7	5.005	3.33	9.70	6.94	5.41	3.87	12.82	-12.82
CD	7	5.005	3.46	10.47	7.49	8.88	6.35	13.32	-12.11

✓ Moments aux niveaux des appuis :

Tableau III.15. Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 4 (RDC)

Appui	$M_{Au}$ (KN.m)	$M_{As}$ (KN.m)
A, D	-1.57	-1.12
B	-5.238	-3.745
C	-5.238	-3.745

Type 5 (méthode forfaitaire) :

✓ Sous-sol :

Moments isostatiques et moments en travées :

Tableau III.16. Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(sous-sol)

Travée	$P_U$ (KN/m)	$P_S$ (KN/m)	L (m)	$M_{0u}$ (KN.m)	$M_{0s}$ (KN.m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
AB	9.438	6.63	4.41	22.94	16.12	19.43	13.65	20.81	-23.93
BC	9.438	6.63	3.89	17.85	12.54	13.59	9.55	21.11	-18.36

Moments aux niveaux des appuis :

Tableau III.17. Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5 (sous-sol)

Appui	$M_{Au}$ (KN.m)	$M_{As}$ (KN.m)
A, C	-3.44	-2.42
B	-13.77	-9.67

✓ RDC :

Moments isostatiques et moments en travées :

Tableau III.18. Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(RDC)

Travée	$P_U$ (KN/m)	$P_S$ (KN/m)	L (m)	$M_{0u}$ (KN.m)	$M_{0s}$ (KN.m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
AB	7	5.005	4.41	17.02	12.17	13.57	9.70	15.43	-17.75
BC	7	5.005	3.89	13.24	9.47	9.43	6.74	15.66	-13.61

Moments aux niveaux des appuis :

Tableau III.19. Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(RDC)

Appui	$M_{Au}$ (KN.m)	$M_{As}$ (KN.m)
A, C	-2.55	-1.82
B	-10.21	-7.3

✓ Etage courant :

Moments isostatiques et moments en travées :

Tableau III.20. Sollicitations en travées à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(E. Courant)

Travée	$P_U$ (KN/m)	$P_S$ (KN/m)	L (m)	$M_{0u}$ (KN.m)	$M_{0s}$ (KN.m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
AB	6.025	4.355	4.41	14.65	10.59	11.24	8.12	13.28	-15.28
BC	6.025	4.355	3.89	11.39	8.24	7.77	5.62	13.48	-11.72

Moments aux niveaux des appuis :

Tableau III.21. Sollicitations en appuis à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 5(E. Courant)

Appui	$M_{Au}$ (KN.m)	$M_{As}$ (KN.m)
A, C	-2.19	-1.58
B	-8.79	-6.35

Type 6 (Méthode de la RDM) :

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 6

NIVEAU	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Terrasse accessible	-2.29	/	15.28	13.86	-1.65	/	11.06
Etage courant	-2.19	/	14.65	13.28	-1.58	/	10.58

Type 7 (Méthode de la RDM) :

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 7

NIVEAU	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	-1.35	/	9.02	10.43	-0.99	/	6.57
Etage courant	-1.35	/	9.016	10.42	-0.98	/	6.51
RDC	-1.57	/	10.47	12.11	-1.12	/	7.48
Sous-sol	-2.12	/	14.12	16.32	-1.48	/	9.92

Sollicitations maximales :

- Plancher Sous-sol (type 5) :

A L'LEU :

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 19.43 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -13.77 \text{ KN.m} \\ V_u^{\max} = -23.93 \text{ KN} \\ M_a^{\text{riv}} = -0.15 \times \frac{p_u \times 4.41^2}{8} = -3.44 \text{ avec : } p_u = 9.438 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 13.65 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -9.67 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -0.15 \times \frac{p_s \times 4.6^2}{8} = -2.42 \text{ KN avec : } p_s = 6.63 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les résultats des autres planchers sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS

Désignation	L'LEU				L'LES		
	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\text{int}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{riv}}$ (KN.m)	$V_u^{\max}$ (KN)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\text{int}}$ (KN.m)	$M_a^{\text{riv}}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	9.02	/	-1.35	10.43	6.57	/	-0.99
Terrasse accessible	15.29	-8.20	-2.29	15.73	11.06	-5.89	-1.66
E. courant	14.65	-8.79	-2.20	-15.28	10.59	-6.35	-1.59
RDC	13.57	-10.21	-2.55	-17.75	9.70	-7.30	-1.82

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

**III.2.1.3 Ferrailage des poutrelles :**

**a) Ferrailage longitudinale :**

**Ferrailage en travée :**

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.05453 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \quad M_{TU} = 54.53 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 19.43 \text{ Kn.m}$$

$M_{TU} > M_t^{\max} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{19.43 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.6} = 0.070 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916 \\ \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

**Calcul de A :**

$$\begin{cases} A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.070)}) = 0.0907 \\ Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0997) = 0.173 \text{ m} \\ A_t = \frac{19.43 \times 10^{-3}}{348 \times 0.173} = 3.23 \times 10^{-4} \text{ m} \\ A_t = 3.23 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 3.23 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée. Soit } A_t = 2T12 + 2T14 = 2.26 + 3.08 = 5.34 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage aux appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $b_0 \times h = (10 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.77 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.299 > 0.186 \\ \Rightarrow \text{Pivot B} \\ \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.299}) = 0.457 \\ z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.457) = 0.147 \\ A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{13.77 \times 10^{-3}}{348 \times 0.147} = 2.69 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Appui de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^{rive} = -3.44 \text{ Kn.m} \\ \mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.44 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.075 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.097 \\ z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.097) = 0.173 \\ A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{3.44 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 0.57 \times 10^{-4} \text{ m} \\ A_{riv} = 0.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

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

**En appuis intermédiaire :**

$$A_a = 2.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Soit 2T14 = 3.08 cm<sup>2</sup> (une filante + un chapeau)

**En appuis de rive :**

$$A_a = 0.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

On choisit : A = 1T14 = 1.54 cm<sup>2</sup> (la barre filante de l'appui intermédiaire)

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = 23.93 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{23.93 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b = 1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \quad (F.PN) \\ \tau_u < \tau_u \dots \text{ Vérifié.} \quad \text{Pas de risque de cisaillement} \end{array} \right.$$

**b) Ferrailage transversale :**

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier  $\Phi_6$   $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$

➤ **L'espacement :**

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

$$(1) : S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$(2) : S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

$$(3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} \Rightarrow S_t \leq 57\text{cm}$$

$K=1$  : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires)

$$\text{D'où : } S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (1.33 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 26.06\text{ cm}$$

Donc :  $S_t \leq \min [S_t(1), S_t(2), S_t(3)] = \min (16.20 ; 26.06 ; 57)$

On prend : **St = 15cm.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

**-Appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \text{ Avec : } A_t = 5.34 + 3.08 = 8.42\text{ cm}^2$$

$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [23.93 - \frac{13.77}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -1.75\text{cm}^2 \Rightarrow$  Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

**-Appuis de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \text{ Avec } A_t = 5.34 + 1.54 = 6.88\text{cm}^2 \\ A_t \geq \frac{1.15 \times 23.93 \times 10^{-3}}{400} = 0.69\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{23.93 \times 10^{-3} \times (0.60 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 1.54\text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{ MPa}$$

**Vérification de la bielle de compression du béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $a \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2\text{cm}$

Soit  $a \leq \min [0.9 \times d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}] = 16.2\text{cm} \Rightarrow \mathbf{a = 16cm}$

$$V_u = 23.93 \times 10^{-3} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 0.1068 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS :**

**État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**En travée :**  $M_t = 13.65 \text{ KN.m}$        $A = 5.34 \text{ cm}^2$

**Position de l'axe neutre :**

$$\left\{ \begin{aligned} H &= \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \\ A' = 0 &\Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \\ H &= \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 5.34 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \\ H &= -6.41 \times 10^{-4} < 0 \text{ L'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T.} \end{aligned} \right.$$

**Calcul de y :**

$$\left\{ \begin{aligned} A' = 0 &\Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - \left[ 15Ad + \frac{(b - b_0)}{2} h_0^2 \right] = 0 \\ 0.05y^2 + 0.02801y - 1.8418 \times 10^{-3} &= 0 \Rightarrow Y = 0.0594 \text{ m} \Rightarrow Y = 5.94 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

**Calcul de I :**

$$\left\{ \begin{aligned} A' = 0 &\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \\ I &= \frac{60 \times 5.94^3}{3} - \frac{60 - 10}{3} (5.94 - 4)^3 + 15 \times 5.34 \times (18 - 5.94)^2 \\ I &= 15720.034 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{13.65 \times 10^{-3} \times 5.94 \times 10^{-2}}{15720.03431 \times 10^{-8}} = 5.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

**Vérification des contraintes :**  $M_a = -9.67 \text{ KN.m}$ ;  $A = 3.08 \text{ cm}^2$

**Position de l'axe neutre :**

$$\left\{ \begin{aligned} H &= \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \\ A' = 0 &\Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \\ H &= \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.08 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \\ H &= -1.668 \times 10^{-4} < 0 \text{ L'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T.} \end{aligned} \right.$$



Calcul de y :

$$\begin{cases} A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - \left[ 15Ad + \frac{(b - b_0)}{2} h_0^2 \right] = 0 \\ 0.05y^2 + 0.02462y - 1.2316 \times 10^{-3} = 0 \Rightarrow Y = 0.0458 \text{ m} \Rightarrow Y = 4.58 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul de I :

$$\begin{cases} A' = 0 \Rightarrow I = \frac{by^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \\ I = \frac{60 \times 4.58^3}{3} - \frac{60 - 10}{3} (4.58 - 4)^3 + 15 \times 3.08 \times (18 - 4.58)^2 \\ I = 10238.64 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.67 \times 10^{-3} \times 4.58 \times 10^{-2}}{10238.64 \times 10^{-8}} = 4.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

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

- **Evaluation de la flèche :** elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et celle du **CBA 93**.

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

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3)  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{441} = 0.045 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}, f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{441}{500} = 0.882 \text{ cm}$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.6 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.6 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.6 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.85 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

✓ **Contraintes  $\sigma_s$  :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ **Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

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

✓ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}}$$

$$q_{jser} = 0.6 \times G \quad \Rightarrow \quad q_{jser} = 0.6 \times 2.85 = 1.71 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.6 \times G \quad \Rightarrow \quad q_{gser} = 0.6 \times 5.2 = 3.12 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.6 \times (G + Q) \quad \Rightarrow \quad q_{pser} = 0.6 \times (5.2 + 5) = 6.12 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{1.71 \times 4.41^2}{8} = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{3.12 \times 4.41^2}{8} = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{6.12 \times 4.41^2}{8} = 12.65 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :  $y = 5.94 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$\left\{ \begin{aligned} I_0 &= \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2 \\ v &= \frac{b_0h^2/2 + (b-b_0)h_0^2/2 + 15Ad}{b_0h + (b-b_0)h_0 + 15A} \\ v &= \frac{10 \times 20^2/2 + (60-10) \times 4^2/2 + 15 \times 5.34 \times 18}{10 \times 20 + (60-10) \times 4 + 15 \times 5.34} \Rightarrow v = 8 \text{ cm} \\ I_0 &= \frac{60 \times 8^3}{3} + \frac{10 \times (20-8)^3}{3} - \frac{(60-10) \times (8-4)^3}{3} + 15 \times 5.34 \times (18-8)^2 \\ I_0 &= 22943.33 \text{ cm}^4 \\ A_s &= 5.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.34}{10 \times 18} = 0.029 \end{aligned} \right.$$

$$E_i = 32456.59 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{b \times 0.05 \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_i &= \frac{0.60 \times 0.05 \times 2.1}{(2 \times 0.60 + 3 \times 0.1) \times 0.029} = 1.45 \\ \lambda_v &= 1.45 \times 0.4 = 0.58 \end{aligned} \right.$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.53 \times (0.18 - 0.059)}{15720.034} \times 10^5 = 40.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.45 \times (0.18 - 0.059)}{15720.034} \times 10^5 = 74.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{12.65 \times (0.18 - 0.059)}{15720.034} \times 10^5 = 146.05 \text{ MPa}$$

• **Calcul de  $\mu$  :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.029 \times 40.76 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.029 \times 74.47 + 2.1} = 0.66$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.029 \times 146.05 + 2.1} = 0.81$$

- Calcul des inerties fictives :

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 22943.33}{1 + 1.45 \times 0.46} = 15139.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 22943.33}{1 + 1.45 \times 0.66} = 12896.097 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 22943.33}{1 + 1.45 \times 0.81} = 11606.19 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 22943.33}{1 + 0.58 \times 0.66} = 18251.13 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{3.53 \times 10^{-3} \times 4.41^2}{10 \times 32456.59 \times 15139.57 \times 10^{-8}} = 1.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.45 \times 10^{-3} \times 4.41^2}{10 \times 32456.59 \times 12896.097 \times 10^{-8}} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.65 \times 10^{-3} \times 4.41^2}{10 \times 32456.59 \times 11606.19 \times 10^{-8}} = 6.53 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.45 \times 10^{-3} \times 4.41^2}{10 \times 10818.86 \times 18251.13 \times 10^{-8}} = 6.35 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale  $\Delta f$  :  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.48 \times 10^{-3} \text{ m}$

$\Delta f = 0.848 \text{ cm} < f_{adm} = 0.882 \text{ cm}$  La flèche est vérifiée.

Pour les autres planchers on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à L'ELU et les vérifications à L'ELS.

Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.25.** Ferrailage des poutrelles dans les différents planchers

Poutrelles		$M_t$ (KN/ml)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{calculée} (cm^2)$
Plancher terrasse inaccessible	En Travée	9.02	0.033	0.042	0.177	1.46
	Appuis de rive	-1.35	0.029	0.037	0.177	0.22
	Appuis Int	/	/	/	/	/
Plancher terrasse accessible	En Travée	15.29	0.055	0.071	0.175	2.51
	Appuis de rive	-2.29	0.05	0.064	0.175	0.38
	Appuis Int	-8.20	0.178	0.247	0.162	1.45

Plancher à usage d'habitation	En Travée	14.65	0.053	0.068	0.175	2.41
	Appuis de rive	-2.20	0.048	0.062	0.176	0.36
	Appuis Int	-8.79	0.191	0.267	0.161	1.57
Plancher RDC	En travée	13.57	0.049	0.063	0.175	2.23
	Appuis de rive	-2.55	0.055	0.071	0.175	0.42
	Appuis Int	-10.21	0.222	0.318	0.157	1.87

Tableau III.26. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers

Poutrelles		$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{choisie} (cm^2)$	$A_{transversale}$
Plancher Sous-sol	En Travée	3.23	1.30	2T12+2T14=5.34	<i>étrier</i> $\Phi_6$ = 0.57
	Appuis de rive	0.57	0.22	1T14=1.54	
	Appuis Int	2.69		2T14=3.08	
Plancher RDC	En Travée	2.23	1.30	3T12=3.39	<i>étrier</i> $\Phi_6$ = 0.57
	Appuis de rive	0.42	0.22	1T10=0.79	
	Appuis Int	1.87		1T12+1T10 = 1.92	
Plancher à usage d'habitation	En Travée	2.41	1.30	2T12+2T10=3.84	<i>étrier</i> $\Phi_6$ = 0.57
	Appuis de rive	0.36	0.22	1T10=0.79	
	Appuis Int	1.57		1T12+1T10 = 1.92	
Plancher terrasse accessible	En Travée	2.51	1.30	4T12=4.52	<i>étrier</i> $\Phi_6$ = 0.57
	Appuis de rive	0.38	0.22	1T10=0.79	
	Appuis Int	1.45		1T12+1T10=1.92	
Plancher terrasse inaccessible	En travée	1.46	1.30	3T10=2.37	<i>étrier</i> $\Phi_6$ = 0.57
	Appuis de rive	0.22	0.22	1T10=0.79	
	Appuis Int	/		/	

➤ Vérifications à l'ELU :

-Vérification au cisaillement :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau III.27. Vérification au cisaillement

Plancher	V <sub>u</sub> (MN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Sous-sol	23.93×10 <sup>-3</sup>	1.33	Vérifiée
RDC	17.75×10 <sup>-3</sup>	0.99	Vérifiée
Habitation	15.28×10 <sup>-3</sup>	0.85	Vérifiée
Terrasse accessible	15.73×10 <sup>-3</sup>	0.87	Vérifiée
Terrasse inaccessible	10.43×10 <sup>-3</sup>	0.58	Vérifiée

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau III.28. Vérification de la contrainte du cisaillement

Plancher	V <sub>u</sub> (MN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Sous-sol	23.93×10 <sup>-3</sup>	1.54	Vérifiée
RDC+SP	17.75×10 <sup>-3</sup>	1.14	Vérifiée
Habitation	15.28×10 <sup>-3</sup>	0.98	Vérifiée
T. accessible	15.73×10 <sup>-3</sup>	1.01	Vérifiée
T. inaccessible	10.43×10 <sup>-3</sup>	0.67	Vérifiée

-Vérification des armateurs longitudinaux au voisinage des appuis :

Appuis de rive :

$$A_L \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{or} \quad A_L = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}}$$

Tableau III.29. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	V <sub>u</sub> (MN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sous-sol	23.93×10 <sup>-3</sup>	0.69	6.88	Vérifiée
RDC	17.75×10 <sup>-3</sup>	0.51	3.84	Vérifiée
Habitation	15.28×10 <sup>-3</sup>	0.44	3.84	Vérifiée
T. accessible	15.73×10 <sup>-3</sup>	0.45	3.84	Vérifiée
T. inaccessible	10.43×10 <sup>-3</sup>	0.3	3.05	Vérifiée

Appuis intermédiaires :  $A_L \geq (V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$  ,  $A_L = A_{appuis} + A_{travée}$

Tableau III.30. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u$ (MN)	$(V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sous-sol	$23.93 \times 10^{-3}$	-1.75	8.42	Vérifiée
RDC	$17.75 \times 10^{-3}$	-1.3	4.97	Vérifiée
Habitation	$15.28 \times 10^{-3}$	-1.12	4.97	Vérifiée
T. Accessible	$15.73 \times 10^{-3}$	-1	4.97	Vérifiée
T. Inaccessible	$10.43 \times 10^{-3}$	/	/	Vérifiée

Tableau III.31. Vérification des états limites de compression du béton.

Plancher	En travée			En appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)	Obs
	$M_t$ (KN.m)	$I. 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$M_a$ (KN.m)	$I. 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)		
Sous-sol	13.65	1.5720	5.16	9.67	1.0238	4.32	15	Vérifiée
RDC	9.70	1.1071	4.15	7.3	0.6902	3.92	15	Vérifiée
Habitation	10.59	1.2234	4.33	6.35	0.6902	3.41	15	Vérifiée
T. accessible	11.06	1.3912	4.25	5.89	0.6902	3.16	15	Vérifiée
T inaccessible	6.57	0.7943	3.3	/	/	/	15	Vérifiée

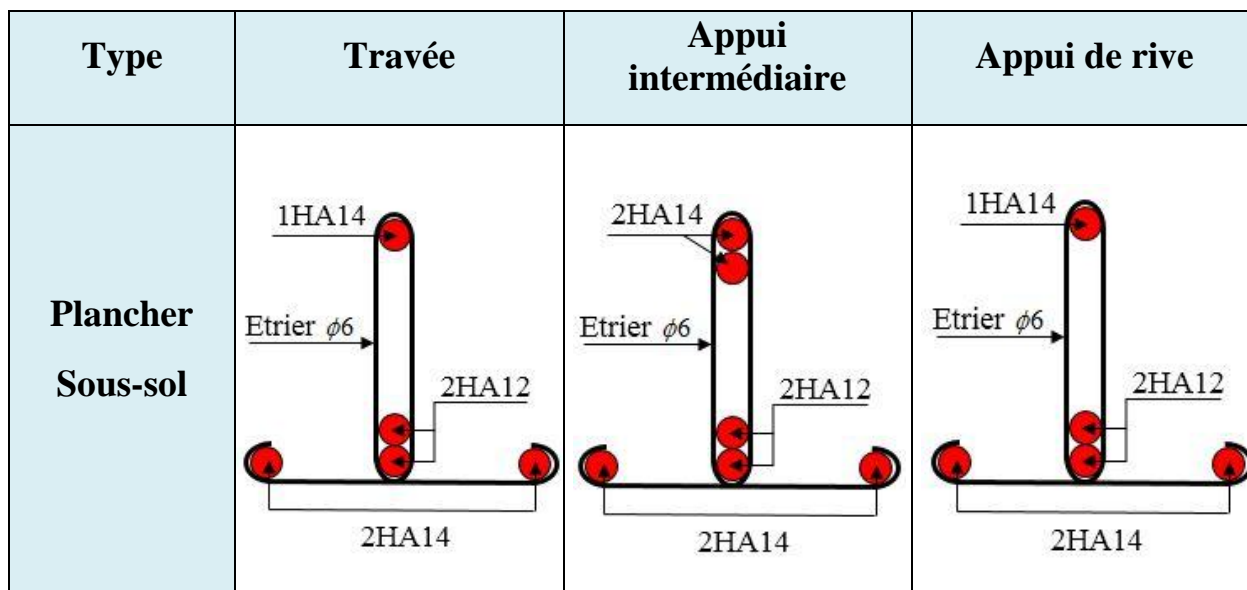
La vérification à l'état limite de déformation du béton pour tous les planchers est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des états limite de déformation

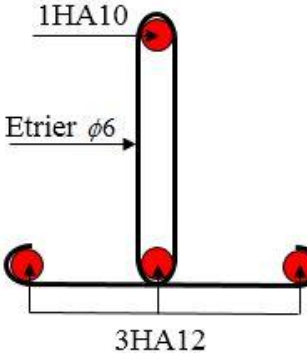
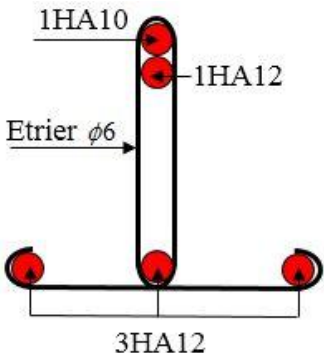
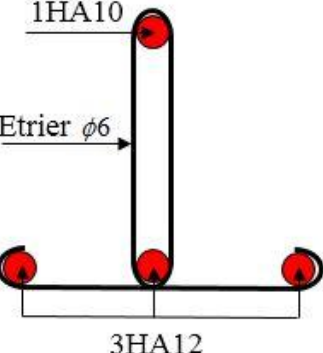
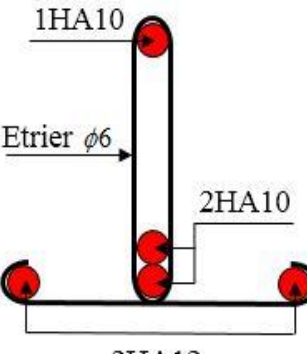
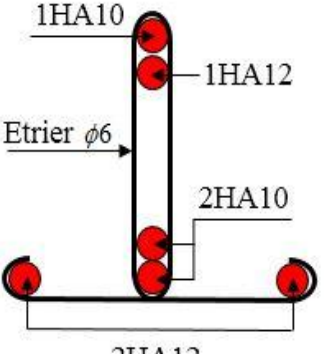
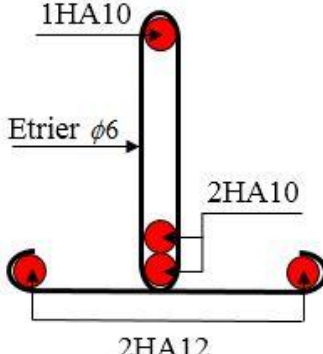
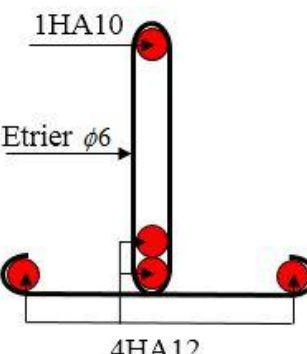
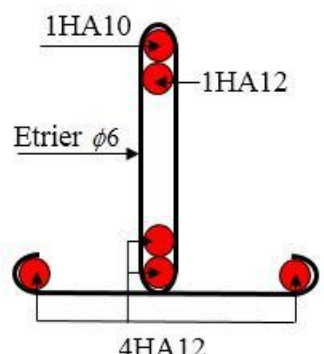
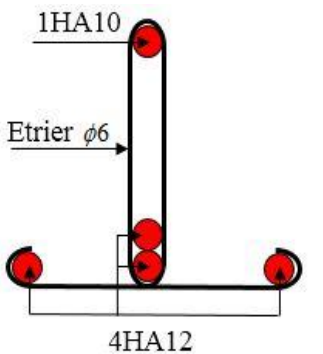
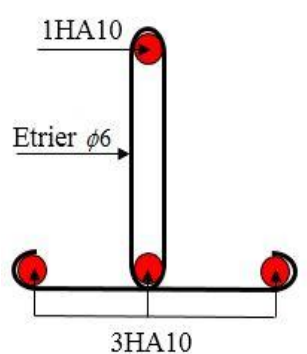
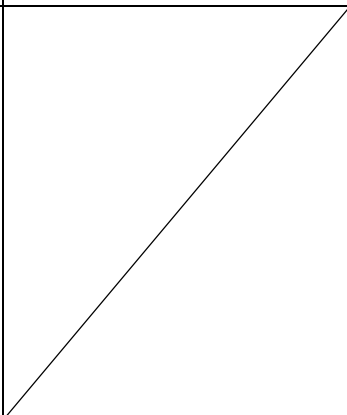
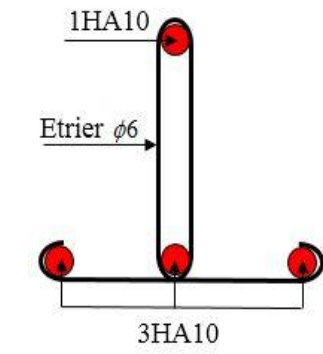
Etage	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\sigma_j$	$\sigma_g$	$\sigma_p$	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$
	(m <sup>4</sup> )										
Sous-sol	1.572	2.2943	0.029	1.45	0.58	40.7 6	74.47	146.05	0.46	0.66	0.81
RDC	1.107	1.983	0.018	2.23	0.89	59.7 4	109.01	161.41	0.44	0.64	0.74
E.C	1.223	2.058	0.021	1.96	0.78	66.2 7	120.92	155.80	0.52	0.70	0.76
T. A	1.223	2.168	0.025	1.67	0.66	56.7 1	109.44	139.28	0.52	0.71	0.77
T.I	0.794	1.783	0.012	3.34	1.33	67.9 0	137.40	161.23	0.33	0.59	0.63

Etage	$I_{fij}$	$I_{fig}$	$I_{fip}$	$I_{fjg}$	$f_{ij}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$\Delta f$	$f_{adm}$	Obs
	$(\times 10^{-4} m^4)$				$(mm)$						
Sous-sol	1.51	1.28	1.16	1.82	1.4	3	6.53	6.35	8.48	8.82	Vérifiée
RDC	1.09	0.89	0.82	1.38	1.81	4.05	6.55	7.87	8.45	8.82	Vérifiée
E.C	1.11	0.84	0.90	1.45	2.23	4.78	6.46	9.36	8.79	8.82	Vérifiée
T.A	1.26	1.08	1.04	1.61	1.96	4.44	5.87	8.95	8.42	8.82	Vérifiée
T.I	0.92	0.65	0.62	1.09	1.01	2.90	3.58	5.23	4.90	6.92	Vérifiée
Etage	$L_{max}$ (m)	$q_j$ KN/m	$q_g$ KN/m	$q_p$ KN/m	$M_j^{ser}$ KN.m	$M_g^{ser}$ KN.m	$M_p^{ser}$ KN.m				
Sous-sol	4.41	1.71	3.12	6.12	3.53	6.45	12.65				
RDC	4.41	1.71	3.12	4.62	3.32	6.07	8.98				
E.C	4.41	1.71	3.12	4.02	4.16	7.58	9.77				
T.A	4.41	1.71	3.3	4.2	4.16	8.02	10.21				
T.I	3.46	1.71	3.46	4.06	2.56	5.2	6.07				

III.2.1.4 Schéma de ferrailage des poutrelles :





<p><b>Plancher RDC</b></p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 3HA12</p>	 <p>1HA10 1HA12 Etrier <math>\phi 6</math> 3HA12</p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 3HA12</p>
<p><b>Plancher à usage d'habitation</b></p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 2HA10 2HA12</p>	 <p>1HA10 1HA12 Etrier <math>\phi 6</math> 2HA10 2HA12</p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 2HA10 2HA12</p>
<p><b>Plancher Terrasse accessible</b></p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 4HA12</p>	 <p>1HA10 1HA12 Etrier <math>\phi 6</math> 4HA12</p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 4HA12</p>
<p><b>Plancher Terrasse inaccessible</b></p>	 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 3HA10</p>		 <p>1HA10 Etrier <math>\phi 6</math> 3HA10</p>

**III.2.1.5. Ferrailage de la dalle de compression (CBA Art. B6.8.4.2.3) :**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance Fe = 235 MPA.

1) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

2) Armatures parallèles aux nervures :

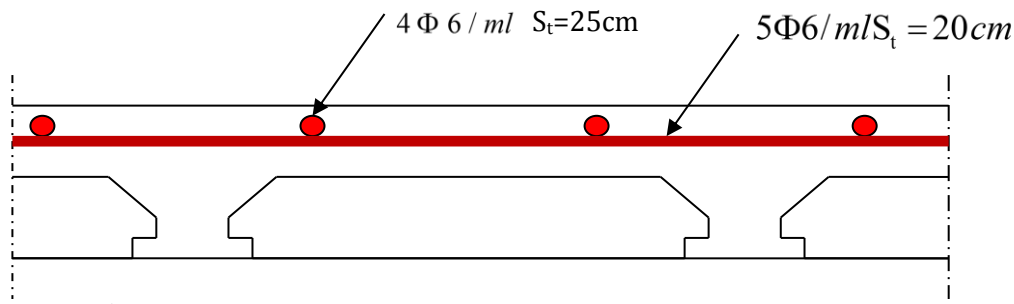
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.02}{2} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

$A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement de 20cm ( $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ ) ... Vérifiée.

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement de 25cm ( $S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ ) ... Vérifiée.

D'où on opte : un treillis soudé *TS* de maille carré  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$



**Figure III.6.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2.2. Dalles pleines :**

Les dalles sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis. Elles peuvent être assimilées à des consoles.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de Résistance.

Pour cette structure on a quatre types de dalles pleines :

1. dalle sur deux appuis.
2. dalle sur trois appuis.
3. dalle sur quatre appuis.

$l_x$  : La plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

$l_y$  : La plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

Si :  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens :  $(l_x, l_y)$

III.2.2.1. Dalle sur deux appuis : On a deux types selon la charge d'exploitation

1<sup>er</sup>Type (Panneau D1)...Annexe 6

$$\begin{cases} e = 14\text{cm} \\ G = 4.88\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

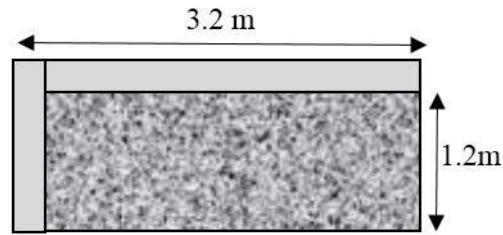


Figure III.7. Dalle sur 2 appuis  $\perp$  (type1)

$$\left. \begin{matrix} l_x = 1.2\text{m} \\ l_y = 3.2\text{m} \end{matrix} \right\} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{3.2} = 0.375 < 0.4$$

Alors, la dalle se calcul comme une console, le calcule se fait pour une bande de 1m.

❖ Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$\begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = (1.35 \times 4.88 + 1.5 \times 2.5) = 10.34\text{KN} / \text{ml} \\ M_u = -[(10.34 \times 1.2^2) / 2] = -7.44\text{KN.m} \\ V_u = (10.34 \times 1.2) = 12.41\text{KN} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} q_s = G + Q = 4.88 + 2.5 = 7.38\text{KN} / \text{ml}. \\ M_s = -[(7.38 \times 1.2^2) / 2] = -5.31\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferrailage : Le ferrailage se fait à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$ ;  $e_p=14\text{cm}$ ,  $d=12\text{cm}$ ;  $f_{c28}=25\text{Mpa}$ ;  $f_{bu} = 14.2\text{ Mpa}$ .

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ \mu_{bu} = \frac{7.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.046 \\ Z = d \times [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.118\text{m} \\ A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{7.44 \times 10}{0.118 \times 348} = 1.81\text{cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.45\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} \quad \text{Donc on ferraille avec : } A_s = 1.81\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \left( \frac{A_t}{4} \right) = \frac{1.81}{4} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ On choisit : } A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.34.** Résultats de ferrailage du 1<sup>er</sup> type de dalle

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_r$ (cm <sup>2</sup> /ml)
7.44	0.0036	0.046	0.118	1.81	1.45	4HA8=2.01	3HA8=1.51

**Vérification de l'espacement :**

**Sens principal :**

$$S_t \leq \min(3e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 \times 14; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

**Sens secondaire :**

$$S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 \times 14; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow S_t = 35\text{cm}$$

**Vérification à l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 12.41 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.103 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \\ \tau_u \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.} \end{array} \right.$$

**Vérification de la contrainte de compression de béton :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow y = 2.4\text{cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3239.42\text{cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.93 \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Etat limite de déformation :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.20} = 0.117 > \frac{1}{20} = 0.05 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{12 \times 100} = 0.001675 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

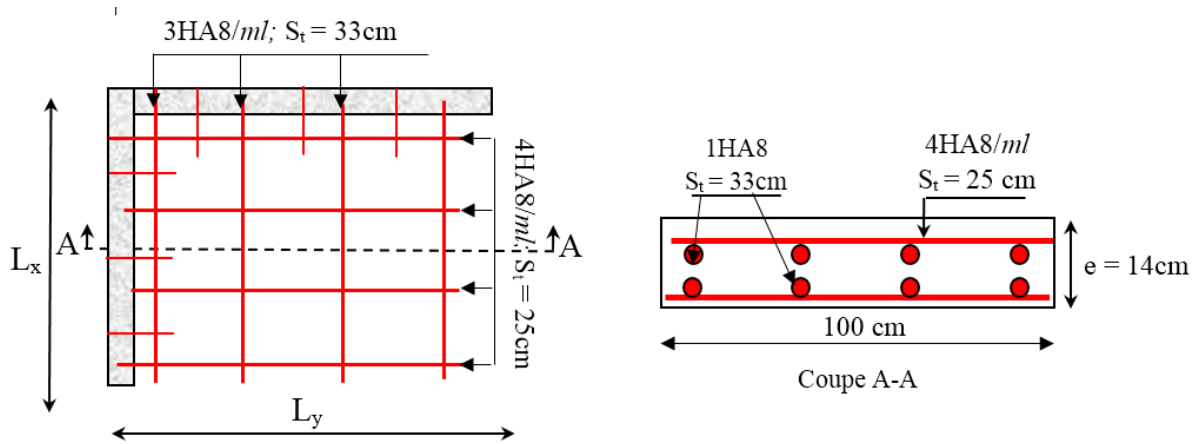


Figure III.8. Schéma de ferrailage du balcon type1.

2<sup>ème</sup> Type (Panneau D2) ...Annexe 6

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 12\text{cm} \\ G = 4.38\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q = 3.5\text{KN} / \text{m}^2 \\ P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.16\text{KN} / \text{m} \end{array} \right.$$

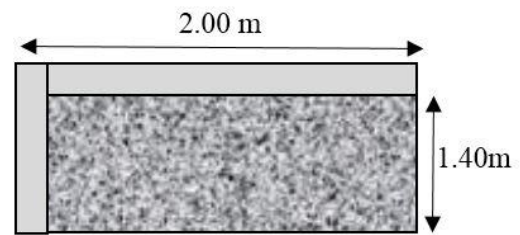


Figure III.9. Dalle sur 2 appuis ⊥ (type2)

❖ Calcul de sollicitations :

Calcul des moments :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 1.4\text{m} \\ l_y = 2\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.7 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens, le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \dots \text{Annexe 1} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0684 \times (11.16 \times 1.4^2) = 1.49\text{KN.m} \\ M_0^y = 0.4320 \times 1.49 = 0.65\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 1.49 = 1.27\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 0.65 = 0.55\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 1.49 = -0.45\text{KN.m}$$

Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bande de largeur  $b = 1\text{m}$  et d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$

**En travée :**

➤ **Sens x-x :**

$$M_x^t = 1.27 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.014 ; Z = 0.09 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1.27 \times 10}{0.09 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.7 > 0.4 \text{ et } e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.7) \times 100 \times 12 = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_x^{\min} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s^t \quad \text{On ferraille avec : } A^{\min}$$

On opte pour 3HA8=1.51 cm<sup>2</sup>

➤ **Sens-y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y^t = 0.55 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.0048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.006; Z = 0.09 \text{ m} \\ A_s = \frac{0.55 \times 10}{0.09 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s \quad \text{On opte pour 3HA8=1.51 cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis :**

➤ **Sens (x-x et y-y) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = M_y^a = -0.45 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.004 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.005; Z = 0.09 \text{ m} \\ A_s = \frac{0.45 \times 10}{0.09 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} > A_s \quad \text{donc en ferraille avec } A_{\min} \quad \text{On opte pour 3HA8=1.51 cm}^2 / \text{ml}$$

**Calcul de l'espacement :**

**En travée :**

sens x - x :  $S_t = \left(\frac{100}{3}\right) = 33.33cm \leq \min(3e; 33cm) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

sens y - y :  $S_t = \left(\frac{100}{3}\right) = 33.33cm \leq \min(4e; 45cm) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Aux appuis :  $S_t = \left(\frac{100}{3}\right) = 33.33cm \leq \min(3e; 33cm) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.35.** Résultats du ferrailage de la dalle type 2

Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{min}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2 / ml$ )	$S_t$ (cm)
Travée x-x	1.27	0.011	0.014	0.09	0.4	0.97	3HA8=1.51	33
Travée y-y	0.55	0.004	0.006	0.09	0.17	0.96	3HA8=1.51	33
Appui x-x Appui y-y	0.45	0.004	0.005	0.09	0.14	1.09	3HA8=1.51	33

❖ **Vérification :**

**A l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{aligned} V_u^x &= \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^x &= \frac{11.16 \times 1.4}{2} \times \frac{2^4}{1.4^4 + 2^4} = 6.3KN \\ \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.07MPa \\ \bar{\tau} &= \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17MPa \\ \tau_u &< \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{la condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **A l'ELS :**  $p_s = G + Q = 7.88KN/ml$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.0743 \\ \mu_y &= 0.5817 \end{aligned} \right. \dots \text{Annexe 1} \quad \left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 0.0743 \times (7.88 \times 1.4^2) = 1.15KN.m \\ M_0^y &= 0.5817 \times 1.15 = 0.67KN.m \end{aligned} \right.$$

**Calcule des moments réels :**

**En travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 1.15 = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 0.67 = 0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 1.15 = -0.34 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

**Sens x-x :**

**Calcul de y :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \\ 50y^2 + 22.65y - 203.85 = 0 \Rightarrow y = 1.80 \text{ cm} \end{cases}$$

**Calcul de I :**  $I = b \frac{y^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 1368.58 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 7.52 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$  ..... pas de risque de fissuration du béton

**Sens y-y :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 203.85 = 0$$

$y = 1.80 \text{ cm} \Rightarrow I = 1368.58 \text{ cm}^4$ .

$\sigma_{bc} = 7.18 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$ .....vérifiée

**Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

**Selon x :**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 0.98 \times 10^{-3}}{1368.58 \times 10^{-8}} \times (0.09 - 0.018) = 77.33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\eta = 1.6$        $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 77.33 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.



Selon y :  $\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$

$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.57 \times 10^{-3}}{1368.58 \times 10^{-8}} \times (0.09 - 0.018) = 44.98 MPa.$

$\sigma_{st} = 44.98 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Etat limite de déformation :

Selon x-x :

1)  $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.4} = 0.086 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{0.98}{20 \times 1.15} \right] = 0.043 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 9} = 1.68 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens y-y :

1)  $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{2} = 0.06 \geq \left[ \frac{M_t^y}{20 \times M_o^y} \right] = \left[ \frac{0.57}{20 \times 0.67} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2)  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 9} = 1.68 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens : x-x et y-y, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

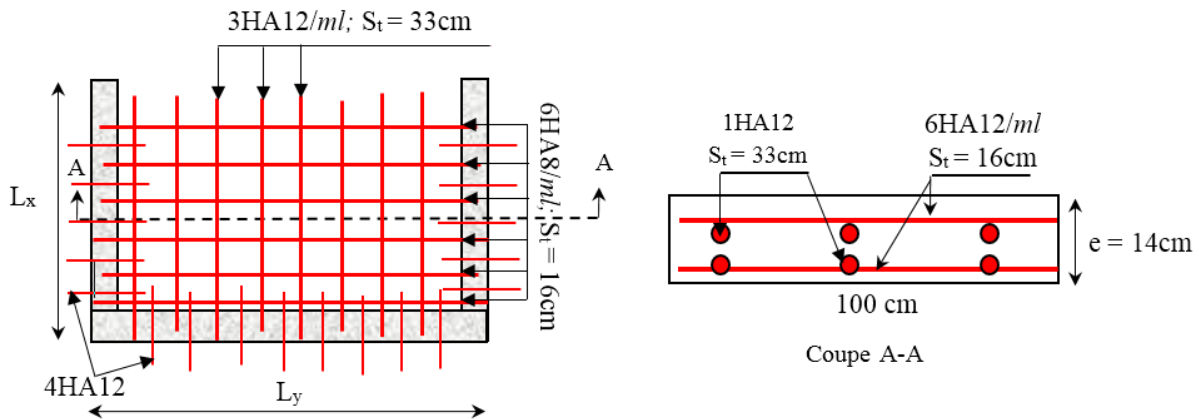


Figure III.10. Schéma de ferrailage du balcon type 2.

III.2.2.2. Dalle sur trois appuis (Panneau D3) ... Annexe 6

$l_x = 1.9m$

$l_y = 4.11m$

$l_x = 1.9m \leq \frac{l_y}{2} = 2.055m$

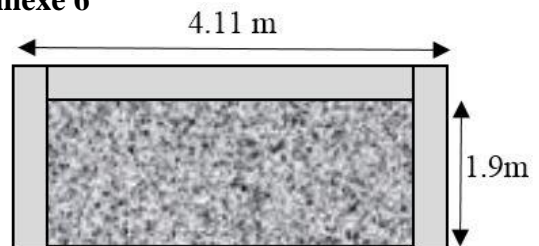


Figure III.11. Dalle sur 3 appuis

**Evaluation des charges :**

$$G = 4.88 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 4.88 + 1.5 \times 2.5) = 10.34 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (4.88 + 2.5) = 7.38 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des sollicitations :**

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} = \frac{10.34 \times 1.9^2 \times 4.11}{2} - \frac{2 \times 10.34 \times 1.9^3}{3} = 29.43 \text{ KN} \\ M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} = \frac{10.34 \times 1.9^3}{6} = 11.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_0^x = 25.01 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 M_0^y = 8.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 29.43 = -14.71 \text{ KN.m}$$

**Le Ferrailage :** Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b = 1\text{m}$  et  $e = 14\text{cm}$

**En travée :****Sens x-x :**

$$\begin{cases} M_x^t = 25.01 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.163; Z = 0.112 \text{ m} \\ A_s = \frac{25.01 \times 10}{0.112 \times 348} = 6.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :  $e = 14\text{cm}$  et  $\rho = 0.46 > 0.4$

$$\begin{cases} A_{s \min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.46) \times 100 \times 14 = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_s > A_{s \min} \text{ On ferraille avec } A_s \end{cases}$$

On opte pour :  $6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} M_x^t \rightarrow A_t^x \\ M_y^t \rightarrow A_t^y \end{cases} \Rightarrow A_t^y = \frac{8.86 \times 6.42}{25.01} = 2.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{s \min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{s \min}^y = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \end{cases}$$

On opte pour  $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -14.71 \text{KN.m}$$

$$\left. \begin{matrix} M_t^x \rightarrow A_t^x \\ M_a \rightarrow A_a \end{matrix} \right\} \Rightarrow A_a = \frac{14.71 \times 6.42}{25.01} = 3.78 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_a > A_{\min}$$

On opte pour : 4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup> / ml

Calcul de l'espacement :

En travée :

$$\text{sens } x-x : S_t = \left(\frac{100}{6}\right) = 16 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{sens } y-y : S_t = \left(\frac{100}{3}\right) = 33 \text{cm} \leq \min(4e; 45 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.36.** Résultats du ferrailage de la dalle sur 3 appuis

2 <sup>eme</sup> type de dalle	Sens	M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	S <sub>t</sub> (cm)
En travée	x-x	25.01	6.42	1.12	6HA12=6.79	16
	y-y	8.86	2.27	0.96	3HA12=3.39	30
En appui	x-x y-y	14.71	3.78	1.45	4HA12=4.52	25

Vérification :

❖ A l'ELU :

$$\left\{ \begin{matrix} V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.34 \times 1.9}{2} \times \frac{4.11^4}{1.9^4 + 4.11^4} = 9.39 \text{KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.078 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{matrix} \right.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ A l'ELS : p<sub>s</sub> = 7.38KN / ml

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} M_0^x = \frac{7.38 \times 1.9^2 \times 4.11}{2} - \frac{2 \times 7.38 \times 1.9^3}{3} = 21 \text{KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.38 \times 1.9^3}{6} = 8.44 \text{KN.m} \end{matrix} \right.$$

**Calcul des moments réel :**

**En travées :**

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 21 = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_0^y = 0.75 \times 8.44 = 6.33 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 21 = -10.50 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**

**Selon x :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d \Rightarrow y = 4.03 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = 8651.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 8.31 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

**Selon y :**

$$y = 3.02 \text{ cm}; I = 4148.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.82 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

**Etat limite de déformation :**

**Selon x :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.9} = 0.074 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{17.85}{20 \times 21}\right) = 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 12} = 0.00565 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

⇒ Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées.

**Selon y :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{4.11} = 0.034 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y}\right) = \max\left(\frac{3}{80}, \frac{6.33}{20 \times 8.44}\right) = 0.0375 \dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 12} = 0.00282 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées.

### Calcul de la flèche :

**Selon x :** Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

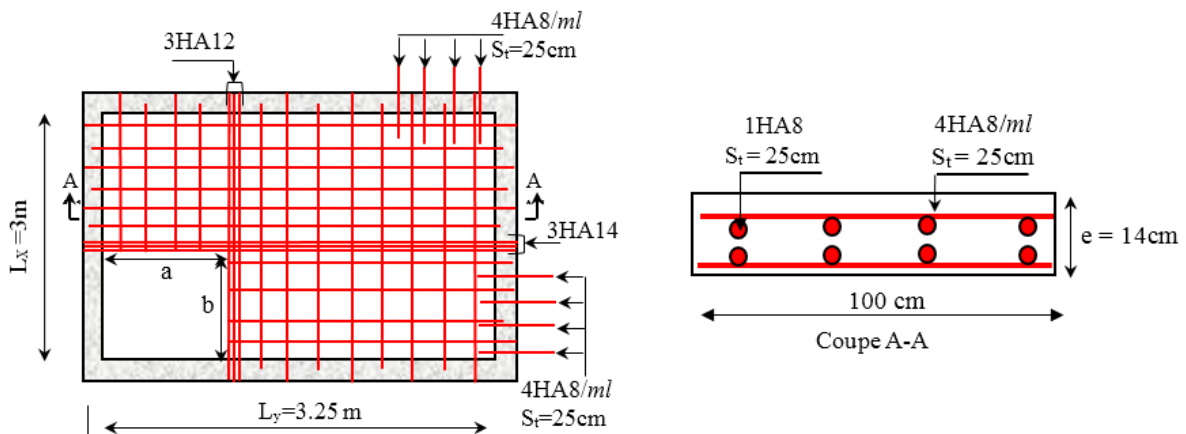
**Tableau.III.37.** Evaluation de la flèche selon x

Donné (KN/m)		Moment (KN*m)		Contrainte (MPA)		Flèche (cm)	
J	4.88	$M_j$	11.80	$\sigma_j$	163.13	$f_j$	0.111
G	3.5	$M_g$	8.47	$\sigma_g$	117	$f_g$	0.061
p	7.38	$M_p$	17.85	$\sigma_p$	246.71	$f_p$	0.201
$\Delta f = 0.170 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.38 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiées.						$f_{gv}$	0.135

**Selon y :** Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.38.** Evaluation de la flèche selon y

Donné (KN/m)		Moment (KN*m)		Contrainte (MPA)		Flèche (cm)	
J	4.88	$M_j$	4.18	$\sigma_j$	112.27	$f_j$	0.082
G	3.5	$M_g$	3	$\sigma_g$	80.52	$f_g$	0.058
p	7.38	$M_p$	6.32	$\sigma_p$	169.79	$f_p$	0.202
$\Delta f = 0.238 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.822 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiées.						$f_{gv}$	0.176



**Figure III.12.** Ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.2.2.3. Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur (Panneau D4)... Annexe 6

❖ Evaluation des charges :

$$\begin{cases} e = 14\text{cm} \\ G = 4.88\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN} / \text{m}^2 \\ P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.34\text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

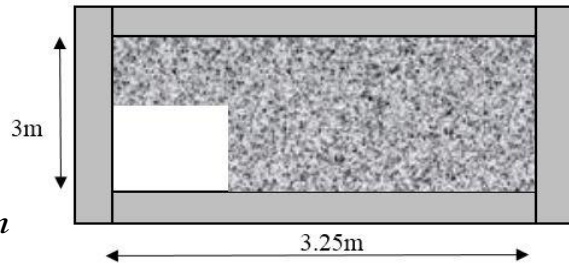


Figure III.13. Dalle avec ouverture pour ascenseur

❖ Calcul de sollicitations :

Calcul des moments :

$$\left. \begin{matrix} l_x = 3\text{m} \\ l_y = 3.25\text{m} \end{matrix} \right\} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens, le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \dots \text{Annexe 1} \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 0.0437 \times (10.34 \times 3^2) = 4.07\text{KN.m} \\ M_0^y = 0.8251 \times 4.07 = 3.36\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75M_0^x = 0.75 \times 4.07 = 3.05\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75M_0^y = 0.75 \times 3.36 = 2.52\text{KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 4.07 = -2.03\text{KN.m}$$

Ferraillage :

En travée :

Sens x-x

$$\begin{cases} M_x^t = 3.05\text{KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.019; Z = 0.119\text{m} \\ A_x^t = \frac{3.05 \times 10}{0.119 \times 348} = 0.74\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} \rho = 0.92 > 0.4; e = 14\text{cm} \\ A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.92) \times 100 \times 14 = 1.16\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_x^{\min} = 1.16\text{cm}^2 / \text{ml} > A_x^t \quad \text{On ferraille avec : } A^{\min} \end{cases}$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>

Sens y-y :

$$\begin{cases} M_y^t = 2.52 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.015; Z = 0.119 \text{ m} \\ A_s = \frac{2.52 \times 10}{0.119 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s \end{cases}$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> / ml

Aux appuis :

Sens (x-x et y-y) :

$$\begin{cases} M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 4.07 = -2.03 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.001 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.013; Z = 0.119 \text{ m} \\ A_s = \frac{2.03 \times 10}{0.119 \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min} > A_s \text{ donc en ferraille avec } A_{\min} \end{cases}$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> / ml

Calcul de l'espacement :

En travée :

sens x - x :  $S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

sens y - y :  $S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Aux appuis :  $S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.39.** Résultats du ferrailage de la dalle avec ouverture pour ascenseur

Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$S_t$ (cm)
Travée x-x	3.05	0.015	0.019	0.119	0.74	1.16	4HA8=2.01	25
Travée y-y	2.52	0.012	0.015	0.119	0.61	1.12	4HA8=2.01	25
Appui x-x Appui y-y	2.03	0.001	0.013	0.119	0.49	1.45	4HA8=2.01	25

**Vérification :**

**A l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{aligned} V_u^x &= \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^x &= \frac{10.34 \times 3}{2} \times \frac{3.25^4}{3^4 + 3.25^4} = 8.98 \text{ KN} \\ \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.07 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} &= \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \\ \tau_u &< \bar{\tau} \dots \dots \text{la condition est vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **A l'ELS :**  $p_s = G + Q = 7.38 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.0509 \\ \mu_y &= 0.8799 \quad \dots \text{Annexe 1} \end{aligned} \right. \quad \left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 0.0509 \times (7.38 \times 3^2) = 3.38 \text{ KN.m} \\ M_0^y &= 0.8799 \times 3.38 = 2.97 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

**Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$\left\{ \begin{aligned} M_x^t &= 0.75 M_0^x = 0.75 \times 3.38 = 2.53 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.75 M_0^y = 0.75 \times 2.97 = 2.23 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

**En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 3.38 = -1.69 \text{ KN.m}$$



La vérification de la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Sens x-x :

Calcul de y :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 361.8 = 0 \\ y = 2.40\text{cm} \end{cases}$$

Calcul de I :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3239.42\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.87\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

Sens y-y :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 361.8 = 0 \\ y = 2.40\text{cm} \\ I = 3239.42\text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.65\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Etat limite de déformation :

Selon x-x :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.14}{3} = 0.046 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{2.53}{20 \times 3.38} \right] = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 1.675 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.14}{3} = 0.043 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{2.23}{20 \times 2.97} \right] = 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 1.675 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens :x-x et y-y

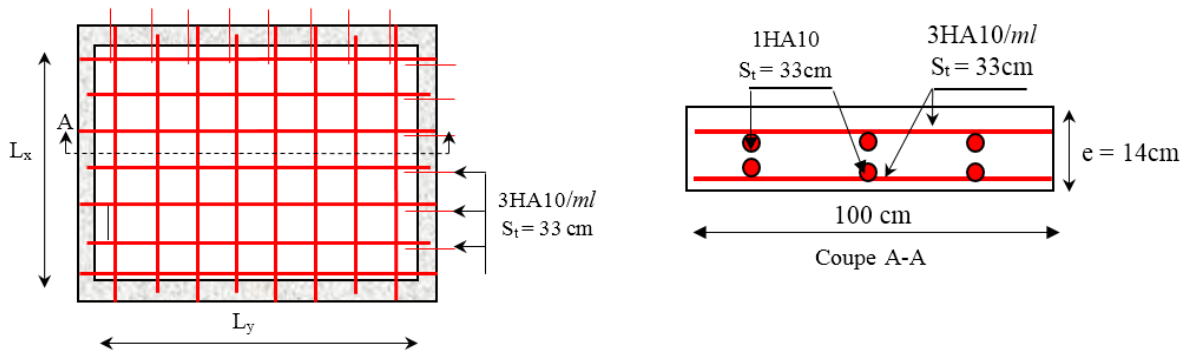


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle avec ouverture

III.2.2.4. Dalle sur quatre appuis (Panneau D5)...Annexe 6 :

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} e = 14\text{cm} \\ G = 4.88\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q = 5\text{KN} / \text{m}^2 \\ P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.01\text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

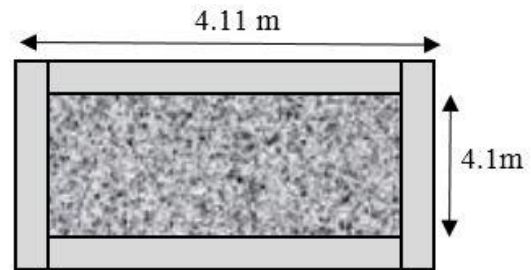


Figure III.15. Dalle pleine sur quatre appuis

❖ Calcul de sollicitations :

Calcul des moments :

$$\left. \begin{matrix} l_x = 4.1\text{m} \\ l_y = 4.11\text{m} \end{matrix} \right\} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{4.11} = 1 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens, le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 0.0368 \times (14.01 \times 4.1^2) = 8.67\text{KN.m} \\ M_0^y = 1 \times 8.67 = 8.67\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 8.67 = 7.37\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75M_0^y = 0.75 \times 8.67 = 6.50\text{KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 8.67 = -4.33\text{KN.m}$$

**Ferraillage :**

**En travée :**

**Sens x-x**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 7.37 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.046; Z = 0.118 \text{ m} \\ A_x^t = \frac{7.37 \times 10}{0.118 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 1 > 0.4; e = 14 \text{ cm} \\ A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 1) \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_x^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_x^t \quad \text{On ferraille avec : } A_x^t \end{array} \right.$$

On opte pour 3HA10=2.36cm<sup>2</sup>/ml

**Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y^t = 6.5 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.041; Z = 0.118 \text{ m} \\ A_s = \frac{6.5 \times 10}{0.118 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

**Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \quad \text{On opte pour } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

**Aux appuis :**

**Sens (x-x et y-y) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -4.33 \text{ KN.m} \\ \mu_{bu} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.027; Z = 0.119 \text{ m} \\ A_s = \frac{4.33 \times 10}{0.119 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{aligned} A_x^{\min} = A_y^{\min} &= 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min} &> A_s \text{ donc en ferraille avec } A_{\min} \end{aligned} \right.$$

On optepour 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup> / ml

Calcul de l'espacement :

En travée :

sens x - x :  $S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 33.33 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

sens y - y :  $S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 33.33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Aux appuis :  $S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 33.33 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.40. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis

Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$S_t$ (cm)
Travée x-x	7.37	0.036	0.046	0.118	1.79	1.12	3HA10=2.36	33
Travée y-y	6.5	0.032	0.041	0.118	1.58	1.12	3HA10=2.36	33
Appui x-x Appui y-y	4.33	0.021	0.027	0.119	1.05	1.45	3HA10=2.36	33

❖ Vérification :

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{aligned} V_u^x &= \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^x &= \frac{14.01 \times 4.1}{2} \times \frac{4.11^4}{4.1^4 + 4.11^4} = 14.43 \text{ KN} \\ \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.120 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} &= \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \\ \tau_u &< \bar{\tau} \dots \text{la condition vérifiée} \\ \text{Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.} \end{aligned} \right.$$

A P'ELS :  $p_s = G + Q = 9.88 \text{KN} / \text{ml}$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 0.0441 \times (14.01 \times 4.1^2) = 10.38 \text{KN.m} \\ M_0^y = 0.1 \times 10.38 = 1.038 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments réels :**

**En travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 10.38 = 8.82 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 1.038 = 0.78 \text{KN.m} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 10.38 = -5.19 \text{KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

**Sens x-x :**

**Calcul de y :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 361.8 = 0 \\ y = 2.58 \text{ cm} \end{cases}$$

**Calcul de I:**  $I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 4006.55 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 5.68 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} y = 2.58 \text{cm} \\ I = 4006.55 \text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 0.50 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**Etat limite de déformation :**

**Selon x-x :**

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.14}{4.1} = 0.034 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{8.82}{20 \times 10.38} \right] = 0.042 \dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36}{100 \times 12} = 1.97 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots \text{vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.14}{4.1} = 0.034 \geq \left[ \frac{M_t^y}{20 \times M_o^y} \right] = \left[ \frac{0.78}{20 \times 1.038} \right] = 0.037 \dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36}{100 \times 12} = 1.97 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées.

### Calcul de la flèche :

**Selon x :** Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

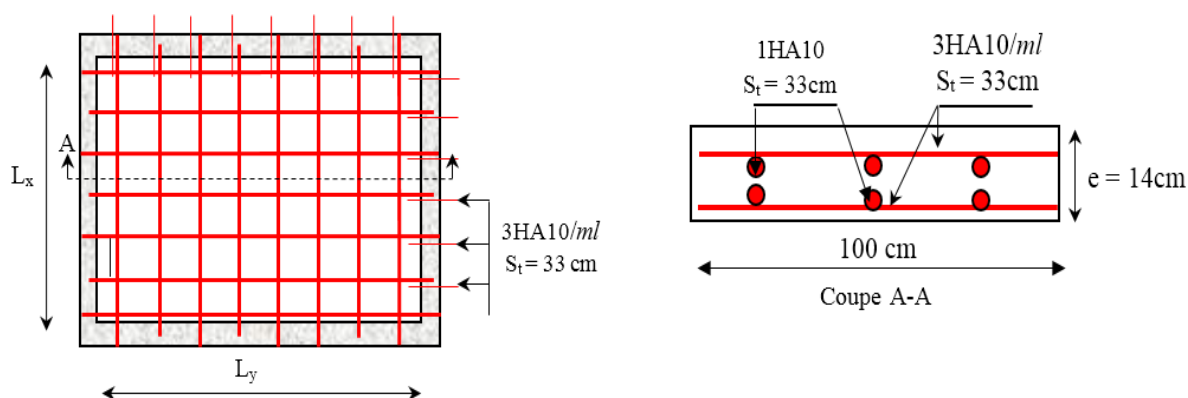
**Tableau.III.41.** Evaluation de la flèche selon x

Donné (KN/m)		Moment (KN*m)		Contrainte (MPA)		Flèche (cm)		
J	4.88	$M_j$	0.27	$\sigma_j$	10.32	$f_j$	0.005	
G	3.5	$M_g$	0.19	$\sigma_g$	7.40	$f_g$	0.003	
p	9.88	$M_p$	0.54	$\sigma_p$	20.89	$f_p$	0.01	
$\Delta f = 0.013 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.822 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiées.							$f_{gv}$	0.011

**Selon y :** les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.42.** Evaluation de la flèche selon y

Donné (KN/m)		Moment (KN*m)		Contrainte (MPA)		Flèche (Cm)		
J	4.88	$M_j$	3.07	$\sigma_j$	116.97	$f_j$	0.06	
G	3.5	$M_g$	2.20	$\sigma_g$	83.89	$f_g$	0.043	
p	9.88	$M_p$	6.22	$\sigma_p$	236.82	$f_p$	0.210	
$\Delta f = 0.24 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.82 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiées.							$f_{gv}$	0.131



**Figure III.16.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

**III.3. Etude des escaliers :**

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm.

**III.3.1. Escalier type1 (Sous-sol + RDC) :**

Les escaliers (Sous-sol+ RDC) sont des escaliers à 03 volées, leurs calculs se font de la manière suivante :

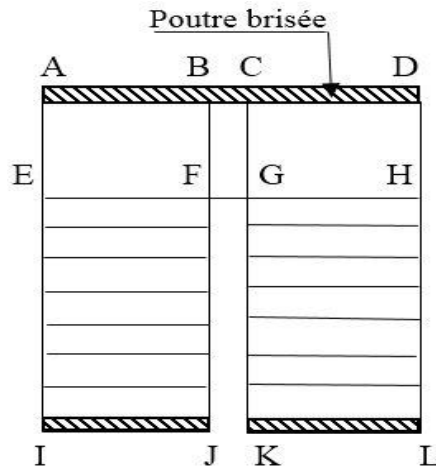


Figure III.17. Schéma de l'escalier pour Sous-sol et RDC

**1<sup>er</sup> partie AI=DL :**

**Charges et surcharges :**

$$\begin{cases} G_{Palier} = 5.11 \text{KN} / \text{m}^2 \\ G_{Volée} = 9.23 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_{Escalier} = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

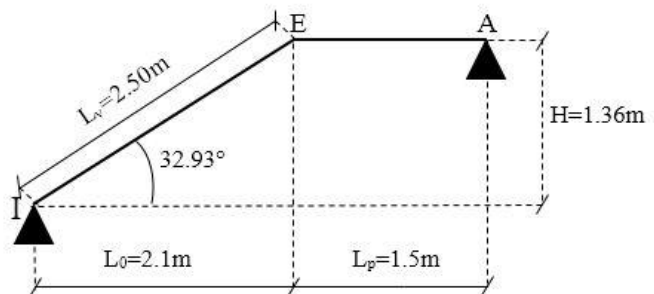


Figure III.18. Schéma statique de la partie AI=DL

**Combinaison de charges :**

**Pour la volée :**

$$\begin{cases} \text{ELU} : q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = 16.21 \text{KN} / \text{m} \\ \text{ELS} : q_{vs} = G + Q = 11.73 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

**Pour le palier :**

$$\begin{cases} \text{ELU} : q_{pu} = 1.35G + 1.5Q = 10.65 \text{KN} / \text{m} \\ \text{ELS} : q_{ps} = G + Q = 7.61 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

**Schéma statique :**

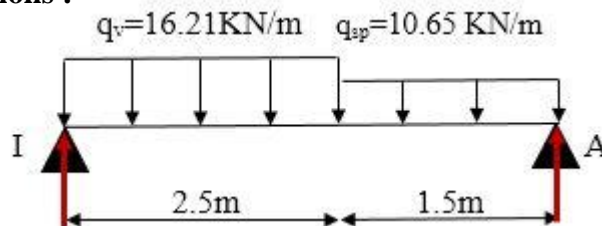


Figure III.19. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AI)

### Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :  $\begin{cases} R_I = 30.8KN \\ R_A = 25.6KN \end{cases}$

### Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections :

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.5m$**

$$\begin{cases} T = 16.21x - 30.8 \\ M = -8.1x^2 + 30.8x \end{cases}$$

Pour  $x=0$  :  $\begin{cases} T = -30.8KN \\ M = 0KN.m \end{cases}$

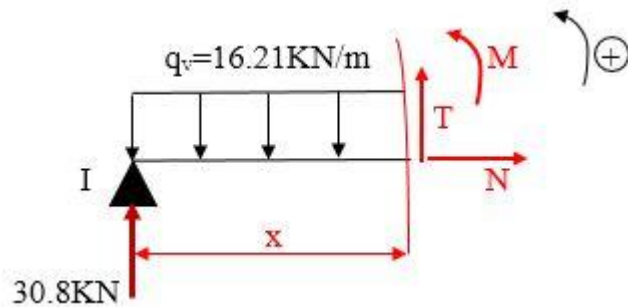


Figure III.20. Schéma de tronçon 1

Pour  $x=2.5$  :  $\begin{cases} T = 9.7KN \\ M = 26.37KN.m \end{cases}$

### Calcul $M^{\max}$ :

$$M^{\max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.9m$$

$$M^{\max} = 29.28KN.m$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $2.5 < x < 4m$**

$$\begin{cases} T = 10.65x - 16.9 \\ M = -5.32x^2 + 16.9x + 17.37 \end{cases}$$

Pour  $x=2.5$  :  $\begin{cases} T = 9.7KN \\ M = 26.37KN.m \end{cases}$

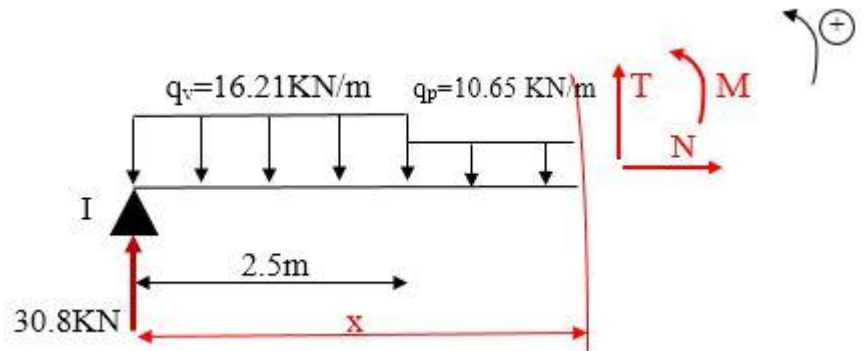


Figure III.21. Schéma de tronçon 2

Pour  $x=4$  :  $\begin{cases} T = 25.7KN \\ M = 0KN.m \end{cases}$

### Calcul $M^{\max}$ :

$$M^{\max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.6m$$

$$M^{\max} = 30.8KN.m$$



**Calcul des moments réels**

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 30.8 = 23.1 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 30.8 = -15.4 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

**En travée :**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.1 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.096 < 0.186 \\ \alpha &= 0.127; Z = 0.123 \text{ m} \\ A_t &= \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{23.1 \times 10}{0.123 \times 348} = 5.39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{aligned} A_{\min} &= 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_t &> A_{\min} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{15.4 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.064 < 0.186 \\ \alpha &= 0.083; Z = 0.126 \text{ m} \\ A_a &= \frac{15.49 \times 10}{348 \times 0.126} = 3.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned} \right.$$

$A_a > A_{\min} \dots \text{Condition vérifiée}$

On optepour  $A_a = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Vérifications :**

**À l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\tau} &= 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u &= \frac{T}{b.d} = \frac{30.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

**Calcul des armatures de répartition :**

**En travée :**  $A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit :  $3 \text{ HA}8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

**En appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 3HA8 = 1.51cm<sup>2</sup>/ml.

**Espacement des barres :**

Travée :  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}$

Appuis:  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}$

Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{cm}$

➤ **À l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

**En travée :**

$R_t = 22.30 \text{KN}$  et  $R_A = 18.44 \text{KN}$ ;  $M_{ser}^{max} = 22.34 \text{KN.m}$  avec :  $X = 1.6 \text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 0.75 \times 22.34 = 16.75 \text{KN.m} \\ 50y^2 + 5.65 \times 15 \times y - 15 \times 5.65 \times 13 = 0 \\ y = 3.92 \text{cm}; \quad I = 8995.21 \text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 7.3 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser.a} = -11.17 \text{KN.m} \\ 50y^2 + 15 \times 3.93 \times y - 15 \times 3.93 \times 13 = 0 \\ y = 3.37 \text{cm}; \quad I = 6742.59 \text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 5.58 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right)$

2)  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$  **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{0.15}{4} = 0.0375 \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{16.75}{20 \times 22.34}\right) = 0.0375 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

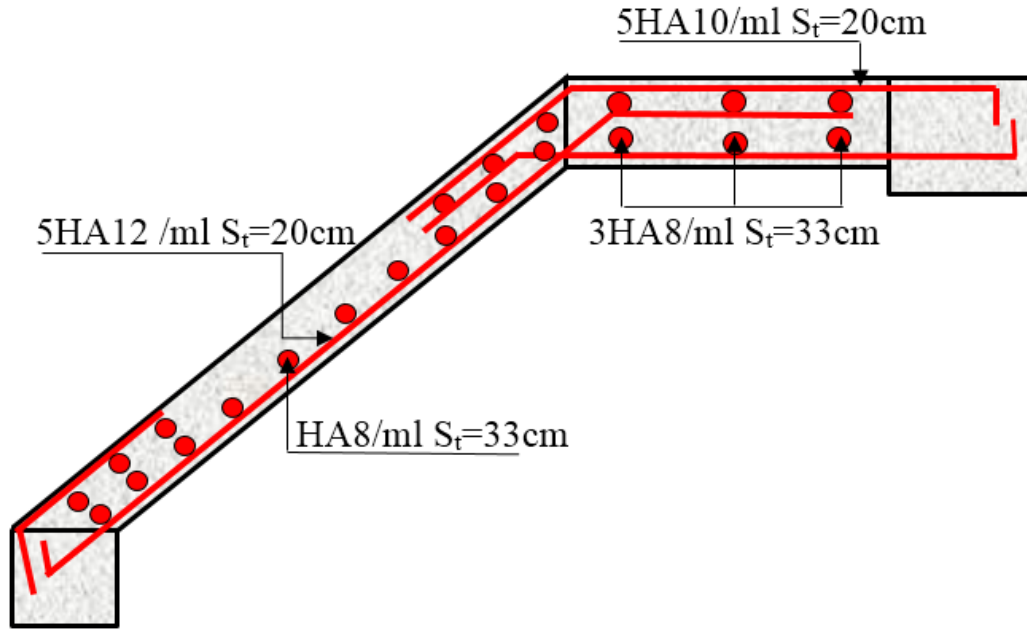


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (partie AI)

2<sup>ème</sup> partie BC :

Charges et surcharges :

$$\begin{cases} G_{Volée} = 9.23KN / m^2 \\ Q_{Escalier} = 2.50KN / m^2 \\ P = 9 \times 0.1 \times 1 = 0.9KN \end{cases}$$

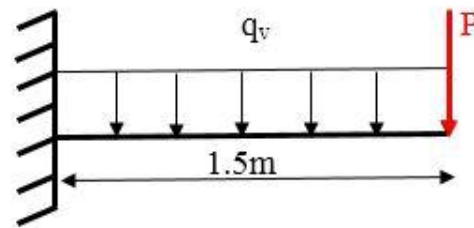


Figure III.23. Schéma de la partie BC

Ce type se calcul comme une console.

Calcul à L'ELU :

Combinaisons des charges :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_{vu} = 1.35G + 1.5Q = 16.21KN / m \\ \text{ELS: } q_{vs} = G + Q = 11.73KN / m \\ \text{ELU: } P_u = 1.35 \times 0.9 = 1.215KN \\ \text{ELS: } P_s = 0.9KN \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_u^{\max} = -P_u \times 1.5 - q_u \times \frac{1.5^2}{2} = -20.06 KN.m$$

$$M_s^{\max} = -P_s \times 1.5 - q_s \times \frac{1.5^2}{2} = -14.55KN.m$$

$$V_u^{\max} = R_u = P_u + q_u \times l = 1.215 + 16.21 \times 1.5 = 25.53KN$$

$$V_s^{\max} = R_s = P_s + q_s \times l = 0.9 + 11.73 \times 1.5 = 18.49KN$$

Tableau.III.43. Ferrailage de la partie BC

$M_u (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{calculée} (cm^2 / ml)$	$A_{min} (cm^2 / ml)$	$A_{choisit} (cm^2 / ml)$	$A_{répartition} (cm^2 / ml)$
20.06	0.084	0.11	0.124	4.65	1.57	5HA12/ml 5.65	4HA8 2.01

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

$$\left\{ \begin{aligned} A_{min} &= 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2 / ml \\ A_t &> A_{min} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{choisit}}{3} = 1.88 cm^2 \dots \text{on opte pour } 4HA8 = 2.01 cm^2 / ml$$

**Espacement des barres :**

Sens principale :  $S_t \leq \min(2 \times e; 25) cm \Rightarrow S_t = 20 cm$

Sens secondaire:  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) cm \Rightarrow S_t = 25 cm$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\tau} &= 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 MPa \\ \tau_u &= \frac{V}{b.d} = \frac{25.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 MPa < \bar{\tau} \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

**Calcul a L'ELS :**

✓ **Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 14.55 KN.m \\ 50y^2 + 5.65 \times 15 \times y - 15 \times 5.65 \times 13 &= 0 \\ y &= 3.92 cm; \quad I = 8995.21 cm^4 \\ \sigma_{bc} &= 6.34 MPa < \bar{\sigma} = 15 MPa \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right)$

2)  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$  **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) = 0.05 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

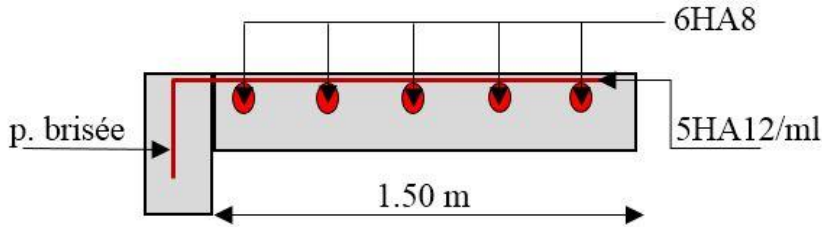


Figure III.24. Schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie (BC)

**III.3.2. Escalier type 2 (étage courant) :**

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargés.

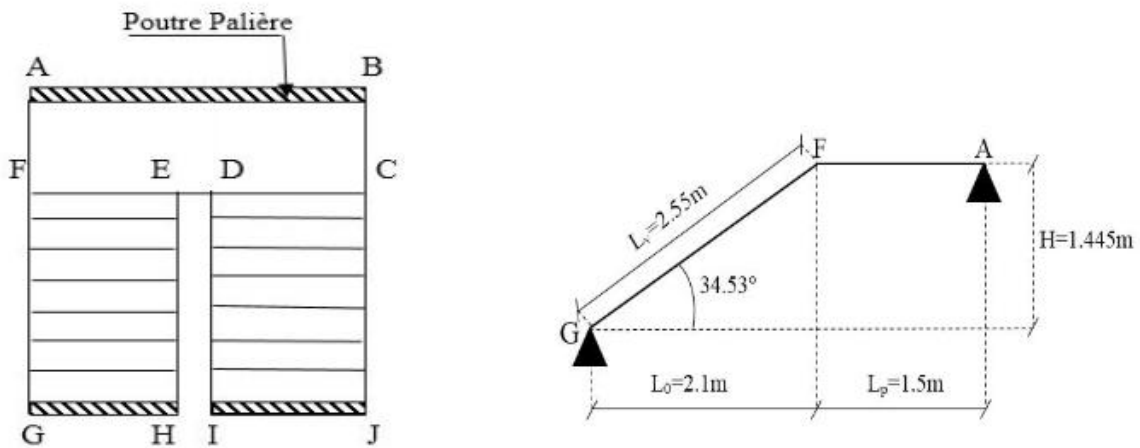


Figure III.25. Schéma statique de l'escalier type 2 (étage courant)

**Charges et surcharges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{Palier} = 5.11 \text{KN} / \text{m}^2 \\ G_{Volée} = 8.17 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_{Escalier} = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

**Combinaison de charges :**

**Pour la volée :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.78 \text{KN} / \text{m}$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.67 \text{KN} / \text{m}$

Pour le palier :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 7.61 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

Réactions des appuis :

Calcul par la méthode de la RDM

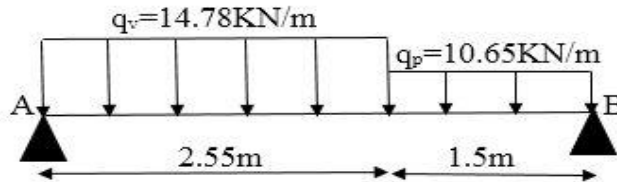


Figure III.26. Schéma statique à l'ELU

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2.55 \times 14.78 + 1.5 \times 10.65$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 53.66 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1.5)^2}{2} 10.65 + 14.78 \times 2.55 \times \left( \frac{(2.55)}{2} + 1.5 \right) \right] / 4.05$$

$$\Rightarrow R_A = 28.78 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 24.88 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections :

Tronçon I :  $0 \leq x \leq 2.55 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = 28.78 - 14.78x \Rightarrow T_{\max} = 28.78 \text{ KN} = \max(T_0 = 28.78 \text{ KN et } T_{2.55} = -8.91 \text{ KN}) \\ M(x) = 28.78x - 14.78 \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_0 = 0; M_{2.55} = 25.33; M_{\max} = 28.02 \quad (\text{KN.m}) \\ \frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = 1.94 \text{ m} \end{cases}$$

Tronçon II :  $2.55 \text{ m} \leq x \leq 4.05 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = 18.25 - 10.65x \Rightarrow T_{\max} = -24.88 \text{ KN} = \max(T_{2.55} = -8.91 \text{ KN et } T_{4.05} = -24.88 \text{ KN}) \\ M(x) = -5.32x^2 + 18.24x + 13.47 \Rightarrow M_{2.55} = 25.39; M_{4.05} = 0; M_{\max} = 29.10 \quad (\text{KN.m}) \\ \frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = 1.71 \text{ m} \end{cases}$$

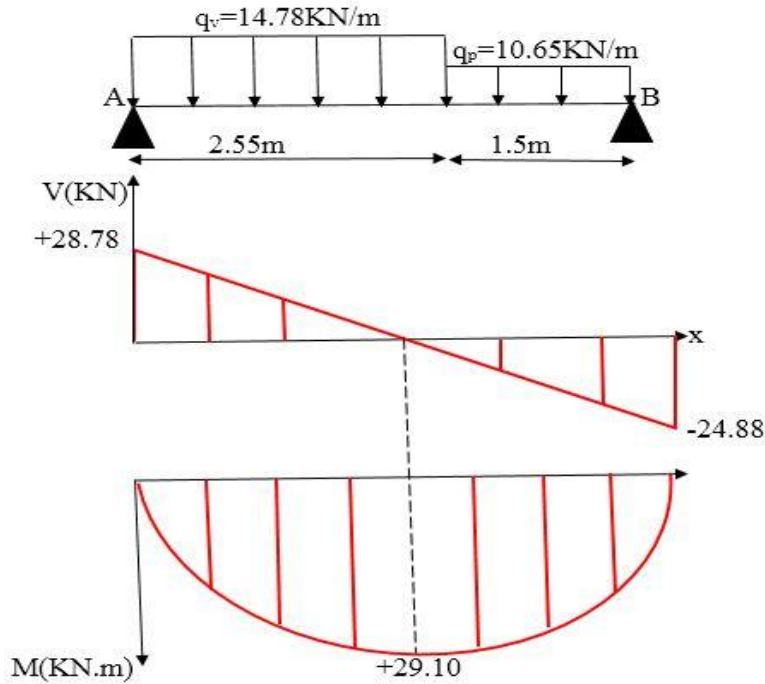


Figure III.27. Diagramme de l'effort tranchant et moment

$$\begin{cases} M^{\max} = 29.10 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 28.78 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 29.10 = 21.82 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 29.10 = -14.55 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

En travée :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.82 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.091 < 0.186 \\ \alpha = 0.119; Z = 0.124 \text{ m} \\ A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{19.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.124} = 5.06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_t > A_{\min} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_t = 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{14.55 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.061 < 0.186 \\ \alpha &= 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.061)}) = 0.079; Z = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 0.126 \text{ m} \\ A &= \frac{7.66 \times 10}{348 \times 0.126} = 3.32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned} \right.$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup> / ml

**Vérifications :**

**À l'ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\tau} &= 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u &= \frac{V}{b.d} = \frac{28.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

**Calcul des armatures de répartition :**

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 3HA8/ml = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml.

**En appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on choisit : 3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml

✓ **Espacement des barres :**

- **Travée:**  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$
- **Appuis:**  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$
- **Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **À l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

**En travée :**

$R_a = 20.76 \text{ KN}$  et  $R_b = 17.86 \text{ KN}$ ;  $M_{ser}^{max} = 20.19 \text{ KN.m}$  avec:  $X = 1.94 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 0.75 \times 20.19 = 15.14 \text{ KN.m} \\ 50y^2 + 5.65 \times 15 \times y - 15 \times 5.65 \times 13 &= 0 \\ y &= 3.92 \text{ cm}; \quad I = 8995.21 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} &= 6.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$



Aux appuis :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser.a} = -10.09 \text{ KN.m} \\ 50y^2 + 15 \times 3.93 \times y - 15 \times 3.93 \times 13 &= 0 \\ y &= 3.37 \text{ cm}; \quad I = 6742.59 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} &= 5.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.05} = 0.037 < \max\left(\frac{3}{80}; \frac{15.14}{20 \times 20.19}\right) = 0.0375 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche.

Tableau III.44. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier Type2

L(m)	As(cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.05	5.65	11.3	6.66	15.14	8995.21	190064
Y(cm)	f <sub>ji</sub> (cm)	f <sub>gi</sub> (cm)	f <sub>pi</sub> (cm)	f <sub>gv</sub> (cm)	Δf(cm)	F <sub>adm</sub> (cm)
3.92	0.064	0.019	0.106	0.052	0.075	0.81

$$\Delta f = 0.075 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.81 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

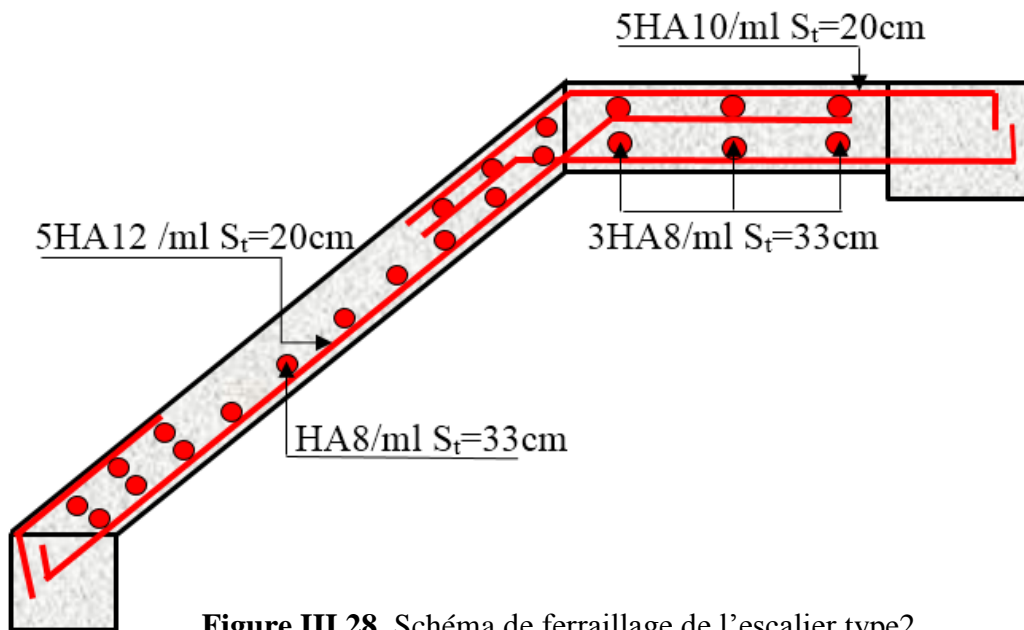


Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type2

III.3.3. Escalier type 3 (Accès logements) :

Calcul les sollicitations :

$$\begin{cases} G_v = 7.73 \text{ KN/ml.} \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

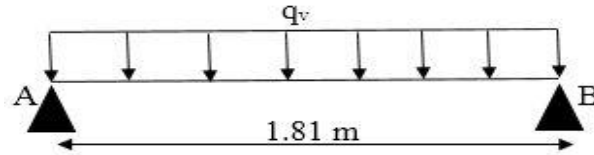


Figure III.29 Schéma statique à L'ELU.

➤ A L'ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.73) + (1.5 \times 2.5) = 14.18 \text{ KN/m} \\ M_0^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.18 \times 1.81^2}{8} = 5.81 \text{ KN.m} \\ M_t^u = 0.75 \times M_0^u = 4.36 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 \times M_0^u = -2.90 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.18 \times 1.81}{2} = 12.83 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} q_s = G_v + Q_v = 7.73 + 2.5 = 10.23 \text{ KN/m} \\ M_0^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10.23 \times 1.81^2}{8} = 4.19 \text{ KN.m} \\ M_t^u = 0.75 \times M_0^u = 3.14 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 \times M_0^u = -2.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.45. Résultat du ferraillage

Moment (KN/m)		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	4.36	0.021	0.027	0.119	1.05	1.45	3HA10=2.36
Appui	2.90	0.014	0.018	0.119	0.7	1.45	3HA10=2.36

$A_{cal} < A_{min} \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_{min}$

**Vérifications :**

**À l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau} = 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{MPa} \\ \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{14.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.12 \text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{A_{choisie}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_a \geq \frac{A_{choisie}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \quad \text{On choisit : 4HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**Espacement des barres :**

- a) sens principal:  $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{cm}$
- b) Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{cm}$

**À l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

**Vérification de l'état limite de compression du béton :**

**Tableau III.46.** Résultats de calcul des contraintes dans le béton

Sens	$M_s(\text{KN.m})$	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation
En travée	3.14	2.58	3713.72	3.03	15	Vérifiée
En appui	2.1	2.58	3713.72	2.01	15	Vérifiée

**Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.81} = 0.077 \geq \frac{1}{20} = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 12} = 0.00197 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

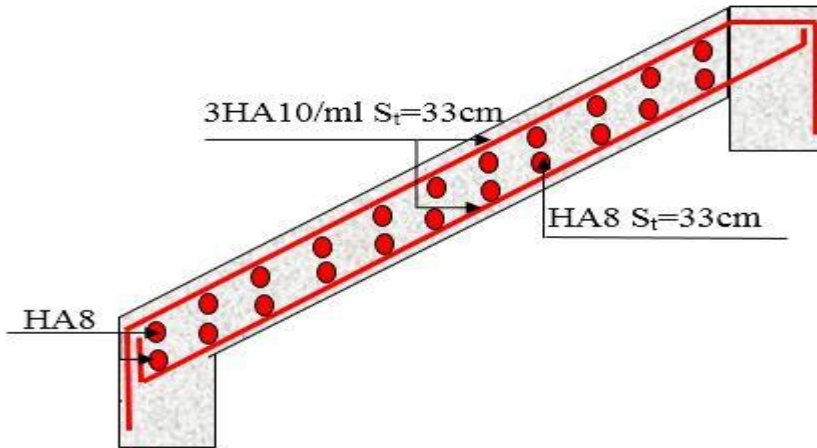


Figure III.30. Schéma de ferrailage de l'escalier type3

**III.4. Etude de la poutre palière (escalier étage courant) :**

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous efforts tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

**Les charges sur la poutre :**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m.}$$

$G_m$  : poids du mur D.C sur la poutre

$$G_m = 2.76 \times (1.44 - 0.35) = 3.01 \text{ KN/ml.}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (figure III.26) :

$$\begin{cases} R_B^U = 24.88 \text{ KN} \\ R_B^S = 17.86 \text{ KN} \end{cases}$$

**Les sollicitations :**

➤ À l'ELU :

$$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_B^u = 31.98 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{31.98 \times 3.46^2}{8} = 47.85 \text{ KN/m}$$

$$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{31.98 \times 3.46^2}{24} = 15.95 \text{ KN/m}$$

$$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -\frac{31.98 \times 3.46^2}{12} = -31.90 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{31.98 \times 3.46}{2} = 55.32 \text{ KN}$$

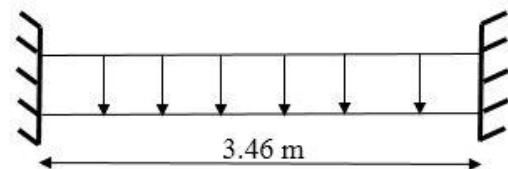


Figure III.31. Schéma statique de la poutre palière

➤ À PELS :

$$P_s = (g_0 + g_m) + R_B^s = 23.12 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{23.12 \times 3.46^2}{8} = 34.59 \text{ KN/m}$$

$$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{23.12 \times 3.46^2}{24} = 11.53 \text{ KN/m}$$

$$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -\frac{23.12 \times 3.46^2}{12} = -23.06 \text{ KN/m}$$

Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III.47. Calcul d'armatures à la flexion simple.

Eléments	Moment(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )
Travée	15.95	0.048	0.062	0.273	1.68
Appui	31.90	0.095	0.126	0.266	3.45

Exigence du RPA Art7.5.2.1 :  $A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$

Les sections calculées sont inférieures à la section minimale, on ferraille donc avec  $A_{min}$ .

Soit :  $A_t = A_a = 3HA12 + 3HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$ .

Calcul d'armature à la torsion :

a) Longitudinales :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui de l'escalier :  $M_{torsion} = 14.55 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (Art A.5.4.2 .2).**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{Tu} = -14.55 \text{ KN.m.} \\ e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2. \\ U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1 \text{ m} \\ A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.55 \times 1 \times 1.15 \times 10}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

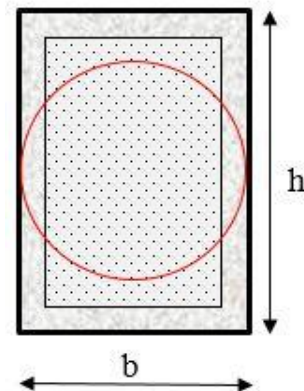


Figure III.32. Section creuse équivalente

$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur

$e$  : épaisseur de la paroi

$A_1$  : section d'acier longitudinale

**Choix des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{travée : } A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} = 4.5 + \frac{3.35}{2} = 6.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2. \\ \text{Appui : } A_a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} = 4.5 + \frac{3.35}{2} = 6.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

**On doit vérifier la condition suivante :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  [Art A.5.421 ; BAEL91].

Avec :  $\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{fle}}^2}$  (contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant)

On a :  $V_{\text{max}} = 54.81 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{\text{fle}} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{55.32 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.3} = 0.66 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \tau_{\text{tor}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.55 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = \sqrt{2.33^2 + 0.66^2} = 2.42 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

**Calcul des espacements : Selon CBA93(A.5.1.2.2) :  $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$**

(1) :  $S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$

(2) :  $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{6.79 \times 40}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 22.63 \text{ cm}$

(3) :  $S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 6.79 \times 40}{1.15 \times 30 \times (0.242 - 0.3 \times 0.21)}$   
 $\Rightarrow S_t \leq 39.58 \text{ cm}$  On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**b) transversales :**

**Flexion simple :**  $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$

**Torsion :**  $\left\{ \begin{array}{l} A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.55 \times 0.15 \times 1.15 \times 10}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.50 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

D'où  $A_t = A_{fle} + A_{tor} = 0.45 + 1.35 = 1.8 \text{ cm}^2$  soit  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification de l'état limite de compression de béton :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Tableau III.48. Résultats de calcul des contraintes dans le béton

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{m})$	$I * 10^{-8}(\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
<b>En travée</b>	11.53	0.108	42728.42	2.91	15
<b>En appui</b>	23.06	0.108	42728.42	5.82	15

Vérification de l'état limite de déformation du béton

1)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow 0.087 \geq 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

2)  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.28} = 0.008 \leq 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

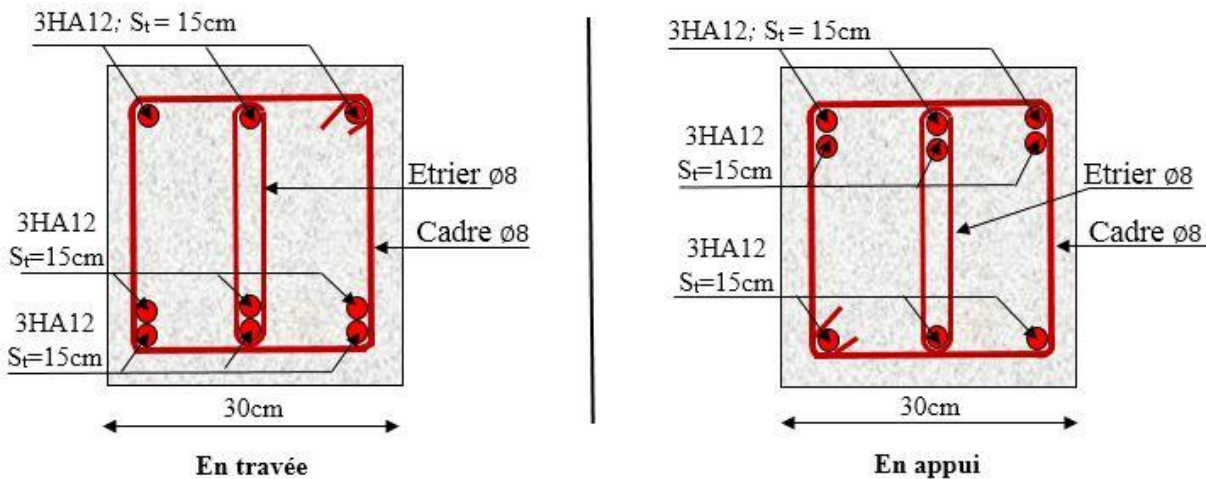


Figure III.33. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de la poutre brisée (escalier type 1) :

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

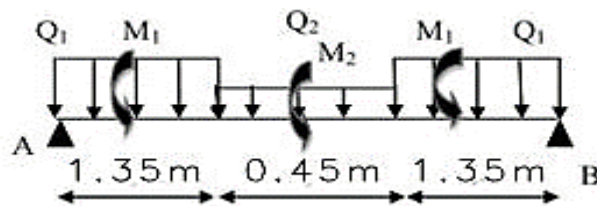


Figure III.34. Schéma statique de la poutre brisée

1) Calcul à la flexion simple

Calcul des charges :

La poutre est soumise à son :

$$\text{-Poids propre : } \begin{cases} P_{hor} = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN / ml.} \\ P_{inc} = \frac{2.25}{\cos 48.58} = 3.4 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{-Poids du mur : } P_m = g_{mur} \times [h_{esc} - (H + h_{poutre})] = 2.76 \times [3.06 - (1.36 + 0.35)] = 3.73 \text{ KN / ml}$$

➤ À l'ELU :

$$\begin{cases} Q_1 = 1.35(P_{hor} + P_m) + R_A^u \\ Q_2 = 1.35(P_{inc} + P_m) + R_{Con}^u \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_A^u = 30.8 \text{ KN/ml : la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_{Con}^u = 25.53 \text{ KN/ml : la réaction d'appui de la console à l'ELU.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_1 = 1.35(2.25 + 3.73) + 30.8 \\ Q_2 = 1.35 \times (3.4 + 3.73) + 25.53 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_1 = 38.87 \text{ KN/m} \\ Q_2 = 35.15 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ À l'ELS :

$$\begin{cases} Q_1 = (P_{hor} + P_m) + R_A^s = (2.25 + 3.73) + 22.30 \\ Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_{Con}^u = (3.4 + 3.73) + 18.49 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_1 = 28.28 \text{ KN/m} \\ Q_2 = 25.62 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

En utilisant la méthode de la RDM on trouve :

$$\begin{cases} R_A^u = R_B^u = (Q_1^u \times 1.35) + \left(Q_2^u \times \frac{0.45}{2}\right) = (38.87 \times 1.35) + \left(35.15 \times \frac{0.45}{2}\right) = 60.38 \text{ KN} \\ R_A^s = R_B^s = (Q_1^s \times 1.35) + \left(Q_2^s \times \frac{0.45}{2}\right) = (28.28 \times 1.35) + \left(25.62 \times \frac{0.45}{2}\right) = 43.94 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{D'après le 2ème tronçon } 1.35 \text{ m} \leq x \leq 1.8 \text{ m : } \frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.575 \text{ m}$$

$$M_0^u(1.575) = 46.99 \text{ KN.m; } M_0^s(1.575) = 32.20 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réel :

À l'ELU :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 46.99 = 35.24 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 46.99 = -23.49 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 60.38 \text{ KN}$$



À l'ELS :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 32.20 = 24.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 32.20 = -16.1 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Tableau III.49. Calcul d'armatures à la flexion simple

Eléments	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )
Travée	35.24	0.106	0.140	0.264	3.84
Appui	23.49	0.07	0.091	0.27	2.5

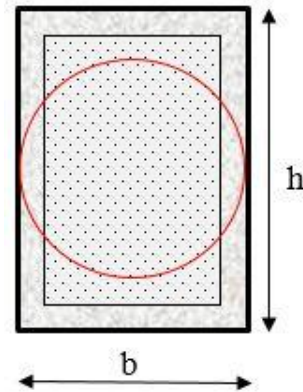
Exigence du RPA Art7.5.2.1 :  $A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$

Les sections calculées sont inférieures à la section minimale, on ferraillie donc avec  $A_{\min}$ .

2) Calcul à la torsion :

Le moment de torsion à prendre est le moment max aux appuis de la volée donc :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{Tu} &= -20.06 \text{ KN.m} \\ e &= \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega &= (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2 \\ U &= 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1 \text{ m} \\ A_t &= \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.06 \times 1 \times 1.15 \times 10}{2 \times 0.0625 \times 400} = 4.61 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$



Choix des armatures :

Figure III.35. Section creuse équivalente

$$\left\{ \begin{aligned} \text{travée} : A_t &= A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} = 4.5 + \frac{4.61}{2} = 6.80 \text{ cm}^2 && \text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui} : A_a &= A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} = 4.5 + \frac{4.61}{2} = 6.80 \text{ cm}^2 && \text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que :  $\tau_u < \tau_u^-$  [Art A.5.421 ; BAEL91].

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{fle}^2}$  (contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant)

$$\tau_{fle} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{60.38 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.3} = 0.72 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.06 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.21 MPa$$

$$\tau_u = \sqrt{3.21^2 + 0.72^2} = 3.29 MPa < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa \dots C.V$$

Calcul des espacements :

Selon CBA93(A.5.1.2.2) :  $S_t \leq (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$(1) : S_{t1} \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 25.2cm$$

$$(2) : S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{8.01 \times 40}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 26.7cm$$

$$(3) : S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 8.01 \times 40}{1.15 \times 30 \times (0.329 - 0.3 \times 0.21)} = 31.42 cm$$

on prend:  $S_t = 15 cm$

b) transversales :

Flexion simple :  $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 cm^2$

Torsion : 
$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 cm^2 \\ A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.06 \times 0.15 \times 1.15 \times 10}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.69 cm^2 \end{cases}$$

D'où :  $A_t = A_{fle} + A_{tor} = 0.45 + 1.35 = 1.8 cm^2$  soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

Vérification de l'état limite de compression de béton :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau III.50. Résultats de calcul des contraintes dans le béton

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (m)	I 10 <sup>-8</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	11.53	0.114	47919.61	2.74	15
En appui	23.06	0.114	47919.61	2.74	15

Vérification de l'état limite de déformation du béton :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{0.3}{3.15} = 0.095 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{11.53}{10 \times 32.20}\right) = 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.28} = 0.0095 \leq 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

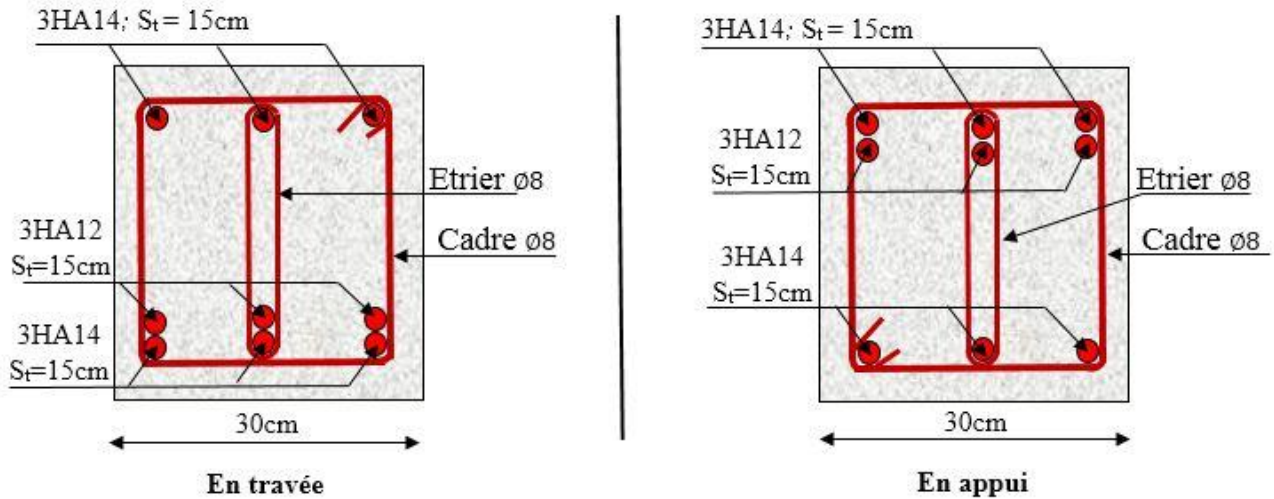


Figure III.36. Schéma de ferrailage de la poutre Brisée

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

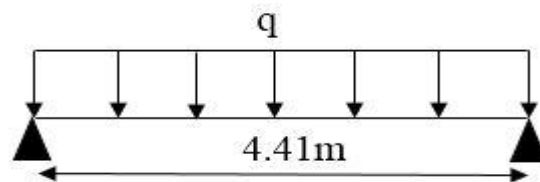


Figure III.37. Schéma statique de la poutre de chaînage

➤ Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre :  $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur :  $G_m = P_m (H_e - h_{poutre}) = 2.76 \times (2.89 - 0.3) = 7.15 \text{ KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU : q_u = 1.35(G_p + G_{mur}) = 1.35 \times (2.25 + 7.15) = 12.69 \text{ KN/ml} \\ ELS : q_s = (G_p + G_{mur}) = (2.25 + 7.15) = 9.4 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} ELU : M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 30.85 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 22.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} ELU : M_{tu} = 0.75 M_{0u} = 23.14 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{ts} = 0.75 M_{0s} = 17.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} ELU : M_{au} = -0.5 M_{0u} = -15.42 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{as} = -0.5 M_{0s} = -11.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau III.51. Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	23.14	A	0.069	0.089	0.27	2.46	1.01	3HA12 = 3.39
Appui	- 15.42		0.046	0.059	0.273	1.62	1.01	3HA10 = 2.36

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 27.98 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.33 \text{ MPa} \\ F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ PA} \\ \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.} \end{array} \right.$$

➤ Armatures transversales

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  puis on calcule  $A_{trans}$

a)  $A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$

b)  $A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.52. Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	17.14	6.49	26260.87	$2.21 \leq 15$
En appui	11.42	5.85	19577.14	$3.41 \leq 15$

Vérification de l'état limite de déformation du béton :

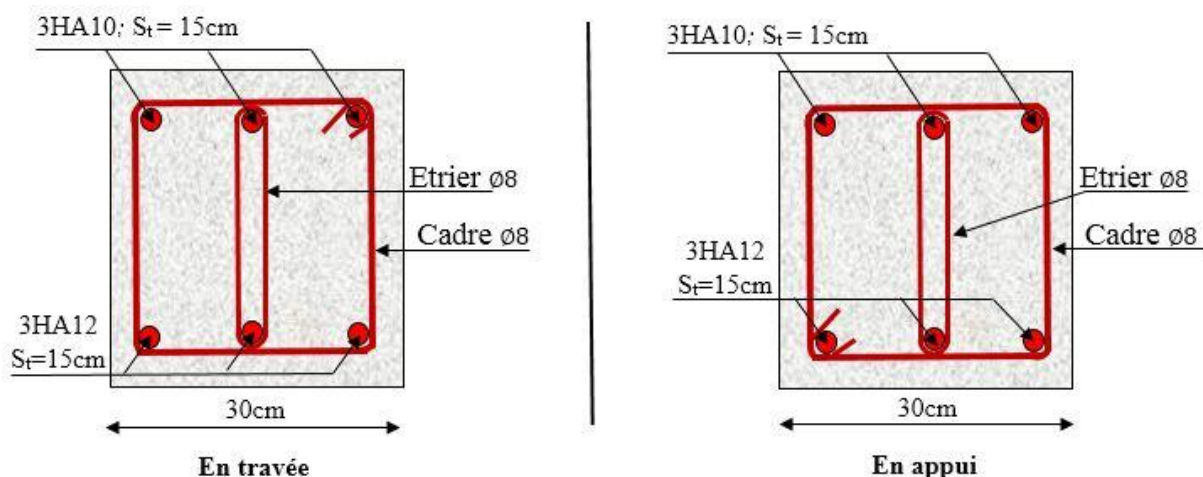
1)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{0.3}{4.41} = 0.068 < \max\left(\frac{1}{16}; \frac{17.14}{10 \times 22.85}\right) = 0.075 \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

2)  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.28} = 0.00403 \leq 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

**Tableau III.53.** Vérification de la flèche

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
6.46	1.49	5.04	3.61	6.39	8.82	Vérifiée

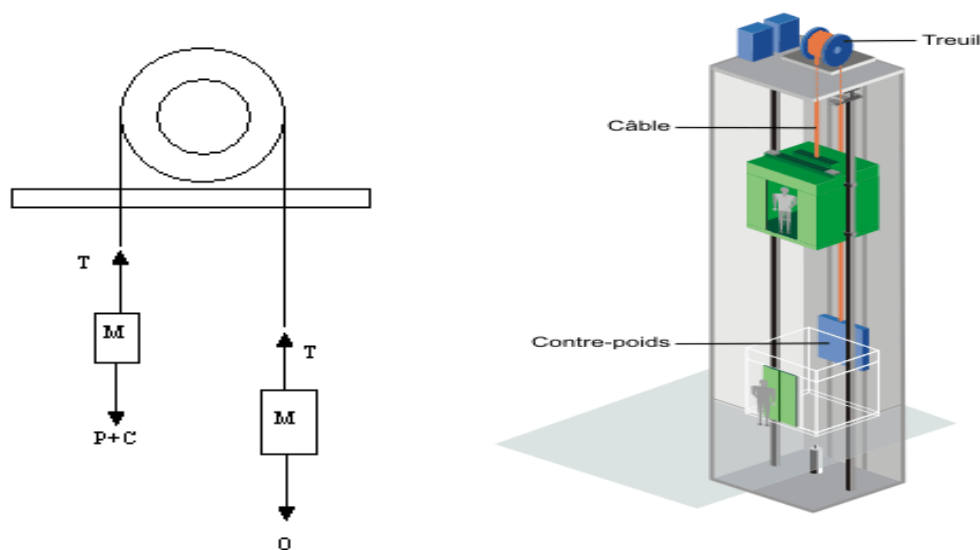


**Figure III.38.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### III.7. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.



**Figure.III.39.** Schéma statique et concept d'ascenseur.

Dans notre projet on adoptera un ascenseur pour 08 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

**Tableau III.54.** Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe 4

Vitesse de circulation	1m/s
Course maximale	32m
Charge due à l'ascenseur ( $D_M$ )	82KN
Charge due à la machine ( $P_M$ )	15KN
Poids de la cuvette ( $F_C$ )	102KN
Dimensions de la gaine ( $B_s \times T_s$ )	(1.8×2.1) m <sup>2</sup>
Charge nominale (des personnes)	6.3KN
Dimensions minimales de la locale machine	(180×360×200) cm <sup>3</sup>
Passage libre	(120×100) cm <sup>2</sup>

### III.7.1. Étude de la dalle pleine du local machine :

#### III.7.1.1. Cas des charges uniformément réparties :

##### Evaluation des charges et surcharges :

1) Poids de la dalle en béton armé :  $G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN} / \text{m}^2$

2) Poids du revêtement en béton :  $G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN} / \text{m}^2$

3) Poids de la machine :  $G_3 = \frac{F_C}{S} = \frac{102}{3.99} = 25.56 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\Rightarrow G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 30.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La surcharge d'exploitation est estimée à  $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.9}{2.1} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

##### Calcul des sollicitations :

##### ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35G_t + 1.5Q = (1.35 \times 30.56) + (1.5 \times 1) = 42.76 \text{ KN} / \text{m} \\ M_0^x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0456 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \quad \mu_y = 0.7834 \\ M_0^x = 0.0456 \times (42.76 \times 1.9^2) = 7.04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.7834 \times 7.04 = 5.51 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 7.04 = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.51 = 4.68 \text{ KN.m} \\ M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 7.04 = -2.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} P_s = G_t + Q = 30.56 + 1 = 31.56 \text{ KN/m} \\ M_0^x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \quad \mu_x = 0.0528 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \quad \mu_y = 0.8502 \\ M_0^x = 0.0528 \times (31.56 \times 1.9^2) = 6.01 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8502 \times 6.01 = 5.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 6.01 = 5.11 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.11 = 4.34 \text{ KN.m} \\ M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 6.01 = -1.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=12cm.

Tableau III.55. Résultats de ferrailage à L'ELU

Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$S_t$ (cm)
Travée x-x	5.98	0.025	0.032	0.128	1.44	1.26	4HA8=2.01	25
Travée y-y	4.68	0.02	0.025	0.129	1.04	1.2	4HA8=2.01	25
Appui x-x Appui y-y	2.11	0.009	0.011	0.129	0.47	1.57	4HA8=2.01	25

Condition de non fragilité :

Travée :  $\begin{cases} \rho = 0.9 > 0.4 \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Selon x :  $\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.9) \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_x^{min} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_x^t \quad \text{On ferraille avec } A_x^t \end{cases}$

Selon y : 
$$\begin{cases} A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_y^t \quad \text{On ferraille avec } A_y^{\min} \end{cases}$$

Appui :

Selon x, y : 
$$\begin{cases} A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_x^{\min} = A_y^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_x^a \quad \text{On ferraille avec } A_x^{\min} \end{cases}$$

Vérification à l'ELU :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^x = \frac{42.76 \times 1.9}{2} \times \frac{2.1^4}{1.9^4 + 2.1^4} = 24.32 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \text{la condition vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

Etat limite de compression de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Tableau III.56. Résultats de calcul des contraintes dans le béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I 10 <sup>-8</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	Selon x	5.11	2.51	3844.82	3.33	15
	Selon y	4.34	2.51	3844.82	2.83	15
En appui	x et y	1.8	2.51	3844.82	1.17	15

Etat limite de déformation :

Selon x-x :

1)  $\frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.9} = 0.0789 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{5.11}{20 \times 6.01} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

2)  $\frac{As}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 1.55 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$



Sens y-y :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.15}{2.1} = 0.071 \geq \left[ \frac{M_i^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{4.34}{20 \times 5.11} \right] = 0.0424 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{As}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 1.55 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_c} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens : x-x et y-y

**III.7.1.2. Cas des charges concentrées :**

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

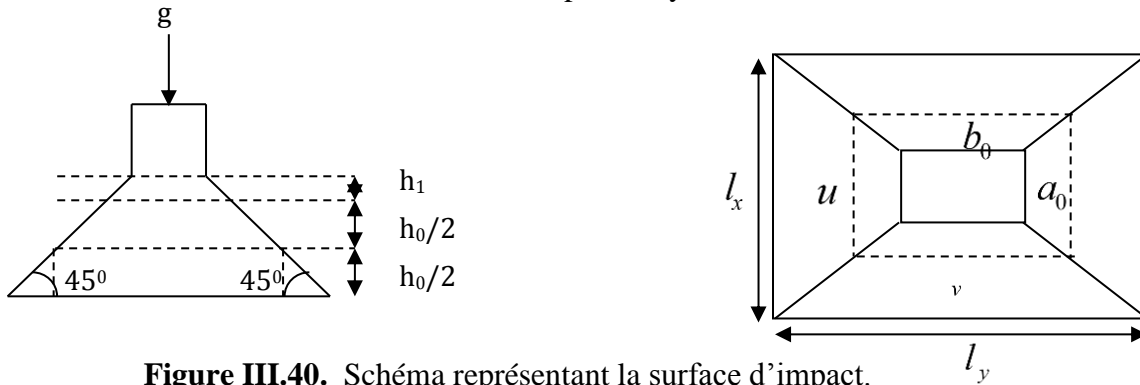


Figure III.40. Schéma représentant la surface d'impact.

**Calcul du rectangle d'impact (u, v) :**

$$\begin{cases} u = a_0 + b_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + a_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

On a une vitesse  $V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$

Avec :

- $a_0 \times b_0$  : Surfacesur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.
- $u \times v$  : Surface d'impact.
- $a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x - x'.
- $b_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens y - y'.
- $h_1$  : Epaisseur de revêtement = 5 cm.
- $\zeta$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armée  $\zeta = 1$ )

Donc :  $\begin{cases} u = 80 + 80 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 165 \text{ cm.} \\ v = 80 + 80 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 165 \text{ cm.} \end{cases}$

❖ **Evaluation des moments sous charge concentrée :**

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times p \\ M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times p \end{cases} \quad \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases} \quad \text{avec } \nu : \text{ Coeff de poisson}$$

$M_1, M_2$  : Sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD...Annexe 2**

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.90}{2.1} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{190} = 0.55 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{210} = 0.50 \end{cases}$$

$$v=0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.1 \\ M_2 = 0.08 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times p_u \\ M_{y1} = M_2 \times p_u \end{cases}$$

On a:  $g = P_M + D_M + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.45 \text{ KN} \\ M_{x1} = 0.1 \times 139.45 = 13.94 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.08 \times 139.45 = 11.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm) :

$$\begin{cases} G_2 = 25(0.15 + 0.05) = 5 \text{ KN} / m^2 \\ Q_2 = 1 \text{ KN} / m^2 \\ q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN} / ml \\ M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0456 \times 8.25 \times 1.9^2 = 1.36 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7834 \times 1.36 = 1.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **La superposition des moments donne :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.94 + 1.36 = 15.3 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.16 + 1.06 = 12.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml et épaisseur de  $e=15\text{cm}$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 15.3 = 13 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 12.22 = 10.39 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 15.3 = -4.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.57.** Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie

Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$S_t$ (cm)
Travée x-x	13	0.054	0.069	0.126	2.96	1.26	4HA10=3.14	25
Travée y-y	10.39	0.043	0.055	0.127	2.35	1.2	4HA10=3.14	25
Appui x-x Appui y-y	4.59	0.019	0.024	0.129	1.02	1.57	4HA8=2.01	25

Condition de non fragilité :  $\begin{cases} \rho = 0.9 > 0.4 \\ e = 15cm \end{cases}$

**Travée :**

Selon x :  $\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.9) \times 100 \times 15 = 1.26cm^2 / ml \\ A_x^{min} = 1.26cm^2 / ml < A_x^t \quad \text{On ferraille avec } A_x^t \end{cases}$

Selon y :  $\begin{cases} A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml \\ A_y^{min} = 1.2cm^2 / ml < A_y^t \quad \text{On ferraille avec } A_y^t \end{cases}$

**Appui :**

Selon x, y :  $\begin{cases} A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57cm^2 / ml \\ A_x^{min} = A_y^{min} = 1.57cm^2 / ml > A_x^a \quad \text{On ferraille avec } A_x^{min} \end{cases}$

**Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée et éloignée des bords de la dalle, il

faut vérifier que :  $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $\begin{cases} q_u : \text{La charge de calcul à l'état ultime.} \\ U_c : \text{Périmètre du rectangle d'impact.} \\ h : \text{épaisseur de la dalle.} \end{cases}$

$\begin{cases} U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} \\ p_u = 139.45KN \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5KN \text{ (pas de risque de poinçonnement)} \end{cases}$

## ✓ Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$\begin{cases} V_u = V_v = \frac{q_u}{3 \times u} = \frac{139.45}{3 \times 1.05} = 44.27 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.34 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

## ➤ Calcule à l'ELS :

$$\begin{cases} q_{ser} = 103.3 \text{ KN} \\ M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + v \times M_1) \times q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 10.33 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Moment dû au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} G_2 = 25(0.15 + 0.05) = 5 \text{ KN} / m^2 \\ Q_2 = 1 \text{ KN} / m^2 \\ q_u = 5 + 1 = 6 \text{ KN} / ml \\ M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0528 \times 6 \times 1.9^2 = 1.14 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8502 \times 1.14 = 0.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.33 + 1.14 = 11.47 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.26 + 0.97 = 9.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Calcul des moments corrigés :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.47 = 9.75 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.23 = 7.84 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 11.47 = -3.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ✓ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{Etat limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau III.58. Résultats de calcul des contraintes dans le béton

Position	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I 10 <sup>-8</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	Selon x	9.75	3.06	5608.74	5.32	15
	Selon y	7.84	3.06	5608.74	4.28	15
En appui	x et y	3.44	2.51	3844.82	2.24	15

➤ Etat limite de déformation :

Selon x-x :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.15}{1.9} = 0.0789 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{9.75}{20 \times 11.47} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 2.41 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0.15}{2.1} = 0.071 \geq \left[ \frac{M_t^x}{20 \times M_o^x} \right] = \left[ \frac{7.84}{20 \times 9.23} \right] = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 2.41 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens :x-x et y-y

Schéma de ferrailage de la dalle :

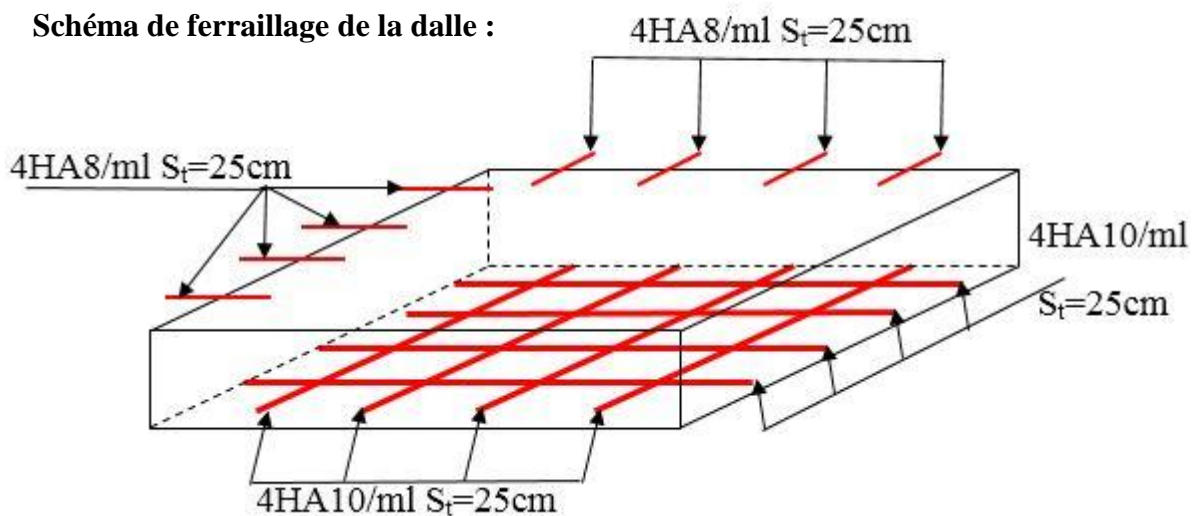


Figure III.41. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.8. Étude de l'acrotère (terrasse inaccessible + accessible) :

➤ Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

- Poids de l'acrotère:  $G = 3.79 \text{ KN / m}$

- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \text{RPA(Article 6.2.3)}$$

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa Donc :

$A=0.15$  (Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA 99)

$C_p=0.8$ (Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 (Tableau 6-1 de RPA 99))

$W_p=1.899 \text{ KN/m}$  (Poids de l'élément considéré)

$$\Rightarrow F_p = 1.81 \text{ KN}$$

❖ Calcul des sollicitations :

✓ Calcul du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{(70 \times 15) \times 7.5 + (15 \times 10) \times 22.5 + (5 \times \frac{15}{2}) \times 20}{1050 + 150 + 37.5} = 9.7 \text{ cm} \\ Y_g = \frac{(70 \times 15) \times 35 + (15 \times 10) \times 60 + (5 \times \frac{15}{2}) \times 66.67}{1237.5} = 39 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Moment engendré par les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 3.79 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \\ Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.7 \Rightarrow M_Q = 0.7 \text{ KN.m} \\ F_p = 1.81 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times Y_g \\ \Rightarrow M_{F_p} = 1.81 \times 0.39 \Rightarrow M_{F_p} = 0.70 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$N_Q = 0$  (Effort normal due à Q).

$N_F = 0$ . (Effort normal due à la force sismique).

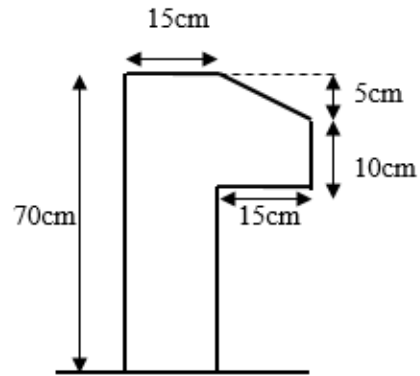


Figure III.42. Dimension de l'acrotère

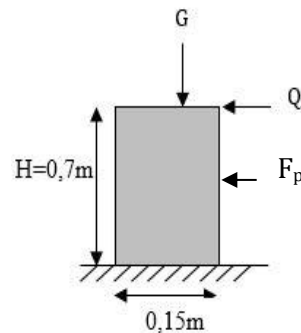


Figure III.43. Sollicitation sur l'acrotère

Tableau III.59. Sollicitation sur l'acrotère

Combinaison	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	3.79	5.12	3.79
M (KN.m)	1.4	1.05	0.7

✓ Calcul de l'excentricité accidentel :

$$\left\{ \begin{aligned} e_1 &= \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.4}{3.79} = 0.37m \\ \frac{H}{6} &= \frac{0.7}{6} = 0.12m \end{aligned} \right.$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau centrale donc la section est partiellement comprimée.

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

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

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_a$ : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$ : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

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

$$\left\{ \begin{aligned} e_a &= \max(2cm; \frac{L}{250}); \text{ CBA 93 (Article A.4.3.5)} \\ L &: \text{ portée de l'élément} = 70cm \\ e_a &= \max(2cm; \frac{70}{250}) = 2cm \\ e_2 &= \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \end{aligned} \right.$$

$\phi = 2$ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge Considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \quad \alpha = 0$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 0.7 \times 2 = 1.4m \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.0078m \quad \text{D'où : } e = 0.37 + 0.02 + 0.0078 = 40 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul :

$$\begin{cases} N_u = 5.12 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 5.12 \times 0.4 = 2.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillage de l'acrotère :**

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d = 12 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

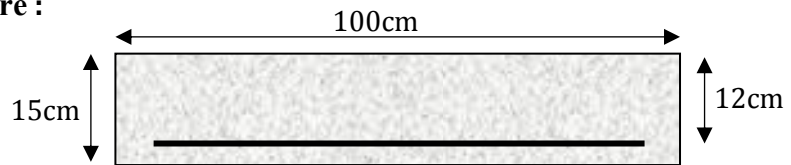


Figure III.44. Section à ferrailler

Le ferraillage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, le ferraillage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.05 + 5.12 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.011 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}\right] \Rightarrow \alpha = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.55 \times 10^{-4} - \frac{5.12 \times 10^{-3}}{348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

✓ **La condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} > A_s \text{ donc on ferraillé avec } A_{\min} \quad \text{Soit : } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$



✓ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\begin{cases} V_u = F_p + Q = 1.81 + 1 = 2.81 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \\ \tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement :**

1) Armatures principale :  $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

2) Armature de répartition :  $S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 17.5 \text{ cm}$

**Vérification a l'ELS :**

$d = 0.12 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 3.79 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y)}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.} \end{cases}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.7}{3.79} = 0.18 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve}$$

à l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

✓ **Position de centre de poussée :**

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.18 - 0.075 = 0.105 \text{ m}$$

On a N (compression) donc  $c = -0.105 \text{ m}$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivant :  $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ .

$$\begin{cases} P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ P = -3 \times (-0.105)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.105)}{1} \Rightarrow P = -0.03 m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \\ q = -2(-0.105)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.105)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0014 m^3 \end{cases}$$

Calcul de  $y_c$  :  $y_c^3 - 0.03 \times y_c + 0.0014 = 0$

Calcul de  $\Delta$  :  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -5.51 \times 10^{-5}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  Trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$ .

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.2 \\ \cos \theta = \frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \theta = 134.43^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\theta}{3} = 0.14 m \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\theta}{3} + 120^\circ\right) = -0.19 m \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\theta}{3} + 240^\circ\right) = 0.05 m \end{cases}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :  $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.105 \leq y_c \leq 0.27$

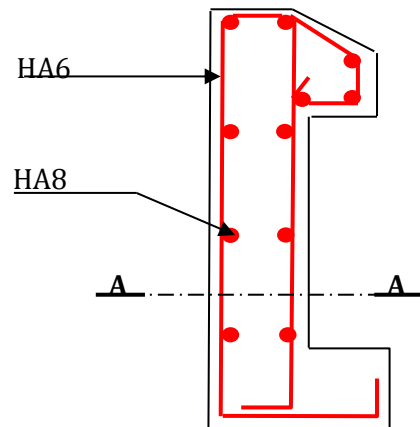
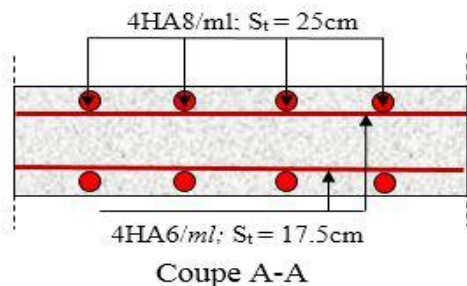
Donc on choisit :  $Y_c = 0.14 m \Rightarrow Y = Y_c + C = 0.14 - 0.105 = 0.035 m$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) \\ \mu_t = \frac{1 \times 0.035^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.12 - 0.035) = 3.56 \times 10^{-4} m^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.79 \times 10^{-3} \times 0.035}{3.56 \times 10^{-4}} = 0.37 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \dots CV \\ \sigma_s = 15 \times \frac{3.79 \times 10^{-3}}{3.56 \times 10^{-4}} \times (0.12 - 0.035) = 13.57 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots CV \end{cases}$$

❖ **Schéma de ferrailage de l'acrotère :**



**Figure III. 45.** Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.8. Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de déterminer les sections d'aciers nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

L'étude des poutrelles s'est faite suivant les règlements en vigueur, ces dernières ont été ferrillées de façon sécuritaire et économiques.

Notre projet comprend trois types de dalle pleines, elles ont été étudiées et ferrillées suivant les sollicitations les plus défavorables.

L'acrotère travaille en flexion composée, son ferrillage a été déterminée et représentée sur la figure III. 45, ensuite nous avons étudié l'ascenseur et ferrillé la dalle du local machine.

Les escaliers de notre structure ont été étudié et ferrillé à la flexion simple.

La poutre palière et la poutre brisée ont été étudiée sous les sollicitations de flexion et de torsion, enfin la poutre de chaînage a été étudiée en flexion simple.

# Chapitre IV

Etude  
dynamique

### IV.1 Introduction :

La réalisation d'une structure pouvant résister à une secousse sismique doit être fait à base d'une étude, cette étude permet la détermination d'un model et du choix de la méthode assurant de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

D'après le **RPA99/version 2003(3.4. A.1.a)**, tout ouvrage situé en zone IIa, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles -portiques.

Pour la raison d'économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles-portiques).

### IV.2 Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent d'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

### IV.3 Présentation du logiciel de calcul :

#### IV.3.1 Modélisation de la structure par le logiciel SAP V.14 :

SAP est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

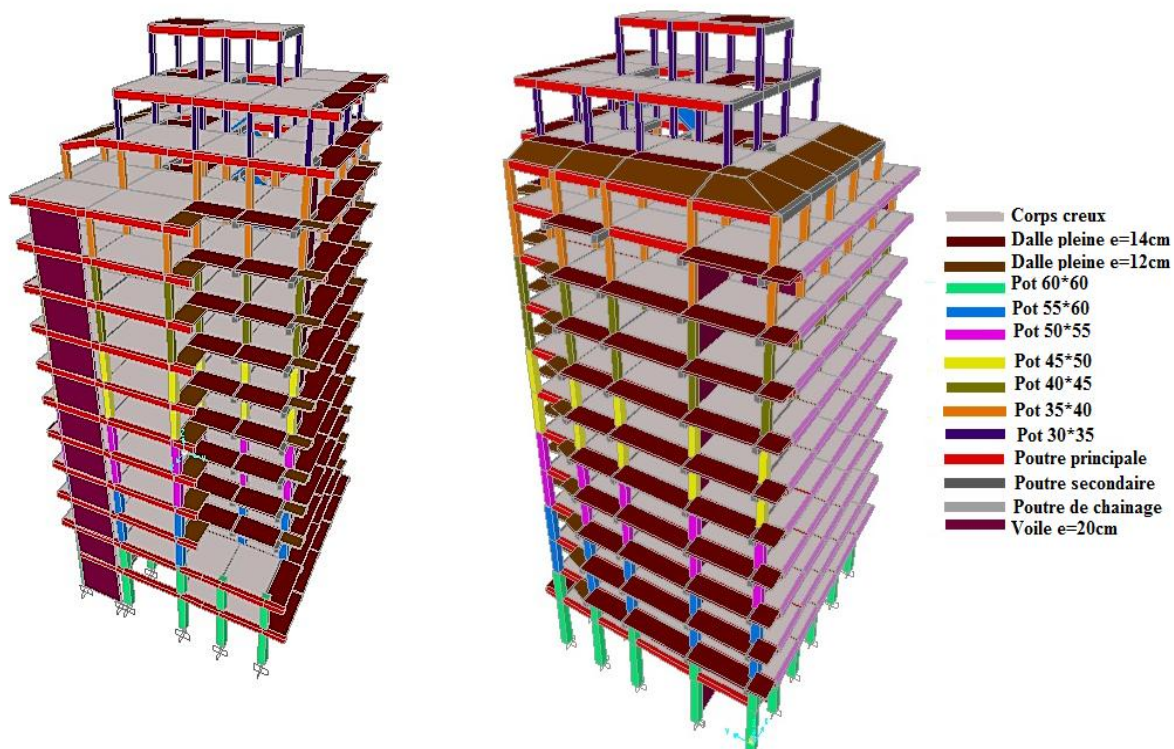


Figure IV.1. Modélisation en 3D de la structure

**IV.4. Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes principales :

**IV.4.1. Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

**IV.4.2. Méthode dynamique** qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

**IV.5. Présentation de la méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$$

Avec  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W : \text{l'effort tranchant statique à la base du bâtiment}$$

$$\text{Tel que } \left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone ;} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen ;} \\ W : \text{Poids total de la structure ;} \\ R : \text{Coefficient de comportement de la structure ;} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \end{array} \right.$$

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\checkmark \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.15 \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.1)}$$

✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

$$\checkmark Q = 1 + \sum_q^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

$P_q$ : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le **tableau IV.1** :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observé	P <sub>q/xx</sub>	Observé	P <sub>q/yy</sub>
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
02	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
03	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
04	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

⇒  $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Où  $\xi$  : est le pourcentage (%) d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2**). **RPA99/V2003**.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7$$

On a un site meuble (site S3)  $\begin{cases} T_2 = 0.5 \text{ sec} \\ T_1 = 0.15 \text{ sec} \end{cases}$  RPA99/2003 (Tableau 4.7)

$\Rightarrow T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99(2003)

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T_c = C_T h_t^{3/4} \dots\dots(1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots(2) \end{cases} \quad \text{(Article 4.2.4) RPA99/2003}$$

Avec :

$h_t$  : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
 **$h_t=41.65\text{m}$**

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par (Tableau 4.6) RPA 99V2003.

**$C_T=0.05$**

$L$  : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 18.95\text{m} \\ L_y = 17.15\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_c = 0.05 \times (41.65)^{3/4} = 0.82\text{s} \\ T_x = \frac{0.09 \times 41.65}{\sqrt{18.95}} = 0.86\text{s} \\ T_y = \frac{0.09 \times 41.65}{\sqrt{17.15}} = 0.9\text{s} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.82\text{s} > T_2 = 0.5\text{s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.82\text{s} > T_2 = 0.5\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = T_y = T = 0.82\text{s} \Rightarrow \begin{cases} D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \text{ car } T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ D_x = 2.5 \times 0.816 \times (0.5/0.82)^{2/3} = 1.47\text{s} \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times (0.5/0.82)^{2/3} = 1.47\text{s} \end{cases}$$

La période fondamentale statique est majorée de(30%) :

$$T_{Sx} = T_{Sy} = T_x = 1.3 \times 0.82 = 1.066\text{s}$$

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

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : Poids du aux Surcharges d'exploitations.



$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donnée par le **RPA99/2003 (Tableau 4.5)**.

Concernant notre projet on prend  $\beta = 0.20$

$$W = 50678.244KN$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2689.19KN \\ V_{yst} = 2689.19KN \end{cases}$$

**IV.6. Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

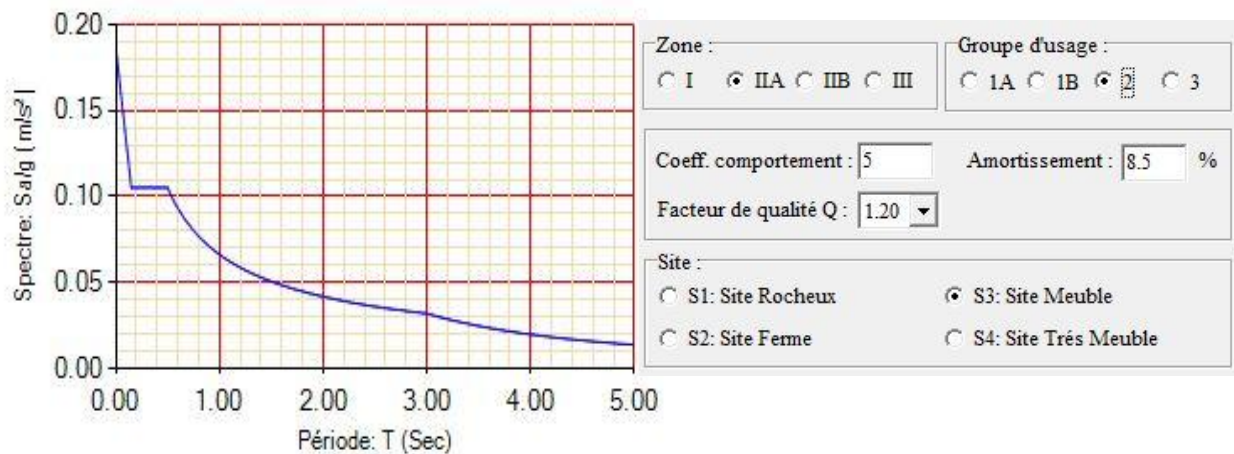


Figure IV.2. Spectre de réponse

**IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Tableau IV.2. Vérification de la résultante des forces sismique

Sens	$V_{dyn}$	$0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	2273.71	2151.35	Vérifiée
Sens y-y	2423.27	2151.35	Vérifiée

**Remarque :**

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8V_{st} / V_{dyn})$ .

**IV.8. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

**IV.8.1. Disposition des voiles de contreventement :**

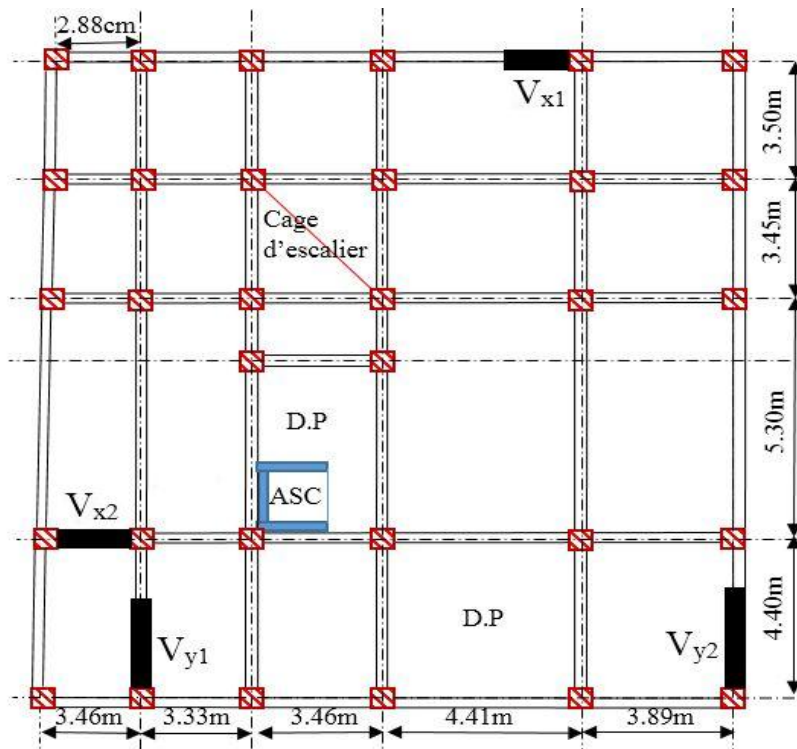


Figure IV.3. Disposition des voiles de contreventement

**IV.8.2. Périodes de vibration et participation massique :**

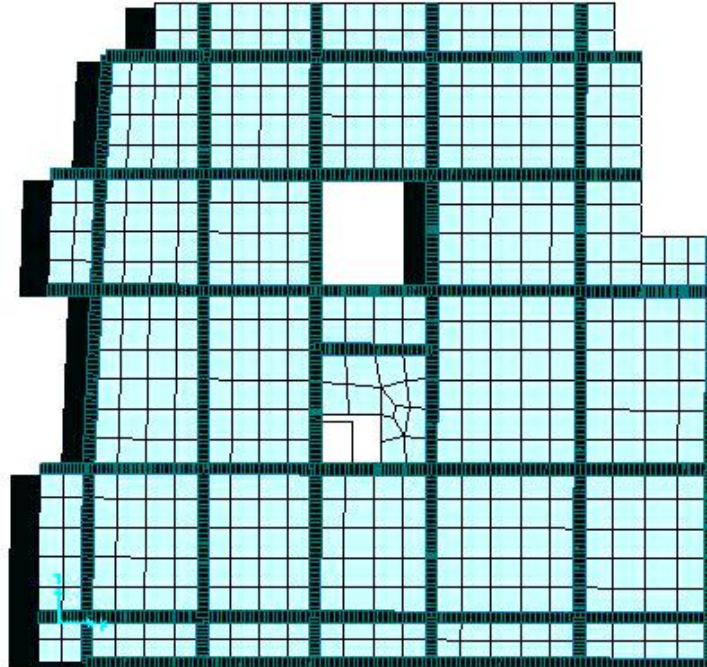
Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	Masse modale		Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.996587	0.69923	0.03185	0.69923	0.03185
2	0.882231	0.03318	0.6917	0.7324	0.72355
3	0.804827	0.00102	0.00112	0.73343	0.72468
4	0.33535	0.12721	0.00614	0.86064	0.73081
5	0.294071	0.00894	0.13249	0.86958	0.8633
6	0.258007	0.00313	0.00372	0.87271	0.86702
7	0.213258	0.031	0.0012	0.90371	0.86822
8	0.190494	0.00018	0.04163	0.90389	0.90985

**Interprétations des résultats obtenus :**

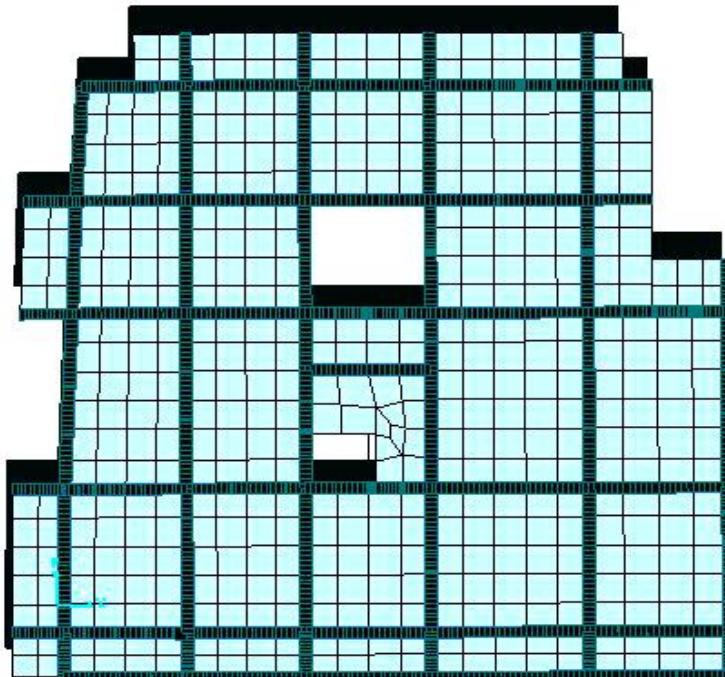
- ✓ On remarque que la masse modale est atteinte au 7<sup>ème</sup> mode selon x-x et au 8<sup>ème</sup> mode selon y-y, cela veut dire que les 8 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**) :  $T_{S_x} = T_{S_y} = T_x = 1.3 \times 0.82 = 1.066s$
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X) avec  $T=0.996s$

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure IV.5.** Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y) avec  $T=0.882s$

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

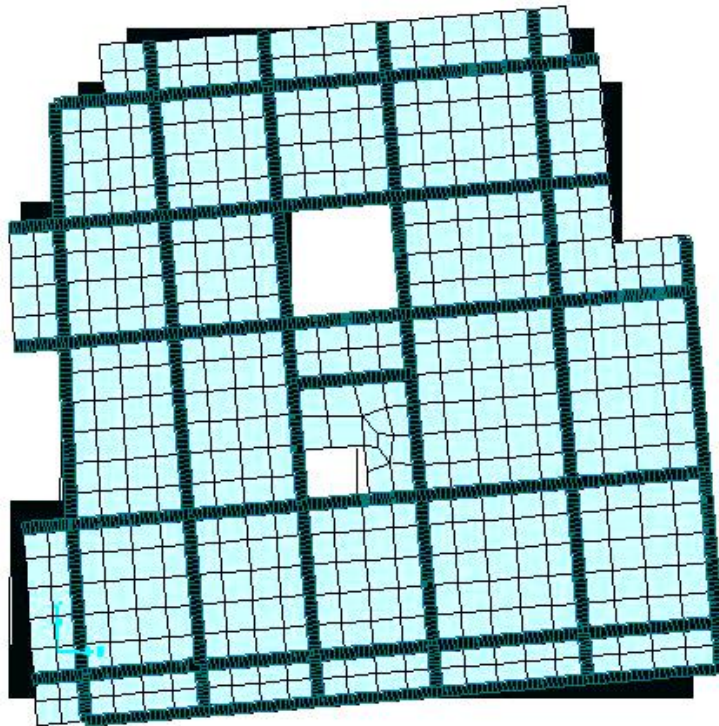


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) avec T=0.804s

#### IV.9. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

##### IV.9. 1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

- ✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.4.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>RDC</b>	51342.187	5318.435	90.613525	9.38647479
<b>Etage 1</b>	40386.982	7154.305	84.951386	15.0486145
<b>Etage 2</b>	36334.444	6900.534	84.039465	15.9605355
<b>Etage 3</b>	35158.069	6410.183	84.579137	15.4208625
<b>Etage 4</b>	28322.3	5963.337	82.606895	17.3931055
<b>Etage 5</b>	26755.845	5367.578	83.290766	16.7092343
<b>Etage 6</b>	21753.558	4777.317	81.993368	18.0066319
<b>Etage 7</b>	18927.14	4053.897	82.359817	17.6401831
<b>Etage 8</b>	13658.68	3330.247	80.397544	19.6024564
<b>Etage 9</b>	10322.26	2476.804	80.648554	19.3514463
<b>Etage 10</b>	7992.81	1551.199	83.746882	16.2531175
<b>Etage 11</b>	4515.461	264.812	94.460316	5.53968361

**Tableau IV.5.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Port	Voiles	Port	Voiles	Port	Voiles	Port	Voiles
<b>RDC</b>	1232.068	947.46	56.529	43.470	1181.982	1229.83	49.008	50.991
<b>Etage 1</b>	1071.325	873.302	55.091	44.908	1102.389	1051.867	51.172	48.827
<b>Etage 2</b>	1185.521	733.81	61.767	38.232	1256.889	902.116	58.216	41.783
<b>Etage 3</b>	1382.918	545.261	71.721	28.278	1454.905	706.652	67.308	32.691
<b>Etage 4</b>	1124.474	555.273	66.943	33.056	1195.458	715.429	62.560	37.439
<b>Etage 5</b>	1297.42	470.03	73.406	26.593	1362.499	612.431	68.989	31.010
<b>Etage 6</b>	1012.253	436.243	69.883	30.116	1101.708	569.261	65.932	34.067
<b>Etage 7</b>	1091.219	401.278	73.113	26.886	1155.143	471.989	70.992	29.007
<b>Etage 8</b>	726.766	342.76	67.952	32.047	793.554	436.876	64.494	35.505
<b>Etage 9</b>	704.58	184.519	79.246	20.753	779.796	243.977	76.168	23.831
<b>Etage 10</b>	533.585	208.163	71.936	28.063	603.283	264.654	69.507	30.492
<b>Etage 11</b>	383.446	38.459	90.884	9.115	462.9	4.89	98.954	1.0453

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

**IV.9. 2. Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (écrasement de la section du béton) sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression, le calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \begin{cases} N : \text{l'effort normal maximale} \\ f_{c28} : \text{Résistance caractéristique à la compression} \end{cases}$$

B est l'aire de la section transversale du poteau considérée.

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m <sup>2</sup> )	N (KN)	$\nu$	Observation
<b>RDC</b>	0.360	2652.529	0.29472544	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	0.360	2275.22	0.25280222	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	0.330	2016.487	0.24442267	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	0.330	1776.535	0.21533758	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	0.270	1540.76	0.22411055	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	0.275	1333.612	0.19397993	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	0.225	1133.095	0.20143911	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	0.225	957.625	0.17024444	Vérifiée
<b>Etage 8</b>	0.180	797.508	0.177224	Vérifiée
<b>Etage 9</b>	0.180	643.889	0.14308644	Vérifiée
<b>Etage 10</b>	0.140	498.184	0.14233829	Vérifiée
<b>Etage 11</b>	0.140	445.35	0.12724286	Vérifiée
<b>Etage 12</b>	0.105	228.198	0.08693257	Vérifiée

**IV.9. 3. Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure donné par **RPA99/2003 (art4.43)**

$\delta e_K$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement (R=5)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérifications des déplacements des niveaux

Niveaux	h <sub>k</sub> (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub> (%)	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub> (%)
<b>RDC</b>	4.08	0.0013	0.0065	0	0.0065	0.00159	0.0012	0.006	0	0.006	0.001428
<b>Etage 1</b>	2.89	0.0027	0.0135	0.0065	0.007	0.00242	0.0023	0.0115	0.006	0.0055	0.001797
<b>Etage 2</b>	2.89	0.0043	0.0215	0.0135	0.008	0.00276	0.0037	0.0185	0.0115	0.007	0.002287
<b>Etage 3</b>	2.89	0.0061	0.0305	0.0215	0.009	0.00311	0.0052	0.026	0.0185	0.0075	0.002450
<b>Etage 4</b>	2.89	0.0079	0.0395	0.0305	0.009	0.00311	0.0068	0.034	0.026	0.008	0.002614
<b>Etage 5</b>	2.89	0.0098	0.049	0.0395	0.0095	0.00328	0.0084	0.042	0.034	0.008	0.002614
<b>Etage 6</b>	2.89	0.0117	0.0585	0.049	0.0095	0.00328	0.01	0.05	0.042	0.008	0.002614
<b>Etage 7</b>	2.89	0.0136	0.068	0.0585	0.0095	0.00328	0.0116	0.058	0.05	0.008	0.002614
<b>Etage 8</b>	2.89	0.0154	0.077	0.068	0.009	0.00311	0.0132	0.066	0.058	0.008	0.002614
<b>Etage 9</b>	2.89	0.0171	0.0855	0.077	0.0085	0.00294	0.0147	0.0735	0.066	0.0075	0.002450
<b>Etage 10</b>	2.89	0.0187	0.0935	0.0855	0.008	0.00276	0.0162	0.081	0.0735	0.0075	0.002450
<b>Etage 11</b>	2.89	0.0197	0.0985	0.0935	0.005	0.00173	0.0172	0.086	0.081	0.005	0.001633
<b>Etage 12</b>	2.89	0.021	0.105	0.0985	0.0065	0.00224	0.0182	0.091	0.086	0.005	0.001633
<b>Terrasse</b>	2.89	0.0221	0.1105	0.105	0.0055	0.001903	0.0189	0.0945	0.091	0.0035	0.001143

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1% suivant les deux sens x et y.

**IV.9. 4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]**

Les effets de deuxième ordre (ou P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad \dots\dots(I)$$

P<sub>k</sub>: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V<sub>K</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ<sub>K</sub>: Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h<sub>K</sub> : Hauteur de l'étage (k).

Si 0.1 ≤ Θ<sub>K</sub> ≤ 0.2 les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur (1/ (1-qK)).

Si Θ<sub>K</sub> > 0.2 la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effet (P-Δ)

Niveaux	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>
<b>RDC</b>	4.08	42450.275	0.0065	2179.528	0.0301427	0.006	2411.812	0.02514
<b>Etage 1</b>	2.89	38571.93	0.007	1944.627	0.04804357	0.0055	2154.256	0.03407
<b>Etage 2</b>	2.89	37070.365	0.008	1919.331	0.05346495	0.007	2159.005	0.04158
<b>Etage 3</b>	2.89	30568.867	0.009	1928.179	0.04937154	0.0075	2161.557	0.03670
<b>Etage 4</b>	2.89	28633.819	0.009	1679.747	0.05308601	0.008	1910.887	0.04147
<b>Etage 5</b>	2.89	23649.259	0.0095	1667.45	0.04662195	0.008	1874.93	0.03491
<b>Etage 6</b>	2.89	20492.543	0.0095	1448.496	0.0465055	0.008	1670.969	0.03394
<b>Etage 7</b>	2.89	15164.478	0.0095	1357.497	0.03672099	0.008	1527.132	0.02748
<b>Etage 8</b>	2.89	11447.994	0.009	1069.526	0.03333364	0.008	1230.43	0.02575
<b>Etage 9</b>	2.89	8551.105	0.0085	889.099	0.02828741	0.0075	1023.773	0.02167
<b>Etage 10</b>	2.89	4315.859	0.008	741.748	0.01610657	0.0075	867.937	0.01290
<b>Etage 11</b>	2.89	1895.237	0.005	421.905	0.00777179	0.005	467.79	0.00700
<b>Etage 12</b>	2.89	478.617	0.0065	175.214	0.00614377	0.005	226.055	0.00366
<b>Terrasse</b>	2.89	0	0.0055	78.567	0	0.0035	80.861	0

**Remarque :**

On voit bien que la condition (I) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

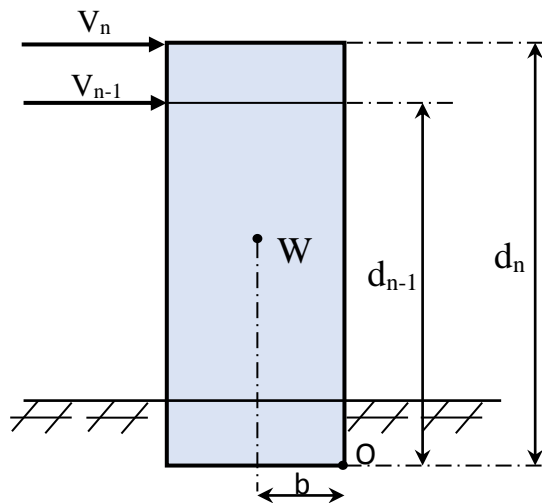
**IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

Moment stabilisateur ≥ Moment de renversement

$$M_{stab} = M_{W/0} = W \times b$$

$$M_{renv} = M_{Fi/0} = \sum_{i=1}^n V_i \times d_i$$



**Figure IV.7.** Schéma montrant les moments stabilisants et renversants



Les résultats sont montrés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV.9.** Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble

Sens	W (KN)	b (m)	$M_{stab}$ (KN.m)	$M_{renv}$ (KN.m)	$\frac{M_{stab}}{M_{renv}}$	Obs
Suivant X-X	50678.244	9.71	492085.749	292656.3	1.68	Vérifiée
Suivant Y-Y	50678.244	8.58	434819.333	333055.4	1.30	Vérifiée

Face aux différentes sollicitations résultant des différentes combinaisons d'action, le bâtiment reste toujours stable, autrement dit, l'équilibre d'ensemble est justifié.

**IV.11. Conclusion :**

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, comme dans notre cas, les contraintes architecturales peuvent entravées certaines étapes, principalement la disposition des voiles adéquate.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S-sol	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10 et 11	Etage 12 et terrasse	
Pot (cm <sup>2</sup> )		60*60		55*60	50*55	45*50		40*45	35*40	30*35
Voiles(cm)	20									
P.P (cm <sup>2</sup> )	35*45									
P.S (cm <sup>2</sup> )	35*40									

# Chapitre IV

Etude  
des éléments structuraux

**V.1.Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenues et le ferrailage des éléments structuraux pour le bloc en R+12. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par logiciel SAP2000V.14.

**V.2. Étude des poteaux :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le **RPA99/2003** comme suit :

- 1)  $1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU$
- 2)  $G + Q \dots \dots \dots ELS$
- 3)  $\begin{cases} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases} \dots \dots \dots \text{Accidentel les}$

Le ferrailage adopté sera le maximum donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \Rightarrow M^{\text{correspondant}} \Rightarrow A_1 \\ M^{\max} \Rightarrow N^{\text{correspondant}} \Rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N^{\min} \Rightarrow M^{\text{correspondant}} \Rightarrow A_3 \end{cases}$$

**V.2.1. Recommandations :**

➤ **Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA99/version 2003 (Article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$ .
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$b_1; h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

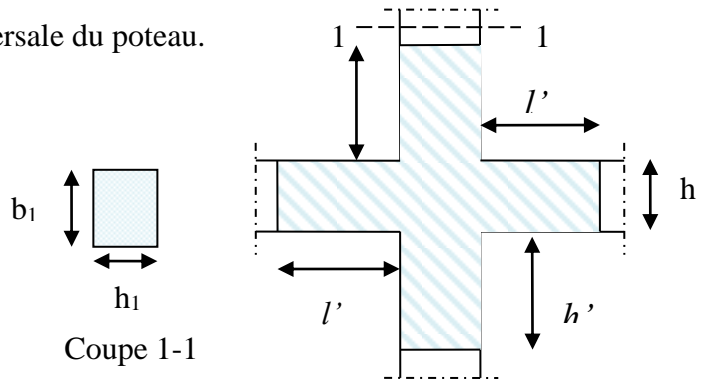


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Amax RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol, RDC, étage 1	60×60	28.8	144	216
2ème et 3ème étage	55×60	26.4	132	198
4ème et 5ème étage	50×55	22	110	165
6ème et 7ème étage	45×50	18	90	135
8ème et 9ème étage	40×45	14.4	72	108
10ème et 11ème étage	35×40	11.2	56	84
12ème étage et terrasse	30×35	8.4	42	63

➤ Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V^{\max}}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (art 7.4.2.2).}$$

Avec :

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

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il

est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ Avec } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{b} \text{ ou } \frac{L_f}{h}\right) \quad (l' \text{ élancement géométrique})$$

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

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement ( $t$ ) tout en respectant les conditions suivantes :

**En zone nodale :**  $t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15cm)$  .....zone IIa

**En zone courante :**  $t \leq 15\phi_t^{\min}$  .....zone IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

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

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

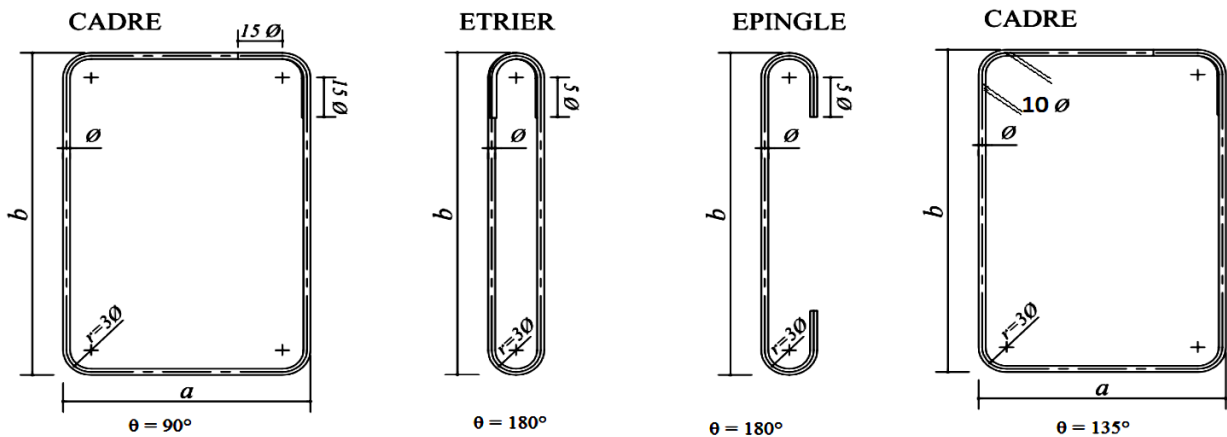


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

**V.2.2. Sollicitations dans les poteaux :**

Les Résultats des sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$(N_{\max} \rightarrow M_{corr})$		$(M_{\max} \rightarrow N_{corr})$		$(N_{\min} \rightarrow M_{corr})$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol, RDC, étage 1	3818.98	-142.619	169.159	766.487	107.967	104.186
2ème et 3ème étage	2327.07	33.253	-141.414	1231.031	79.052	23.856
4ème et 5ème étage	1859.12	27.488	132.578	944.019	7.225	26.445
6ème et 7ème étage	1415.79	24.020	-112.100	770.882	19.633	22.823
8ème et 9ème étage	1012.76	26.780	-86.940	519.803	3.32	8.114
10ème et 11ème étage	641.572	24.847	61.733	57.106	2.827	44.307
12ème étage et terrasse	287.81	5.444	-39.389	125.118	24.351	13.921

**V.2.3. Ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**a) Armatures longitudinales :**

**Hypothèses de calcul :**

- Fissuration peu préjudiciable  $e \geq 2cm$ ; on prend  $e = 3cm$ .
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 modifié 99.

**Exemple de calcul :**

Soit le poteau de l'étage 2 et 3 :

Données :  $b=55cm, h=60cm, d=57cm, d'=3cm$

$$\begin{cases} N^{\max} = 2327.07KN \Rightarrow M^{\text{correspondant}} = 33.253KN.m \\ M^{\max} = 141.414KN.m \Rightarrow N^{\text{correspondant}} = 1231.031KN \\ N^{\min} = 79.052KN \Rightarrow M^{\text{correspondant}} = 23.856KN.m \end{cases}$$

**a) Calcul sous :**  $N_{\max} = 2327.07KN \Rightarrow M_{\text{corres}} = 33.253KN.m (ELU)$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33.253}{2327.07} \times 100 = 1.428cm < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30cm$$

$\Rightarrow N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section (c'est entre les armatures A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \\ M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 33.253 + 2327.07 \times (0.57 - 0.30) = 661.5627KN.m \\ N_u(d - d') - M_{UA} = 2327.07 \times (0.57 - 0.03) - 661.5627 = 595.05KN.m \\ (0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.6 + 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.60 \times 14.2 \times 10^3 \\ (0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1061.38KN.m \\ 595.05KN.m < 1061.38KN.m \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{661.5627 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.261 \\ \mu_{bu} = 0.261 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \\ \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \zeta_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.386 \Rightarrow \zeta_{st} = 5.57 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.482 \text{m} \\ \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{661.5627 \times 10^{-3}}{0.482 \times 348} = 39.44 \text{cm}^2 \\ A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 39.44 \times 10^{-4} - \frac{2327.07 \times 10^{-3}}{348} = -27.43 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_s = 0 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.55 \times 0.57 \times 2.1 / 400 = 3.78 \text{cm}^2$$

**b) Calcul sous :**  $M_{\max} = 141.414 \text{KN.m} \Rightarrow N_{\text{corres}} = 1231.031 \text{KN} (G + Q + Ey)$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ ,  $f_{bu} = 18.48 \text{MPa}$ .

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{141.414}{1231.031} \times 100 = 11.48 \text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{cm}$$

$\Rightarrow N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section (c'est entre les armatures A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \\ M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 141.414 + 1231.031 \times (0.57 - 0.30) = 473.79 \text{KN.m} \\ N_u(d - d') - M_{UA} = 1231.031 \times (0.57 - 0.03) - 473.79 = 190.97 \text{KN.m} \\ (0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.6 + 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.60 \times 18.48 \times 10^3 \\ (0.337h + 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1381.28 \text{KN.m} \\ 190.97 \text{KN.m} < 1381.28 \text{KN.m} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{473.79 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.143 \\ \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.193 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.525 \text{m} \\ \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{473.79 \times 10^{-3}}{0.525 \times 400} = 22.56 \text{cm}^2 \\ A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 22.56 \times 10^{-4} - \frac{1231.031 \times 10^{-3}}{400} = -8.21 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_s = 0 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.55 \times 0.57 \times 2.1 / 400 = 3.78 \text{cm}^2$$

c) **Calcul sous** :  $N_{\min} = 79.052\text{KN} \Rightarrow M_{\text{corres}} = 23.856\text{KN.m}$  (G + Q + Ey)

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ ,  $f_{bu}=18.48\text{MPa}$ .

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.856}{79.052} \times 100 = 30.18\text{cm} > \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

$\Rightarrow$  N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$\left\{ \begin{aligned} M_{UA} &= M_u + N_u(d - h/2) = 23.856 + 79.052 \times (0.57 - 0.30) = 45.2\text{KN.m} \\ \mu_{bu} &= \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45.2 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.014 \\ \mu_{bu} < 0.186 &\Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa} \\ \alpha &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017 \\ z &= d(1 - 0.4\alpha) = 0.565\text{m} \\ \Rightarrow A_1 &= \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{45.2 \times 10^{-3}}{0.565 \times 400} = 2\text{cm}^2 \\ A_s &= A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 2 \times 10^{-4} - \frac{79.052 \times 10^{-3}}{400} = 0.0237\text{cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.55 \times 0.57 \times 2.1 / 400 = 3.78\text{cm}^2$$

Les Résultats des ferrailages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3.** Ferrailage longitudinale des poteaux

Niveaux	Section (cm2)	Type de section	Acal (cm2)	Amin (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
S-sol, RDC, etage1	60×60	S.P.C	3.26	28.8	31.29	<b>8HA20+4HA14</b>
Etages 2 et 3	55×60	S.P.C	0.02	26.4	28.65	<b>4HA20+8HA16</b>
Etages 4 et 5	50×55	S.P.C	1.18	22	22.24	<b>8HA16+4HA14</b>
Etages 6 et 7	45×50	S.P.C	0.96	18	20.36	<b>4HA16+8HA14</b>
Etages 8 et 9	40×45	S.P.C	0.44	14,4	15.21	<b>4HA14+8HA12</b>
Etages 10 et 11	35×40	S.P.C	3.41	11.2	13.57	<b>12HA12</b>
Etage12 et terrasse	30×35	S.P.C	1.62	8.4	13.57	<b>12HA12</b>



**b) Armatures transversale :**

On prend pour exemple le poteau étage 2 et 3 :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{h}\right) = \frac{0.7 \times 2.44}{0.55} = 3.10 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D' \text{ où : } A_t = \frac{3.75 \times 98.109 \times 10^{-3} \times 15}{60 \times 400} \times 10^4 = 2.29 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement :**  $L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$  Avec :  $\phi_{\max} = 16 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

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

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$ , Avec :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

✓ **Quantité d'armature minimale :**

On a  $3 < \lambda_g < 5$  , d'où :

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.5\%(t \times h) = 0.5\%(10 \times 60) = 3 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0.5\%(t \times h) = 0.5\%(15 \times 60) = 4.5 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour  $A_{trans} = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Le tableau ci-après résume les résultats des calculs des armatures transversales pour les différents niveaux :

**Tableau V.4.** Les Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	S-sol	RDC	Etage 1	2.3ème Étages	4.5ème Étages	6.7ème Étages	8.9ème Étages	10.11ème Étages	12.ème Etage+terrasse
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	60×60	60×60	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1.4	1.4	1.4	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
$L_t$ (cm)	192.5	254.1	170.8	170.8	170.8	170.8	170.8	170.8	170.8
$\lambda_g$	3.21	4.23	2.85	3.10	3.42	3.79	4.27	4.88	5.69
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
$V_u$ (kn)	151.699	151.699	151.699	98.109	91.696	83.625	72.596	61.567	37.272
$L_r$ (cm)	80	80	80	64	64	56	48	48	48
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A^t_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	3.55	3.55	3.55	2.29	2.34	2.35	2.26	2.16	1
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )z.courante	6.66	4.41	6.75	4.50	4.12	4.06	2.89	1.72	1.35
$A^t_{\text{adopte}}$ (cm <sup>2</sup> )	6.79	4.71	6.79	4.71	4.71	4.71	3.02	3.02	3.02
Nombre des cadres	6T12	6T10	6T12	6T10	6T10	6T10	6T8	6T8	6T8

**V.2.4. Vérifications nécessaires :**

**V.2.4.1. Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0.9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduite du poteau

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple le poteau l'étage 2 et 3 (55×60) :

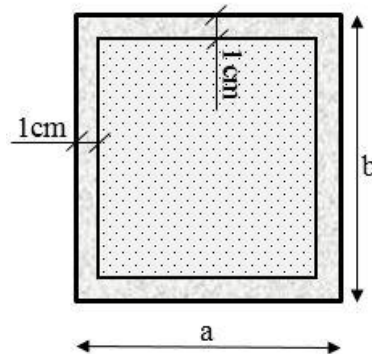
$l_0 = 2.44 \text{ m}$  et  $N_{\max} = 2327.07 \text{ KN}$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, Acier.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.



**Figure V.3.** Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0 = 1.708\text{m}$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.6^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173\text{m}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  : élancement du poteau :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$  ..... poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi$  ..... poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{1.708}{0.55} = 10.74 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.74}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.837.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (60 - 2) = 3074 \text{ cm}^2 = 0.3074 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \\ N_u = 0.83 \times \left[ \frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_u = 5598.788 \text{ KN} \\ N_{\max} = 2327.07 \text{ KN} < N_u = 5598.788 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement.} \end{array} \right.$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	λ	α	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	Obs
S- Sol	60×60	11.114	0.833	31.29	0.3364	3818.984	6095.875	Vérifiée
RDC	60×60	14.671	0.821	31.29	0.3364	3818.984	6008.059	Vérifiée
Etage1	60×60	9.861	0.837	31.29	0.3364	3818.984	6125.147	Vérifiée
2.3ème étages	55×60	9.861	0.837	28.65	0.3074	2327.07	5598.788	Vérifiée
4.5ème étages	50×55	10.756	0.834	22.24	0.2544	1859.122	4574.220	Vérifiée
6.7ème étages	45×50	11.836	0.831	20.36	0.2064	1415.793	3764.759	Vérifiée
8.9ème étages	40×45	13.149	0.827	15.21	0.1634	1012.764	2939.959	Vérifiée
10.11ème étages	35×40	14.788	0.821	13.57	0.1254	641.572	2294.056	Vérifiée
12ème étage+terrasse	30×35	16.911	0.812	13.57	0.0924	287.811	1772.686	Vérifiée

On voit bien que  $N_{\max} < N_u$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

**V.2.4.2. Vérification des contraintes de compression :**

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 à chaque niveau.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc1} &= \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots \text{Béton fibre sup.} \\ \sigma_{bc2} &= \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots \text{Béton fibre Inf.} \end{aligned} \right.$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} (h/2 - V)$$

$$I_{yy'} = b/3(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} v &= \frac{(b \times h^2 / 2) + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \\ v' &= h - v \end{aligned} \right.$$

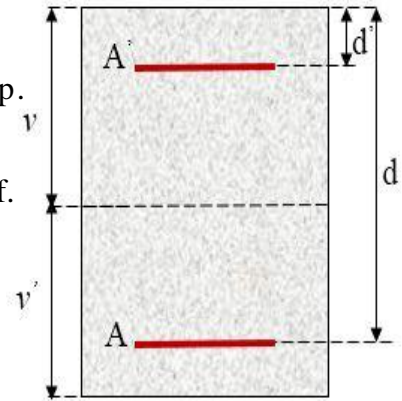


Figure V.4. Section d'un poteau

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	S-sol RDC Étage 1	2.3ème étages	4.5ème étages	6.7ème étages	8.9ème étages	10.11ème étages	12ème étage+ Terrasse
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
d (cm)	57	57	52	47	42	37	32
A' (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0
A (cm <sup>2</sup> )	31.29	28.65	22.24	20.36	15.21	13.57	13.57
V (cm)	27.417	33.334	32.284	29.320	28.709	25.764	26.097
V' (cm)	27.583	21.666	22.716	20.680	21.291	19.236	18.903
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0126	0.0109	0.0102	0.0076	0.0065	0.0047	0.0043
N <sub>ser</sub> (KN)	2045.93	1695.38 8	1354.584	1031.786	738.751	468.088	210.098
M <sub>ser</sub> (KN.m)	16.978	23.996	19.829	17.319	19.443	18.043	3.865
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0.0491	0.1312	0.0931	0.0699	0.0533	0.0413	0.0262
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5.79	6.57	5.22	4.4	3.52	2.54	1.33
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	6.76	8.77	7.00	6.03	5.03	4.00	2.32
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**V.2.4.3. Vérification des sollicitations tangentes :**

Selon le **RPA99 version 2003 (Article 7.4.3.2) :**

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7** Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
S- Sol	3600	1.925	3.21	0.04	57	151.699	0.443	1	Vérifiée
RDC	3600	2.541	4.23	0.04	57	151.699	0.443	1	Vérifiée
Etages 1	3600	1.708	2.85	0.04	57	151.699	0.443	1	Vérifiée
2.3ème étages	3300	1.708	3.10	0.04	57	98.109	0.313	1	Vérifiée
4.5ème étages	2750	1.708	3.42	0.04	52	91.696	0.353	1	Vérifiée
6.7ème étages	2250	1.708	3.79	0.04	47	83.625	0.395	1	Vérifiée
8.9 ème étages	1800	1.708	4.27	0.04	42	72.596	0.432	1	Vérifiée
10.11ème étages	1400	1.708	4.88	0.04	37	61.567	0.475	1	Vérifiée
12ème étage+terrasse	1050	1.708	5.69	0.075	32	37.272	0.388	1.875	Vérifiée

**V.2.4.4. Dispositions constructives :**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

▪ **Longueur des crochets :**

$$L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte :} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

**V.2.4.5. Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau ;  
 $h_e$  : la hauteur de l'étage ;  
 $h$  : la hauteur de la poutre principale 45cm.

**Exemple de calcul :**

RDC :

$$L' = 2 \times 45 = 90cm$$

$$h' = \max(68; 60; 60; 60cm) = 68cm.$$

2<sup>ème</sup> étage :

$$L' = 2 \times 45 = 90cm$$

$$h' = \max(48.17; 55; 60; 60cm) = 60cm$$

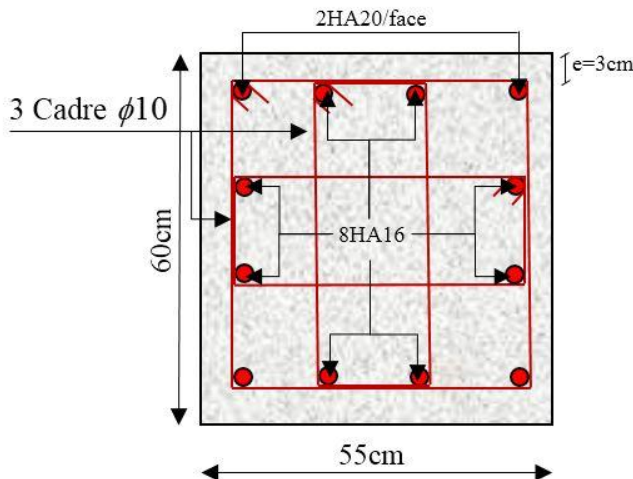
Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8.** Dimensions de la zone nodale

Niveaux	S-sol	RDC	Etage 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	6 et 7	8 et 9	10 et 11	12 et terrasse
Sections	60×60	60×60	60×60	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
L'(cm)	P.P	90	90	90	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80	80	80	80
h'(cm)	60	78	60	60	60	60	60	60	60

**V.2.5. Schéma de ferrailage :**

On expose un seul schéma de ferrailage des poteaux du 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages, et le reste des schémas vont être présenté en Annexe 7



**Figure V.5.** Schéma de ferrailage des poteaux des étages 2 et 3.

**V.3. Etude des poutres :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000 V.14** Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

$$*1.35G + 1.5Q$$

$$*G + Q$$

$$*G + Q \pm E$$

$$*0.8G \pm E$$

**V.3.1 Recommandations :**➤ **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent 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.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times h$

Avec  $St$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

**Remarque :**

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.2. Sollicitations et ferrailages des poutres :**➤ **Sollicitations des poutres :**

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V.14.

Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
RDC	49.381	-88.903	116.2	44.302	-84.628	252.653
Etage 1	53.356	-89.589	116.203	53.026	-94.354	154.469
Étages courants	62.438	-100.944	107.908	50.479	-77.151	124.206
Terrasse accessible	33.274	-69.92	101.059	24.616	-36.366	44.366
Terrasse inaccessible	21.473	-25.733	46.455	14.7446	-26.146	10.796

➤ **Ferraillage des poutres :**

**a. Armatures longitudinales**

**a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)**

**Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (35×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes :  $\begin{cases} M_a = -100.944 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \\ M_t = 62.438 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(ELA) \end{cases}$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.944 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.088 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.088 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.115 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.4m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{100.944 \times 10^{-3}}{0.4 \times 400} \times 10^4 = 6.31 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.438 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.055 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.055 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.071 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.408m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{62.438 \times 10^{-3}}{0.408 \times 400} \times 10^4 = 3.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.35 \times 0.42 \times 2.1 / 400 = 1.77 \text{ cm}^2$$



Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Poutre	S (cm <sup>2</sup> )	Local	M (KN/m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-sol RDC	PP	35x45	Appuis	-88.903	7.875	5.51	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travée	49.381		3.04	<b>3HA14 = 4.62</b>
	PS	35x40	Appuis	-84.628	7	6.02	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travée	44.302		3.07	<b>3HA14= 4.62</b>
Etage 1	PP	35x45	Appuis	-89.589	7.875	5.56	<b>6 HA12 = 6.79</b>
			Travée	53.356		3.25	<b>3HA14 = 4.62</b>
	PS	35x40	Appuis	-94.354	7	6.75	<b>3HA12+ 3HA14 = 8.01</b>
			Travée	53.026		3.69	<b>3HA14= 4.62</b>
Etage courant	PP	35x45	Appuis	-100.94	7.875	6.30	<b>3HA12+ 3HA14 = 8.01</b>
			Travée	62.438		3.82	<b>3HA14= 4.62</b>
	PS	35x40	Appuis	-77.151	7	5.46	<b>3HA12+ 3HA14= 8.01</b>
			Travée	50.479		3.51	<b>3HA14= 4.62</b>
T. A	PP	35x45	Appuis	-69.92	7.875	4.99	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travée	33.274		2.32	<b>3HA14= 4.62</b>
	PS	35x40	Appuis	-36.366	7	2.51	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travée	24.616		1.68	<b>3HA14= 4.62</b>
T. I	PP	35x45	Appuis	-25.733	7.875	1.55	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travée	21.473		1.29	<b>3HA14= 4.62</b>
	PS	35x40	Appuis	-26.146	7	1.79	<b>6HA12 = 6.79</b>
			Travée	14.7446		1.01	<b>3HA14= 4.62</b>

**b. Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1.2; 1.28; 3.5) \text{cm}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) \text{cm} = \min(1.2; 1.14; 3.5) \text{cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)  $\emptyset 8$ .

- **Calcul des espacements des armatures transversales :**

**Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).**

• **Zone nodale :**  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\Phi_{\min}; 30cm)$

- Poutres principales :  $S_t \leq \min(11.25cm ; 14.4cm ; 30cm)$  Soit : **S<sub>t</sub>=10 cm**

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(10cm; 14.4cm, 30cm)$  Soit : **S<sub>t</sub>=10 cm**

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

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15 cm**

- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15 cm**

**V.3.3. Vérifications nécessaires :**

**1) Vérifications des armatures transversales :**

**\* Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575cm^2$$

**\* Poutres secondaires :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575cm^2$$

$A_t = 2.01 cm^2 > A_{t \min} = 1.575 cm^2$  condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU:**

**1) Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.77cm^2 \Rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2 \Rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{cal}$  ; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**2) Vérification des contraintes tangentielles :**

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau V.11.** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Principales	116.205	0.79	3.33	Vérifiée
Secondaires	252.653	1.95	3.33	Vérifiée

D'après les résultats : on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car τ<sub>bu</sub> < τ̄<sub>u</sub> = 3.33MPa .

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

➤ En appui de rive :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  **BAEL91 (Art IV.1)**

➤ En appui intermédiaire :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$  **BAEL91 (Art IV.2)**

Avec : γ<sub>s</sub> = 1 ; fe = 400MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.** Vérification au cisaillement.

Poutres	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Obs
P-P	6.79	116.203	-89.589	2.90	-3.02	Vérifiée
P-S	6.79	252.653	-84.628	6.32	-3.71	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **État limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

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

Calcul de y :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y$ (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	Appui	-55.1882	14.084	1294.99	6.002	15	Vérifiée
	Travée	46.6244	9.689	63699	7.092	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-41.1289	12.309	87234	6.970	15	Vérifiée
	Travée	28.6998	9.017	48371	5.7999	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche** : D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**. La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{441} = 0.102 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.102 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.42} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{530} = 0.0755 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0755 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.070 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.37} = 0.00618 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.3.4. Vérification des zones nodales :**

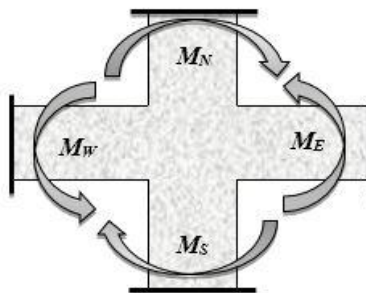


Figure V.6. Répartition des moments dans les zones nodales

$M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

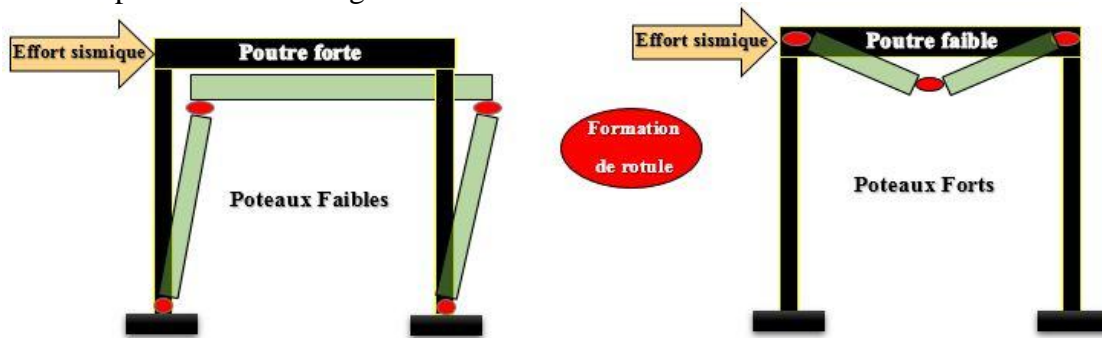
$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Voir la figure suivante :



**Figure V.7.** Formation des rotules plastiques.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$  Avec :  $Z=0.9 \times h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.14.** Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
<b>S-sol + RDC + Etage 1</b>	60×60	54	31.29	588.002
<b>Etage 2 et 3</b>	55×60	54	28.65	538.391
<b>Etage 4 et 5</b>	50×55	49.5	22.24	383.106
<b>Etage 6 et 7</b>	45×50	45	20.36	318.838
<b>Etage 8 et 9</b>	40×45	40.5	15.51	218.598
<b>Etage 10 et 11</b>	35×40	36	13.57	170.005
<b>Etage 12 et Terrasse</b>	30×35	31.5	13.57	148.754

**Tableau V.15.** Moments résistants dans les poutres principales

Niveau	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (kn.m)
S-sol + RDC	0.45	0.405	6.79	95.698
Etage 1	0.45	0.405	6.79	95.698
Etage courant	0.45	0.405	8.01	112.893
T. A	0.45	0.405	6.79	95.698
T.I	0.45	0.405	6.79	95.698

**Tableau V.16.** Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	h (m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (kn.m)
S-sol + RDC	0.40	0.36	6.79	85.065
Etage 1	0.40	0.36	8.01	100.349
Etage courant	0.40	0.36	8.01	100.349
T. A	0.40	0.36	6.79	85.065
T.I	0.40	0.36	6.79	85.065

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.17.** Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N+M<sub>S</sub></sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
S-sol	588.002	588.002	1176.004	95.698	95.698	239.245	Vérifiée
RDC	588.002	588.002	1176.004	95.698	95.698	239.245	Vérifiée
Etage1	538.391	588.002	1126.393	95.698	95.698	239.245	Vérifiée
Etage2	538.391	538.391	1076.782	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage3	383.106	538.391	921.497	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage4	383.106	383.106	766.212	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage5	318.838	383.106	701.944	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage6	318.838	318.838	637.676	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage7	218.598	318.838	537.436	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage8	218.598	218.598	437.196	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage9	170.005	218.598	388.603	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage10	170.005	170.005	340.01	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage11	148.754	170.005	318.759	112.898	112.898	282.245	Vérifiée
Etage12	148.754	148.754	297.502	95.698	95.698	239.245	Vérifiée
Terrasse	0	148.754	148.754	95.698	95.698	239.245	N-Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S-sol	588.002	588.002	1176.004	85.065	85.065	212.6625	Vérifiée
RDC	588.002	588.002	1176.004	85.065	85.065	212.6625	Vérifiée
Etage1	538.391	588.002	1126.393	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage2	538.391	538.391	1076.782	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage3	383.106	538.391	921.497	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage4	383.106	383.106	766.212	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage5	318.838	383.106	701.944	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage6	318.838	318.838	637.676	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage7	218.598	318.838	537.436	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage8	218.598	218.598	437.196	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage9	170.005	218.598	388.603	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage10	170.005	170.005	340.01	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage11	148.754	170.005	318.759	100.349	100.349	250.8725	Vérifiée
Etage12	148.754	148.754	297.502	85.065	85.065	212.6625	Vérifiée
Terrasse	0	148.754	148.754	85.065	85.065	212.6625	N-Vérifiée

On remarque que la condition du RPA sur la zone nodale n'est pas vérifiée pour le dernier niveau, Bien que la vérification soit facultative dans les (2) derniers niveaux (**article 7.6.2**).

**V.3.5. Schéma de ferrailage des poutres :**

On prend comme exemple une poutre principale du RDC, et le reste des schémas vont être présenté en **Annexe 8**

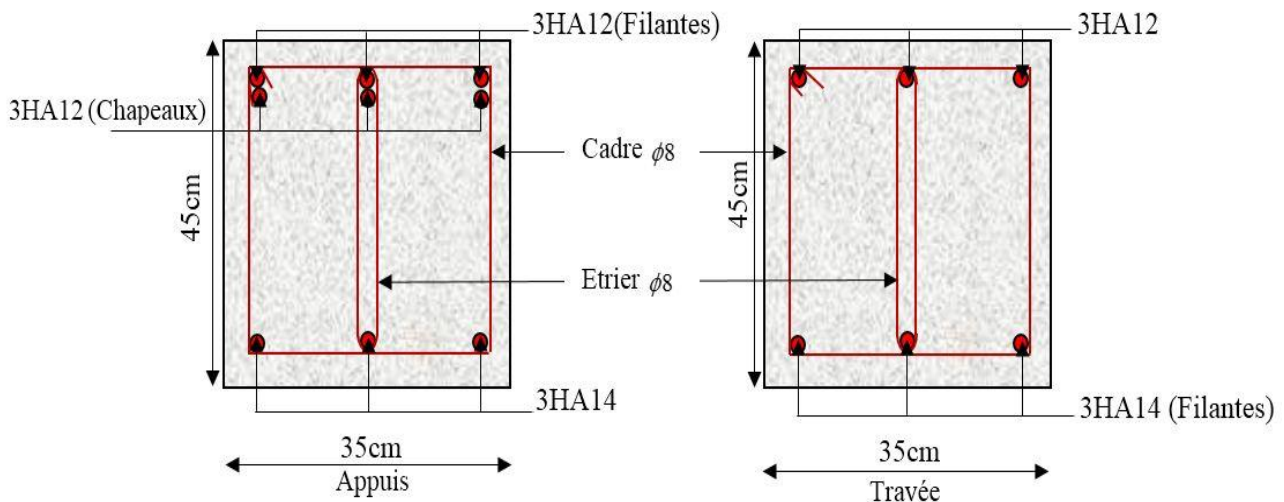


Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale du RDC.

**V.4. Etudes des voiles :**

Le **RPA99 version 2003 (Art.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 en zone IIa.

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

- ✓ Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q \pm E$
- 3)  $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \Rightarrow M^{\text{correspondant}} \\ M^{\max} \Rightarrow N^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} \Rightarrow M^{\text{correspondant}} \end{cases}$$

**V.4.1. Recommandation du RPA99/2003 :** les voiles comportent des :

**a. Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ 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 : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$   
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 des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas des crochets (jonction par recouvrement).



**b. 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  $10\phi_i$ .

**c. Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

**d. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

**➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- **Pourcentage minimum d'armatures** (verticales et horizontales) :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.15\% b \times h \Rightarrow \text{dans la section globale de voile.} \\ A_{\min} = 0.10\% b \times h \Rightarrow \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

En zone courante (non tendue) 0.10%.

**-Espacement :**

$S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**- Longueur de recouvrement :**

$40\phi$ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.2. Ferrailage :****a. Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables ( $M, N$ ) pour une section ( $b \times h$ ).

La section trouvée ( $A$ ) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003.

**b) Armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

$A_v^{\min} / \text{voil}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$A_{\min} = 0.15\%(b \times h)$$

$A_v^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adopte}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$A_h^{\min} / \text{voil}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

$A_h^{adopte} / \text{ml}$  : Section d'armature adoptée pour un mètre linéaire.

$N^{bre} / \text{ml}$  : Nombre de barres adopté par un mètre linéaire.

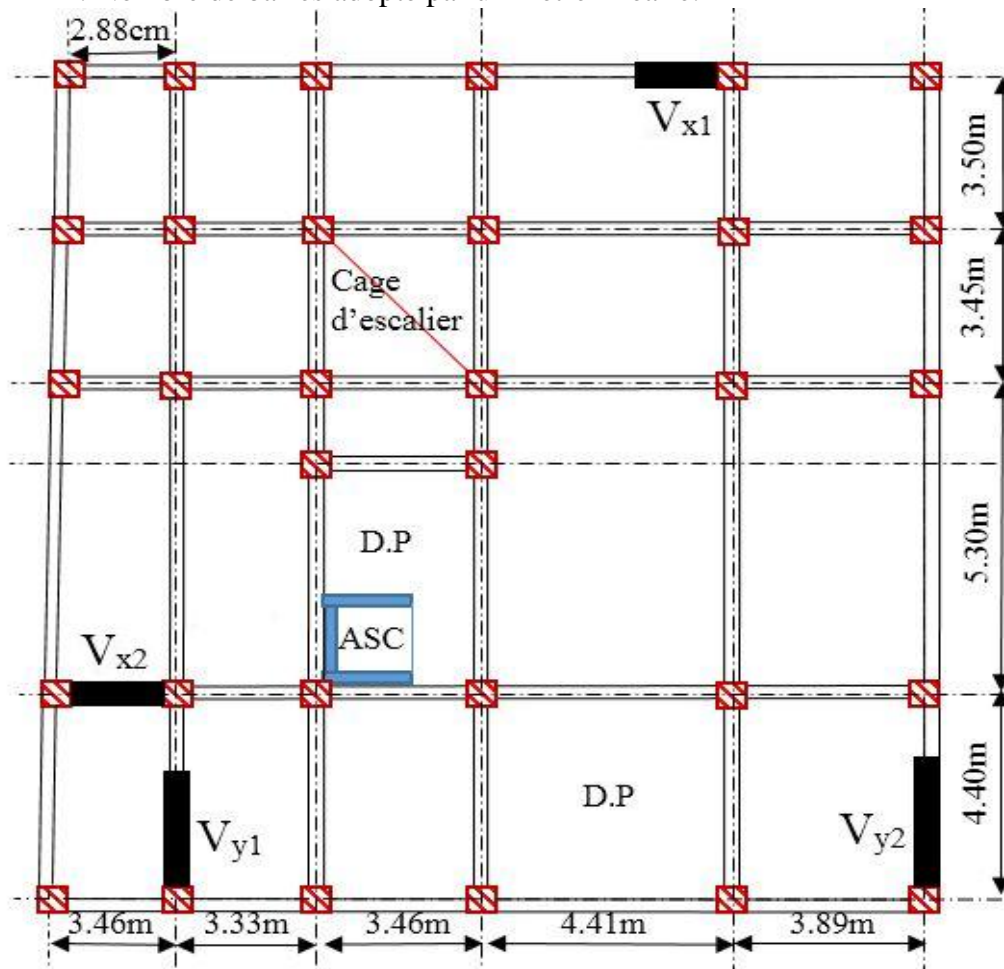


Figure V.9. Schéma de répartition des voiles.

**V.4.3. Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul le voile  $V_{x1}$  (2m), sous les sollicitations montrées dans le tableau suivant :

**Tableau V.19** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x1} //$  à X-X'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_u$ (KN)
	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	
<b>Etage 2 et 3</b>	-2045.228	91.5238	386.447	-1221.906	-740.345	366.242	-150.25

➤ **Armatures verticales :**

**A) Calcul sous :  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  (ELU) :**

$L = 2 \text{ m}$ ,  $d = 1.95 \text{ m}$ ,  $e = 0.20 \text{ m}$ .

$N_{max} = -2045.228 \text{ KN}$  (traction),  $M_{cor} = 91.5238 \text{ KN.m}$ . (**Combinaison à l'ELU**).

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{91.5238}{2045.228} = 0.0447 \text{ m} < \frac{h}{2} = 1 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (c'est entre A et A').

⇒ la section est entièrement tendue.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st} \times (d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{st} \times (d - d')} \end{cases}$$

Tel que :

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left( \frac{2}{2} - 0.05 \right) + 0.0447 = 0.9947 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (1.95 - 0.05) - 0.9947 = 0.9053 \text{ m}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

On aura :

$$\begin{cases} A_1 = \frac{2045.228 \times 10^{-3} \times 0.9053}{348 \times (1.95 - 0.05)} = 28 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{2045.228 \times 10^{-3} \times 0.9947}{348 \times (1.95 - 0.05)} = 30.76 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En prend le max entre  $A_1$  et  $A_2$  :  $A = 30.76 \text{ cm}^2$

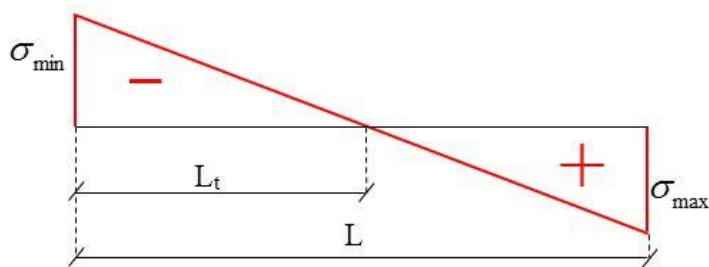
$$A_{min(BAEL)} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 2 \times 2.1}{400} = 21 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon **RPA99/2003** on a :  $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 2 = 6 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$



**Figure V.10.** Schéma des contraintes

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v = \frac{-2045.228 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} + \frac{91.523 \times 10^{-3}}{0.134} \times 1 = -4.43 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v = \frac{-2045.228 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2} - \frac{91.523 \times 10^{-3}}{0.134} \times 1 = -5.79 \text{ MPa} \\ L_t &= \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{-5.79 \times 2}{-4.43 - 5.79} = 1.13 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 113 = 4.52 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 20 \text{ cm}$  En dehors de  $L/10$  du voile

➤ **Armatures horizontales :**

Leurs sections est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 150.25 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \quad \text{tel que : } \tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 150.25 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\text{On prend } S_h = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow A_h = \frac{0.2 \times 0.2 \times 0.54}{0.8 \times 400} = 0.675 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres :**

**Armatures verticales :**

On opte pour chaque face : 10HA20 = 31.42 cm<sup>2</sup>

**Choix des armatures horizontales :**

On opte 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.20.** Sollicitations et ferrailage du voile ‘Vx1 = 2m dans tous les niveaux

Niveau	S sol RDC étage1	2 <sup>ér</sup> ,3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×2	0.20×2	0.20×2	0.20×2	0.20×2	0.20×2
N(KN)	-1427.302	-2045.228	-1817.791	-1366.572	-1140.092	-654.545
M(KN)	974.5763	91.5238	25.3301	28.517	28.779	46.3328
Section	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)	312.74	150.25	164.009	145.914	124.388	96.181
τ (MPa)	1.12	0.54	0.58	0.52	0.45	0.34
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	35.26	30.76	26.51	20.08	16.82	9.98

$A_v^{\min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	6	6	6	6	6	6
$A_v^{adop}$ (Cm <sup>2</sup> )/face	37.7	31.42	31.42	20.11	20.11	11.31
$N^{bre}$ /par face	<b>12HA20</b>	<b>10HA20</b>	<b>10HA20</b>	<b>10HA16</b>	<b>10HA16</b>	<b>10HA12</b>
$S_t$ (cm)	Zone courante	20	20	20	20	20
	Zone d'extrémité	10	10	10	10	10
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.4	0.67	0.72	0.65	0.56	0.42
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21.Sollicitations et ferrailage du voile 'Vx2 = 3.41m dans tous les niveaux

Niveau	S sol +RDC+1 étage	2 <sup>ér</sup> ,3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×3.41	0.20×3.41	0.20×3.41	0.20×3.41	0.20×3.41	0.20×3.41
N(KN)	-1427.302	-81.339	-347.408	-260.386	-184.612	-99.567
M(KN)	974.5763	804.9516	170.0675	130.2721	23.476	65.8496
Section	<b>S.E. T</b>	<b>S.E. T</b>	<b>S.E. T</b>	<b>S.E. T</b>	<b>S.E. T</b>	<b>S.E. T</b>
V (KN)	312.74	114.855	107.068	95.245	75.042	58.048
$\tau$ (MPa)	0.65	0.24	0.22	0.21	0.16	0.12
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	35.26	8.14	6.47	4.87	2.86	2
$A_v^{\min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10.23	10.23	10.23	10.23	10.23	10.23
$A_v^{adop}$ (Cm <sup>2</sup> )/face	37.7	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57
$N^{bre}$ /par face	<b>12HA20</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA12</b>
$S_t$ (cm)	Zone courante	25	25	25	25	25
	Zone d'extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.81	0.3	0.275	0.26	0.2	0.15
$A_h^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile 'VY1 = 3.5m dans tous les niveaux

Niveau	S sol +RDC+1 étage	2 <sup>ér</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×3.5	0.20×3.5	0.20×3.5	0.20×3.5	0.20×3.5	0.20×3.5
N(KN)	-1682.72	-2532.66	-2142.511	1673.719	1128.362	-471.33
M(KN)	1589.753	53.9978	10.93	4.0663	4.8481	39.9882
Section	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)	791.748	520.433	399.867	331.407	273.627	195.981
τ (MPa)	1.6	1.05	0.81	0.67	0.56	0.4
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	37.63	36.86	30.89	24.09	16.26	7.11
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_v^{adop}$ (Cm <sup>2</sup> )/face	37.7	37.7	37.7	24.13	18.47	13.57
$N^{bre}$ /par face	12HA20	12HA20	12HA20	12HA16	12HA14	12HA12
S <sub>t</sub> (cm)	Zone courante	25	25	25	25	25
	Zone d'extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2	1.31	1.01	0.84	0.7	0.5
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile 'VY2 = 3.7m dans tous les niveaux

Niveau	S sol +RDC+1 étage	2 <sup>ér</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.20×3.7	0.20×3.7	0.20×3.7	0.20×3.7	0.20×3.7	0.20×3.7
N(KN)	-1552.256	2337.519	-2006.853	-1553.664	-1001.242	-352.116
M(KN)	1898.1857	112.2807	78.6495	105.035	146.5109	204.8354
Section	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T	S.E. T
V (KN)	507.59	401.134	317.311	245.918	185.98	128.589
τ (MPa)	0.97	0.77	0.61	0.47	0.36	0.25
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	37.47	34.5	29.48	23.17	15.56	6.7
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1

$A_v^{adop}$ (Cm <sup>2</sup> )/face	37.7	37.7	37.7	24.13	18.47	13.57
$N^{bre}$ /par face	<b>12HA20</b>	<b>12HA20</b>	<b>12HA20</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA14</b>	<b>12HA12</b>
$S_t$ (cm)	Zone courante	30	30	30	30	30
	Zone d'extrémité	15	15	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.21	0.96	0.76	0.59	0.45	0.31
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$ /par Plan	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20

V.4.4. Schéma de ferrailage :

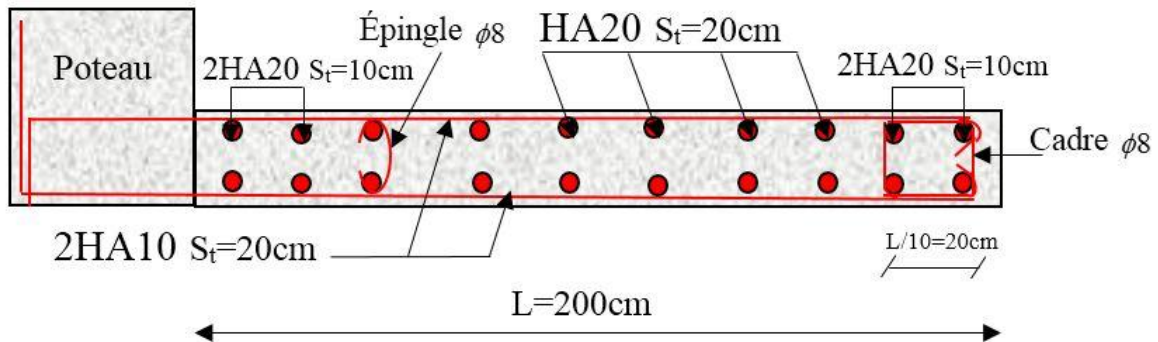


Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile V<sub>x1</sub> (étage 2et3)

V.5. CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99/2003 qui prend en considération la totalité des charges sismiques ainsi que les charges d'exploitations. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Chapitre VI

L'infrastructure

Etude de



**VI.1. Introduction :**

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du terrain de fondation, sa nature et son homogénéité.
- La charge totale transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur d'ancrage.
- L'économie et la facilité de réalisation.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

**VI.2. Combinaisons de calcul :**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

**VI.3. Reconnaissance du sol :**

Pour projeter correctement une fondation, Il est indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bar pour une profondeur d'ancrage de 4 m. ...**Annexe 5**

**VI.4. Choix du type de fondation :**

**VI.4.1. Vérification des semelles isolées :**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (I)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel SAP 2000 V14.

N=2045.93 KN

S : Surface d'appuis de la semelle,  $S = A \times B$ .

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.2bar$  ...**Annexe 5**

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

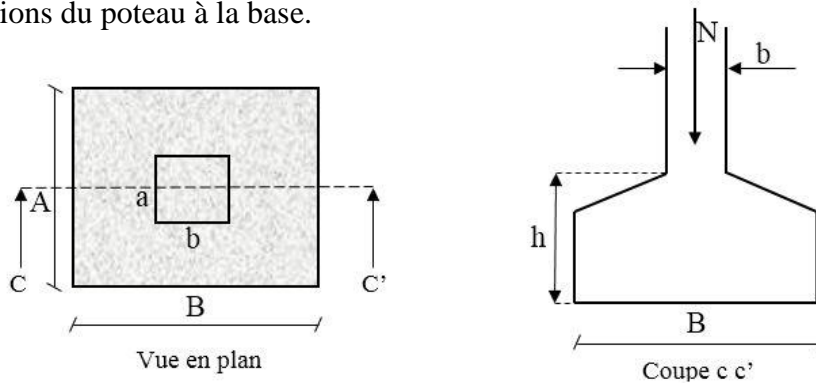


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée

On remplace A dans l'équation (I) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.6}{0.6} \times \frac{2045.93}{120}} \Rightarrow B \geq 4.13m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.88m, on remarque qu'il aura un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**VI.4.2. Vérification des semelles filantes :**

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, qui nous semble d'être la plus sollicitée, située sous un portique de 6 poteaux.

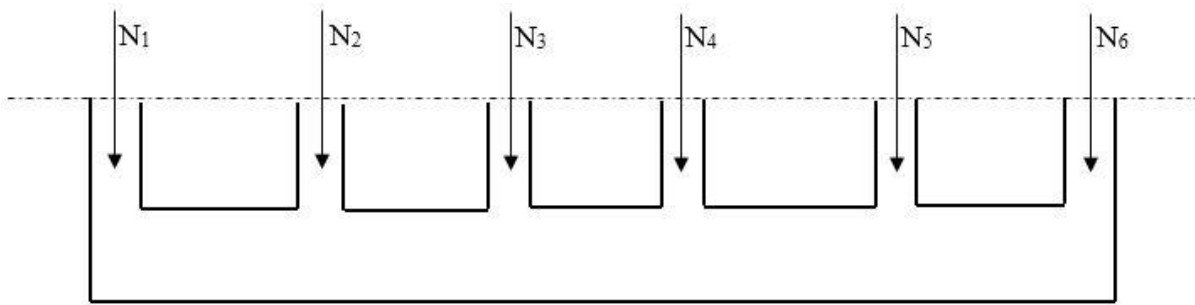


Figure VI.2. Semelle filante

Avec :  $N = \sum_{i=1}^{i=6} N_i = 1563.6 + 2045.93 + 2019.9 + 1731.07 + 1663.53 + 1531.77 = 10555.8KN$

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10555.8}{120 \times 19.15} = 4.59m$$

On à la largeur de notre semelle égale à 4.59m, Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a une faible distance entre les deux semelles filantes, les poteaux rapprochés (petites trames) et le chargement transmis au sol est important d'où l'emploi des semelles filantes ne convient pas donc on passe au radier nervuré.

**VI.4.3. Vérification du Radier général :**

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et en tendance à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier, qui occupera la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on doit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieurs.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

**Pré-dimensionnement :**

✓ **Condition de coffrage :**

**Pour les nervures :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \text{ Avec } h_t : \text{la hauteur de la nervure}$$

$L_{\max} = 530 \text{ cm}$  La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \quad . \text{ On opte pour une hauteur : } h_t = 60 \text{ cm}$$

**Pour la dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 26.5 \text{ cm} \quad ; \text{ On opte pour une hauteur : } h_r = 40 \text{ cm}$$

✓ **Condition de rigidité :**

Pour un radier rigide, il faut que :  $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol.  $\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ tres mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{array} \right.$

b : la largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.3^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t \geq 0.78 \text{ m}$$

$h_t \geq 78 \text{ cm}$  on prend  $h_t = 90 \text{ cm}$

$$\frac{\pi}{2} \times L_e = \sqrt[4]{\frac{h_t^3 \times E}{3 \times K}} = \frac{3.14}{2} \times \sqrt[4]{\frac{0.9^3 \times 3.216 \times 10^3}{3 \times 4}} = 5.86m$$

$$\Rightarrow \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.86m > L_{max} = 5.30m \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

• **Calcul du Poids :**

$N_{ser} = 56793.86$  KN (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad} = 0.4 \times 330.34 \times 25 = 3303.4$  KN (poids du radier) ;

$N_{ser} = 56793.86 + 3303.4 = 60097.26$  KN

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{60097.26}{120} = 500.810m^2$$

$$S_{bâtiment} = 330.34m^2$$

$S_{bat} < S_{rad} \Rightarrow$  Le radier déborde

✓ **Calcul du débord :**  $D = \frac{S_{rad} - S_{bat}}{\text{périmètre}} = \frac{500.810 - 330.34}{P = 72.23m} = 2.36m$

Soit le radier déborde de 2.4m, donc  $S_{rad} = S_{bat} + P \times D = 503.69m^2$

✓ **Condition de cisaillement :**

$$V_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I) ; \quad V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}}$$

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{82282.414 \times 5.3 \times 1}{2 \times 503.69} = 432.90KN$$

$N_u$  : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = \frac{432.90 \times 10^{-3} \times 1.5}{1.75} = 37.1cm$$

A partir de ces conditions on opte pour :

$h_t = 90cm$  Pour les nervures du radier.

$h_r = 40cm$  Pour la dalle du radier.

**VI.5. Vérifications nécessaires :**

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

D'après le programme « GEOSEC », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 9.71m \\ Y_G = 8.58m \end{cases} \text{ et } \begin{cases} I_X = 13104.742m^4 \\ I_Y = 14798.97m^4 \end{cases}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>: Moment sismique à la base tiré du logiciel SAP2000V.14.

- **Dans le sens x-x :**

$$\sigma_{\max} = \frac{60.09}{503.69} + \frac{20}{13104.742} \times 8.58 = 0.132MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{60.09}{503.69} - \frac{20}{13104.742} \times 8.58 = 0.106MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.125MPa > 0.12MPa \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{60.09}{503.69} + \frac{16.36}{14798.97} \times 9.71 = 0.130MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{60.09}{503.69} - \frac{16.36}{14798.97} \times 9.71 = 0.108MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.124MPa > 0.12MPa \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

**Remarque :** Les contraintes ne sont pas vérifiées dans les deux sens.

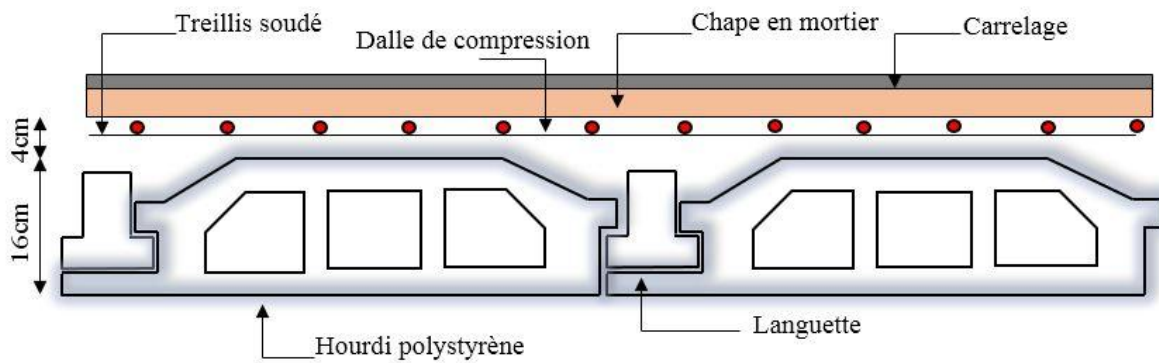
Vu la limite du terrain et le risque de cisaillement, on constate qu'on ne peut pas aller au-delà du débord qu'on a pris au début, ce qui nous amène à chercher des solutions économiques afin de diminuer le poids total transmis par la superstructure, et parmi ses solutions qu'on a proposées :

- Remplacer le plancher à corps creux en béton des étages courants (habitations) par un plancher à corps creux en polystyrène.
- Réalisations des cloisons de séparations au niveau des étages courants (habitations) en Placoplatre

## VI.6. Recommandations :

### VI.6.1. Plancher à corps creux en polystyrène :

C'est un type de corps creux beaucoup plus léger que celui du béton, il est composé d'hourdis en polystyrène, de poutrelles et d'une dalle de compression, de languette qui empêche le froid de passer, comme montrer sur la figure



**Figure VI.3.** Schéma d'un plancher à corps creux en polystyrène

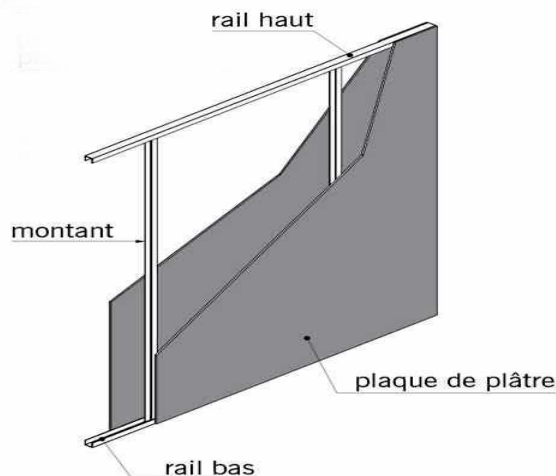
Hourdis est un coffrage perdu, alors pourquoi utiliser du béton pour devenir une charge permanente sur notre bâtiment, l'utilisation d'hourdis en polystyrène, est procéder révolutionnaire avec plusieurs avantages :

- Réduire le poids propre du plancher.
- Assurer une isolation phonique (bruit aérien, bruit de la marche, etc.).
- Assurer une isolation thermique (déperdition thermique).
- Assurer l'étanchéité du plancher contre l'humidité.
- Mise en œuvre rapide.
- Suppression de l'opération d'étalement et d'enlèvement des étais.

#### VI.6.2. Placoplatre :

Matériau de construction couramment utilisé pour la réalisation des cloisons, de doublages isolants ou encore de plafonds, elle tient une place de choix dans notre intérieur. La plaque de plâtre est constituée de gypse, elle est constituée d'une âme en plâtre protégée par deux parements de carton qui lui confèrent solidité et surface lisse.

Le Placoplatre est posé par vissage, sur rail ou sur des montants en bois ou en métal. On place généralement une couche de laine de verre ou un autre isolant thermique et phonique entre deux plaques, afin d'avoir une cloison plus performante.



**Figure VI.4.** Schéma de montage du Placoplatre

L'utilisation des cloisons en Placoplatre nous a permis de diminuer le poids de la structure ainsi qu'elle nous a offert plusieurs avantages primordiaux :

- La réalisation de son aménagement intérieur grâce aux cloisons en placo est un gage de qualité pour son habitation, elles demeurent sans aucun doute la meilleure solution pour allier confort, esthétisme et facilité d'installation.
- Lorsqu'elles sont associées à un bon isolant, les cloisons en placo offrent une excellente performance acoustique, elles permettent de réduire considérablement les bruits d'impact et aériens à l'intérieur même de l'habitation.
- Elles améliorent considérablement le confort thermique, ainsi qu'elle permet de réguler la température intérieur d'une habitation pour se sentir bien chez soi, en été comme en hiver.

**VI.7. Évaluation des charges permanentes pour le plancher polystyrène (habitation) :**

**Tableau VI.1.** Évaluation des charges revenant au plancher étage courant

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux (polystyrène)	/	0.16+0.04	1.45
5	Cloisons de séparation (placo-plâtre)	/	/	0.4
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>3.21</b>
<b>Q étage courant</b>				<b>1.5</b>

✓ **Surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

• **Calcul du Poids :**

$N_{ser}=50770.473$  KN (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad}=0.4 \times 330.34 \times 25=3303.4$  KN (poids du radier) ;

$N_{ser}=50770.473 + 3303.4=54073.873$  KN

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{54073.873}{120} = 450.61m^2$$

$$S_{bâtiment} = 330.34m^2$$

$$S_{bat} < S_{rad} \Rightarrow \text{Le radier déborde}$$

Soit le radier déborde de 2 m, donc  $S_{rad} = S_{bat} + P \times D = 474.8m^2$

✓ **Condition de cisaillement :**

$$V_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I) ; \quad V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}}$$

$$V_d = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{74150.841 \times 5.3 \times 1}{2 \times 474.8} = 413.85 KN$$

$N_u$  : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$de (I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = \frac{413.85 \times 10^{-3} \times 1.5}{1.75} = 35.47 cm$$

A partir de ces conditions on opte pour :

$h_t = 90cm$  Pour les nervures de radier.

$h_r = 40cm$  Pour la dalle du radier.

**VI.8. Vérifications nécessaires :**

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

• **Dans le sens x-x :**

$$\sigma_{\max} = \frac{54.07}{474.8} + \frac{13.42}{13104.742} \times 8.58 = 0.122 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{54.07}{474.8} - \frac{13.42}{13104.742} \times 8.58 = 0.105 MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.117 MPa < 0.12 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Dans le sens y-y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{54.07}{474.8} + \frac{16.44}{14798.97} \times 9.71 = 0.124 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{54.07}{474.8} - \frac{16.44}{14798.97} \times 9.71 = 0.103 MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.118 MPa < 0.12 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :** les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$N \geq P = F \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec :

F : coefficient de sécurité = 1.15 ;

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 4 m

S : surface totale du radier = 474.8 m<sup>2</sup> ;

$\gamma_w = 10 KN/m^3$  (poids volumique de l'eau)

$N = 74150.841 \geq 1.15 \times 4 \times 474.8 \times 10 = 21840.80 KN \dots \dots \dots$  La condition est vérifiée.



➤ Vérification au poinçonnement :

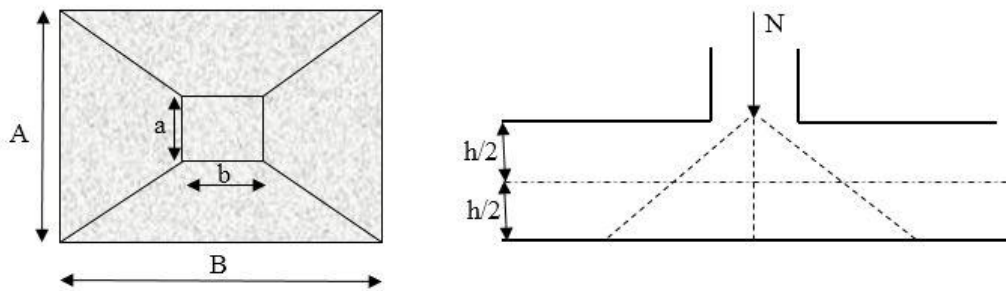


Figure VI.5. Zone de contact poteau-radier

Selon le **BAEL 99(artcle A.5.2 .41)**,il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette verification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$h_t$  : hauteur total de la dalle du radier.

$N_d$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$U_c$ : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) ; \begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.9 = 1.5m \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.9 = 1.5m \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (1.5 + 1.5) = 6 m.$$

$$N_d = 2.809MN \leq 0.045 \times 6 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 4.05MN \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA 99/2003**. On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

➤ Sens x-x :  $e = \frac{13421.9697}{54073.873} = 0.25m < \frac{19.15}{4} = 4.79m$

➤ Sens y-y :  $e = \frac{16440.0159}{54073.873} = 0.3m < \frac{17.26}{4} = 4.31m$

**VI.9. Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

**a) Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{tot}} = \frac{74150.841}{474.80} = 156.17 KN / m^2$$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.81}{4.7} = 0.81 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

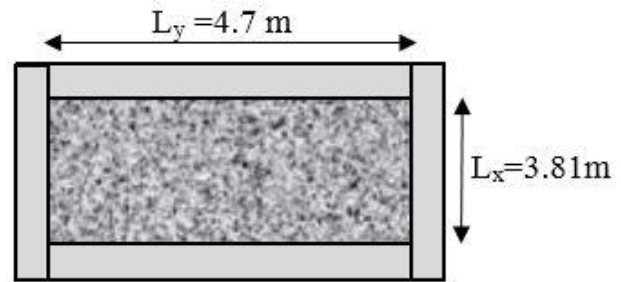


Figure. VI.6. Dalle sur 04 appui

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

**b) Calcul de Ferrailage :**

➤ À l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \dots \text{Annexe 1}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0550 \times 156.17 \times 3.81^2 = 124.68 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 124.68 \times 0.6135 = 76.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments réels :**

➤ En travées :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 0.75 \times 124.68 = 93.51 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0.75 \times 76.49 = 57.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -62.34 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2.** Ferrailage du radier

Localisation	Sens	M (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)	Choix /ml	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	93.51	7.90	3.54	9.24	6HA14	16
	y-y	57.37	4.79	3.2	6.16	4HA14	25
Appuis		62.34	5.22	4.23	6.16	4HA14	25

**Condition de non fragilité :**

➤ En travée :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h = 0.0008 \times (3-0.81) \times 100 \times 40 / 2 = 3.54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ En appui :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 4.23 \text{ cm}^2$$

**Espacements des armatures :**

$$\begin{cases} \text{armatures // } L_x : S_t = 16\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{armatures // } L_y : S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{cases}$$

**Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{156.17 \times 3.81}{2} \times \frac{4.7^4}{3.81^4 + 4.7^4} = 207.78\text{KN} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{207.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.59\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16\text{MPa} \end{cases}$$

**Vérification à l'ELS ( $\nu = 0.2$ ) :**

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \Rightarrow Q_s = \frac{54073.873}{474.8} \Rightarrow Q_s = 113.89\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0617 \times 113.89 \times 3.81^2 = 102.005\text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 102.005 \times 0.7246 = 73.91\text{KN.m} \end{cases}$$

**Moment en travées :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 76.50\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 55.43\text{KN.m} \end{cases}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -51.002\text{KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

**Tableau VI.3.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	102.005	8.56	11779 9	5.55 < 15	Vérifiée	275.55 > 201.63	N. Vérifiée
	y-y	73.91	7.17	83851	4.74 < 15	Vérifiée	275.96 > 201.63	N. Vérifiée
Appui		-51.002	7.17	83851	4.36 < 15	Vérifiée	253.90 > 201.63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4.** Choix des armatures et re-vérification des contraintes

Localisation		As (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	8HA14=12.32	9.6	147100	195.42 < 201.63	Vérifiée
	y-y	8HA12=9.05	8.48	115801	190.39 < 201.63	Vérifiée
Appui		7HA12=7.92	8	103672	199.18 < 201.63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage du radier :

Homogénéisation du ferrailage suivant le panneau le plus sollicité.

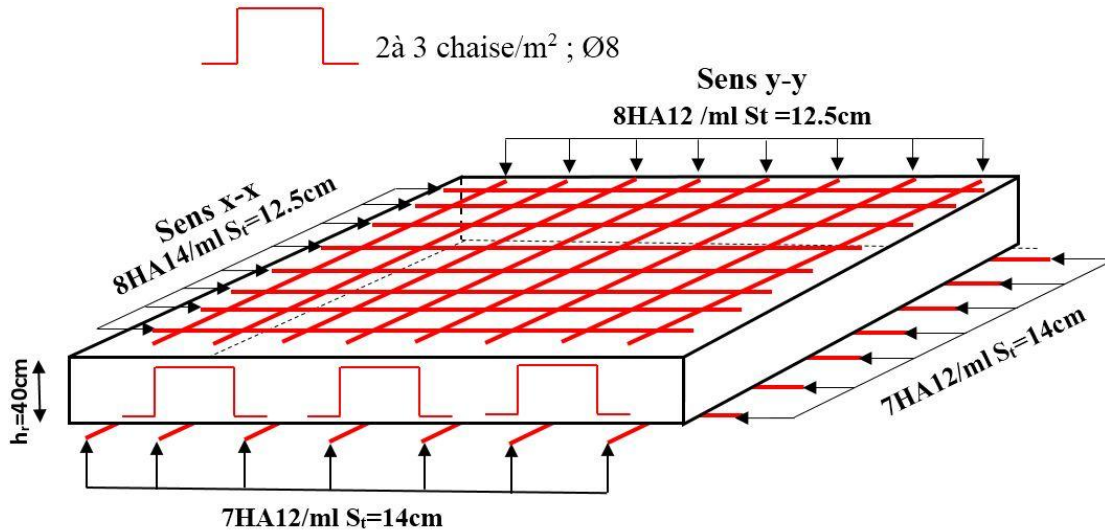


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du radier.

VI.10. Ferrailage du débord :

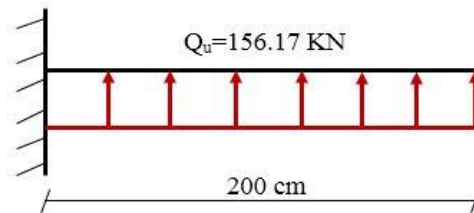


Figure VI.8. Schéma statique du débord

❖ Calcul du moment sollicitant :

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -312.34 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau VI.5. Section d'armature du débord

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	N <sup>bre</sup> de barres / ml	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>r adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
- 312.34	28.49	4.23	31.42	10HA20	10	7.85	6HA14=9.24

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$F.N \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Sachant que : } V_u = q_u \times l = 312.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.89 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

$$M_s = -q_s \times \frac{l^2}{2} = -113.89 \times \frac{4}{2} = 227.78 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6. Vérifications des contraintes à l'ELS

	$M_s$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	- 227.78	14.05	299304.91	10.69 < 15	Vérifiée	293.15 > 201.63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau VI.7. Choix des armatures et re-vérification des contraintes

Localisation	As (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	8HA25=39.27	15.25	347985.57	193.92 < 201.63	Vérifiée

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.8. Section d'armature du débord à l'ELS

Localisation	$M_s$ KN.m	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{adop}$ cm <sup>2</sup> /ml	N <sup>bre</sup> de barres	$S_t$ cm	$A_r$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_r$ adop cm <sup>2</sup> /ml	$A_r$ adop cm <sup>2</sup> /ml
Travée	-227.78	28.49	39.27	8HA25	12	9.82	10.78	7HA14

➤ Schéma de ferrailage :

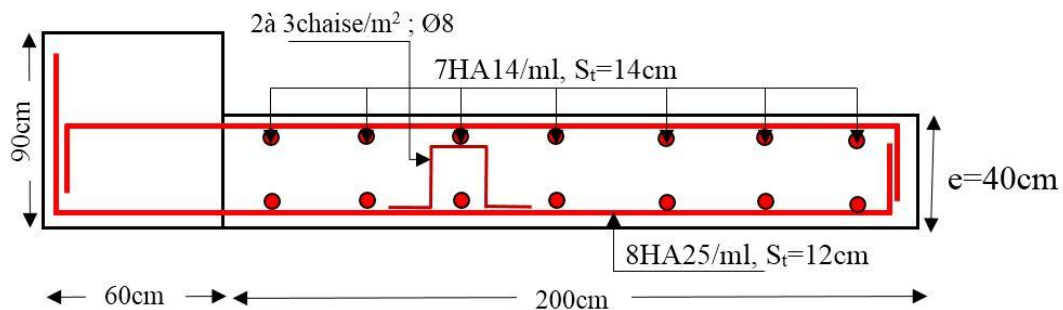


Figure VI.9. Schéma de ferrailage du débord

VI.11. Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, elle se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...), donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

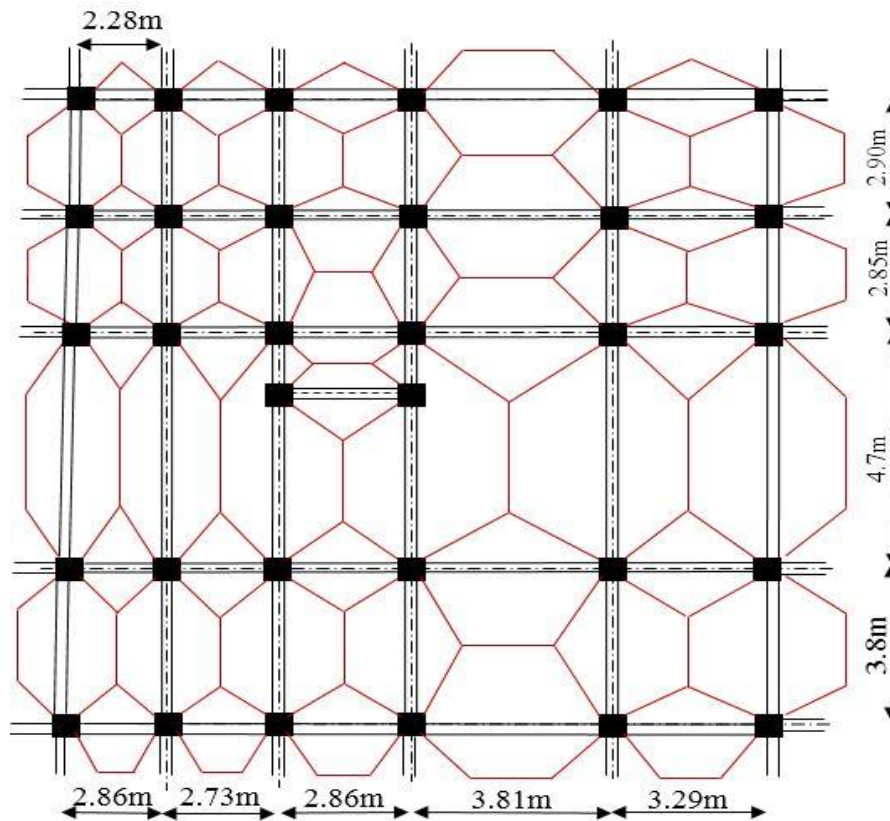


Figure VI.10. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charges triangulaires :**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \text{ Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times P \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P \times l_x \end{cases} \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} P_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ P_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

$P_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$P_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ **Sens X-X :**

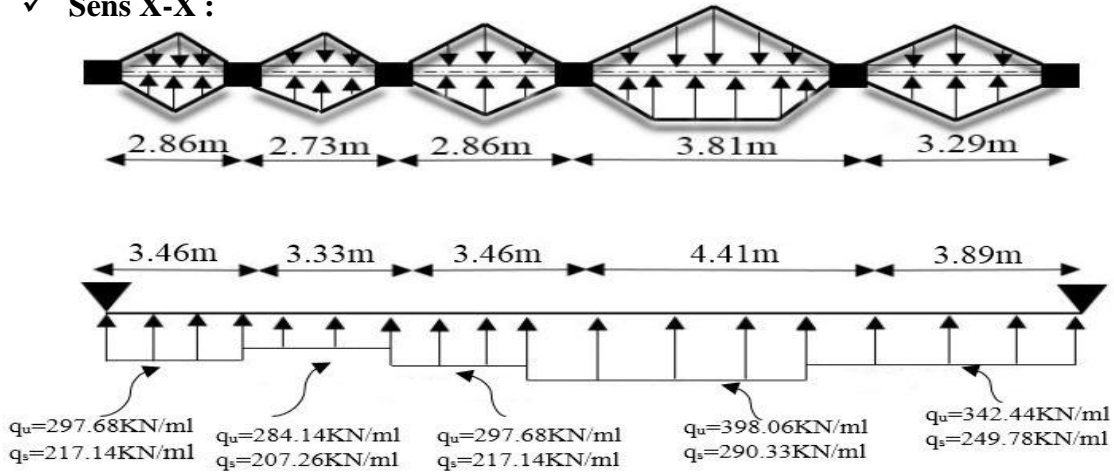


Figure VI.11. Schéma des nervures dans le sens x-x

✓ **Sens Y-Y :**

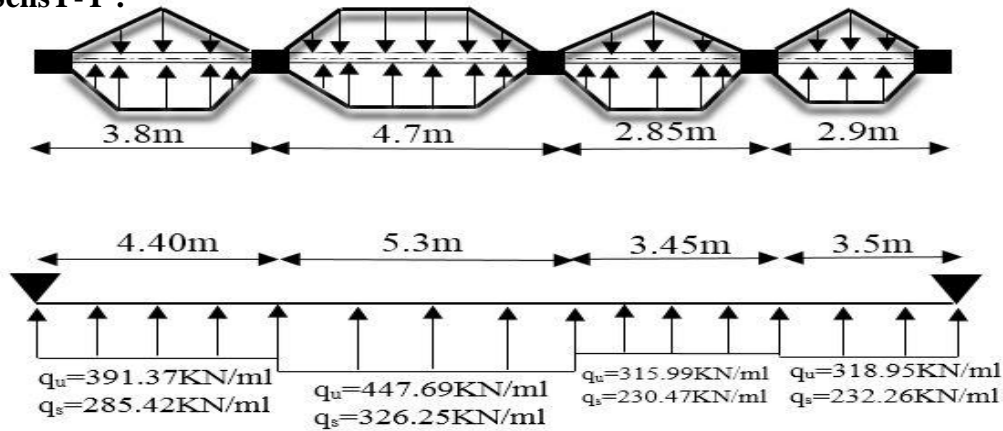


Figure VI.12. Schéma des nervures dans le sens y-y

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

**Moments aux appuis :** 
$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :  $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$  et  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

➤ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.9.** Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	3.46	3.46	297.68	0	- 340.078	1.464	252.491
B-C	3.33	2.66	284.14	- 340.078	-253.079	1.757	98.473
C-D	3.46	2.77	297.68	-253.079	-442.936	1.546	102.513
D-E	4.41	3.53	396.04	-442.936	-595.505	2.118	445.069
E-F	3.89	3.89	342.44	-595.505	0	2.392	384.195

➤ **Sens y-y :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.10.** Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' <sub>x</sub> (m)	Pu (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		x (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.4	4.4	397.02	0	-918.623	1.749	456.565
B-C	5.3	4.24	430.02	-918.623	-685.189	2.748	752.212
C-D	3.45	2.76	320.93	-685.189	-381.856	2.003	-51.157
D-E	3.5	3.5	326.56	-381.856	0	2.026	273.022

**Tableau VI.11.** Sollicitations maximales selon les deux sens

	Localisation	Travée	Appui
Sens x-x	Moment (KN.m)	445.069	595.505
	Effort tranchant (KN)	907.864	
Sens y-y	Moment (KN.m)	752.212	918.623
	Effort tranchant (KN)	1230.423	

✓ **Ferrailage :**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

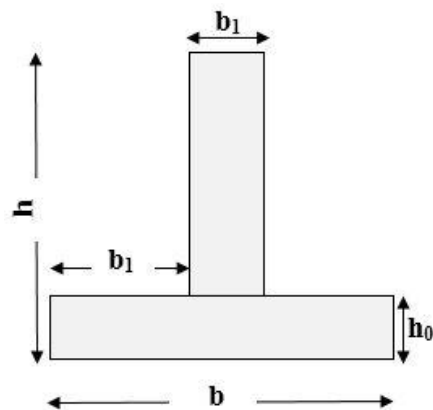
h=90cm; h<sub>0</sub>=40cm

b<sub>0</sub>=60cm; d=85cm

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y^{\min}}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens x - x : } b \leq \min\left(\frac{3.8}{10}; \frac{3.81}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.36m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens y - y : } b \leq \min\left(\frac{3.29}{10}; \frac{4.7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.26m.$$



**Figure VI. 13.** Schéma de la nervure.



**Remarque :** Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h), mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12.** Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	445.069	15.30	13.95	15.39	10HA14
	Appui	595.505	20.59	13.95	23.19	10HA16+2HA14
Y-Y	Travée	752.212	26.23	12.93	26.39	2HA20+10HA16
	Appui	918.623	32.26	12.93	34.5	10HA20+2HA14

**VI.12. Vérifications nécessaires :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

tel que :

$$F.N \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\text{Selon } x-x : \tau_u = \frac{907.864 \times 10^{-3}}{1.36 \times 0.85} = 0.78 < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{Selon } y-y : \tau_u = \frac{1230.423 \times 10^{-3}}{1.26 \times 0.85} = 1.14 < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \left( \phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 25.71; 60)mm$$

Soit  $\phi_t = 10mm$  et  $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3.14cm^2$  (2 Cadre HA8)

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40cm) \Rightarrow St = \min(76.5; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52.33cm$$

$$St \leq \frac{0.8 \times At \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1.14 - 0.63)} = 32.83cm$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15cm$ .

- **Vérification des contraintes :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.13.** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

		M <sub>ser</sub> (KNm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
X-X	Travée	324.676	3.89	15	Vérifiée	264.12	201.63	N. vérifiée
	Appui	-434.385	4.39	15	Vérifiée	237.56	201.63	N. vérifiée

Y-Y	Travée	562.588	5.65	15	Vérifiée	272.31	201.63	N. vérifiée
	Appui	-669.685	6.06	15	Vérifiée	250.58	201.63	N. vérifiée

**Remarque :**

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau VI.14.** Choix des armatures et re-vérification des contraintes

		As (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	4HA20+4HA16=20.61	17.51	16.51*10 <sup>5</sup>	199.002<201.63	Vérifiée
	Appui	4HA25+4HA16=27.67	19.92	21.16*10 <sup>5</sup>	200.35<201.63	Vérifiée
Y-Y	Travée	5HA25+5HA20=40.25	24.14	28.27*10 <sup>5</sup>	181.61<201.63	Non vérifiée
	Appui	10HA25=49.09	26.21	33.01*10 <sup>5</sup>	178.85<201.63	Non vérifiée

**Remarque :**

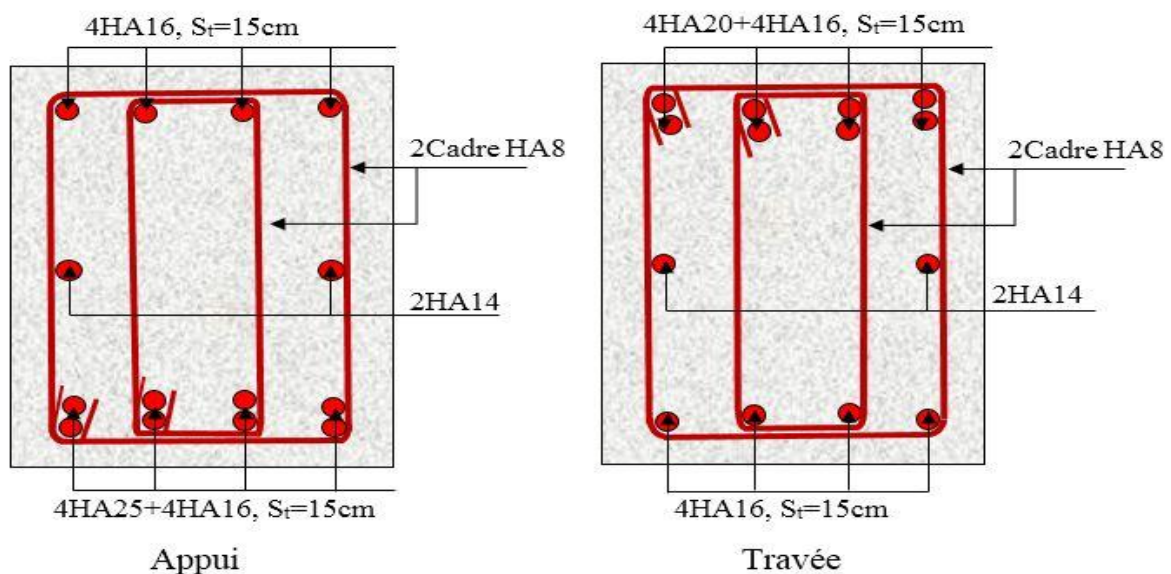
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc,  $A_p = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2$

Soit : 2HA14 = 3.08 cm<sup>2</sup> par face.

**VI.13. Schémas de ferrailage des nervures :**



**Figure VI.14.** Schémas de ferrailage des nervures sens x-x

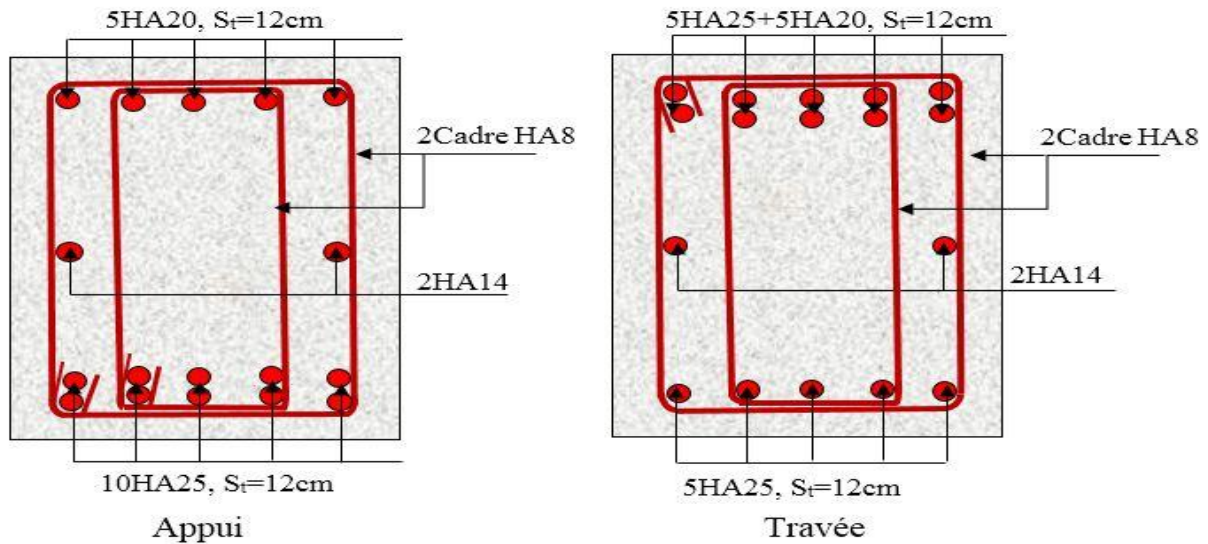


Figure VI.15. Schémas de ferrailage des nervures sens y-y

**VI.14. Etude du voile périphérique :**

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres, Il ne fait pas partie du système de contreventement.

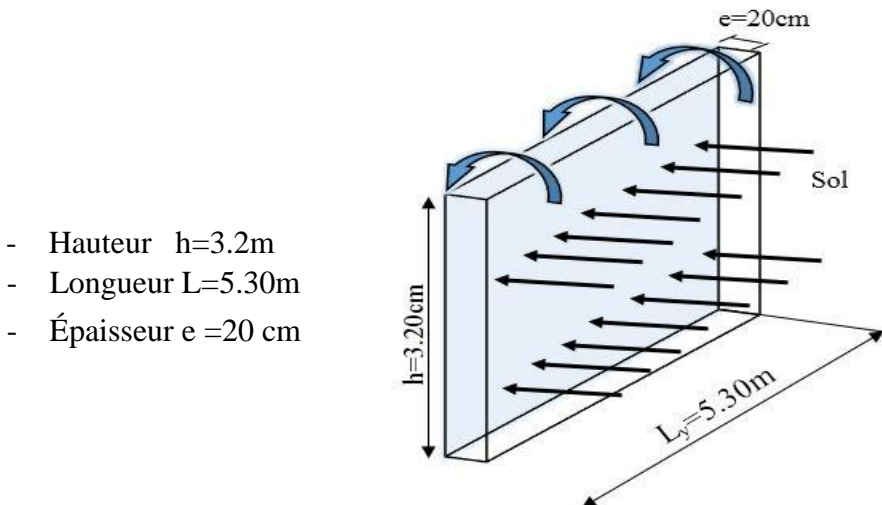
Selon le **RPA99 /2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.14.1. Dimensions de voile périphérique :**

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :



- Hauteur  $h=3.2m$
- Longueur  $L=5.30m$
- Épaisseur  $e =20\text{ cm}$

Figure VI.16. Schéma du voile périphérique

**VI.14.2. Caractéristiques géotechniques du sol (hypothèse de calcul) :**

- ⇒ L'angle de frottement interne :  $\varphi = 23^\circ$ .
- ⇒ La cohésion :  $C = 0.15 \text{ bar}$ .
- ⇒ Poids volumique des terres humide :  $\gamma_h = 18.5 \text{ KN/m}^2$ .

**VI.14.3. Calcul des contraintes :**

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

**a) Poussée des terres :**

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

**Remarque :** pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18.5 \times 3.2 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{23}{2} \right) = 25.93 \text{ KN/m}^2$$

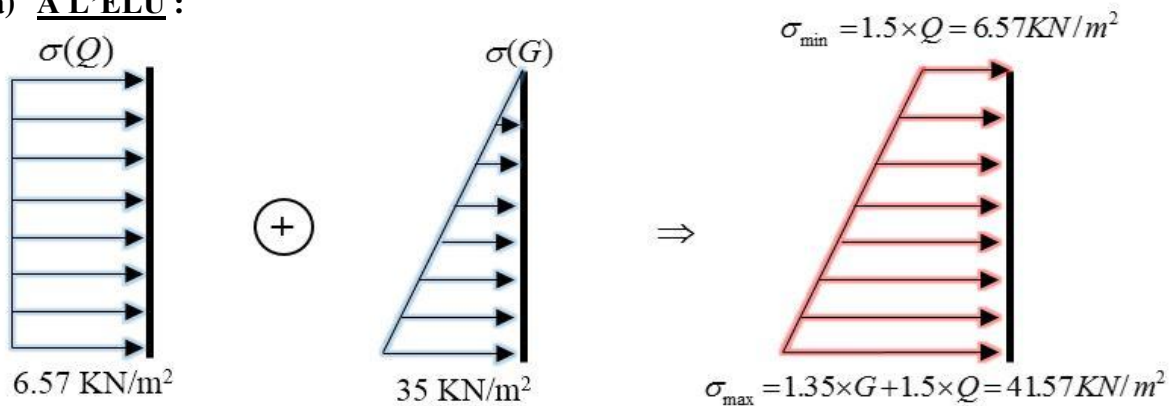
**b) Surcharge accidentelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$**

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{23}{2} \right) = 4.38 \text{ KN/m}^2$$

**VI.14.4. Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**a) A L'ELU :**



**Figure VI.17.** Diagramme des contraintes.

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 32.82 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 32.82 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 3.2 \text{ m} \\ L_y = 5.30 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.6 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.} \\ b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = 0.6 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases} \dots \text{Annexe 1}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0822 \times 32.82 \times 3.2^2 = 27.62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2948 \times 27.62 = 8.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 23.48 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{0y} = 6.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ap} = -0.5 \times M_x = -13.81 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.15.** Ferrailage du voile périphérique.

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	23.48	0.073	0.095	0.144	4.70	2	6HA12= 6.79
	Y-Y	6.10	0.013	0.017	0.148	0.84	2	4HA10=3.14
Appui		- 13.81	0.018	0.023	0.148	1.12	2	4HA10=3.14

✓ **Condition de non fragilité :**

**En travée :**

$$\begin{cases} \rho = 0.6 > 0.4 \\ e \geq 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.6) \times 100 \times 20 / 2 = 1.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour des HA et  $f_e E400$

**En appui :**

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{RPA}^{min} = 0.1\% b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures :**

**Armatures //  $L_x$  :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

**Armatures //  $L_y$  :**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{32.82 \times 3.20}{2} \times \frac{5.30^4}{3.20^4 + 5.30^4} = 46.35 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{32.82 \times 5.30}{2} \times \frac{3.20^4}{3.20^4 + 5.30^4} = 10.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.319 < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

✓ Vérification à l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases} \dots \text{Annexe 1}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = Q + G = 4.38 + 25.93 = 30.31 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 4.38 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 30.31 + 4.38}{4} = 23.83 \text{ KN/m}^2 \\ \Rightarrow q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 23.83 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0870 \times 23.83 \times 3.2^2 = 21.23 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4672 \times 21.23 = 9.92 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 18.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 7.44 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 21.23 \Rightarrow M_a^x = -10.61 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.16. Vérification des contraintes

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	x-x	18.04	4.26	12353	6.23 < 15	235.22 < 201.6
	y-y	7.44	3.31	7640	3.23 < 15	170.51 < 201.6
Appuis		-10.61	3.31	7640	4.60 < 15	104.70 < 201.6

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.17. re-vérification des contraintes

	Sens	As(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	x-x	6HA12=6.79	4.60	14261	5.82 < 15	197.36 < 201.6
	y-y	4HA10=3.14	3.31	7640	3.23 < 15	170.51 < 201.6
Appuis		5HA10=3.93	3.65	9215	4.21 < 15	195.99 < 201.6

## VI.14.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

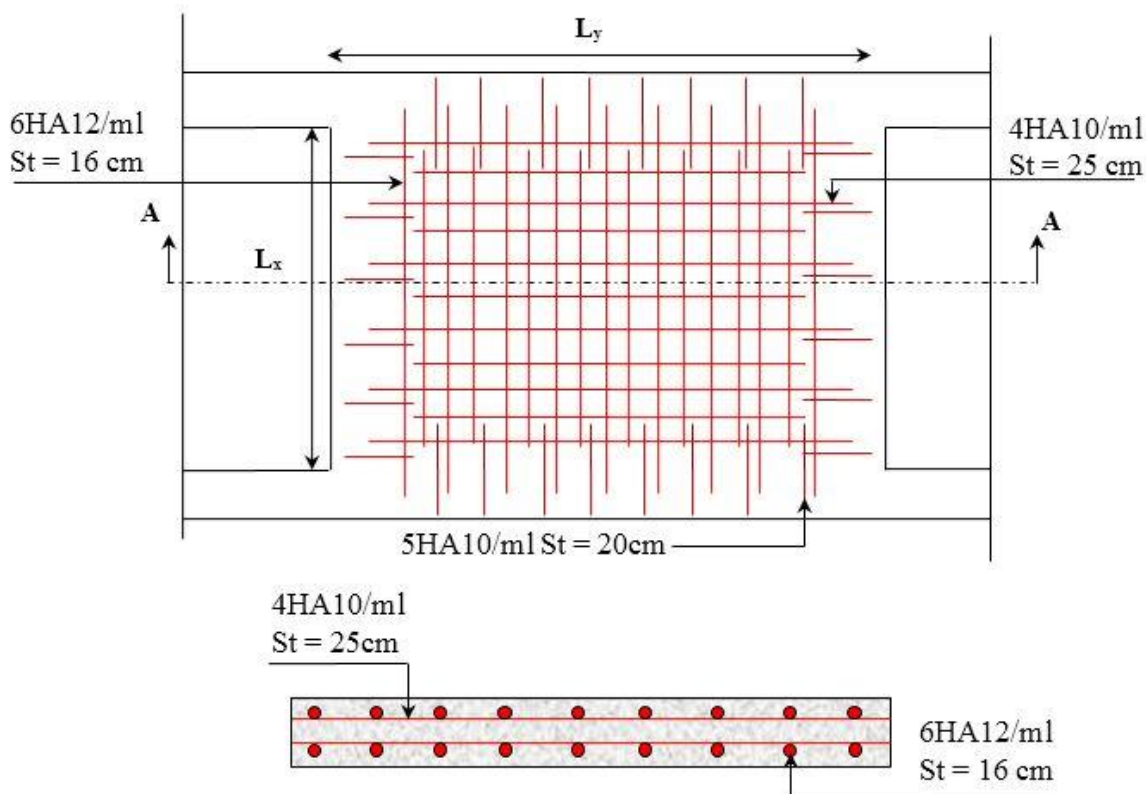


Figure VI .18. Schéma de ferrailage du voile périphérique

## VI.15. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec fondation sur radier général et radier avec débord. Ces derniers ne convenaient non plus à cause du poids total transmis par la superstructure et la vacillante contrainte du sol, ce que nous a conduit à alléger le poids de notre structure en utilisant le plancher polystyrène et la séparation des cloisons avec Placoplatre.

Cette solution nous a permis de vérifier notre structure avec radier débordant qui a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile a été calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.



# **Conclusion Générale**



# Conclusion générale

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toutes les démarches à mettre en place pour un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation avec SAP2000.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur.

D'autre part elle nous a aussi permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes, de ce fait il est très important que l'ingénieur Civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.
- ✓ La bonne disposition des voiles joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction, de plus elle nous permet d'éviter une torsion aux deux premiers modes. Ce qui conclut le compromis entre le cout et la sécurité de la structure.
- ✓ Par la vérification des moments résistants au niveau des zones nodales, nous avons adopté le principe du RPA poteau / poutre faible.
- ✓ L'utilisation du plancher à corps creux et la séparation des cloisons avec Placoplatre, est procéder révolutionnaire qui nous permet d'alléger notre structure, ainsi de réduire le ferrailage des éléments structuraux.
- ✓ Le radier générale permet d'avoir une distribution uniforme des charges qui lui sont appliqués par la superstructure.
- ✓ Le modèle construit par le logiciel SAP2000 V 14 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.
- ✓ Le logiciel SAP2000 V 14 nous a permet d'économiser beaucoup de temps, et la maitrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

Pour terminer ce projet de fin d'étude, nous tenons à rappeler que l'ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la construction, de la gestion, de l'entretien et de la réparation d'ouvrage afin de répondre aux besoins grandissant de la société en assurant la sécurité du public, dans le respect de l'environnement et du développement durable.

" Concevoir toute en pensant au futur "



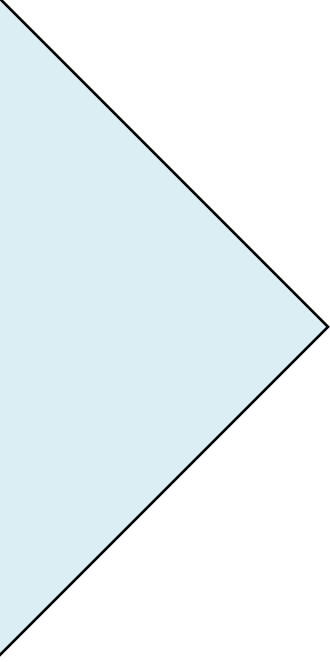
# **BIBLIOGRAPHIE**

# Bibliographie

- ✓ **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites).
- ✓ **RPA99** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/Version 2003).
- ✓ **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- ✓ **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

Autres documents consultés :

- Cours des années précédentes.
- Anciens mémoires de fin d'étude.



# ANNEXES

# ANNEXE 1

**Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leurs contours**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0.40</b>	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	<b>0.71</b>	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
<b>0.41</b>	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	<b>0.72</b>	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
<b>0.42</b>	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	<b>0.73</b>	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
<b>0.43</b>	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	<b>0.74</b>	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
<b>0.44</b>	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	<b>0.75</b>	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
<b>0.45</b>	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	<b>0.76</b>	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
<b>0.46</b>	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	<b>0.77</b>	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
<b>0.47</b>	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	<b>0.78</b>	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
<b>0.48</b>	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	<b>0.79</b>	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
<b>0.49</b>	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	<b>0.80</b>	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
<b>0.50</b>	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	<b>0.81</b>	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
<b>0.51</b>	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	<b>0.82</b>	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
<b>0.52</b>	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	<b>0.83</b>	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
<b>0.53</b>	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	<b>0.84</b>	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
<b>0.54</b>	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	<b>0.85</b>	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
<b>0.55</b>	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	<b>0.86</b>	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
<b>0.56</b>	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	<b>0.87</b>	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
<b>0.57</b>	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	<b>0.88</b>	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
<b>0.58</b>	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	<b>0.89</b>	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
<b>0.59</b>	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	<b>0.90</b>	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
<b>0.60</b>	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	<b>0.91</b>	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
<b>0.61</b>	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	<b>0.92</b>	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
<b>0.62</b>	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	<b>0.93</b>	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
<b>0.63</b>	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	<b>0.94</b>	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
<b>0.64</b>	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	<b>0.95</b>	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
<b>0.65</b>	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	<b>0.96</b>	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
<b>0.66</b>	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	<b>0.97</b>	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
<b>0.67</b>	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	<b>0.98</b>	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
<b>0.68</b>	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	<b>0.99</b>	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
<b>0.69</b>	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	<b>1.00</b>	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000
<b>0.70</b>	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE 2

### Table de PIGEAUD

Valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  pour  $\rho = 1$

$U/L_x$											
$V/L_y$	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>0.0</b>	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
<b>0.1</b>	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
<b>0.2</b>	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
<b>0.3</b>	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
<b>0.4</b>	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
<b>0.5</b>	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
<b>0.6</b>	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
<b>0.7</b>	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
<b>0.8</b>	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
<b>0.9</b>	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
<b>1.0</b>	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

**Nota :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$ , il suffit de permuter U et V.

# ANNEXE 3

## TABLEAU DES ARMATURES

(en Cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.63	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.7	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.7	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.4
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.5	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.3	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.1	28.27	44.18	72.38	113.1
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.7	58.91	96.51	150.8
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.1	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.2	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33





## Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappes	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	31000	12000	2000
530	260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	32000	12800	2500
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	250	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbol attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, dans le contexte d'un document général, d'agencement d'installations à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider électrique.

## ANNEXE 5

### 5. CONCLUSIONS

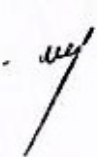
Dans le cadre du projet de réalisation de 52 logements promotionnels à El Qods Wilaya de Béjaia, des travaux de reconnaissances géotechniques et géologiques ont été effectués sur l'assiette d'assise du projet.

Les coupes de sondage carottées montrent que le sous sol du site est constitué par des Argiles limono-sableuses à caillouteuses avec des inclusions vaseuses et des éboulis marneux à matrice argileuses qui reposent sur des Marnes moyennement compactes avec intercalation d'argiles limono-sableuses et graveleuses.

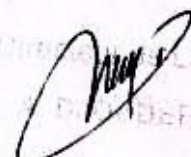
Compte-tenu de la nature et des caractéristiques physico-mécaniques des formations rencontrées, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier, qu'il y a lieu d'ancrer à 4m de profondeur et de prendre une contrainte admissible  $Q_{adm} = 1.20$  bars.

Ingenieur Chargé de L'étude

T.GHANEM



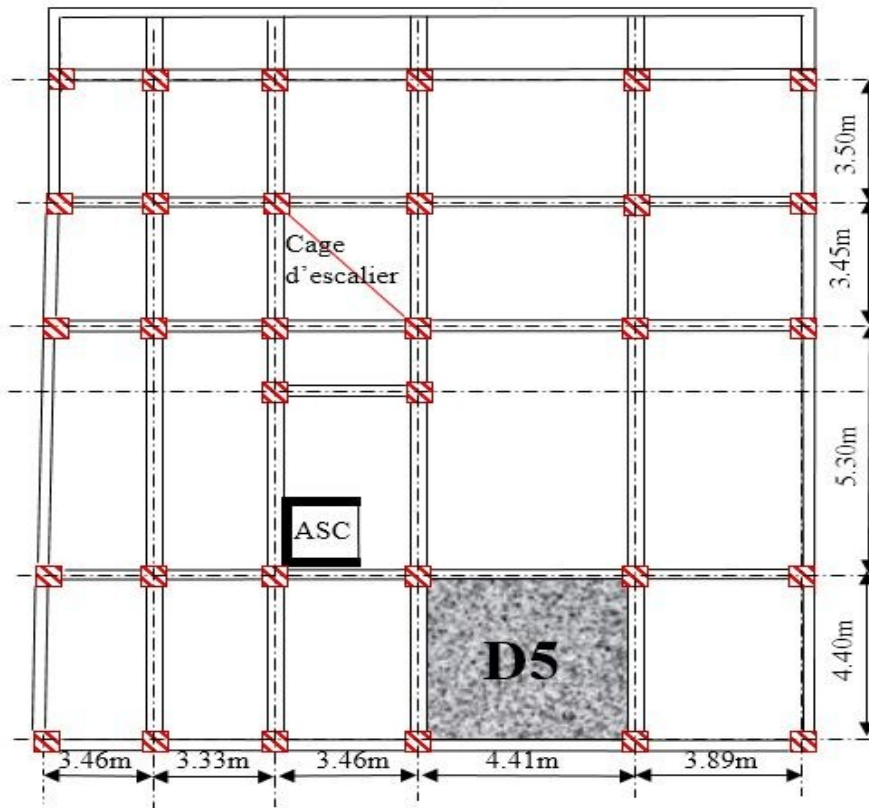
Le Directeur



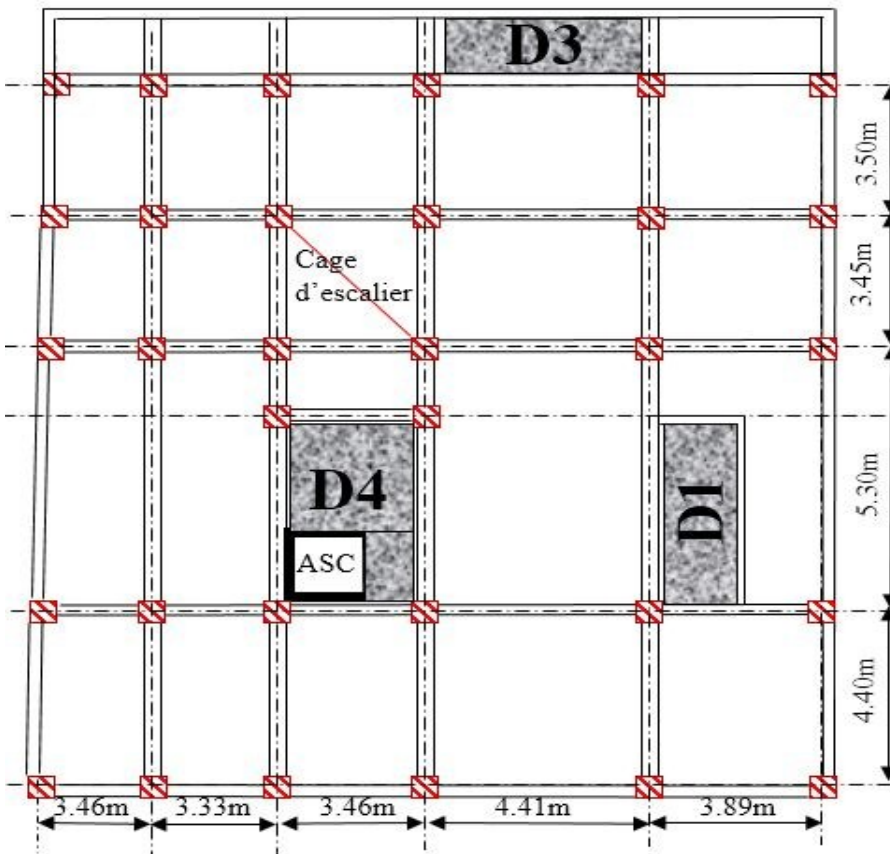
# ANNEXE 6

Plan de repérage des dalles pleines :

Plan RDC :

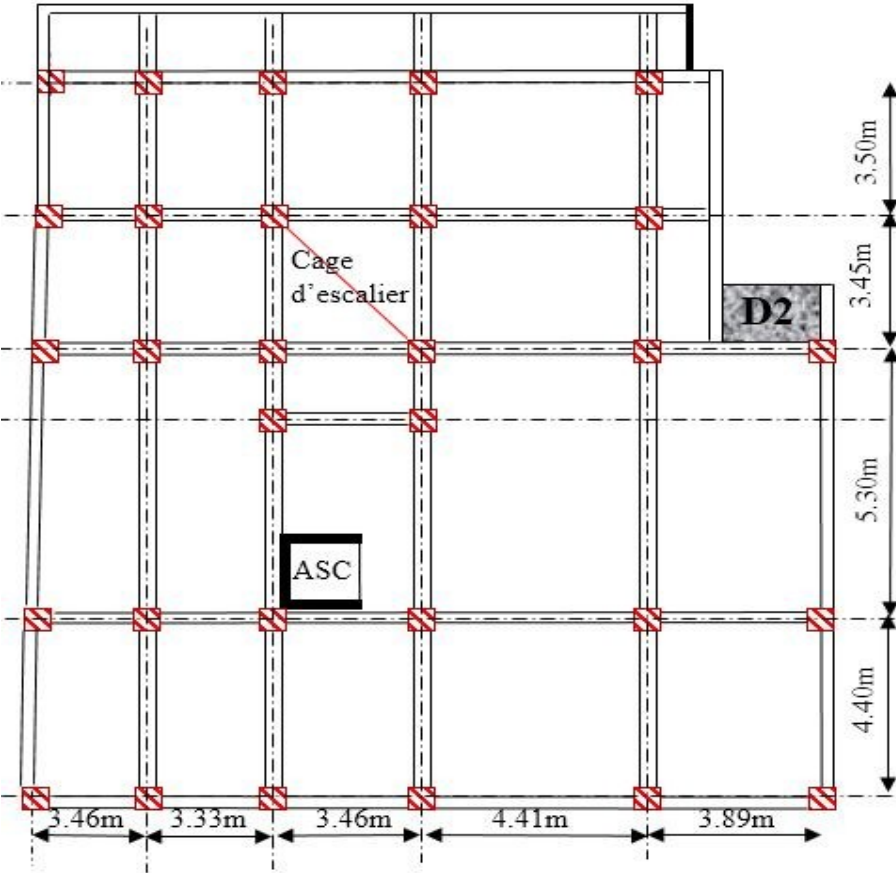


Plan étage 1 :



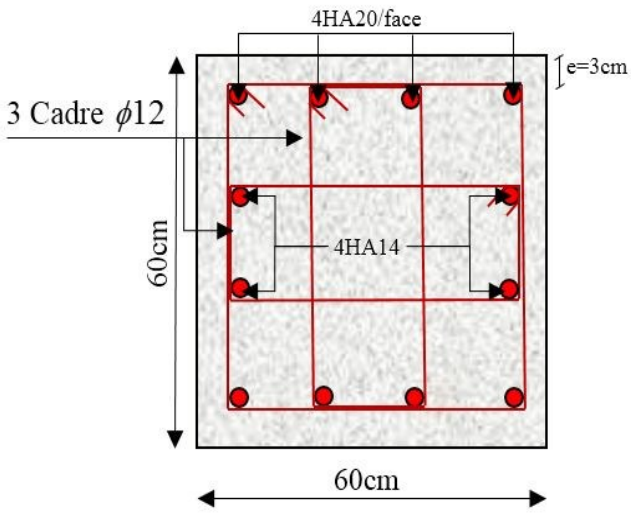
# ANNEXE 6

Plan étage courant :

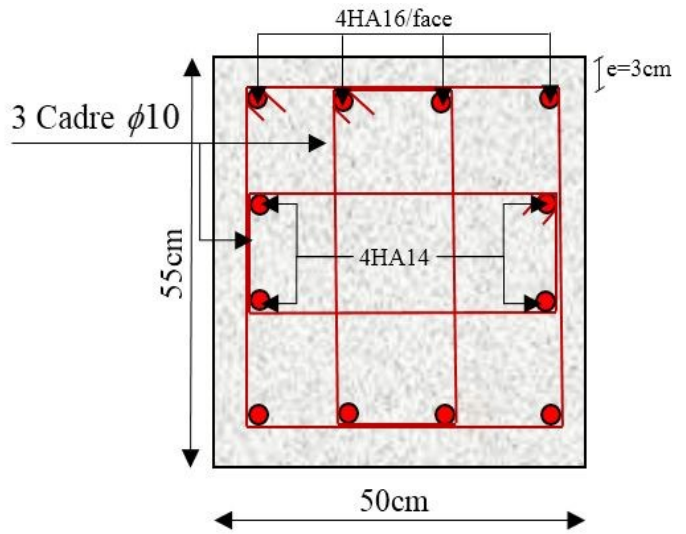


# ANNEXE 7

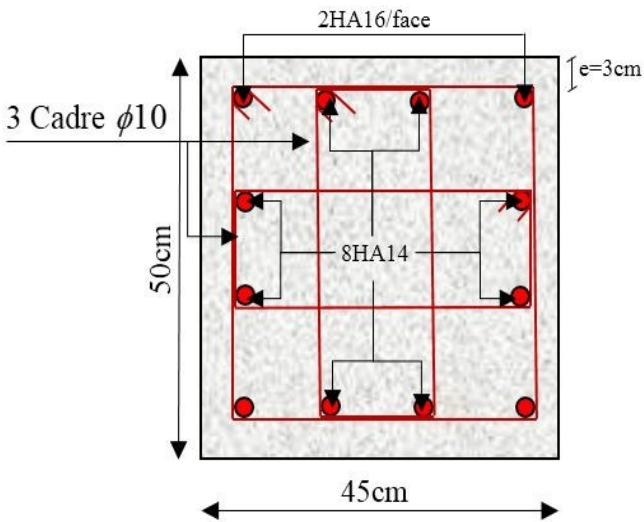
## Schémas de ferrailages des poteaux, $e = 3\text{cm}$



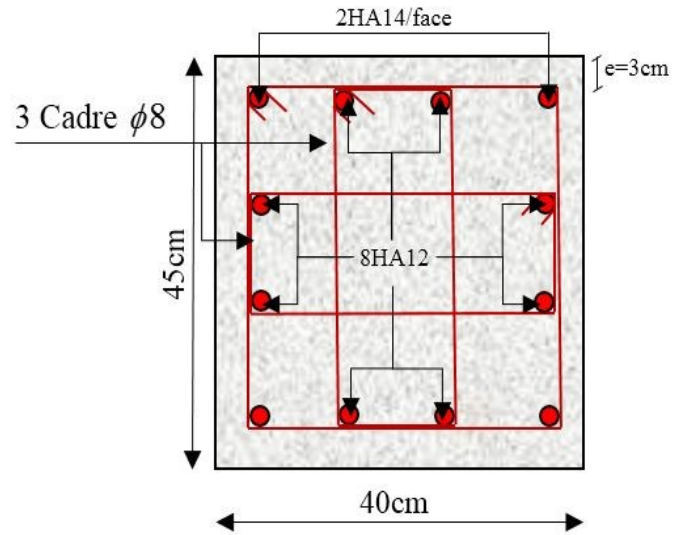
**Poteaux S-sol + RDC+ Etage 1**



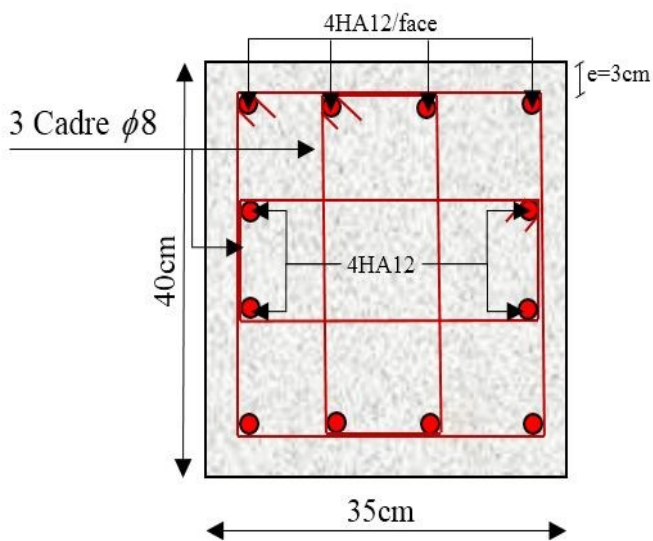
**Poteaux étages 4-5**



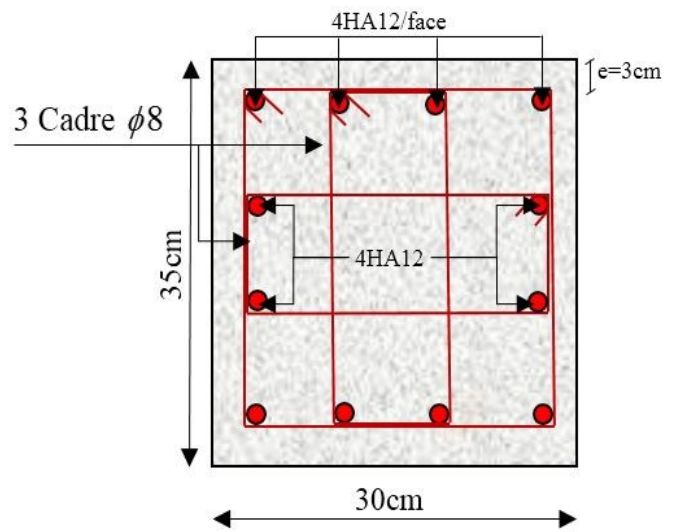
**Poteaux étages 6-7**



**Poteaux étages 8-9**



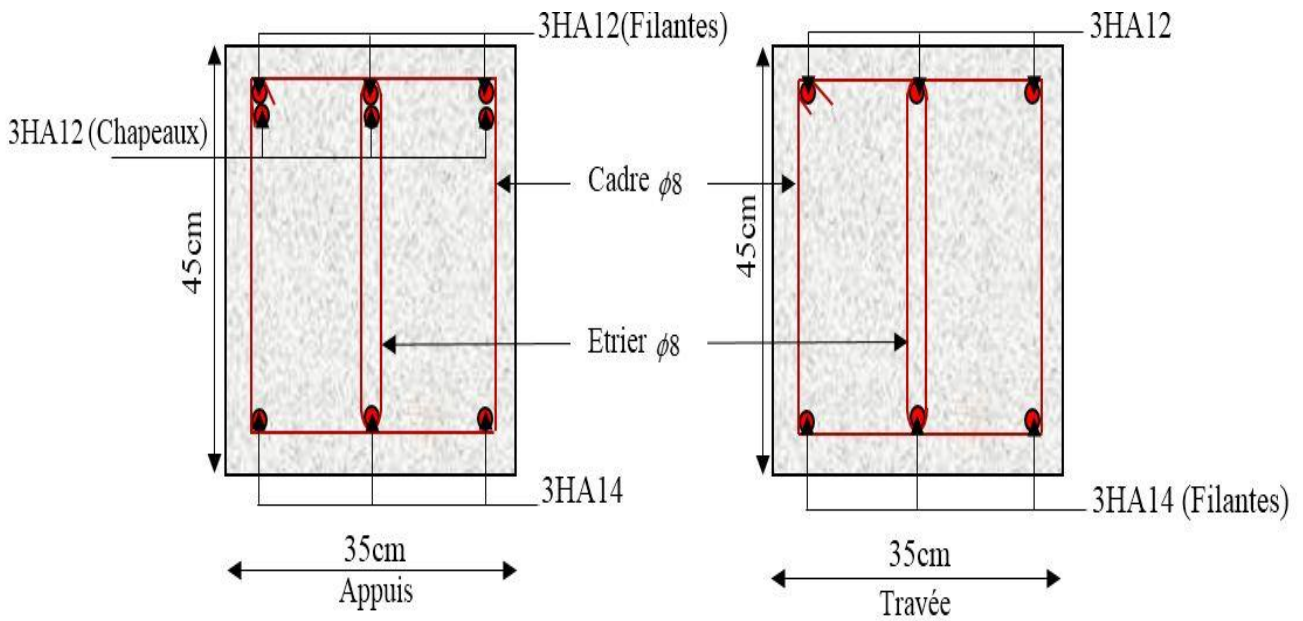
**Poteaux étages 6-7**



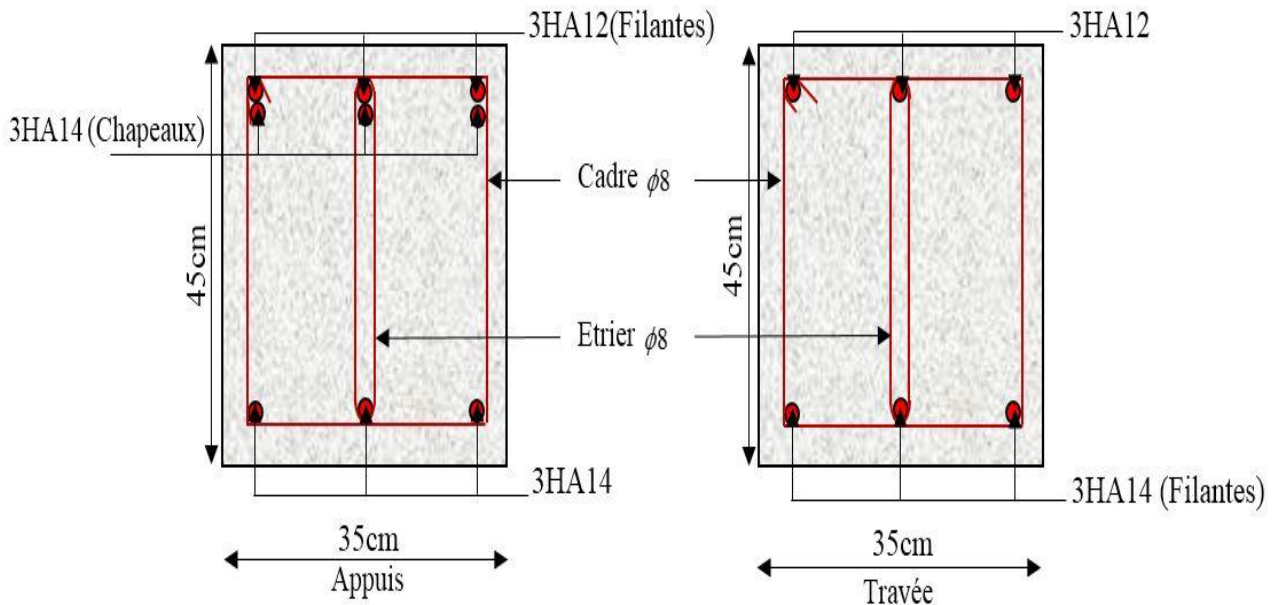
**Poteaux étage 12 et terrasse**

## ANNEXE 8

### Schémas de ferrailages des poutres principales (35×45), e = 3cm



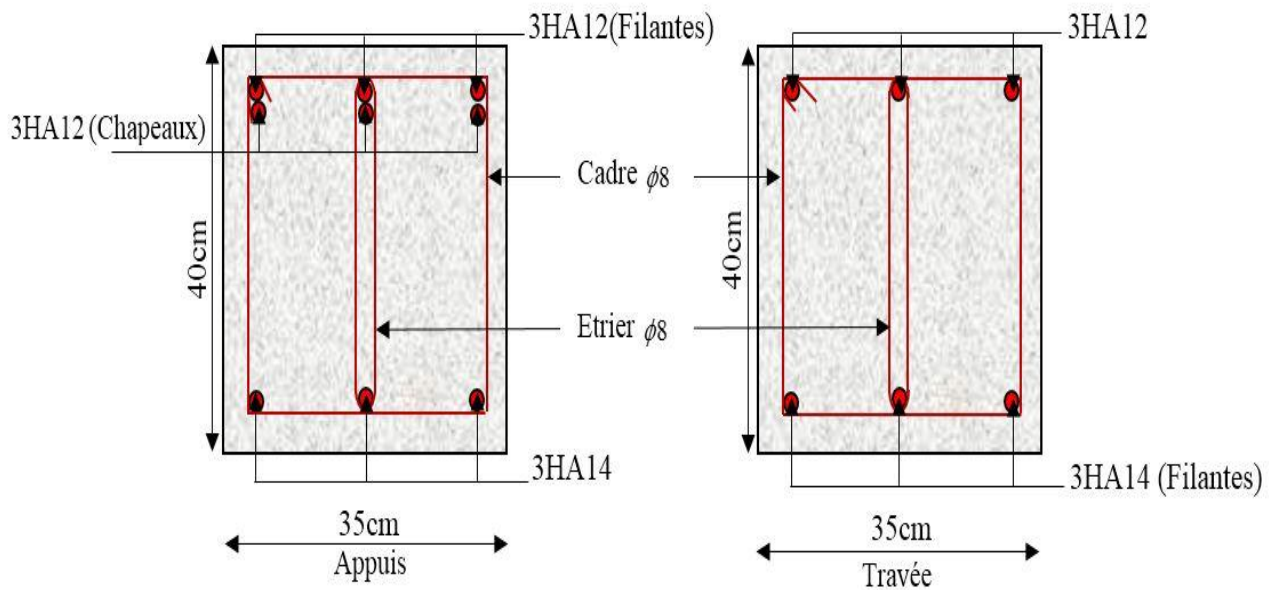
### Poutres principale S-sol +RDC+ Etage 1+terrasse accessible et inaccessible



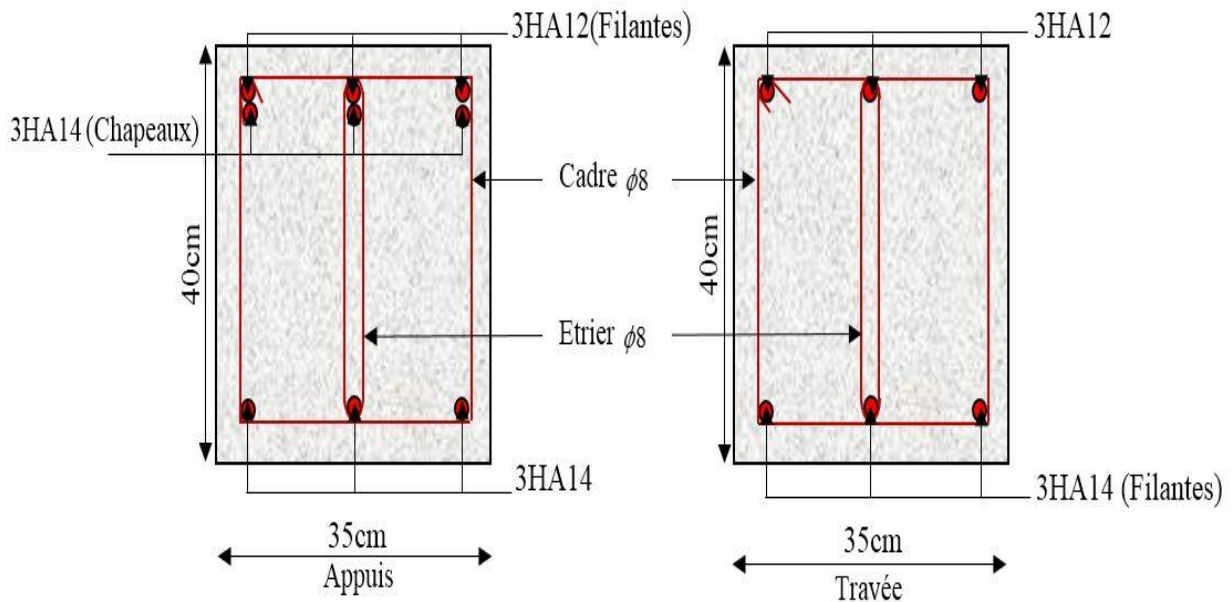
### Poutres principales des étages courants

# ANNEXE 8

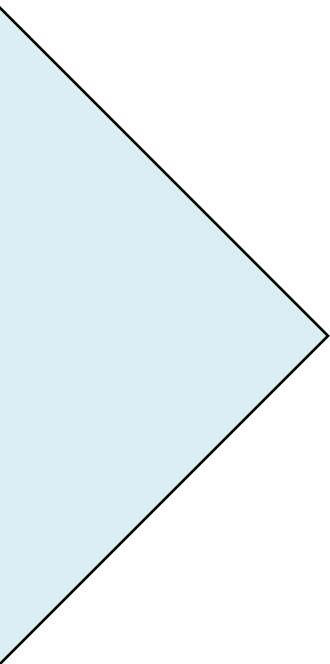
## Schémas de ferrailrages des poutres secondaires (35×40), e = 3cm



### Poutres secondaires S-sol +RDC terrasse accessible et inaccessible



### Poutres secondaires Etage 1+étages courants

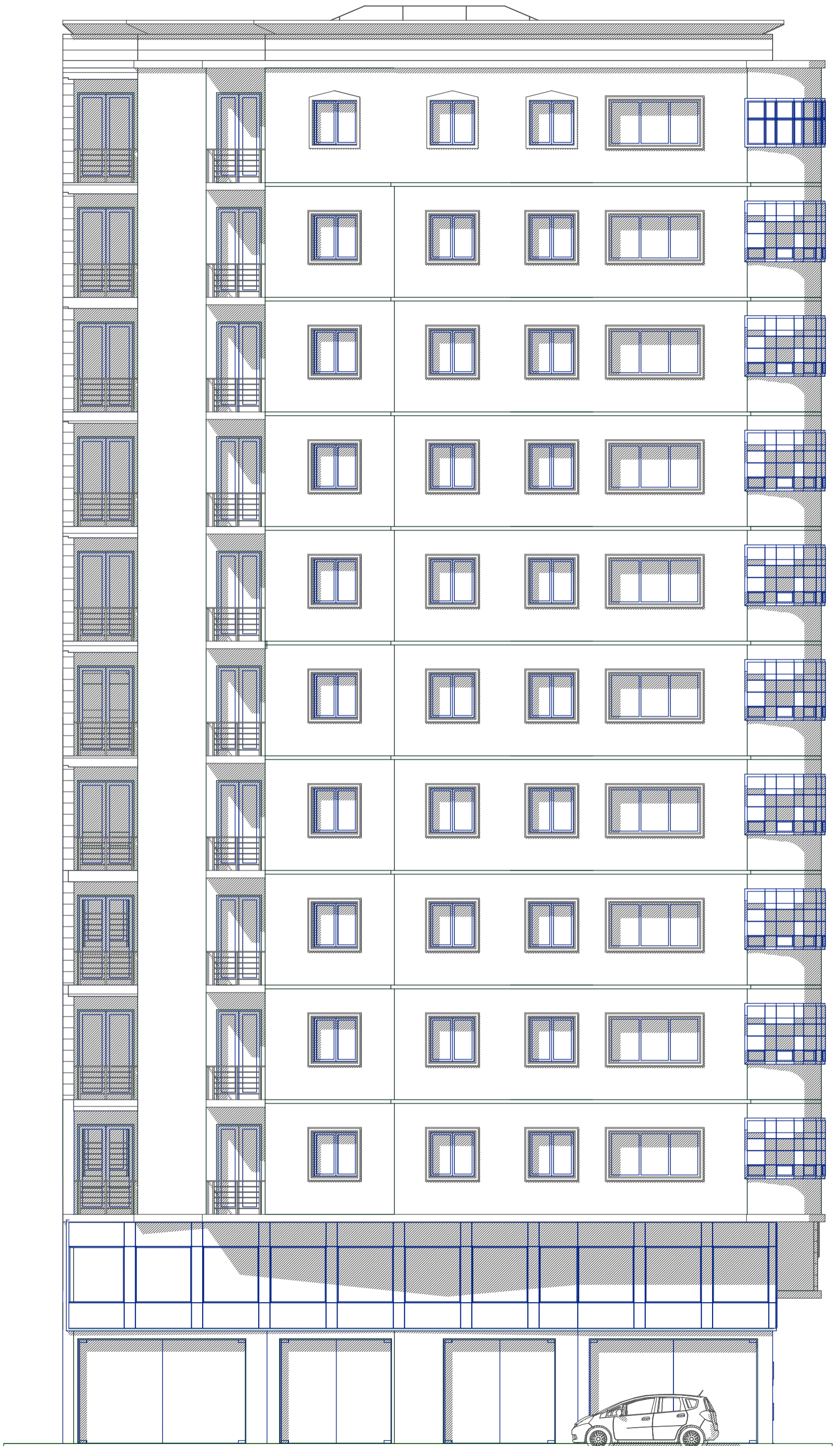


# **Plans de la structure**



FACADE PRINCIPALE

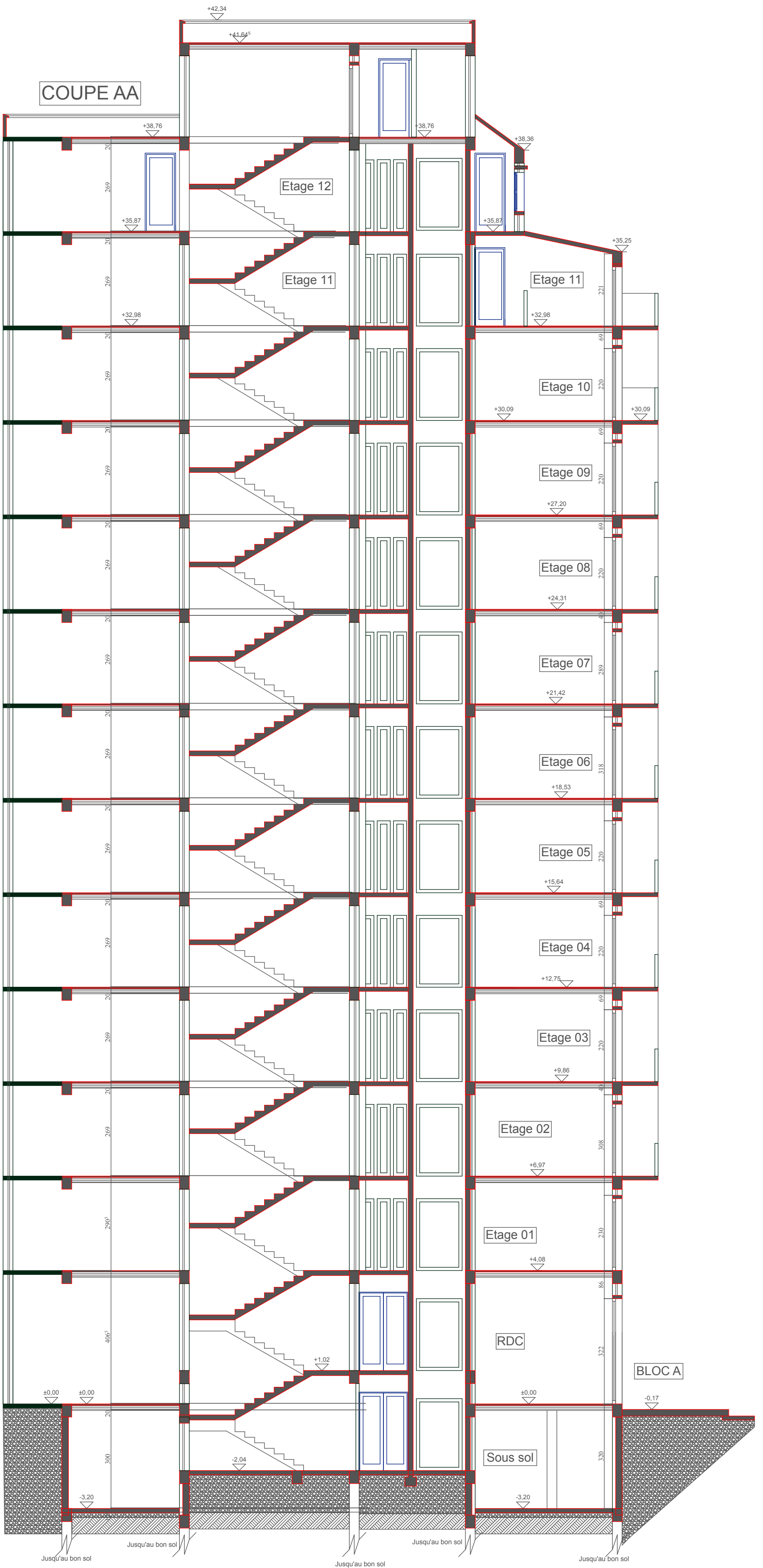




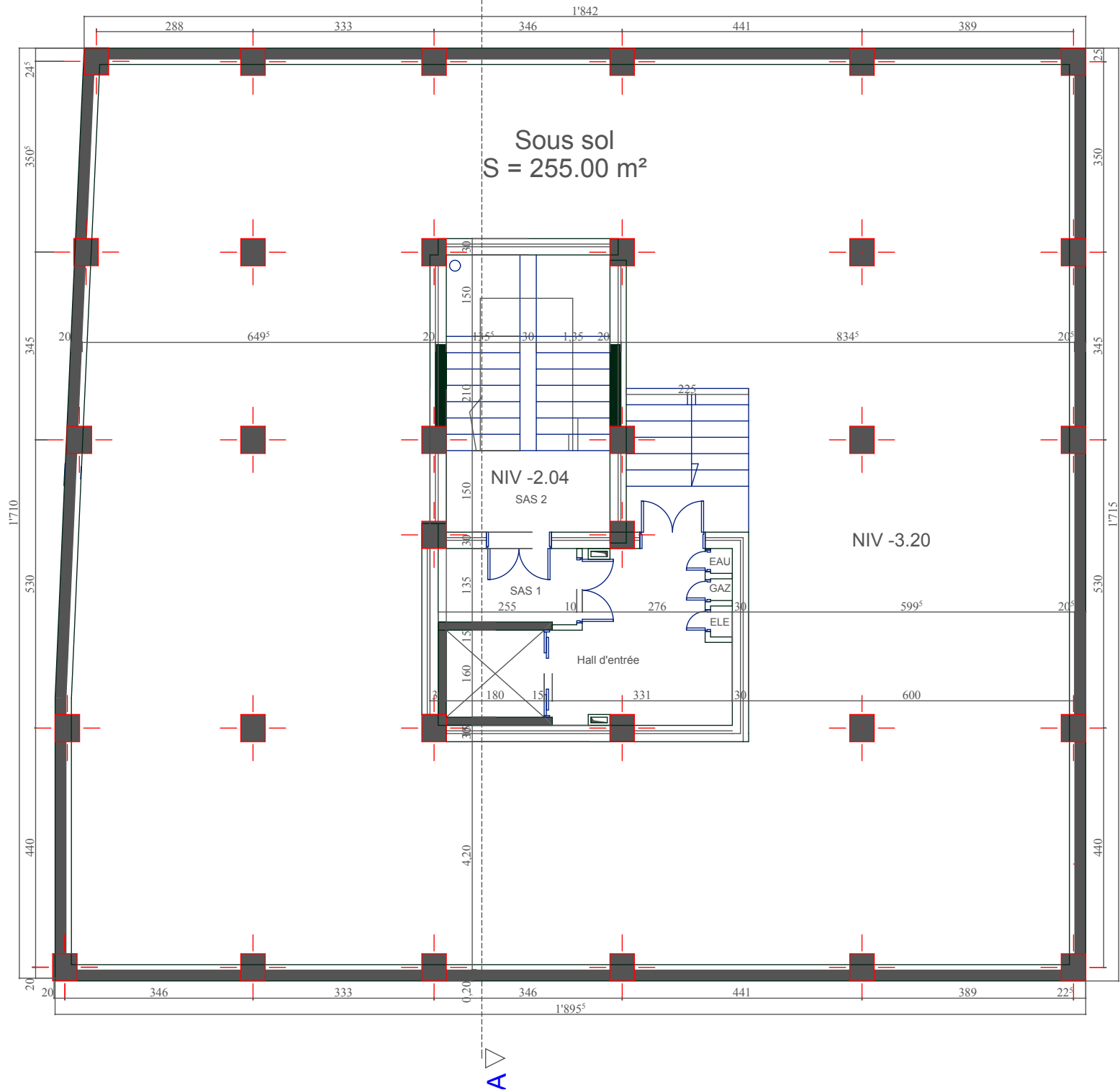
FACADE SUD ECH 1/50

BLOC A

COUPE AA

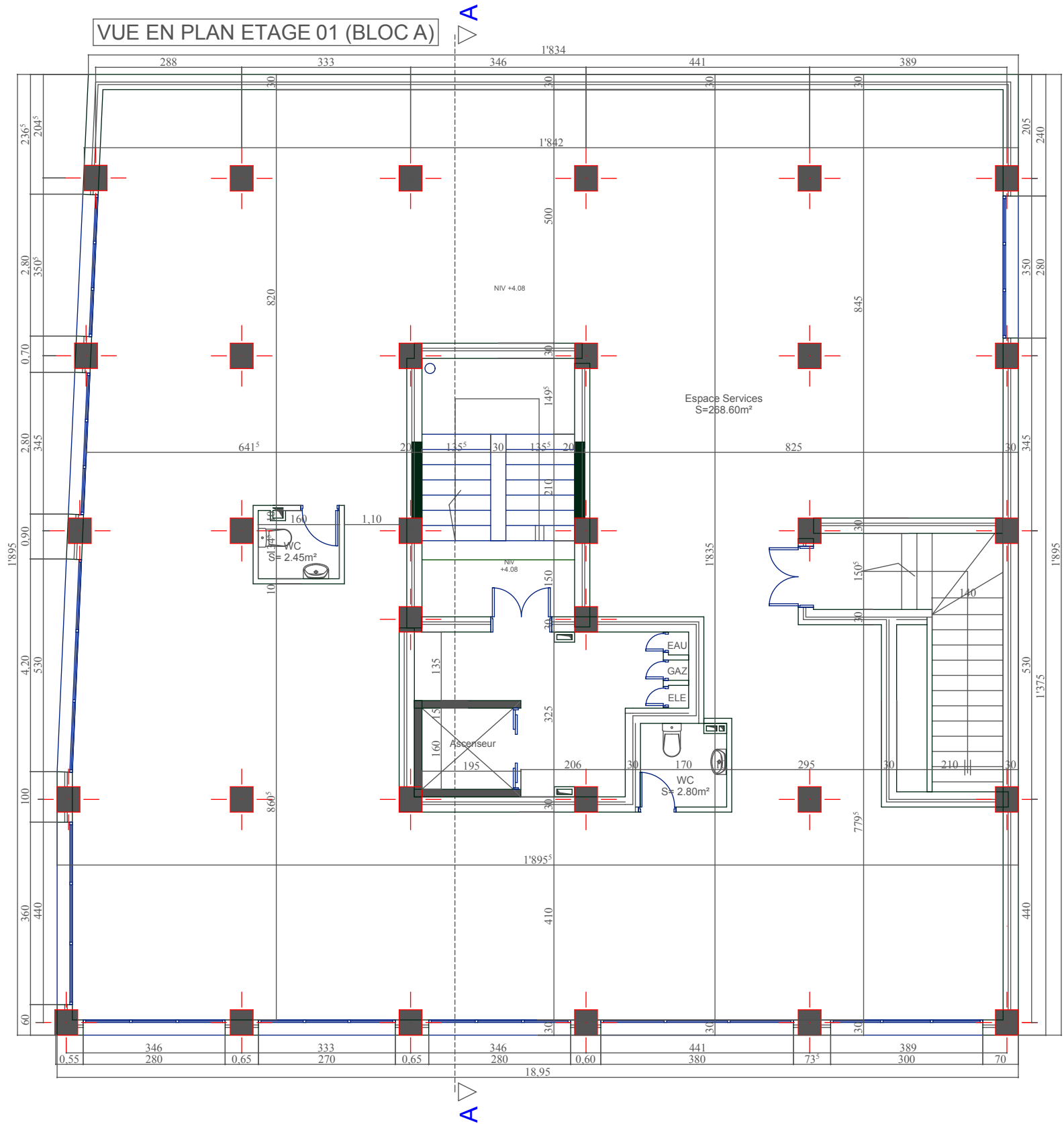


VUE EN PLAN SOUS SOL (BLOC A)

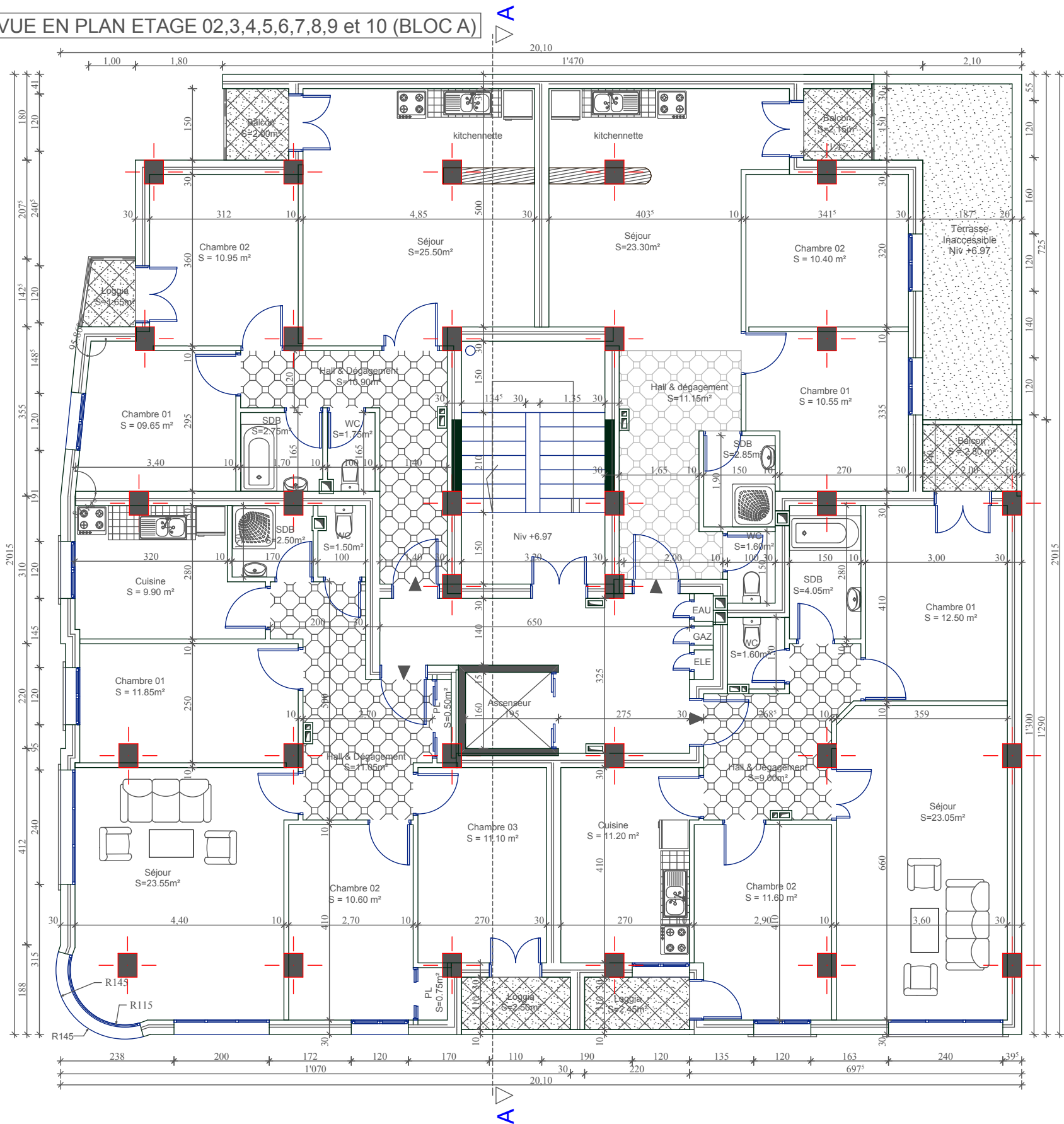




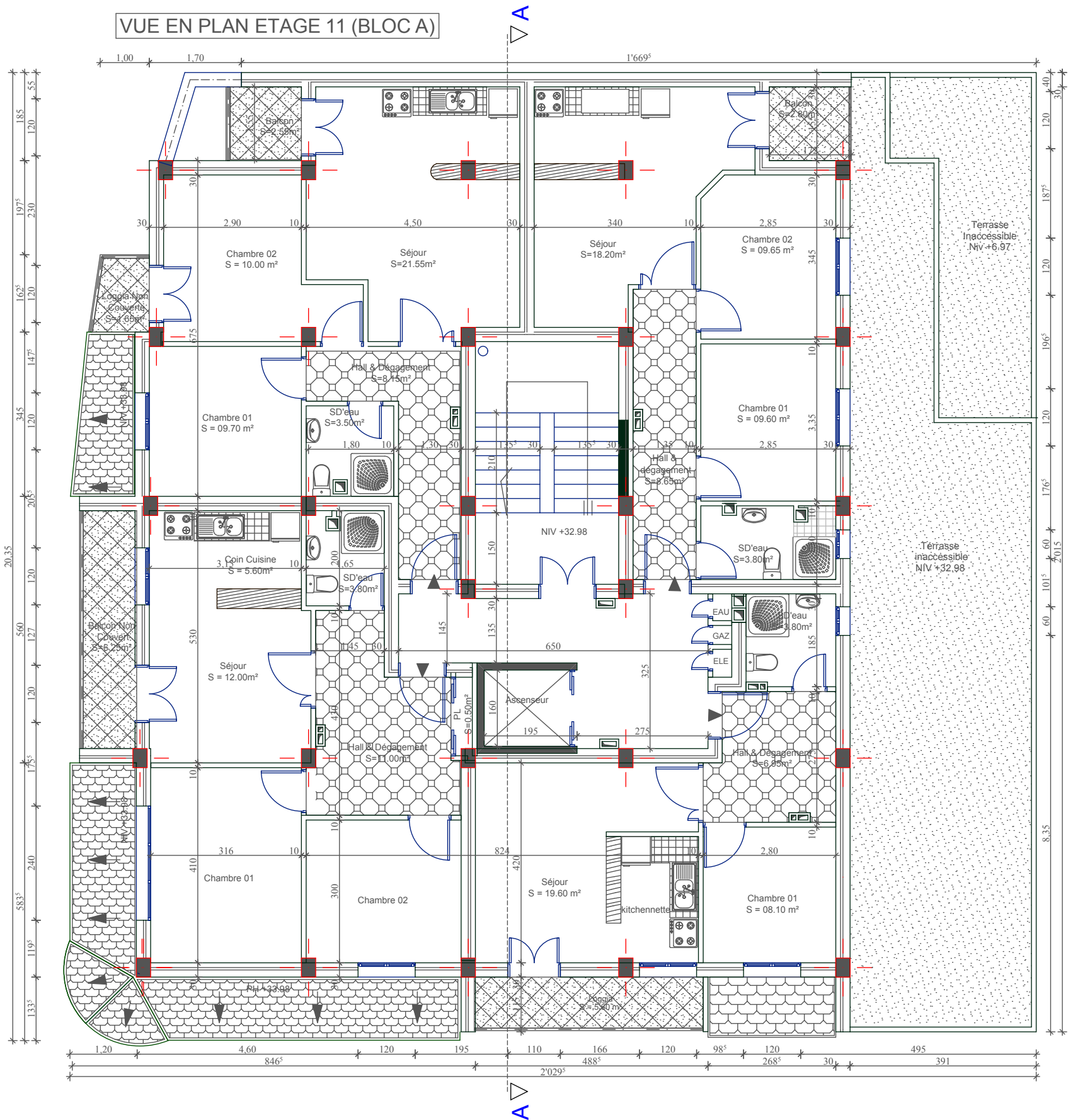
# VUE EN PLAN ETAGE 01 (BLOC A)



# VUE EN PLAN ETAGE 02,3,4,5,6,7,8,9 et 10 (BLOC A)

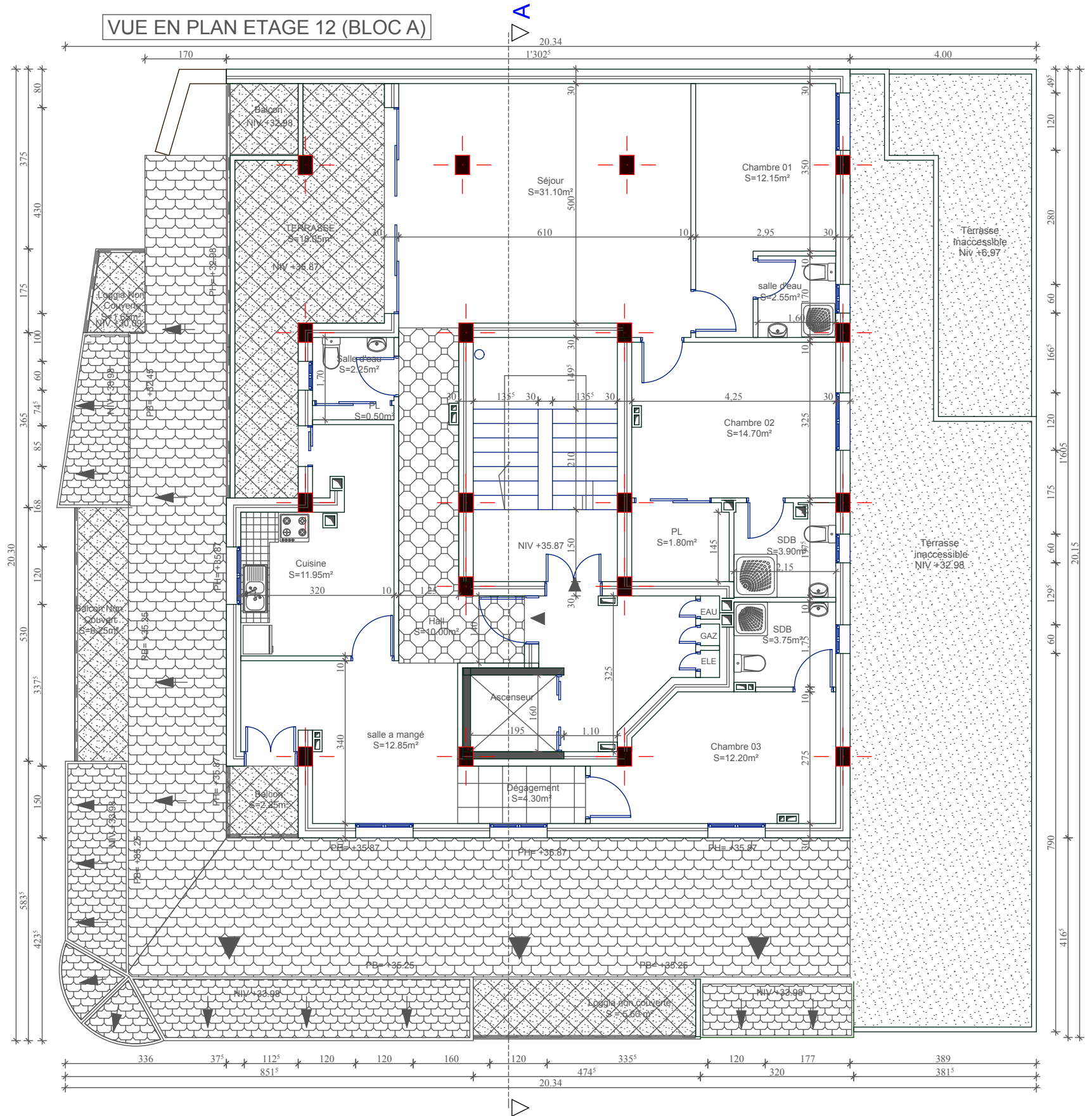


# VUE EN PLAN ETAGE 11 (BLOC A)





# VUE EN PLAN ETAGE 12 (BLOC A)



# PLAN TOITURE (BLOC A)

