

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

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé
(R+7 avec un sous-sol et un entre sol)

Présenté par :

MERABET Lydia

MAHMOUDI Khadidja

Soutenu le 29/06/2016 devant le jury composé de :

Mr Laichaoui	Président
Mr BELHAMDI	Encadreur
Mr Boukellouda	Examineur

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en, nous tenons à remercier,

Le bon dieu de nous avoir donné la force, le courage, la santé, et la patience pour accomplir ce travail.

Merci à nous parents pour nous avoir apporté support et soutient tant psychologique que financier, pendant toute la durée de nos longues études.

Nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude à notre encadreur M'.BELHAMDI pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous remercions sincèrement les membres de jury qui ont fait l'honneur de juger ce travail.

Nous ne permettrons surtout pas d'oublier nos amis pour leurs aides et collaborations (MALEK Nassim, MESROUA Nassim et BOURDACHE Salim...)

Merci enfin à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui ont toujours été présent pour me soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation,

Je le dédie aussi à

A mes très chers sœurs : Souad ; Nassima ; Sarah. A mon très cher frère : Mahmoud.

A mon adorable petit neveu ramzy. A mon beau-frère Nordinne.

A ma tante Naima et à ses filles : Amira, Asma, Lina que j'aime beaucoup.

A mes très chers cousins et cousines.

A tous mes amis. A ma chère binôme et amie Lydia avec laquelle j'ai passé un bon moment tout au long de ce travail je te souhaite tout le bonheur du monde.

KHADIDJA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui ont toujours été présent pour me soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m' avoir permis d' arriver à ce stade d' éducation,

Je le dédie aussi à

A mes très chers frères : lamine et Salim, que j' aime beaucoup.

A ma très chère sœur : Narimen et son fiancé Mourad,

A ma très chère belle-sœur : Ouidad,

A ma très chère et adorable nièce Ania et à mon très cher neveu Aymen,

A mes très chers cousins et cousines,

A mes chères tantes,

A tous mes chers amis. A ma très chère binôme et amie Djidja avec laquelle j' ai passé un bon moment tout au long de ce travail je te souhaite tout le bonheur du monde.

LYDIA

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET	1
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
1.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE	1
1.3. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE.....	1
1.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	3
1.4.1. Ossature et système de contreventement.....	3
1.4.2. Les planchers	4
1.4.3. La maçonnerie	4
1.4.4. La toiture	4
1.5. REGLEMENTS ET NOMES UTILISES	4
1.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	4
1.7. ACTIONS	7
1.7.1. Actions permanentes(G).....	7
1.7.2. Actions variables(Qi).....	7
1.7.3. Actions accidentelles(FA).....	7
1.8. COMBINAISONS D'ACTIONS	7
1.8.1. Combinaisons d'actions à l'ELU.....	8
1.8.2. Combinaisons actions à l'ELS.....	9
CHAPITRE 2	10
2.1. INTRODUCTION.....	10
2.2. LE PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	10
2.2.1. Plancher.....	10
2.2.2. Poutrelles.....	11
2.2.3. Les escaliers	13
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....	19
2.3.1. Voiles	19
2.3.2. Poutres.....	19
2.3.3. Evaluation des charges et surcharge	21
2.3.4. La loi de dégression des charges d'exploitation	24
2.3.5. Descente de charge	28
2.3.6. Vérification du poteau	30
CHAPITRE 3 CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	35
3.1. CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	35
3.1.1. Calcul des planchers	35
3.1.1.1. Plancher à corps creux	35
3.1.1.2. Etude des dalles pleines.....	54
3.1.2. Etude de l'ascenseur.....	72
3.1.3. Etude des escaliers.....	80
3.1.3.1. Etude de l'escalier type 1 (à trois volées)	80

3.1.3.2. Etude de l'escalier type 2 (à deux volées)	90
CHAPITRE 4	104
MODELISATION 3D ET ETUDE SISMIQUE	104
4.1. MODELISATION	104
4.2. METHODES DE CALCUL DES FORCES SISMIQUES	105
4.3. DISPOSITION DES VOILES.....	106
4.4. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA99/VERSION2003)	107
4.4.1. Modes de vibration et taux de participation des masses	107
4.4.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	110
4.4.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	114
4.4.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	116
4.4.5. Justification vis-à-vis des déformations.....	117
4.4.6. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (Art5.9) RPA99	117
CHAPITRE 5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	119
5.1. LES POTEAUX.....	119
5.1.1. Calcul du ferrailage.....	122
5.1.1.1. Ferrailage longitudinale	122
5.1.1.2. Ferrailage transversale.....	124
5.2. ETUDE DES POUTRES.....	130
5.2.1. Calcul du ferrailage.....	132
5.3. ÉTUDE DES VOILES.....	141
5.3.1. Introduction:.....	141
5.3.2. Recommandation du RPA :.....	141
5.3.3. Ferrailage :.....	142
CHAPITRE 6 L'INFRASTRUCTURE	154
6.1. INTRODUCTION.....	154
6.2. ETUDE DES FONDATIONS.....	155
6.2.1. Vérification de la semelle isolée	155
6.2.2. Vérification de la semelle filante	155
6.2.3. Radier générale	156
6.2.3.1. Pré dimensionnement.....	157
6.2.3.2. Vérifications nécessaires.....	158
6.3. VOILES PERIPHERIQUES	171
6.3.1. Introduction	171
6.3.2. Dimensionnement des voiles	172
6.3.3. Caractéristique de sol	172
6.3.4. Evaluation de charge et surcharge	172
6.3.5. Ferrailage des voiles périphérique :	172
CONCLUSION GENERALE	177
BIBLIOGRAPHIE	178

Table des figures

FIGURE 2.1. DISPOSITION DES POUTRELLES.	11
FIGURE 2.2. COUPE DE PLANCHER A CORPS CREUX.....	11
FIGURE 2.3. SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	12
FIGURE 2.4. DALLE SUR TROIS APPUIS.	13
FIGURE 2.5. DALLE SUR QUATRE APPUIS.	13
FIGURE 2.6. SCHEMA D'UN ESCALIER.....	13
FIGURE 2.7. SURFACE AFFERENTE DU POTEAU (1 ^{ER} AU 7 ^{EME} ETAGE).....	25
FIGURE 2.8. SURFACE AFFERENTE DU POTEAU RDC.....	26
FIGURE 2.9. SURFACE AFFERENTE DU POTEAU TOITURE.	26
FIGURE 2.10. SURFACE AFFERENTE DU POTEAU ENTRE SOL.....	27
FIGURE 3.1. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.	54
FIGURE 3.2. DALLE SUR QUATRE APPUIS.....	54
FIGURE 3.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UNE DALLE SUR QUATRE APPUIS.....	60
FIGURE 3.4. DALLE SUR QUATRE APPUIS AVEC OUVERTURE.....	60
FIGURE 3.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR 4 APPUIS.....	66
FIGURE 3.6. FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.	69
FIGURE 3.7. DALLE SUR UN SEUL APPUI.	69
FIGURE 3.8. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (BALCON).	71
FIGURE 3.9. SCHEMA DE LA CAGE D'ASCENSEUR.	72
FIGURE 3.10. SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACT.	76
FIGURE 3.11. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR.....	79
FIGURE 3.12. SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE1.....	80
FIGURE 3.13. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE1.	84
FIGURE 3.14. SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 2.	85
FIGURE 3.15. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 2.	86
FIGURE 3.16. SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 3.	87
FIGURE 3.17. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE3.	90
FIGURE 3.18. SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 1.....	90
FIGURE 3.19. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 1.	91
FIGURE 3.20. SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE2.....	92
FIGURE 3.21. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE.	96
FIGURE 3.22. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE.	102
FIGURE 4.1. MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE.....	105
FIGURE 4.2. DISPOSITION DES VOILES.	107
FIGURE 4.3. 1 ^{ER} MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON L'AXE Y).....	109
FIGURE 4.4. 2 ^{EEME} MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON L'AXE X).....	109
FIGURE 4.5. 3 ^{EEME} MODE DE VIBRATION (ROTATION AUTOUR DE L'AXE Z).....	110
FIGURE 5.1. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	130
FIGURE 5.2. FERRAILLAGE DES POUTRES.	138

FIGURE 5.3. SCHEMA DE LA ZONE NODALE	139
FIGURE 5.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE.	153
FIGURE 6.1. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL.	164
FIGURE 6.2. SCHEMA DE RUPTURE DE LA DALLE DU RADIER.	165
FIGURE 6.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES.	171
FIGURE 6.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.	176

Liste des Tableaux

TABEAU 1.1. FE EN FONCTION DU TYPE D'ACIER.....	6
TABEAU 2.1. CARACTERISTIQUE DE L'ESCALIER RDC.....	16
TABEAU 2.2. CARACTERISTIQUE DE L'ESCALIER DU 1 ^{ER} ETAGE AU 7 ^{EME} ETAGE.....	18
TABEAU 2.3. EVALUATION DES POIDS PROPRE DES POTEAUX.....	21
TABEAU 2.4. EVALUATION DES CHARGES POUR LA TERRASSE INACCESSIBLE.....	21
TABEAU 2.5. EVALUATION DES CHARGES POUR LA TOITURE.....	22
TABEAU 2.6. EVALUATION DES CHARGES POUR ETAGE COURANT.....	22
TABEAU 2.7. EVALUATION DES CHARGES POUR LA VOLEE.....	23
TABEAU 2.8. EVALUATION DES CHARGES POUR LE PALIER.....	23
TABEAU 2.9. ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT A DALLE PLEINE.....	24
TABEAU 2.10. EVALUATION DES CHARGES SUR LES BALCONS.....	24
TABEAU 2.11. DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	28
TABEAU 2.12. VERIFICATION DES POTEAUX A LA COMPRESSION SIMPLE.....	31
TABEAU 2.13. VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT.....	33
TABEAU 3.1. DIFFERENT TYPES DE POUTRELLES.....	35
TABEAU 3.2. CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES.....	38
TABEAU 3.3. CHARGES REVENANT AUX POUTRELLES POUR LES DIFFERENTS PLANCHERS.....	40
TABEAU 3.4. CALCUL DES SECTIONS DE FERRAILLAGE DE POUTRELLES.....	49
TABEAU 3.5. CHOIX DES BARRES D'ARMATURE ET VERIFICATION AU CISAILLEMENT.....	50
TABEAU 3.6. VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE COMPRESSION DU BETON.....	50
TABEAU 3.7. VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE DEFORMATION.....	51
TABEAU 3.8. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	52
TABEAU 3.9. FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	56
TABEAU 3.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	59
TABEAU 3.11. FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	63
TABEAU 3.12. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	65
TABEAU 3.13. FERRAILLAGE DE LA CONSOLE.....	67
TABEAU 3.14. VERIFICATION DE L'ETAT DE COMPRESSION DU BETON.....	68
TABEAU 3.15. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	71
TABEAU 3.16. FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS UN CHARGEMENT UNIFORMEMENT REPARTIE.....	73
TABEAU 3.17. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	75
TABEAU 3.18. FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS UNE CHARGE CENTREE.....	77
TABEAU 3.19. RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE.....	82
TABEAU 3.20. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	83
TABEAU 3.21. RESUME DES SOLLICITATIONS.....	85
TABEAU 3.22. SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	85
TABEAU 3.23. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	85
TABEAU 3.24. RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE.....	87
TABEAU 3.25. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	89
TABEAU 3.26. RESUME DES SOLLICITATIONS.....	90
TABEAU 3.27. SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	90
TABEAU 3.28. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	91

TABLEAU 3.29. LES RESULTATS DE CALCUL PAR LA METHODE DE LA RDM	93
TABLEAU 3.30. FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE EN TRAVEE ET AUX APPUIS.	93
TABLEAU 3.31. CALCUL A L'ELS	97
TABLEAU 3.32. LES RESULTATS DE CALCUL PAR LA METHODE DE LA RDM.	98
TABLEAU 3.33. FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE EN TRAVEE ET AUX APPUIS.	99
TABLEAU 3.34. CALCUL A L'ELS.	102
TABLEAU 4.1. REDUCTION DES LONGUEURS DES VOILES A TRAVERS LES NIVEAUX.....	107
TABLEAU 4.2. TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE AVEC SOUS-SOL.	108
TABLEAU 4.3 : FACTEURS DE QUALITES.	113
TABLEAU 4.4. VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE.	114
TABLEAU 4.5. JUSTIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICAL.....	114
TABLEAU 4.6. RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES.	115
TABLEAU 4.7. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	116
TABLEAU 4.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS.	117
TABLEAU 4.9. VERIFICATION A L'EFFET P- Δ	118
TABLEAU 5.1. LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.	120
TABLEAU 5.2. ARMATURES LONGITUDINALES ET MINIMALE DANS LES POTEAUX.....	121
TABLEAU 5.3.: ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES POTEAUX.	123
TABLEAU 5.4. ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES POTEAUX.....	124
TABLEAU 5.5. VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX.	126
TABLEAU 5.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX.	127
TABLEAU 5.7. VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX.	127
TABLEAU 5.8. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	133
TABLEAU 5.9. VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT DANS LES POUTRES.	135
TABLEAU 5.10. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON DANS LES POUTRES.	136
TABLEAU 5.11. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE DEFORMATION DANS LES POUTRES.....	136
TABLEAU 5.12. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX.	139
TABLEAU 5.13. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES.	140
TABLEAU 5.14. VERIFICATION DE LA ZONE NODALE.	140
TABLEAU 5.15. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vy1.....	145
TABLEAU 5.16. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vy2.....	146
TABLEAU 5.17. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vy3.....	147
TABLEAU 5.18. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE VyASC.....	148
TABLEAU 5.19. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vx1.....	149
TABLEAU 5.20. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vx2.....	150
TABLEAU 5.21. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vx3.....	151
TABLEAU 5.22. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE Vx4.....	152
TABLEAU 5.23. RESULTATS DU FERRAILLAGE DU VOILE VxASC.....	153
TABLEAU 6.1. SECTION DES ARMATURES DU RADIER	161
TABLEAU 6.2. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'ELS	163
TABLEAU 6.3. SOLLICITATIONS SUR LA NERVURE DANS LE SENS X-X.	167
TABLEAU 6.4. SOLLICITATIONS SUR LA NERVURE DANS LE SENS Y-Y.....	167
TABLEAU 6.5. FERRAILLAGE DES NERVURES DANS LE SENS X-X.....	168
TABLEAU 6.6. FERRAILLAGE DES NERVURES DANS LE SENS Y-Y.	168
TABLEAU 6.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	169
TABLEAU 6.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES.	169

TABLEAU 6.9. FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	174
TABLEAU 6.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES.	175

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est appelé à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, tout en tenant compte des aspects architecturaux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de notre formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+7 avec un sous-sol et un entre sol, présentant des formes en plans différentes et implanté en zone de moyenne sismicité (Bejaia).

Ce manuscrit est composé de six chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale. Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés, ...etc.). Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers) et principaux (poteaux, poutres et voiles).

Le calcul des éléments secondaires est exposé au chapitre trois. Le chapitre quatre est dédié à la modélisation 3D et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003).

Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement au chapitres cinq et six.

Chapitre 1

Présentation du projet

1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage de notre étude est un bâtiment à usage multiple en R+7 constitué d'un sous-sol et un entre sol au lieu-dit chemin des crêtes dans la commune de Bejaia, qui d'après le règlement parasismique algérien (**RPA99/version2003**) est classé en zone moyenne sismicité (en zone IIa).

Notre projet est situé à 350 m environ au nord du rond-point d'Amriw à gauche de la route national numéro 24 reliant Bejaia à azzefoun. Ce terrain se présente sur deux plates-formes et un talus vertical le long de RN 24.

D'après le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version2003**) le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

1.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- Hauteur du sous-sol.....2.8 m.
- Hauteur d'entre sol.....2.8 m.
- Hauteur du RDC.....3.50 m.
- Hauteur des étages (1^{er} jusqu'à 7^{ème})3.00 m.
- Largeur en plan.....15.15 m.
- Longueur en plan.....27.86 m.

1.3. Données géotechnique du site

Suite à la demande du propriétaire, une étude géotechnique du site était précédée par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (L.N.H.C).

Une série d'essais sur site et au laboratoire ont été effectuées dans le but d'apprécier les caractéristiques du sol.

Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage se résume comme suit :

a) Essais in-situ

Le sol étudié est composé principalement de marne en profondeur. En surface on rencontre une couche de terre végétale de 1.50 mètre d'épaisseur. Les limons marneux sont rencontrés jusqu'à 8.00 m et viennent les marnes en profondeur.

Le sondage carotté réalisé confirme la nature marneuse du sol étudié à permet d'obtenir la couche lithologique suivante :

0.0 – 1.50 m : Terre végétale graveleuse limoneuse friable oxydée

1.50 – 3.00 m : Limon marneux très graveleux plastique oxydé

3.00 – 8.00 m : Limon marneux peu graveleux très plastique

3.00 – 12.00 m : Schiste marneux compact

b) Essais de laboratoire

Les échantillons prélevés du sondage carotté ont été soumis aux analyses de laboratoire.

- Une identification physique a relevé :

Une densité sèche : $1.76 \text{ g/cm}^3 \leq \gamma_d \leq 1.82 \text{ g/cm}^3$

Une densité humide : $2.15 \text{ g/cm}^3 \leq \gamma_h \leq 2.18 \text{ g/cm}^3$

Une teneur en eau : $18.00\% \leq w \leq 24.10\%$

Degrés de saturation de ce sol est égal à l'unité.

- Les analyses granulométriques complétées par la sédimentation montrent les mêmes pourcentages de leurs constituants.
Plus de 65 % des éléments solides ont un diamètre inférieur à 0.10 mm. Ces analyses indiquent également que le sol est homogène.
- Des limites d'Atterberg donnant la limite de liquidité WL est de 35.13% et l'indice de plasticité IP de 19.36 %.
- Des essais à l'odomètre montrant que le sol est légèrement compressible et que le gonflement n'est pas à craindre.
- Un essai de cisaillement a donné un angle de frottement interne ϕ compris entre 17° et 24° et une cohésion C comprise entre 0.68 et 0.70 bar.
- Des analyses chimiques montrent qu'il s'agit d'un sol d'agressivité nulle vis-à-vis des sulfates.

Suite aux résultats de l'ensemble des essais effectués (in-situ et au laboratoire) une conclusion a été donné comme suite :

- Le sol étudié, présente une résistance moyenne après la couche de terre de végétale de 1.50 bar.
- Il est constitué essentiellement de limons marneux entre 3.00 m et 8.00 m et de marne en profondeur.
- Le taux de travail admissible et suffisant pour ce type de projet est de 1.50 bar.
- Les tassements pour des semelles superficielles sont admissibles et le gonflement n'est pas à craindre.
- La sous face de la fondation devrait être à au moins 2.50 m de la cote de la plateforme inférieure. Les fondations seront de type superficiel.

Pour les calculs de soutènement les paramètres géotechniques suivants sont proposés :

- Angle de frottement interne $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion $c = 0.10$ bar

Par ailleurs tous travaux de terrassement et de creusement de fouilles sont à éviter pendant les périodes de pluies.

1.4. Caractéristiques structurales

1.4.1. Ossature et système de contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes **RPA99/Version 2003**. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du **RPA99/Version 2003**)

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 24.5m, quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5) ;
- Système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (R=4) ;
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé (R=3.5) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5) ;

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système qui présente une meilleure ductilité ($R=5$).

1.4.2. Les planchers

Les planchers sont semi pré fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, les balcons, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont en dalle pleine en béton armé.

1.4.3. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10 cm et celle de l'extérieur de 15 cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

1.4.4. La toiture

Le toit est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Pour notre cas la toiture est une dalle pleine inclinée.

1.5. Règlements et normes utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA 93
- BAEL 91 modifié 99
- RPA 99/version 2003 (DTR.B.C.248)
- DTR BC 2.2
- CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (DTR.B.C.2.331)

1.6. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

- Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25Mpa prévue à 28j, et par conséquent.

$$f_{c28}=0.6+0.06 f_{c28}=2.1\text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Art A2.1.1.2)}$$

Contraintes limites

$$1. \text{ A l'ELU : est notée } \sigma_{bc} \text{ tel que } \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{CBA93 (Art.4.3.4)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{en cas de situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en cas de situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{: Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & \text{: Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.8 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligent le fluage de béton.

$$2. \text{ A l'ELS : est donné par } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés.

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{(f_{ij})} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPA}$$

2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{ij})} \rightarrow E_{v28} = 10721.4 \text{ MPA}$$

Coefficient du poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

L'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ calcul des sollicitations.

L'ELS : $\nu = 0.2 \rightarrow$ calcul des déformations.

- **Acier**

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

Tableau 1.1. Fe en fonction du type d'acier.

Type	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	Fe E215	Fe E235	Fe E400	Fe E500	Fe E500	Fe E215
Fe [MPa]	215	235	400	500	500	500

Avec Fe la limite d'élasticité.

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

Hautes adhérences de nuances Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structures).

Treillis soudés de nuance Fe500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

Ronds lisses de nuance Fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

Contrainte limite de l'acier

A L'ELU : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

f_e : Contrainte limite élastique.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s : 1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s : 1.00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

A L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ [MPa].

Fissuration Très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ [MPa].

η : Coefficient de fissuration, tel que : $\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

1.7. 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.

1.7.1. 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 de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

1.7.2. Actions variables(Qi)

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

- Les charges exploitations,
- Les charges climatiques (neige et vent),
- Les charges dues à la température.

1.7.3. Actions accidentelles(FA)

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

- Les séismes,
- Les chocs,
- Les explosions,

1.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués 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 chargements 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.

1.8.1. 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 :

$$1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + Y_{Q1} Q_1 + \sum_{i=2}^n 1.3 \times \Psi_{oi} \times Q_i \quad \text{CBA.93 [Art. A.3.3.2.1]}$$

$\Psi_{oi} = 0,77$ pour les bâtiments à usages courant.

Ψ_{oi} : coefficient de pondération.

Y_{Q1} : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine.
- Charge d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.
- La température.

- **Situation accidentelles**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{2i} \times Q_i \quad \text{CBA.93 [Art. A.3.3.2.1]}$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle,

$\Psi_{1i} \times Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable,

$\Psi_{2i} \times Q_i$: Valeur quasi-Permanente d'une action variable,

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes **RPA99/2003** considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$ (1)
- $0.8G\pm E$ (2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G+Q\pm 1.2E$ (3) **RPA99/2003 (Art5.2)**

1.8.2. Combinaisons actions à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{oi} \times Q_i \qquad \text{CBA.93 [Art. A.3.3.2.1]}$$

Chapitre 2

Pré dimensionnement des éléments

2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants présente le point de départ et la base de toute étude en génie civil. Afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage le pré dimensionnement des éléments de notre ouvrage doit être fait en respectant les règles générales du **BAEL 99, RPA 99 version 2003** et le **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase de dimensionnement.

2.2. Le pré dimensionnement des éléments secondaires

2.2.1. Plancher

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature.

a) Plancher à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B6.8.4.2.4).}$$

L_{max} : la portée max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : la hauteur total du plancher.

- On supposera des poutres (30*30) pour les deux sens.
- Le choix du sens de disposition des poutrelles est fait par rapport à deux critères suivants :
 - Le critère de la petite portée.
 - Le critère de la continuité.

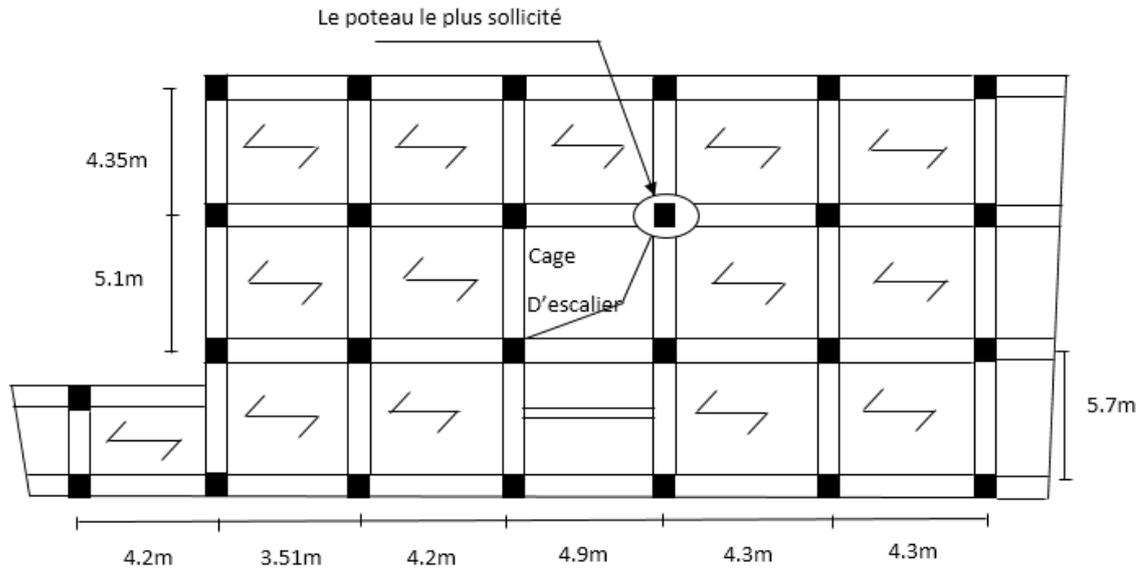


Figure 2.1. Disposition des poutrelles du 1^{er} étage.

Suite à cette disposition $L_{max} = 490 \cdot 30 = 460 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{460}{22.5} \rightarrow h_t \geq 20.44 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher d'une hauteur de 24 cm pour vérifier la flèche

Avec 20 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression

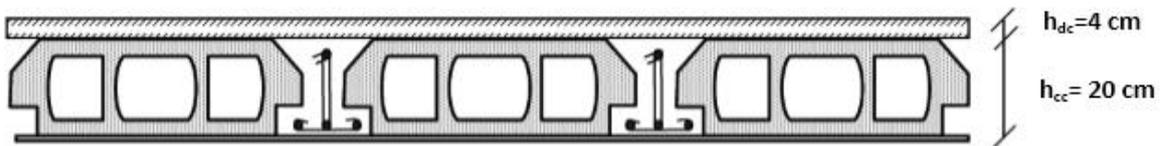


Figure 2.2. Coupe de plancher à corps creux.

2.2.2. Poutrelles

Les poutrelles se calculent en section en T. la largeur de la dalle de compression b à prendre est définie par : $b = (b_1 + b_2) + b_0$

Avec : $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h \dots \dots \dots (1)$

$$b_1 = b_2 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \dots \dots \dots (2)$$

L_x : distance entre deux nus d'appuis des poutres secondaires.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) * 16 = (6.4 \text{ cm à } 12.8 \text{ cm})$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y = 351 - 30 = 321 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 321/10)$$

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$

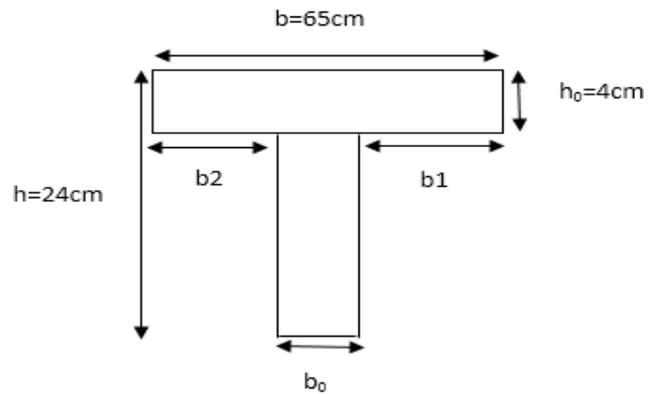


Figure 2.3. Schéma d'une poutrelle.

b) Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance à la flexion**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{10} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

- **Critère de coupe-feu**

$$e \geq 7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

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

- **Critère d'isolation phonique**

$$e \geq 13 \text{ cm} \quad (\text{pour les dalles internes})$$

Dans notre cas on a deux types de dalle pleine :

➤ **Dalle sur trois appuis (balcon) :**

$L_x=160\text{cm}$; $L_y= 480\text{cm}$.

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \Rightarrow 3.55 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$

Pour deux heures de coupe feux $e=12 \text{ cm}$

On adopte $e = 14 \text{ cm}$

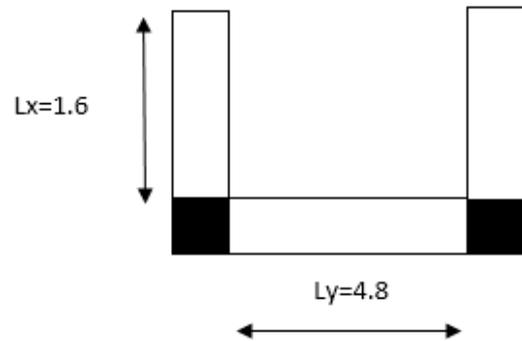


Figure 2.4. Dalle sur trois appuis.

➤ **Dalle sur quatre appuis (au niveau de la cage d'escaliers)**

$L_x=460\text{cm}$; $L_y= 480\text{cm}$. $\Rightarrow \rho = 460/480 = 0.95$

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \Rightarrow 10.22 \text{ cm} \leq e \leq 11.5 \text{ cm}$

On adopte $e = 14 \text{ cm}$

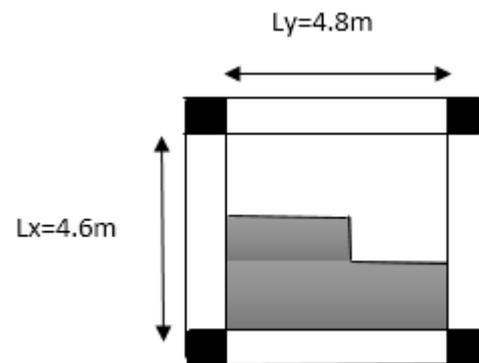


Figure 2.5. Dalle sur quatre appuis.

2.2.3. Les escaliers

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment. Les différents éléments constituant un escalier sont :

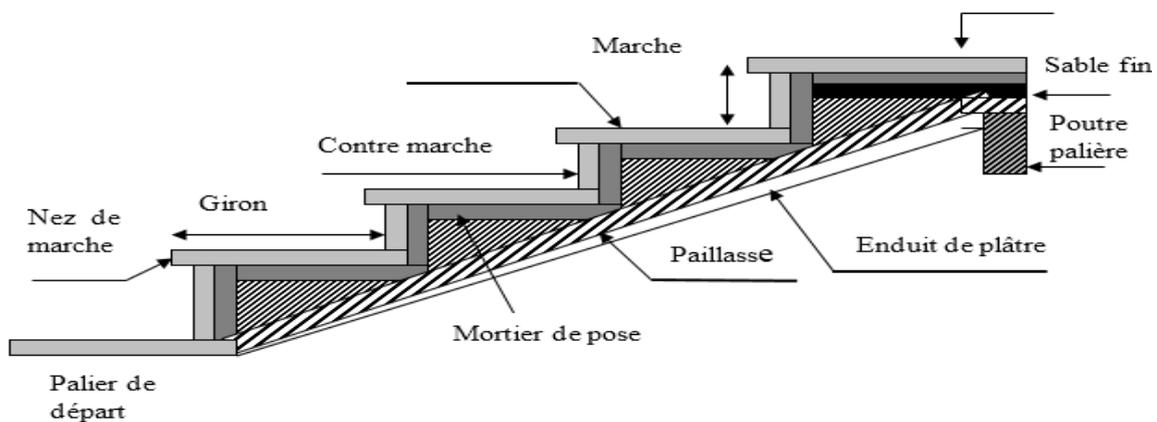


Figure 2.6. Schéma d'un escalier.

Dans notre projet on a trois types d'escalier. Escalier en bois (du sous-sol au RDC), un escalier de trois volées du RDC au premier étage et un escalier à deux volées (du 1^{er} étage au 7^{ème} étage).

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilisera la relation de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

Tel que : n : nombre de contre marche.

$n-1$: nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

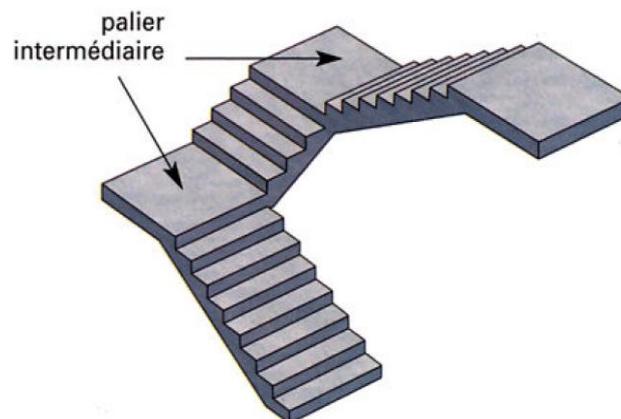
g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

L_0 : largeur du palier.

1^{er} type : escalier droit à trois volées

Exemple de calcul (escalier du RDC)

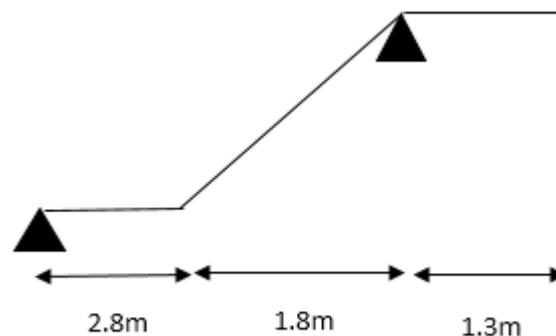


Volée 1

$$H = 1.18\text{m}$$

$$\alpha = 33.24^\circ$$

$$l_0 = 1.8 \text{ m}$$



$$64n^2 - (64 + 2H + l_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.18 + 1.8)n + 2 \cdot 1.18 = 0$$

Après résolution on trouve : $n = 7$ et $n - 1 = 6$

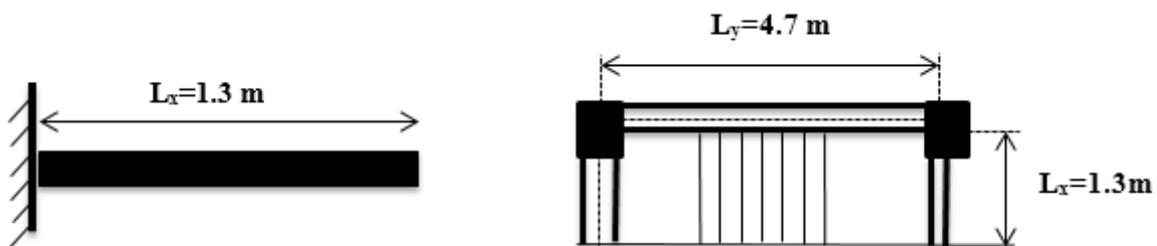
- La hauteur de contre marche : $h = H/n$ donc $h = 118 / 7 \rightarrow h = 16.85\text{cm}$
 $h = 16\text{cm}$ pour la première contre marche

$h = 17\text{cm}$ pour les autres contre marche

- Calcul du giron g : $g = l/(n-1)$ donc $g = 180 / 6 \rightarrow g = 30\text{cm}$

Volée 2

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



$$H = 1.36\text{m}$$

$$\alpha = 32.92^\circ$$

$$l_0 = 1.3\text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + l_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.36 + 1.3)n + 2 \cdot 1.36 = 0$$

Après résolution on trouve : $n = 8$ et $n - 1 = 7$

- La hauteur de contre marche : $h = 17\text{cm}$
- Calcul du giron g : $g = 30\text{cm}$

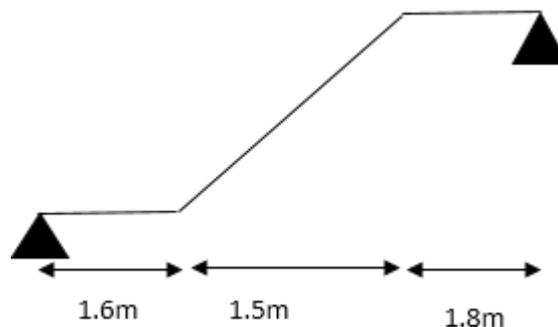
Volée 3

$$H = 0.96\text{m}$$

$$\alpha = 32.61^\circ$$

$$l_0 = 1.5\text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 0.96 + 1.5)n + 2 \cdot 0.96 = 0$$



Après résolution on trouve : $n = 6$ et $n - 1 = 5$

- La hauteur de contre marche : $h=16\text{cm}$
- Calcul du giron $g : g=30\text{cm}$

Conclusion nombre de marches total = 18

Epaisseur de la pailasse

Volée 1

$$l=1.8/\cos\alpha +2.8 = 1.8/\cos 33.24 +2.8 \rightarrow l=4.95 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 495/30 \leq e \leq 495/20$$

$16.5\text{cm} \leq e \leq 24.75\text{cm}$condition de résistance.

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

On opte pour $e=18 \text{ cm}$

Volée 2

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm pour deux heures de coupe-feu} \end{array} \right.$$

On opte pour $e=12 \text{ cm}$

Volée 3

$$l= 5.18$$

$$518/30 \leq e \leq 518/20 \rightarrow 17.26\text{cm} \leq e \leq 25.9\text{cm}$$

On opte pour $e= 18 \text{ cm}$

Tableau 2.1. Caractéristique de l'escalier RDC.

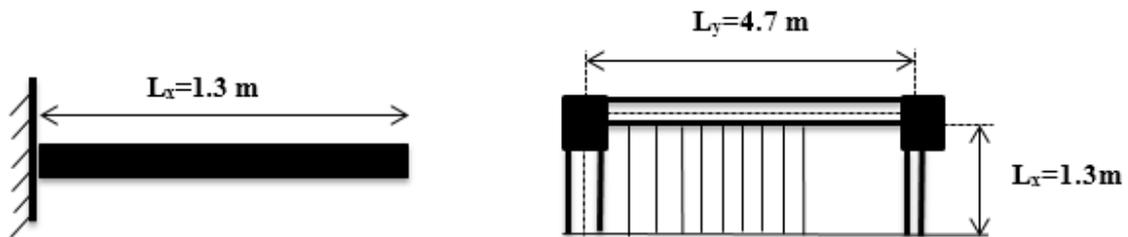
Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur étage (m)
H (m)	1.18	1.36	0.96	3.50
N	7	8	6	
n-1	6	7	5	
g (cm)	30	30	30	
h (cm)	16-17	17	16	
$\alpha(^{\circ})$	33.24	32.92	32.61	
Foulé (m)	2.15	2.5	1.78	
Epaisseur (cm)	18	12	18	

2^{ème} type : escalier droit à deux volées

➤ Exemple de calcul (escalier du 1^{er} étage au 7^{ème} étage)

Volée 1

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



$$H = 2\text{m}$$

$$\alpha = 31.21^\circ$$

$$l_0 = 1.3\text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + l_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 200 + 330)n + 2 \cdot 200 = 0$$

Après résolution on trouve : $n = 12$ et $n - 1 = 11$

- La hauteur de contre marche : $h = H/n$ donc $h = 200/12 \rightarrow h = 16.66\text{cm}$
 $h = 15\text{cm}$ pour les deux premières contre marche

$h = 17\text{cm}$ pour les autres contre marche

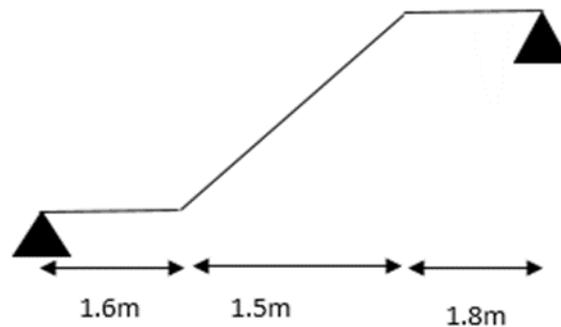
- Calcul du giron g : $g = l/(n-1)$ donc $g = 330/11 \rightarrow g = 30\text{cm}$

Volée 2

$$H = 1\text{m}$$

$$\alpha = 33.69^\circ$$

$$l_0 = 1.5\text{ m}$$



$$64n^2 - (64+2H+l_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+2*100+150) n + 2*100 = 0$$

Après résolution on trouve : $n = 6$ et $n - 1 = 5$

La hauteur de contre marche : $h = H/n$ donc $h = 100 / 6 \rightarrow h = 16.66\text{cm}$

- $h = 16\text{cm}$ pour les deux premières contre marche
- $h = 17\text{cm}$ pour les autres contre marche
- Calcul du giron g : $g = l / (n-1)$ donc $g = 150 / 5 \rightarrow g = 30\text{cm}$

Epaisseur de la paillasse

Volée 1

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On opte pour $e = 12\text{ cm}$

Volée 2

$l = 3.6\text{m}$

$1/30 \leq e \leq 1/20 \rightarrow 360/30 \leq e \leq 360/20$

$12\text{cm} \leq e \leq 18\text{cm}$

On opte pour $e = 18\text{ cm}$

Tableau 2.2. Caractéristique de l'escalier du 1^{er} étage au 7^{ème} étage.

Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Hauteur étage (m)
N	12	6	
n-1	11	5	
g (cm)	30	30	
h (cm)	15-17	16-17	
α (°)	31.21	33.69	
Foulé (m)	3.85	1.8	
Epaisseur (cm)	12	18	

2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

2.3.1. Voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du **RPA99/2003** suivantes :

- $e \geq \max(h_e/20, 15\text{cm})$
- $L \geq 4e$

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage ($h_e = h_{\text{tot}} - e_{\text{dalle}}$)

Au niveau du sous-sol et entre sol

$e \geq \max(280/20, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq 15\text{cm}$. on adopte $e=20\text{cm}$ et $L \geq 80\text{cm}$

Au niveau du RDC

$e \geq \max(350/20, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq 17.5\text{cm}$. on adopte $e=20\text{cm}$ et $L \geq 80\text{cm}$

Au niveau des étages

$e \geq \max(350/20, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq 17.5\text{cm}$. on adopte $e=20\text{cm}$ et $L \geq 80\text{cm}$

2.3.2. Poutres

Selon le **BAEL 91**, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

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

L_{max} : largeur max entre nus d'appuis

a. Les poutres principales : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\text{max}} = 570 - 30 = 540 \text{ cm} \rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30\text{cm}$

- **Vérification des exigences du RPA**

Selon les recommandations du **RPA99/2003** on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{RPA99 version 2003 Art : 7.5.1})$$

$$h/b \leq 4$$

Sachant que b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre.

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm}$$

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

$$h/b = 1.33 \leq 4$$

b. Poutres secondaires : Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm} \rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA**

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1.16 \leq 4$$

2.3.2.1. Poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du (RPA99 version 2003 Art : 7.4.1) suivantes :

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$\checkmark \frac{1}{4} < b/h < 4$$

Les dimensions des poteaux supposés

Sous-sol, Entre sol, RDC	Poteaux (60*60) cm ;
1 ^{er} étage	Poteaux (50*50) cm ;
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Poteaux (45*45) cm ;
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Poteaux (40*40) cm ;
6 ^{ème} étage	Poteaux (35*35) cm ;
7 ^{ème} étage	Poteaux (30*30) cm ;

$$\text{Charge du poteau} = S \times 25 \times h_e$$

Tableau 2.3. Evaluation des poids propre des poteaux.

Niveau	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6	Etage 7
S (m ²)	0.36	0.36	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
Gp (KN)	25.2	31.5	18.75	15.18	12	9.18	6.75

2.3.3. Evaluation des charges et surcharge

- Terrasse inaccessible

Tableau 2.4. Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		E (m)	Poids (KN/m ²)
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0.050	1.00
	Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
	Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (20+4)		0.24	3.20
Forme de pente		0.1	2.2
Enduit de plâtre		0.015	0.15
Charge permanente totale			G=6.83
Charge d'exploitation			Q=1

- **Toiture**

Tableau 2.5. Evaluation des charges pour la toiture.

Désignation des éléments	Epaisseur « e »	Poids « G » (KN/m ²)
Tuile (support compris)	///	0.5
Dalle pleine inclinée	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total G KN/m ²	G=3.84	
Total Q KN/m ²	Q=1	

- **Etage courant**

Tableau 2.6. Evaluation des charges pour étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	1.00	1.00
Carrelage	2.00	0.44
Mortier de pose	2.00	0.40
Lit de sable	2.00	0.36
Plancher en corps creux (20+4)	24	3.2
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charge permanente totale		G=5.55
Charge d'exploitation RDC		Q=5.00
Entre sol		Q=2.5
Charge d'exploitation 1 ^{er} étage jusqu'au 7 ^{eme}		Q=1.5

- Les escaliers

- La volée

Tableau 2.7. Evaluation des charges pour la volée.

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.02	0.22
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.17/2	1.87
Paillasse	0.18/(cos33.69)	5.4
Enduit de ciment	0.02/(cos33.69)	0.48
Charge permanente : $G = 9.13 \text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$		

- Le palier

Tableau 2.8. Evaluation des charges pour le palier.

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en béton armé	0.18	4.5
Enduit ciment	0.02	0.20
Charge permanente : $G = 5.86 \text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$		

▪ **Plancher étages courant à dalle pleine**

Tableau 2.9. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Plancher à dalle pleine	0,12	3,00
Enduit de ciment	0,02	0,40
Cloisons de séparation	0,10	1,00
Charge permanente : G=5.56KN/m ²		
Charge d'exploitation : Q=1.5KN/m ²		

▪ **Les balcons**

Tableau 2.10. Evaluation des charges sur les balcons.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Dalle pleine	25	0.12	3	
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
Garde-corps	/	/	1	
Charge permanente	/	/	5.35	

2.3.4. La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q₀ la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q₁, Q₂.....Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé 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 l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

➤ **Les surfaces afférentes**

a) Pour la charge permanente

▪ **Les étages courant (1^{er} au 7^{ème} étage)**

$S1= 2.3 \times 2.025 = 4.65 \text{ m}^2$

$S2= 2 \times 2.025 = 4.05 \text{ m}^2$

$S3= 2 \times 2.4 = 4.8 \text{ m}^2$

$S4= 1.4 \times 2.4 = 3.36 \text{ m}^2$

$S5= 0.9 \times 2.4 = 2.16 \text{ m}^2$

$S_{cc} = 13.5 \text{ m}^2$

$S_v = 3.36 \text{ m}^2 S_{DP} = 2.16 \text{ m}^2$

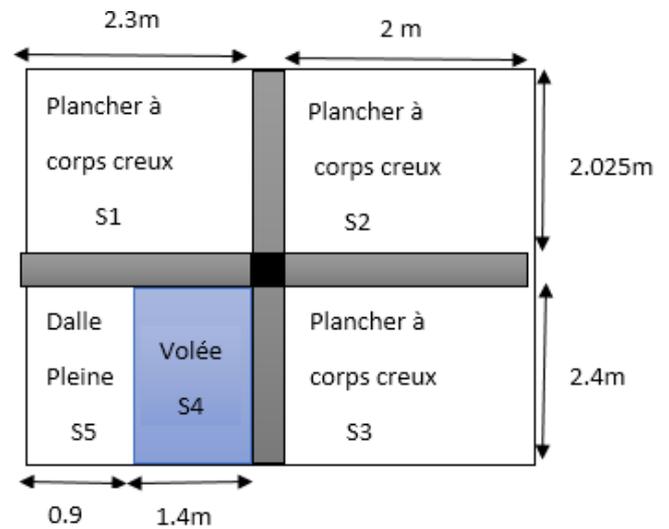


Figure 2.7. Surface afférente du poteau (1^{er} au 7^{ème} étage).

$G_t = 13.5 \times 5.55 + 3.36 \times 9.13 + 2.16 \times 5.56 = 117.61 \text{ KN}$

$L_{ps} = 2.3 + 2 = 4.3 \text{ m}$

$L_{pp} = 2.025 + 2.4 = 4.42$

$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.42 = 13.26 \text{ KN}$

$G_{ps} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 4.3 = 11.28 \text{ KN}$

▪ **RDC**

$S_{cc} = 8.7 \text{ m}^2$

$S_v = 3.5 \text{ m}^2$

$S_p = 1.96 \text{ m}^2$

$S_{DP} = 4.86 \text{ m}^2$

$$G_t = 8.7 \times 5.55 + 3.5 \times 9.13 + 1.96 \times 5.86 + 4.86 \times 5.56 = 118.74 \text{ KN}$$

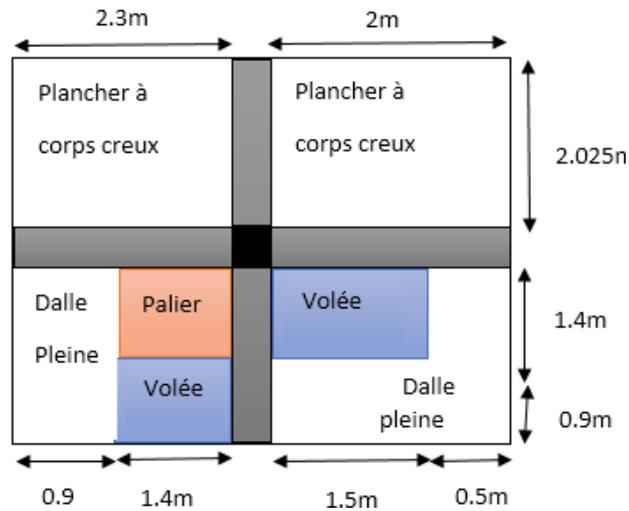


Figure 2.8. Surface afférente du poteau RDC.

▪ **Toiture**

$$S_{aff} = 2 \times 2.025 + 2 \times 2.4 + 2.3 \times 2.025 + 2.3 \times 2.4 = 19.027 \text{ m}^2$$

$$G_t = 19.027 \times 3.84 = 73.06 \text{ KN}$$

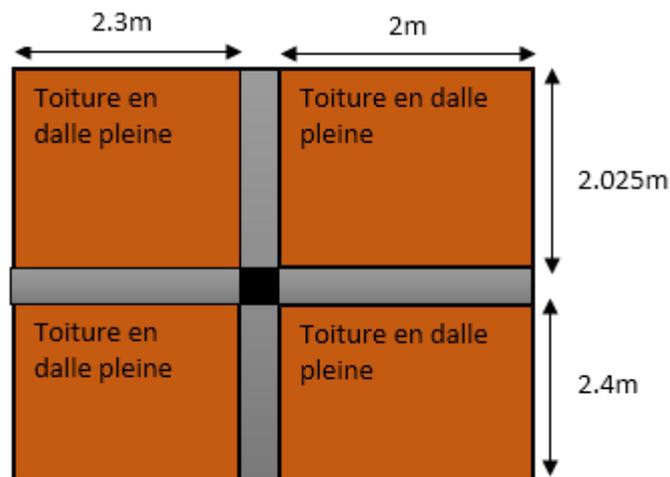


Figure 2.9. Surface afférente du poteau toiture.

▪ **Entre sol**

$$S_{cc} = 2.3 \times 1.45 + 2 \times 1.45 + 2.4 \times 2 = 11.03 \text{ m}^2$$

$$S_{DP} = 2.4 \times 2.3 = 5.52 \text{ m}^2$$

$$G_t = 11.03 \times 5.55 + 5.52 \times 5.56 = 91.9 \text{ KN}$$

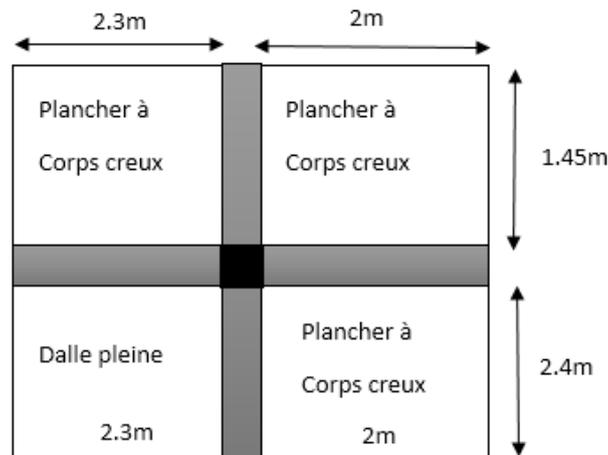


Figure 2.10. Surface afférente du poteau entre sol.

b) Pour la charge d'exploitation

▪ **Toiture**

$$S = (2.3 + 2 + 0.3) \times (2.0.25 + 2.4 + 0.3) = 21.735 \text{ m}^2$$

$$Q = 21.735 \times 1 = 21.735 \text{ KN}$$

▪ **7^{ème} étage**

$$S = 21.735 - (0.3 \times 0.3) = 21.64 \text{ m}^2$$

$$Q = 21.64 \times 1.5 = 32.46 \text{ KN}$$

▪ **6^{ème} étage**

$$S = 21.735 - (0.35 \times 0.35) = 21.61 \text{ m}^2$$

$$Q = 21.61 \times 1.5 = 32.41 \text{ KN}$$

▪ **5^{ème} et 4^{ème} étage**

$$S = 21.735 - (0.4 \times 0.4) = 21.57 \text{ m}^2$$

$$Q = 21.5 \times 1.5 = 32.35 \text{ KN}$$

▪ **3^{ème} et 2^{ème} étage**

$$S = 21.375 - (0.45 \times 0.45) = 21.53 \text{ m}^2$$

$$Q = 21.53 \times 1.5 = 32.29 \text{ KN}$$

▪ **1^{er} étage**

$$S = 21.735 - (0.5 \times 0.5) = 21.48 \text{ m}^2$$

$$Q=21.48 \times 1.5=32.22 \text{ KN}$$

- **RDC**

$$S=21.735-(0.6 \times 0.6)=21.37 \text{ m}^2$$

$$Q=21.37 \times 5=106.85 \text{ KN}$$

- **Sous-sol et entre sol**

$$S=19.09-(0.6 \times 0.6)=18.73 \text{ m}^2$$

$$Q=18.73 \times 2.5=46.82 \text{ KN}$$

2.3.5. Descente de charge

Tableau 2.11. Descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Toiture	73.06	21.735
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (30*30)	6.75	
	Σ	104.35	
N2	N1	104.35	54.195
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (35*35)	9.18	
	Σ	255.68	
N3	N2	255.68	83.36
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (40*40)	12.00	
	Σ	409.83	

N4	N3	409.83	109.233
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (40*40)	12.00	
	Σ	563.98	
N5	N4	563.98	131.869
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (45*45)	15.18	
	Σ	721.31	
N6	N5	721.31	151.223
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (45*45)	18.75	
	Σ	882.21	
N7	N5	882.21	167.347
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (50*50)	18.75	
	Σ	1043.11	
N8	N7	1043.11	180.194
	Plancher étage courant	117.61	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (60*60)	31.5	
	Σ	1216.76	
	N8	1216.76	238.328
	Plancher RDC	118.74	

N9	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (60*60)	25.2	
	Σ	1385.24	
N10	N9	1385.24	249.759
	Plancher sous-sol	91.9	
	Poutre principale	13.26	
	poutre secondaire	11.28	
	poteau (60*60)	25.2	
Σ	1526.88		

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1526.88 + 1.5 \times 249.759$$

$$N_u = 2435.92 \text{ KN}$$

2.3.6. Vérification du poteau

a) Vérification à la compression simple

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1526.88 + 1.5 \times 249.759)$$

$$N_u = 2679.51 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau 2.12. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	Sections	Condition $B_{choi} > B_{calcule}$		observation
			B_{choi}	$B_{calcule}$	
Sous-sol	2679.51	60*60	0.36	0.19	Vérifiée
Entre sol	2450.32	60*60	0.36	0.173	Vérifiée
RDC	2104.2	60*60	0.36	0.149	Vérifiée
Etage 1	1825.14	50*50	0.25	0.129	Vérifiée
Etage 2	1559.59	45*45	0.2025	0.110	Vérifiée
Etage 3	1288.72	45*45	0.2025	0.09	Vérifiée
Etages 4	1017.74	40*40	0.16	0.072	Vérifiée
Etages 5	746.14	40*40	0.16	0.05	Vérifiée
Etage 6	469.1	35*35	0.1225	0.03	Vérifiée
Etage 7	190.82	30*30	0.09	0.013	Vérifiée

b) Vérification au flambement

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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.

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$ l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : Moment d'inertie : $I = \frac{h \times b^3}{12}$

$0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r$ On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Tableau 2.13. Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	Nu (Kn)	B (m ²)	L0(m)	Lr(m)	I×10 ⁻³ (m ⁴)	i	λ	α	Condition Br≥Br _{cal}		observation
									Br(m ²)	Br _{cal} (m ²)	
N -2	2679.51	0.36	2.8	1.96	10.8	0.173	11.3	0.832	0.336	0.146	Vérifié
N -1	2450.32	0.36	2.8	1.96	10.8	0.173	11.3	0.832	0.336	0.133	Vérifié
RDC	2104.2	0.36	3.5	2.45	10.8	0.173	14.16	0.823	0.336	0.116	Vérifié
N1	1825.14	0.25	3	2.1	5.208	0.144	14.56	0.821	0.230	0.101	Vérifié
N2	1559.59	0.2025	3	2.1	3.417	0.129	16.28	0.814	0.184	0.0871	Vérifié
N3	1288.72	0.2025	3	2.1	3.417	0.129	16.28	0.814	0.184	0.0719	Vérifié
N4	1017.74	0.16	3	2.1	2.13	0.115	18.26	0.806	0.144	0.0574	Vérifié
N5	746.14	0.16	3	2.1	2.13	0.115	18.26	0.806	0.144	0.042	Vérifié
N6	469.1	0.1225	3	2.1	1.25	0.101	20.79	0.794	0.108	0.0268	Vérifié
N7	190.82	0.09	3	2.1	0.675	0.086	24.41	0.774	0.078	0.0112	Vérifié

c) Vérification des conditions du RPA

d) Les trois conditions sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

b. Conclusion

Elément	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutre secondaire	30	35
Poutre principale	30	40
Poteau entre sol	60	60
Poteau RDC	60	60
Poteau étage 1	50	50
Poteau étage 2,3	45	45
Poteau étage 4,5	40	40
Poteau étage 6	35	35
Poteau étage 7	30	30

Chapitre 3

Calcul des éléments non structuraux

3.1. Calcul des éléments non structuraux

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escalier, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant le règlement en vigueur.

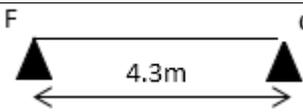
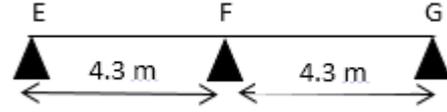
3.1.1. Calcul des planchers

3.1.1.1. Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

- Les différents types de poutrelles

Tableau 3.1. Différent types de poutrelles.

Types	Schéma statique
	Poutrelle du plancher inaccessible
Type1	
Type2	

Type3	
Type4	
Poutrelle du plancher 3 jusqu'au 6	
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Poutrelle du plancher 1, 2 et RDC	

Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Poutrelle du plancher entre sol	
Type1	
Type2	
Type3	

a) Calcul des charges revenant aux poutrelles

L'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

L'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times P_s$

Les résultats des calculs à L' ELU et à L' ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3.2. Charge revenant aux poutrelles.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u	q _u	P _s (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.83	1	10.72	6.96	7.83	5.08
Etage courant	5.55	1.5	9.74	6.33	7.05	4.58
RDC	5.55	5	14.99	9.74	10.55	6.85
Entre sol	5.55	2.5	11.24	7.3	8.05	5.23

b) Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continue. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on appliquera la méthode forfaitaire.

- Exemple d’application de la méthode forfaitaire
 - Plancher étage courant (type 1)

Vérification des conditions :

- 1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2G, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- 2) $0.8 \leq \frac{4.3}{4.3} = 1 \leq 1.25$ vérifiée.
- 3) la fissuration est peu nuisible.....vérifiée.
- 4) I=constant.....vérifiée.

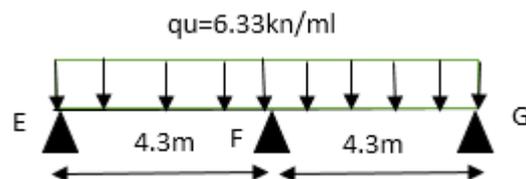
A L'ELU :

Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

Travée EF :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{EF}^2}{8} = \frac{6.33 \times 4.3^2}{8} = 14.63 \text{ KN.m}$$



Travée FG :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{FG}^2}{8} = \frac{6.33 \times 4.3^2}{8} = 14.63 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

Appui intermédiaire : $M_F = -0.6 \times M_0 = -0.6 \times 14.63 = 8.77 \text{ KN.m}$

Appui de rive : $M_E = M_G = -0.15 M_0 = -2.19 \text{ KN.m}$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.55} = 0.213 \quad , \quad (1+0.3\alpha) = 1.06 \quad , \quad 1.2+0.3\alpha = 1.26 \quad ,$$

Travée EF :

$$M_{t1} + \frac{0+8.77}{2} \geq 1.06 \times 14.63 \Rightarrow M_{t1} = 11.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.26}{2} \times 14.63 \Rightarrow M_{t2} \geq 9.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = \max(11.12, 9.21) = 11.12 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$\text{Travée EF} \left\{ \begin{array}{l} V_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} = \frac{6.333 \times 4.3}{2} = 13.61 \text{ KN} \\ V_F = -1.15 \times V_E = -15.52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A L'ELS :**Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

Travée EF :

$$M_0 = \frac{q_s \times l_{EF}^2}{8} = \frac{4.583 \times 4.3^2}{8} = 10.59 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$M_0 = \frac{q_s \times l_{FG}^2}{8} = \frac{4.583 \times 4.3^2}{8} = 10.59 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

Appui intermédiaire : $M_F = -0.6 \times M_0 = -0.6 \times 10.59 = -6.35 \text{ KN.m}$

Appui de rive : $M_E = M_G = -0.15 M_0 = -1.58 \text{ KN.m}$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.55} = 0.213 \quad ; \quad (1+0.3\alpha) = 1.06 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

Travée EF :

$$M_{t1} + \frac{0+6.35}{2} \geq 1.06 \times 10.59 \Rightarrow M_{t1} = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq 0.63 \times 10.59 \Rightarrow M_{t2} \geq 6.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = \max(8.05, 6.67) = 8.05 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3.3. Charges revenant aux poutrelles pour les différents planchers.

Etages	Types de poutrelles	ELU				ELS		
		Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)		Vmax (KN.m)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)	
			rive	interm			rive	interm
Entre sol	Type 1	13.39	-3.89	-10.13	18.06	9.59	-2.79	-7.25
	Type 2	13.58	-3.71	-8.05	16.88	9.73	-2.66	-5.77
	Type 3	15.20	-3.89	-8.77	17.90	10.88	-2.79	-6.28
RDC	Type 1	18.96	-3.37	-13.51	24.09	13.3	-2.37	-9.51
	Type 2	18.09	-3.22	-12.89	23.53	12.73	-3.22	-9.07
	Type 3	19.17	-3.22	-10.74	22.51	13.49	-2.26	-7.56
	Type 4	21.70	-3.37	-11.69	23.87	15.27	-3.37	-8.23
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	Type 1	11.18	-2.19	-8.78	15.65	8.09	-1.58	-6.35
	Type 2	10.66	-2.09	-8.37	15.29	7.72	-1.51	-6.06
	Type 3	11.36	-2.09	-6.98	14.62	8.22	-1.51	-5.05
	Type 4	12.61	-2.19	-7.60	15.51	9.13	-1.58	-5.50
3 ^{ème} jusqu'au 6 ^{ème} étage	Type 1	11.18	-2.19	-8.78	15.65	8.09	-1.58	-6.35
	Type 2	10.66	-2.09	-8.37	15.29	7.72	-1.51	-6.06
	Type 3	10.66	-2.09	-8.37	-15.29	7.72	-1.51	-6.06
	Type 4	14.63	-2.19	0	13.61	10.59	-1.58	0
	Type 5	12.61	-2.19	-7.60	-15.51	9.13	-1.58	-5.50
Terrasse inaccessible	Type 1	16.10	-2.41	0	14.98	11.76	-1.76	0
	Type 2	12.07	-2.41	-9.66	17.02	8.82	-1.76	-7.05
	Type 3	11.52	-2.3	-9.21	16.82	8.41	-1.68	-6.73
	Type 4	13.59	-2.41	-8.36	17.07	9.93	-1.76	-6.11

c) Ferrailage des poutrelles

Étage courant 1^{er} et 2^{ème} étage :

$M_t=12.62 \text{ KN.m}$; $V=-15.516 \text{ KN}$; $M_a^{\text{int}}=-8.78 \text{ KN.m}$; $M_a^{\text{riv}}=-2.19 \text{ KN.m}$;
 $h=24\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $d=22\text{cm}$; FPN.

Vérification a l'ELU

En travée

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

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tu}=0.073 \text{ MN.m.}$$

$M_{tu} > M_{tu \text{ calculé}} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle de compression

\Rightarrow Etude d'une section $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.028 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.216(1 - 0.4 \times 0.035) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 1.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.67 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.72 \text{ cm}^2 > A_t = 1.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

En appui :

Appui intermédiaire

$$M_a^{\text{int}} = -8.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.127 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.127 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.17$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.17) = 0.205 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{348 \times 0.205} = 1.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.23 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.26 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte 2HA10 = 1.57 cm²

▪ **Appui de rive**

$$M_a^{\text{riv}} = -2.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.19 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.031 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.039$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.039) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{2.19 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 0.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.26 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte 1HA10 = 0.79 cm²

✓ **Ferraillage transversales**

Vérification au cisaillement :

$$V^{max} = 15.65 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.65 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.711 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$$

Armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi \leq \min \left(\frac{240}{35}; 8; \frac{10}{10} \right)$$

Soit : $\Phi = 6 \text{ mm}$, on adopte un étrier $\Phi 6$ avec $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

a) **Espacement :**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} = 225.18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Vérification de la bielle :

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

On doit vérifier que :

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

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.198m$$

$$\Rightarrow V_u = 15.65 \text{ KN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 132.16 \text{ KN}$$

Vérification des armatures longitudinales

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

– Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = A_l = 3HA10 + 1HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.65 \times 10^{-3}}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

– Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(15.65 \times 10^{-3} - \frac{8.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right) \times \frac{1.15}{400} = -8.24 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3HA10 + 2HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq -0.824 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l).

– Vérification de la jonction table nervure : BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275m$$

$$\tau_u = \frac{15.65 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.831 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

✓ Vérification à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

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

Etat limite d'ouverture des fissures :

CBA93 (Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de compression du béton

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

- **En travée :**

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.35 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -1.14 \times 10^{-4} m$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure ⇒ calcul d'une section en T

$$b_0/2 \times y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0] \times y - [(b - b_0)h_0^2/2 + 15 \times d \times A] = 0$$

$$10/2 \times y^2 + [15 \times 2.35 + (65 - 10) \times 4] \times y - [(65 - 10) \times 4^2/2 + 15 \times 22 \times 2.35] = 0$$

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

$$5y^2 + 255.25y - 1215.5 = 0 \Rightarrow y = 4.38 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{65 \times 4.38^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{(4.38 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.35 \times (22 - 4.38)^2$$

$$\Rightarrow I = 12765.47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.13 \times 10^{-3}}{12765.47 \times 10^{-8}} \times 0.0438 = 3.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.13 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

- **En appui :**

Position de l'axe neutre :

$$M_a < 0 \Rightarrow b_0 \times h$$

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

$$\frac{10}{2}y^2 + 15 \times 1.57 \times y - 15 \times 1.57 \times 22 = 0$$

$$5y^2 + 23.55y - 518.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.09$$

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

$$I = \frac{10 \times 8.09^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (22 - 8.09)^2$$

$$\Rightarrow I = 6321.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.12 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

▪ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche)**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{490} = 0.049 \leq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Il faut passer à la vérification de la flèche.

Pour notre cas : $l=490\text{cm}$, $h=25\text{cm}$

La flèche totale est définie d'après le BAEL9 (Art B.6.5.2) comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

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

$$M_{jser} = K \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad \text{Avec } K = \frac{M_{tELS}}{M_{0ELU}}$$

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

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

Propriété de la section :

Moment d'inertie :

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_g = \frac{10 \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.35 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15(2.35)} = 8.26 \text{ cm}$$

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

$\Rightarrow I_0 = 30446.39 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie de la section totale (acier+béton) m⁴).

$$A = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{10 \times 22} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(3b_0 + 2b)\rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32456,59 \text{ MPA}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ MPA}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

Contraintes :

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa)

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

Inerties fictives (I_f) :

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

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad If_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad If_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad If_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation de la flèche :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser}l^2}{10E_i \times I_{ji}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser}l^2}{10E_i \times I_{gi}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser}l^2}{10E_i \times I_{pi}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v \times I_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.2 = 2.73 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.55 = 3.6 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.55 + 1.5) = 4.58 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.66 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.66 \frac{2.73 \times 4.9^2}{8} = 5.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.66 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.66 \frac{3.6 \times 4.9^2}{8} = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.66 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.66 \frac{4.58 \times 4.9^2}{8} = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 65 \times 2.1}{(3 \times 10 + 2 \times 65) \times 0.01} = 4.26$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times 4.26}{5} = 1.7$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.4 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^{-3}}{12765.47 \times 10^{-8}} = 112.01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.13 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^{-3}}{12765.47 \times 10^{-8}} = 147.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.07 \times (0.22 - 0.0438) \times 10^{-3}}{12765.47 \times 10^{-8}} = 188 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 112.01 + 2.1} = 0.46 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 147.7 + 2.1} = 0.56 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 188 + 2.1} = 0.63 > 0$$

$$If_{ji} = \frac{1.1 \times 30446.39}{1 + 4.26 \times 0.46} = 11316.06 \text{ cm}^4$$

$$If_{gi} = \frac{1.1 \times 30446.39}{1 + 4.26 \times 0.56} = 9892.19 \text{ cm}^4$$

$$If_{pi} = \frac{1.1 \times 30446.39}{1 + 4.26 \times 0.63} = 9091.43 \text{ cm}^4$$

$$If_{gv} = \frac{1.1 \times 30446.39}{1 + 1.7 \times 0.56} = 17157.28 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.4 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32456,59 \times 11316.06 \times 10^{-8}} = 3.57 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.13 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32456,59 \times 9892.19 \times 10^{-8}} = 5.33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.07 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32456,59 \times 9091.43 \times 10^{-8}} = 7.3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{7.13 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 10818.86 \times 17157.28 \times 10^{-8}} = 9.2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 9.2 - 3.57 + 7.3 - 5.33 = 7.6 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.5 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau 3.4. Calcul des sections de ferrailage de poutrelles.

Plancher		Entre sol	RDC	Etage 1,2	Etage 3 jusqu'au6	Terrasse inaccessible
Travée	M(KN.m)	15.2	21.7	12.62	14.63	16.1
	μ_{bu}	0.034	0.048	0.029	0.032	0.036
	α	0.043	0.061	0.035	0.04	0.045
	Z (m)	0.216	0.214	0.216	0.216	0.216
	A_t (cm ²)	2.02	2.91	1.67	1.94	2.14
	M(KN.m)	0.13	13.51	8.78	8.78	9.66

Appui Intermédiaire	μ_{bu}	0.147	0.196	0.127	0.127	0.14
	α	0.199	0.275	0.17	0.17	0.189
	Z (m)	0.202	0.195	0.205	0.205	0.203
	A_t (cm ²)	1.44	1.99	1.23	1.23	1.36
Appui de rive	M(KN.m)	2.53	3.37	2.19	2.19	2.41
	μ_{bu}	0.036	0.049	0.031	0.031	0.035
	α	0.045	0.062	0.039	0.039	0.044
	Z (m)	0.216	0.214	0.216	0.216	0.216
	A_t (cm ²)	0.33	0.45	0.29	0.29	0.32

- Le choix des barres de ferrailages et vérification au cisaillement

Tableau 3.5. Choix des barres d'armature et vérification au cisaillement.

Plancher	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive	V_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
Entre sol	3HA10=2.35	2HA10=1.57	1HA10=0.79	18.06	0.96	3.33
RDC	2HA12+2HA10=3.83	2HA12=2.26	1HA10=0.79	24.09	1.28	3.33
Etage 1,2	3HA10=2.35	2HA10=1.57	1HA10=0.79	15.65	0.83	3.33
Etage 3 jusqu'au 6	3HA10=2.35	2HA10=1.57	1HA10=0.79	15.65	0.83	3.33
Terrasse inaccessible	3HA12=3.39	2HA10=1.57	1HA10=0.79	17.22	0.92	3.33

- Le choix des armatures transversales

Pour tous les types des poutrelles on prend :

$A_t=2HA6=0.57$ cm² et l'espacement $St=15$ cm

- Etat limite de compression de béton :

Tableau 3.6.Vérification aux états limites de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
	M_{ts} (kN.m)	I (cm ⁴) 10 ⁴	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	M_{as} (kN.m)	I(cm ⁴) 10 ⁴	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	
Entre sol	10.88	1.27	4.37	3.74	7.25	0.63	8.09	9.3	15
RDC	15.27	2.07	5.63	4.15	9.51	0.81	9.28	10.89	15
Etage 1,2	9.13	1.27	4.38	3.13	6.35	0.63	8.09	8.12	15

Etage 3 jusqu'au 6	10.59	1.27	4.37	3.64	6.35	0.63	8.09	8.12	15
Terrasse inaccessible	11.76	1.73	5.13	3.48	7.05	0.63	8.09	9.05	15

▪ **Etat limite de déformation**

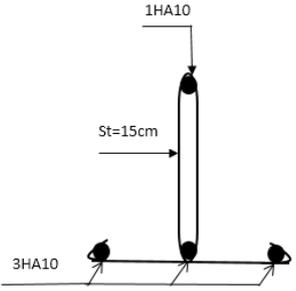
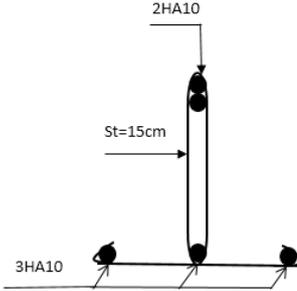
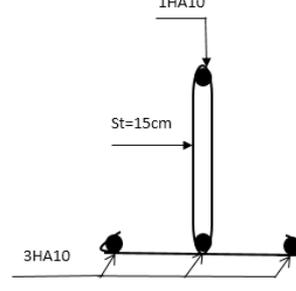
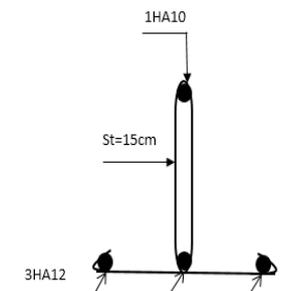
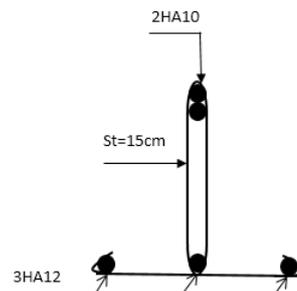
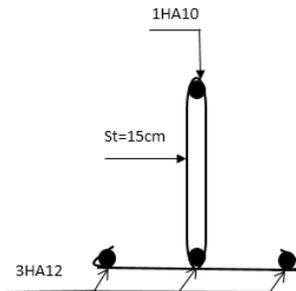
Tableau 3.7. Vérification aux états limites de déformation.

Plancher	Entre sol	RDC	Etage 1,2	Etage 3 jusqu'au 6	Terrasse inaccessible
$q_{jser} (KN/m)$	2.73	2.73	2.73	2.73	2.08
$q_{gser} (KN/m)$	3.6	3.6	3.6	3.6	4.4
$q_{pser} (KN/m)$	5.23	6.85	4.58	4.58	5.08
$M_{jser} (KN.m)$	5.65	6.06	5.4	6.3	4.8
$M_{gser} (KN.m)$	7.45	7.99	7.13	8.31	10.16
$M_{pser} (KN.m)$	10.83	15.22	9.07	10.58	11.73
$I_0 (cm^4)$	30446.39	35400	30446.39	30446.39	33298.0
ρ	0.01	0.019	0.01	0.01	0.015
$\sigma_{sj} (Mpa)$	117.10	71.74	112.01	130.68	69.89
$\sigma_{sg} (Mpa)$	154.43	94.60	147.71	172.33	147.84
$\sigma_{sp} (Mpa)$	222.43	180.19	188	219.24	170.69
μ_j	0.48	0.51	0.46	0.52	0.42
μ_g	0.57	0.6	0.56	0.61	0.67
μ_p	0.68	0.76	0.63	0.67	0.7
$If_{ji} (cm^4)$	11440.01	18105.02	11316.06	10862.0	16797.0
$If_{gi} (cm^4)$	10130.0	16544.0	9892.19	9728.4	12202.0
$If_{pi} (cm^4)$	8959.8	14334.0	9091.43	9018.4	12365.0
$If_{vg} (cm^4)$	17421.0	25661.0	17157.28	16940.0	20997.0
$f_{ji} (mm)$	3.65	2.47	3.57	4.29	2.11
$f_{gi} (mm)$	5.44	3.57	5.33	6.32	5.87
$f_{pi} (mm)$	8.94	7.85	7.3	8.68	7.02
$f_{gv} (mm)$	9.49	7.02	9.2	10.89	10.74
$\Delta f (mm)$	9.34	8.83	7.6	8.95	9.77
$f_{adm} (mm)$	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8

- Schéma de ferrailages des poutrelles

Tableau 3.8. Schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appui de rive
Entre sol			
RDC			
Étage 1,2			

Etage 3 jusqu'au 6			
Terrasse inaccessible			

Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des treillis soudés de nuance : $f_e = 500 \text{ Mpa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Selon le CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de 150 mm

5HA4/ml=0.630cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=15cm < 20cm vérifiée.

3HA4/ml=0.378cm² parallèles aux poutrelles → St=15cm < 33cm vérifiée.

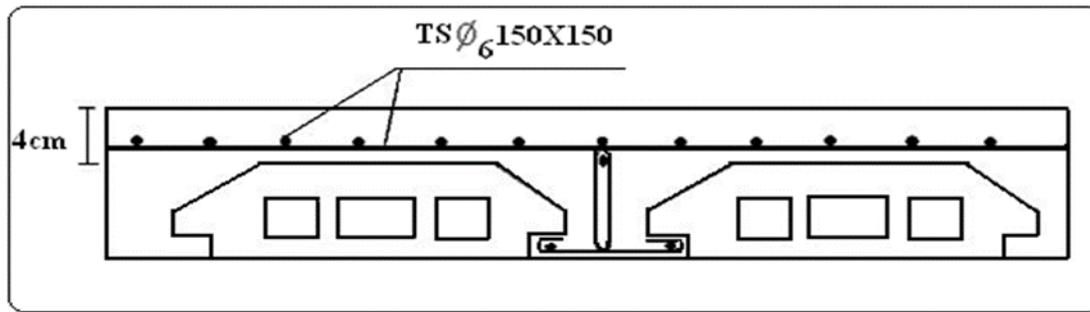


Figure 3.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.1.1.2. Etude des dalles pleines

a) Etude des dalles pleines sur quatre appuis

Evaluation des charges

1. Evaluation des charges

$$G=5.56 \text{ KN/m}^2; Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELU: } P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS=: } P_s = G+Q = 7.06 \text{ KN/m}^2$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1ml

$$\text{Donc : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.75 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G+Q = 7.06 \text{ KN/m}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{430}{540} = 0.79 > 0.4$$

⇒ la dalle travail selon deux sens l_x et l_y .

2. Calcul a l'ELU: pour ($\nu=0$ et $\rho=0.79$)

Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 10.32 = 8.77 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.97 = 5.07 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -5.16 \text{ KN.m}$$

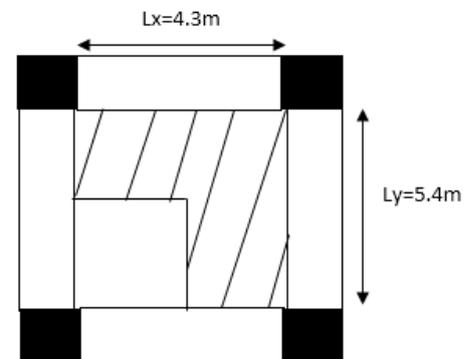
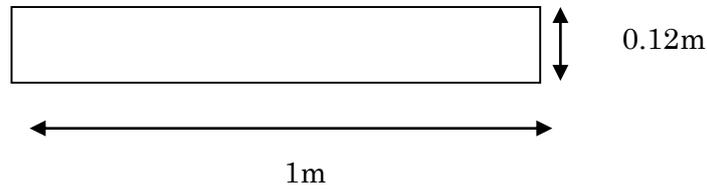


Figure 3.2. Dalle sur quatre appuis.

2. Calcul de la section d'armatures (A L'ELU)

Le calcul est fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.12)$ m²



- Sens xx' :

$$d_x = 10 \text{ cm}$$

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.061$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.079$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.096$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 2.62 \text{ cm}^2$$

- Sens yy' :

$$d_y = 10 \text{ cm}$$

- En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.098$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.48 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.036$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.098$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

On a $e=12\text{cm}$ et $\rho=0.79 > 0.4$, avec $f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{t\min}^x = 1.06 \text{ cm} \\ A_t^y \min = 0.96 \text{ cm} \end{cases}$$

Espacement des barres

On a FPN $\Rightarrow St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(36; 33\text{cm})$ on opte pour $St=25\text{cm}$

Remarque : on a opté pour une section $A=4.52\text{cm}^2$ vu que la flèche n'est pas vérifiée pour une section de $A=3.14 \text{ cm}^2$

Récapitulation des résultats:

Tableau 3.9. Ferrailage de la dalle.

En travée								
Sens	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	St (cm)
X	8.77	0.061	0.079	0.096	2.62	1.06	4HA12=4.52	25
Y	5.07	0.035	0.045	0.098	1.48	0.96	4HA10=3.14	25
En appuis								
X et Y	5.16	0.036	0.045	0.098	1.5	1.06	4HA8=2.01	25

- **Armatures de renfort**

Cette dalle présente une ouverture de dimensions $a_x = 2.6 \text{ m}$ et $b_y = 3.7 \text{ m}$

Lors du ferrailage en travée on a choisi :

$$(\// L_x): 5HA10 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\rightarrow \text{sur } 3.40\text{m nous aurons} : 4.52 \times 2.6 = 11.75 \text{ cm}^2$$

$$(\// L_y): 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\rightarrow \text{sur } 3.80\text{m nous aurons} : 3.14 \times 3.7 = 11.61 \text{ cm}^2$$

Nous devons donc disposer aux extrémités de la cage des barres de renfort de section :

- $A_{\text{renfort}}^x \geq 11.75 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{renfort}}^y \geq 11.61 \text{ cm}^2$

Soit :

$$\// L_x : 8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\// L_y : 8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

Vérification du cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{N_u \times l_x \times l_y^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{9.74 \times 4.3 \times 5.4^4}{2 \times (4.3^4 + 5.4^4)} = 14.95 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{14.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.149 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.149 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification a l'ELS

Calcul à l'ELS : pour ($\nu=0.2$ et $\rho=0.79$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.81 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travée

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 8.34 = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.81 = 4.93 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -4.17 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

Travée // Lx :

Calcul de y :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d_x &= 0 \\ \Rightarrow 0.5 y^2 + (15 \times 4.52 \times 10^{-4})y - (15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.1) &= 0 \end{aligned}$$

On trouve : $y = 0.038 \text{ m}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(3.8)^3 + 15 \times 4.52 \times (10 - 3.8)^2 = 6440 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{ser}}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.08 \times 10^{-3} \times \frac{0.038}{6440.09 \times 10^{-8}} = 4.23 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 4.23 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Etat limite d'ouverture des fissures $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y); \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{7.08}{6440.09 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.038) \Rightarrow (\sigma_{st} = 102.24 \text{ MPA}) \leq 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Travée // à Ly

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d_y &= 0 \\ \Rightarrow 0.5 y^2 + (15 \times 3.14 \times 10^{-4})y - (15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.1) &= 0 \end{aligned}$$

On trouve : $y = 0.028 \text{ m}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_y - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(2.8)^3 + 15 \times 3.14 \times (10 - 2.8)^2 = 3784.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t \text{ ser}}^y \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.93 \times 10^{-3} \times \frac{0.028}{3784.6 \times 10^{-8}} = 3.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.78 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{4.93}{3784.6 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.028) \Rightarrow (\sigma_{st} = 140.68 \text{ Mpa}) \leq 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau 3.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

En travée								
Sens	Ms(KN.m)	A(Cm ²)	d(m)	y(m)	I(Cm ²) (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
X	7.08	4.52	0.1	0.038	6440.09	4.23	102.24	15
Y	4.93	3.14	0.1	0.028	3784.6	3.78	140.68	15
En appuis								
X et Y	-4.17	2.01	0.1	0.031	4560.0	2.92	94.64	15

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Sens xx :

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.027 < 0.042 \dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Sens yy :

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.022 < 0.04 \dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Il est nécessaire de vérifier la flèche

Vérification de la flèche

Selon x

$f = 8.067\text{mm}$

$f_{adm} = 8.6\text{mm}$

$\Rightarrow f < f_{adm}$ vérifiée.

Selon y

$f = 7.919\text{mm}$

$f_{adm} = 10.4\text{mm}$

$\Rightarrow f < f_{adm}$ vérifiée.

Schéma de ferrailage

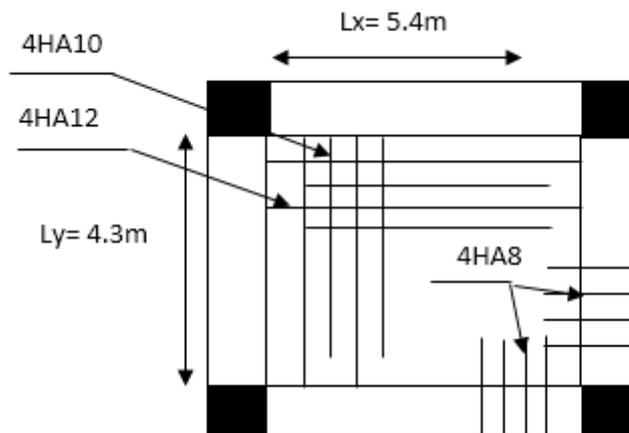


Figure 3.3. Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis.

b) Etude des dalles pleines sur quatre appuis (au niveau de la cage d'escalier)

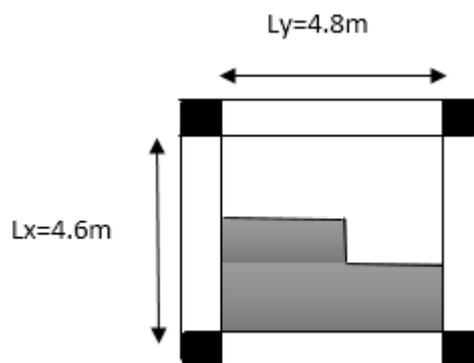


Figure 3.4. Dalle sur quatre appuis avec ouverture.

Evaluation des charges

3. Evaluation des charges

$$G=7.06 \text{ KN/m}^2; Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELU: } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS: } P_s = G+Q = 8.56 \text{ KN/m}^2$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1ml

$$\text{Donc : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.78 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G+Q = 8.56 \text{ KN/m}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.6}{4.8} = 0.958 > 0.4$$

⇒ la dalle travail selon deux sens Lx et Ly.

4. Calcul a l'ELU: pour ($\nu=0$ et $\rho=0.958$)

$$\text{On se réfère à l'annexe 2} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0401 \\ \mu_y=0.9092 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.99 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times P_u \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 9.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 9.99 = 8.49 \text{ KN.m}$$

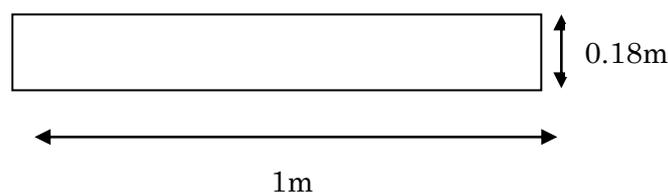
$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 9.08 = 7.72 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -4.99 \text{ KN.m}$$

5. Calcul de la section d'armatures (A L'ELU)

Le calcul est fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) = (1×0.18) m²



- Sens xx' :

$d=16$ cm

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0234$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0296$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.158 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.54 \text{ cm}^2$$

- Sens yy' :

$d=10$ cm

- En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0213$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0269$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.158 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.40 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0137$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.158\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 0.904\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

On a $e = 18\text{cm} >$ et $\rho = 0.0.958 > 0.4$, avec $f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$e \geq 18\text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{t\min}^x = 1.47\text{cm} \\ A_t^y \min = 1.44\text{cm} \end{cases}$$

Espacement des barres

On a FPN $\Rightarrow St \leq \min(3e; 33\text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(54; 33\text{cm})$ on opte pour $St = 25\text{cm}$

Récapitulation des résultats:

Tableau 3.11. Ferrailage de la dalle.

En travée								
Sens	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	St (cm)
X	8.49	0.0234	0.296	0.154	2.62	1.40	4HA8=2.01	25
Y	7.72	0.0213	0.0269	0.158	1.48	0.90	4HA8=2.01	25
En appuis								
X et Y	4.99	0.0137	0.017	0.158	0.90	1.06	4HA8=2.01	25

Vérification du cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167\text{MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{N_u \times l_x \times l_y^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{11.78 \times 4.6 \times 4.8^4}{2 \times (4.6^4 + 4.8^4)} = 18.06\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{18.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.117\text{MPa}$$

$$\tau = 0.117 \text{ MPA} \leq \overline{\tau} = 1.167 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification a l'ELS

Calcul à l'ELS : pour ($\nu = 0.2$ et $\rho = 0.958$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 8.58 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 8.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 8.58 = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 8.05 = 6.84 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -4.29 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Travée // Lx :

Calcul de y :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d &= 0 \\ \Rightarrow 0.5 y^2 + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) y - (15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.16) &= 0 \end{aligned}$$

On trouve : $y = 0.051 \text{ m}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3} \right) (5.1)^3 + 15 \times 2.01 \times (16 - 5.1)^2 = 18679.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t,ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.29 \times 10^{-3} \times \frac{0.051}{18679.02 \times 10^{-8}} = 1.99 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y); \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7.29}{18679.02 \times 10^{-5}} (0.16 - 0.051) \Rightarrow (\sigma_{st} = 63.8 \text{MPa}) \leq 201.63 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

Travée //à Ly

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow 0.5 y^2 + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) y - (15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.16) = 0$$

On trouve : $y = 0.042 \text{ m}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3} \right) (4.2)^3 + 15 \times 2.01 \times (16 - 4.2)^2 = 10603.01 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^y \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.84 \times 10^{-3} \times \frac{0.042}{10603.01 \times 10^{-8}} = 3.78 \text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3.78 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Etat limite d'ouverture des fissures $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{6.4}{10603.01 \times 10^{-5}} (0.16 - 0.042) \Rightarrow (\sigma_{st} = 118.26 \text{MPa}) \leq 201.63 \text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau 3.12. Vérification des contraintes à l'ELS.

En travée								
Sens	Ms(KN.m)	A(Cm ²)	d(m)	y(m)	I(Cm ²) (cm ²)	σ_{bc} (MPA)	σ_{st} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)
X	7.29	2.01	0.16	0.051	18679.02	1.99	63.8	15
Y	6.84	2.01	0.16	0.042	10603.01	2.45	118.26	15
En appuis								
X et Y	-4.29	2.01	0.16	0.0379	12930.04	1.39	69.56	15

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Sens xx :

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.027 < 0.042 \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

• Sens yy :

$$\checkmark \frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.022 < 0.04 \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Il est nécessaire de vérifier la flèche

Vérification de la flèche

Selon x

f= 8.067mm

f_{adm}= 8.6mm

⇒ f < f_{adm}vérifiée.

Selon y

f= 7.919mm

f_{adm}= 10.4mm

⇒ f < f_{adm}vérifiée.

Shéma de ferrailage

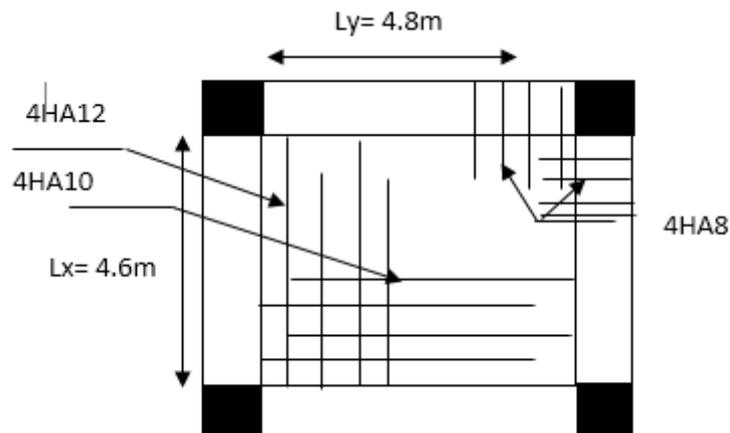


Figure 3.5. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

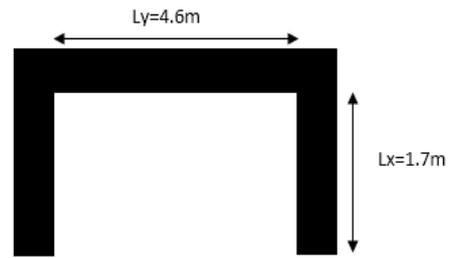
c) Dalle pleine sur trois appuis

1. Evaluation des charges

$G=5.56 \text{ KN/m}^2 ; Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$

A L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.75 \text{ KN/m}^2$

A L'ELS : $PS = G+Q = 7.06 \text{ KN/m}^2$



Les calculs seront faits pour une bonde de 1ml

Donc : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.75 \text{ KN/m}$

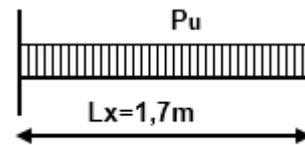
$PS = G+Q = 7.06 \text{ KN/m}$

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{4.60} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail dans un seul sens.

• Calcul à l'ELU

$M_0^x = \frac{q_u \times l^2}{8} = 14.08 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 14.08 = 11.97 \text{ KN.m}$

$M_a^x = -0.5 \times 14.08 = -7.04 \text{ KN.m}$



Poutre en console

Le calcul ce fait à la flexion simple pour une bonde de (1*0.14) m².

Tableau 3.13. Ferrailage de la console.

En travée								
sens	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calcul/ml (Cm²)	Amin (Cm²)	A adopté/ml (Cm²)	St (Cm)
X	11.97	0.058	0.074	0.095	2.95	0.96	4HA10=3.14	25
En appuis								
X	-7.04	0.034	0.043	0.117	1.71	0.96	4HA8=2.01	25

a. Calcul de l'espacement des armatures

FPN $\Rightarrow S_t \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm ;$ On opte pour : $S_t=25cm$

On opte pour $A_{y^t} = 4HA10=3.14cm^2$ avec $S_t=16.66cm$

b. Vérification de l'effort tranchant

$V_u = q \times l = 9.75 \times 1.7 = 16.57 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.138 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots \dots$ Vérifiée. \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

- Vérification a l'E.L.S

$$M_0^x = 10.2 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{lx} = 8.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -5.1 \text{ KN.m}$$

a. État limite de compression du béton

Tableau 3.14. Vérification de l'état de compression du béton.

Ms(KN.m)	A(Cm ²)	d(m)	y(m)	I(Cm ⁴)	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Remarque
Travée							
8.67	3.14	0.12	0.0292	2066.59	12.25	15	Vérifiée
Appui							
-5.1	2.01	0.12	0.024	1843.2	6.64	15	Vérifiée

b. Vérification de la flèche

Sens xx:

$$\frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.082 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{1 \times 0.1} = 0.062 > \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

⇒ Les conditions ne sont pas vérifiées. La vérification de la flèche est nécessaire.

Vérification de la flèche

$$f = 3.76 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 6.8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow f < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

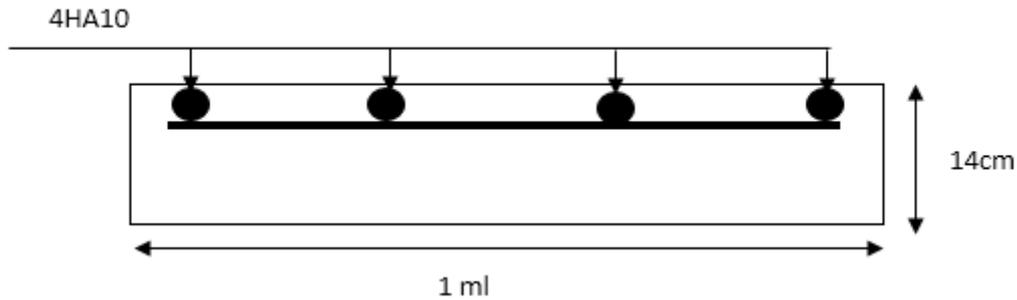


Figure 3.6. Ferrailage de la dalle sur trois appuis.

d) Dalle pleine sur 03 appuis (balcon)

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{A L'ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A L'ELS} : q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$\text{Donc} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/ml.}$$

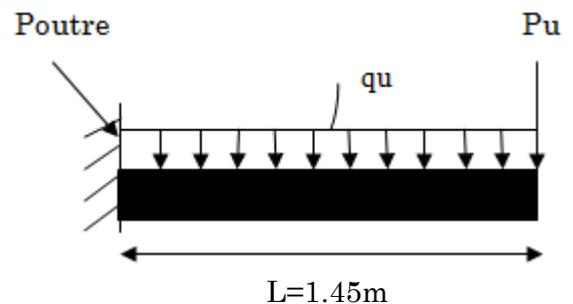


Figure 3.7. Dalle sur un seul appui.

La dalle travail comme une console.

- Le garde-corps:

$$\rho = 1.95 \text{ KN/m}^2. \quad (\text{DTR BC.2.2})$$

$$G = 1.95 \times 1.2 = 2.34 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELU} : p_u = 1.35 \times G = 3.16 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS} : p_s = G = 2.34 \text{ KN/ml.}$$

1. Calcul des sollicitations

$$M_{u \max} = - q_u L_x^2 / 2 - p_u \times L_x = -12.47 \times (1.45)^2 / 2 - 3.16 \times 1.45 \Rightarrow M_{u \max} = -17.69 \text{ KN.m.}$$

$$M_{s \max} = - q_s L_x^2 / 2 - p_s \times L_x = -8.85 \times (1.45)^2 / 2 - 2.34 \times 1.45 \Rightarrow M_{s \max} = -12.69 \text{ KN.m.}$$

$$V_{u \max} = P_u + q_u \times l_x = 3.16 + 12.47 \times 1.45 = 21.24 \text{ KN (pour une surface de } 1 \text{ m}^2).$$

2. Calcul de la section d'armatures

On ferraille la partie sup qui est tondue pour une bonde de 1ml.

$H=0.12m$; $b=1ml$; F.N ($e=3cm$);

$\Rightarrow d= 0.09cm$.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.153 \quad \Rightarrow \quad f_{st} = 348MPa$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow pivot A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.208$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.082m$$

Sens principale (nappe supérieure)

$$A_s = \frac{Mu}{f_{st} \times z} = 5.64cm^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = \rho_0 \times b \times e \text{ pour } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

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

On adopte $A_s = 6.79cm^2/ml$ tel que $A_s = 6HA12$.

Sens secondaire (nappe inférieure)

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26cm^2 \Rightarrow A \text{ adopté} = 4HA10 = 3.14cm^2.$$

3. Vérification des espacements des armatures

Sens principale :

$$St = 15cm < \min [2e ; 25cm] = 24cm \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Sens secondaire

$$St = 25cm < \min [3e ; 33cm] = 24cm \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.23 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = 1.16 \text{MPa} \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre At dans la dalle.

Vérification à l'ELS

Tableau 3.15. Vérification des contraintes.

M _{ser} (KN)	y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_{sr} (MPa)	$\bar{\sigma}_{sr}$ (MPa)	Observation
-5.72	0.0338	4504.02	4.29	15	vérifiée	107.059	201.63	vérifiée

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0075 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage

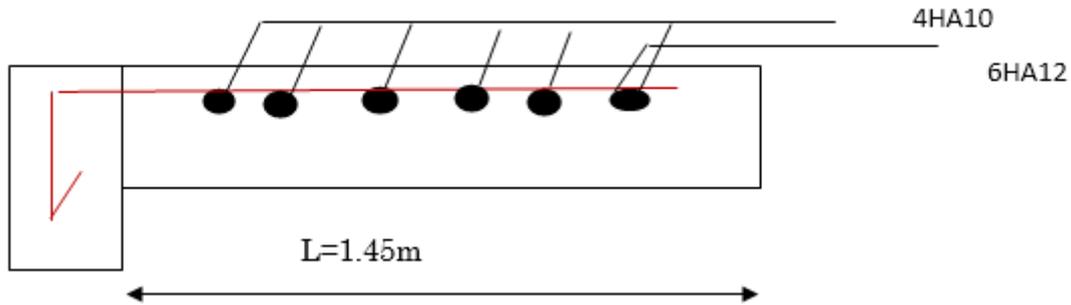


Figure 3.8. Ferrailage de la dalle pleine (balcon).

3.1.2. Etude de l'ascenseur

1. Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment.

2. Caractéristique de notre ascenseur

- L : Longueur de l'ascenseur=156cm.
- l : Largeur de l'ascenseur=125cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

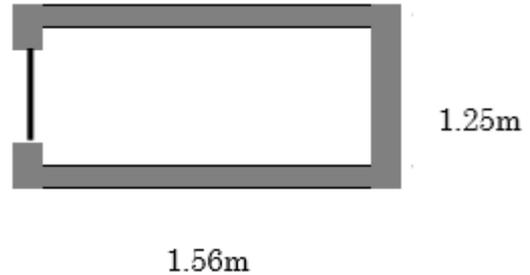


Figure 3.9. Schéma de la cage d'ascenseur.

- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 43KN.
- La charge nominale est de 4.5kg.
- La vitesse $V = 0.63m / s$.

3. Etude de la dalle d'ascenseur

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

On a $l_x = 1.25m$ et $l_y = 1.56m$ donc une surface $S = 1.56 \times 1.25 = 1.95m^2$.

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{1.25}{20} = 0.06m \text{ Soit } e = 15cm.$$

4. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN / m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN / m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85KN / m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{50}{1.95} = 25.64KN / m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 30.49KN / m^2.$$

$$Q = 1KN / m^2.$$

➤ **Cas d'une charge répartie**

• **Calcul des sollicitations**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 42.66 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3.74 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.22 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments réels :**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.18 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.88 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 1.87 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d = 13 \text{ cm}$

Tableau 3.16. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément réparti.

	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	A _t cal(cm ²)	A _t adopté(cm ²)	A _a cal(cm ²)	A _t adopté(cm ²)
Sens xx	3.18	1.87	0.76	4HA8=2.01	0.43	4HA8=2.01
Sens yy	1.88	1.87	0.43	4HA8=2.01	0.43	4HA8=2.01

♦ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité

En travée :

On calcule A_{\min} :

$$\begin{cases} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{matrix} h_0 = e = 15cm \\ b = 100cm \\ \rho = 0.80 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.32cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.2cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.32cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.2cm^2 / ml. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 2.01cm^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.50cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appui :

$$A_u^x = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.32cm^2 / ml.$$

$$A_u^y = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.2cm^2 / ml.$$

Calcul des espacements : pour une fissuration PN.

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$.On adopte $S_t = 25cm$.

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$.On adopte $S_t = 25cm$.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16MPa$$

$\rho = 0.80 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 18.88 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad V_x = 18.88 \text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.78 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.14 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa} \dots \text{ Pas besoin d'armatures transversales.}$$

◆ **Vérification à l'ELS**

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 31.49 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 2.76 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1.64 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.34 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.39 \text{KNm}$$

Récapitulation des résultats

Tableau 3.17. Vérification des contraintes.

Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
5.12	6346.07	1.88	15	vérifié

➤ **Cas d'une charge concentrée**

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.

$a_0 \times b_0$: Surface sur 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 v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

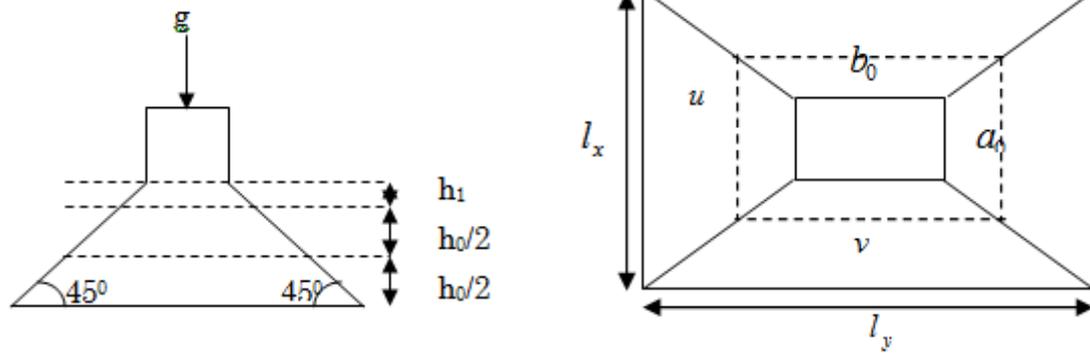


Figure 3.10. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\frac{u}{l_x} = 0.84 ; \frac{v}{l_y} = 0.87 \quad \text{Et } \rho = 0.80$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1=0.057$ et $M_2=0.043$.

• **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \quad \text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 4.5 = 62.5KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 62.5 = 84.37KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.81KNm \\ M_{y1} = 3.62KNm \end{cases}$$

- **Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.704 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.42 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 5.51 \text{ KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 4.04 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments en E travées: Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 4.13 \text{ KNm}$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 3.03 \text{ KNm}$$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 2.75 \text{ KNm}$

- **Ferraillage**

Tableau 3.18. Ferraillage de la dalle d'ascenseur sous une charge centrée.

	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	4.13	2.75	0.92	0.61	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens y-y'	3.03	2.75	0.67	0.61	4HA8=2.01	4HA8=2.01

1. Vérification à l'ELU

- ◆ Condition de non fragilité

En travée :

$$A_t^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.50. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appui :

$$A_a^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_a^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- ◆ Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$P_u = 84.37 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 84.37 \text{ KN}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN}$$

$$P_u < 472.5 \text{ KN}$$

♦ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 26.78 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.206 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$

♦ Espacement des barres

Sens x-x': $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

Sens y-y': $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

2. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 62.5 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 4.1 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 3.4 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.51 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.30 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Superposition des moments} \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 4.1 + 0.51 = 4.61 \text{ KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 3.4 + 0.30 = 3.7 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis

$$M_{tx} = 0.85 \times 4.61 = 3.91 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 3.7 = 3.14 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x = -2.3 \text{KN.m}$$

♦ Vérification des contraintes

Sens $x-x'$: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$Y = 5.12 \text{cm}$$

$$I = 6346.07 \text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.15 \text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens $y-y'$:

$$Y = 5.12 \text{cm}$$

$$I = 6346.07 \text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.53 \text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{Mpa}$$

La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

1. Vérification de la flèche

2.

$$h / l_x = 0.12 \geq 1/16 = 0.06 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$h / l_x = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_{0x}} = \frac{3.91}{10 \times 4.61} = 0.084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_s / b.d = 0.0015 \leq 4.2 / f_e = 0.01 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

3. Schéma de ferrailage

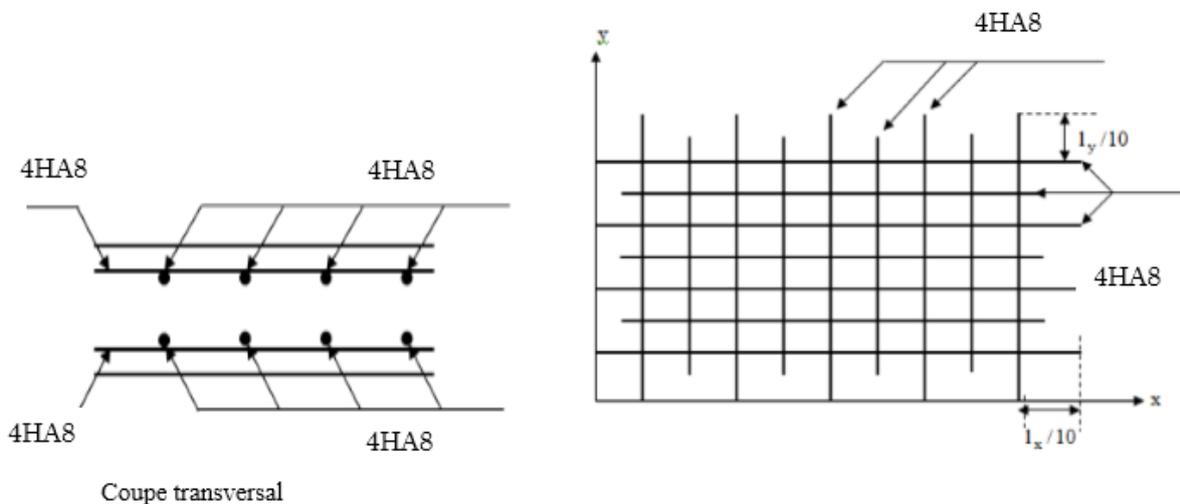


Figure 3.11. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

3.1.3. Etude des escaliers

3.1.3.1. Etude de l'escalier type 1 (à trois volées)

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Ce type d'escalier est composé de

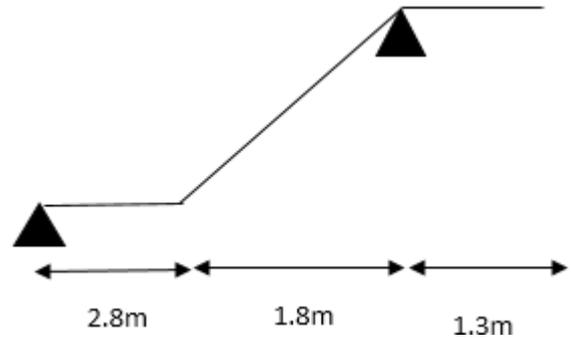
Palier d'épaisseur : 18cm.

Volée d'épaisseur : 18cm.

Avec :

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.



- **Volée1**

On a: $G_v=9.13 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.86 \text{ KN/m}^2$;

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

- **Combinaison de charges**

ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 16.07 \text{ KN / m}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.66 \text{ KN / m}$$

ELS : $q_v = G_v + Q = 11.63 \text{ KN / m}$

$$q_p = G_p + Q = 8.36 \text{ KN / m}$$

Les sollicitations

➤ **L'ELU :**

- $R_A = 50,50 \text{ KN/m}$
- $R_B = 26,22 \text{ KN/m}$

- **Moments fléchissant**

- Tronçon 1 : $0 < x < 1.3\text{m}$

$$M = 5,83 x^2$$

$$T = 11.66 x$$

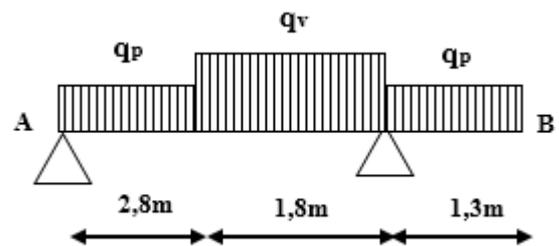
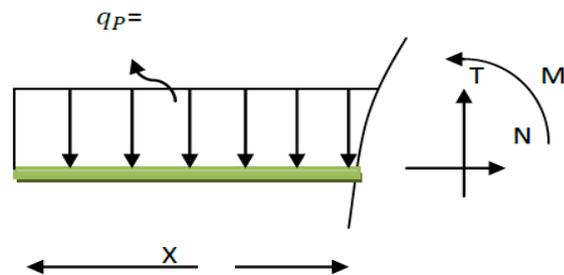


Figure 3.12. Schéma statique de la volée1



Pour $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$T=-0 \text{ KN}$.

Pour $x=1.6 \rightarrow M=9.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T=15.15 \text{ KN}$

- 2^{ème} tronçon : $1.3 \text{ m} < x < 3.1 \text{ m}$

$T=16.07(x-1.3)-35.34$

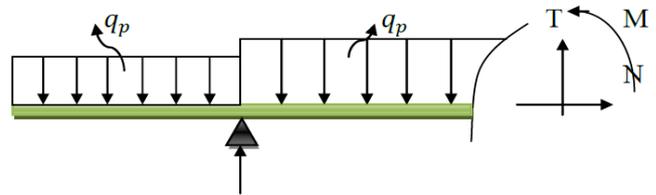
$M=35.35 x - 8.035(x - 1.3)^2 - 55.8$

Pour $x=1.3 \rightarrow M=-9.84 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T=-35.34 \text{ KN}$

Pour $x=4 \rightarrow M=27.75 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T=-6.41 \text{ KN}$



Calcul M^{max}

$M^{max}=M(x)$

Calcul de x :

$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 3,49 \text{ m}$

Donc $M^{max} = 29.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $T^{max} = -35.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Calcul des moments réels

$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 29.03 = -14.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$M_t = 0.75 M^{max} = 0.75 \times 29.03 = 21.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

- Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec :

En travée: $M_t = 21.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$ et $\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ d = 16 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$

.En appuis: $M_a = 14.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.19. Résumé des résultats de ferrailage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	21.77	0.059	0.077	15.5	4.0.3	4HA12=4.52
En appuis	14.51	0.039	0.049	15.6	2.67	4HA10=3.14

- Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.1.0,16.2,1/400 = 1,93\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{35,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,220\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa} \quad \text{BAEL99 art(A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0,220\text{MPa} < 1,16\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_t \geq 1,13\text{cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 3HA8 = 1,51 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_a \geq 1.13 \text{ cm}^2 / m$$

On choisit : 3HA8 = 1,51cm²/m

Espacement des barres

Armatures principales : $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 33 \text{ cm}$.

• **Vérifications 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

Tableau 3.20. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	18.05	4.02	11896.17	6.09	15	vérifiée
En appui	10.62	3.43	8787.15	4.14	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes

- $\frac{h}{l} = 0.030 \leq \frac{1}{16}$ Non vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ Vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire

Évaluation des charges						
	q _{jser} (KN/ml)	q _{gser} (KN/ml)	q _{pser} (KN/ml)			
Palier	5.50	5.86	8.36			
Volée	7.25	9.13	11.63			
Évaluation des moments en travées						
	M _{jser} (KN.ml)	M _{gser} (KN.ml)	M _{pser} (KN.ml)			
	13.51	15.44	20.98			
Propriétés de la section						
Y(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E _t (MPA)	E _v (MPA)
4.42	274152.8	0.0035	5.94	2.37	32456.5	10818.86

Contraintes						
σ_{sj} (MPa)		σ_{sg} (MPa)		σ_{sp} (MPa)		
164.69		188.15		255.7		
Inertie fictives						
μ_j	μ_g	μ_p	If_{ij} (cm ⁴)	If_{ig} (cm ⁴)	If_{ip} (cm ⁴)	If_{vg} (cm ⁴)
0.169	0.227	0.356	150078.0	128143.0	96636.0	195652.0
Évaluation des flèches						
f_{ij} (cm)		f_{ig} (cm)		f_{ip} (cm)		f_{vg} (cm)
0.058		0.078		0.141		0.154
$\Delta f_t = 1.58 \text{ mm} < f_{adm} = 9.2 \text{ mm}$						

Schéma de ferrailage

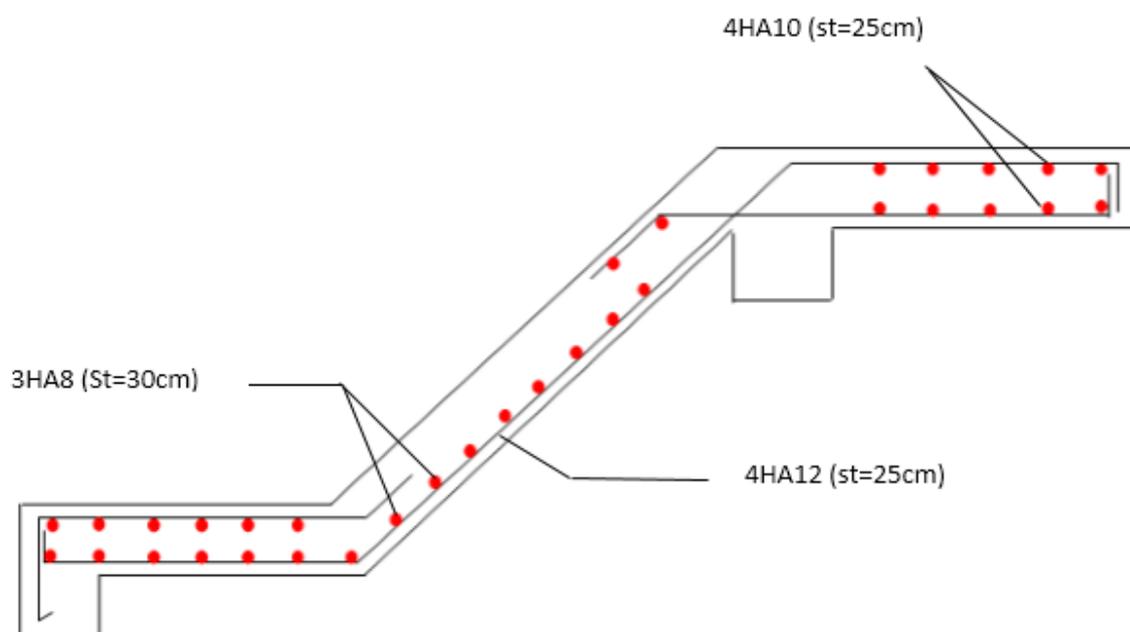


Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la volée1.

◆ Volée 2

Evaluation des charges et surcharge :

$Q=2.5\text{KN/m}^2$; $q_v=9.13\text{KN/m}^2$ (charge sur la volée)

a) Combinaison de charges

À L'ELU : $q_u=1.35 \times 9.13 + 1.5 \times 2.5 = 16.07\text{KN/m}$

À L'ELS : $q_s=9.13 + 2.5 = 11.63\text{KN/m}$

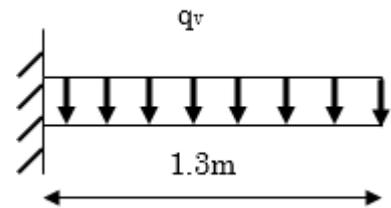


Figure 3.14. Schéma statique de la volée 2.

b) Les sollicitations

Après calcul on trouve :

Tableau 3.21. Résumé des sollicitations.

ELU	ELS
$M_{\max}=13.57 \text{ KN.m}$	$M_{\max}=9.82 \text{ KN.m}$
$V_{\max}=20.89 \text{ KN}$	$V_{\max}=15.11 \text{ KN}$

c) Ferrailage

Tableau 3.22 .Sections de ferrailage.

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cat} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	St (cm)
travée	13.57	0.037	0.047	0.157	2.48	4HA10=3.14	1.93	St=25

d) Les armatures transversales

$A_t = \frac{A}{4} = 0.78\text{cm}^2$. On choisit des 4HA8 = 2.01cm² avec St= 25cm.

e) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{120.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.13\text{MPa} < 1.17\text{MPa}$ vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau 3.23 .Vérification des contraintes.

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	9.82	3.44	8787.11	3.84	15	vérifiée

b) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.13 \leq \frac{1}{16} \leq 0.06$ Vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ Vérifiée.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la volée V2

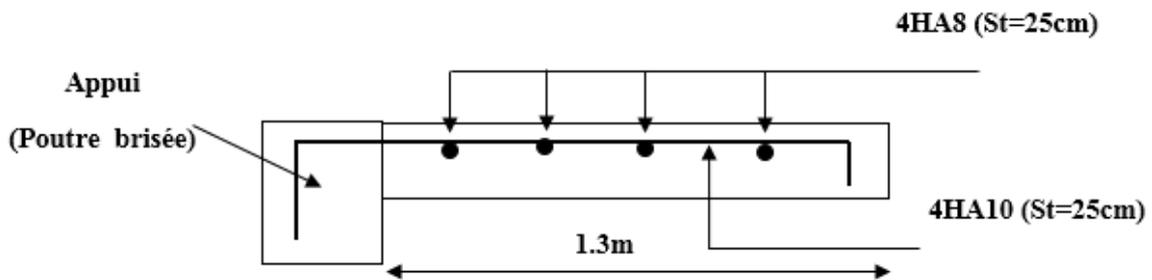


Figure 3.15. Schéma de ferrailage de la volée 2.

2. Etude de la volée 3

Evaluation des charges et surcharge :

On a: $G_v=9.13 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.86 \text{ KN/m}^2$;

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

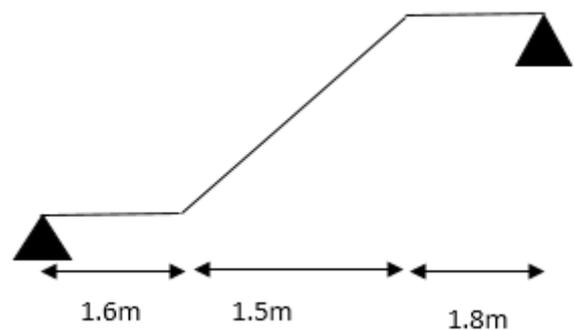
- Combinaison de charges

ELU : $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 16.07 \text{ KN} / m$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.66 \text{ KN} / m$

ELS : $q_v = G_v + Q = 11.63 \text{ KN} / m$

$q_p = G_p + Q = 8.36 \text{ KN} / m$



➤ Les sollicitations

➤ L'ELU :

b) Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 32.01KN$$

$$R_B = 31.73KN$$

$$M_0 = 41.84KN.m$$

$$M_t^{max} = 0,75M_0 = 31.38KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -20.92KN.m$$

$$V_{Elu} = 32.01KN$$

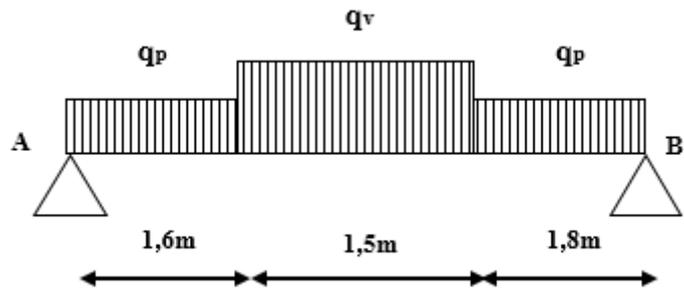


Figure 3.16. Schéma statique de la volée 3.

◆ L'ELS :

Après calcul on trouve : $R_A = 23.03KN$
 $R_B = 22.83KN$

⇒

$$M_0 = 30.16KN.m$$

$$M_t^{max} = 0,75M_0 = 22.62KN.m$$

$$M_a = -0,5M_0 = -15.08KN.m$$

$$V_{ser} = 27.31KN$$

• Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 31.38KN.m$

.En appuis: $M_a = 20.92KN.m$

et $\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 16 \text{ cm.} \\ h = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.24. Résumé des résultats de ferrailage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	31.38	0.086	0.112	15.2	5.93	6HA12=6.79
En appuis	20.92	0.057	0.073	15.5	3.87	4HA12=4.52

- Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 16,2 \cdot 1 / 400 = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32,01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 art(A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_t \geq 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 4HA8 = 2,01 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_a \geq 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : 4HA8 = 2,01 cm²/m

Espacement des barres

Armatures principales : $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 33 \text{ cm}$.

- **Vérfications 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

Tableau 3.25. Vérification de l'état limite de compression du béton.

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	22.62	4.7	16462.02	6.27	15	vérifiée
En appui	15.08	4.02	11896.0	4.95	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $\frac{h}{l} = 0.036 \leq \frac{1}{16}$ Non vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ Vérifiée.

La deuxième condition n'est pas satisfaite on doit vérifier la flèche.

Évaluation des charges						
	q _{jser} (KN/ml)	q _{gser} (KN/ml)	q _{pser} (KN/ml)			
Palier	5.50	5.86	8.36			
Volée	7.21	9.13	11.63			
Évaluation des moments en travées						
	M _{jser} (KN.ml)	M _{gser} (KN.ml)	M _{pser} (KN.ml)			
	16.28	19.26	25.64			
Propriétés de la section						
Y(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E _i (MPA)	E _v (MPA)
4.78	274990.7	0.0042	4.94	1.97	32456.5	10818.86
Contraintes						
	σ_{sj} (MPA)	σ_{sg} (MPA)	σ_{sp} (MPA)			
	166.49	196.92	262.11			
Inertie fictives						
μ_j	μ_g	μ_p	If _{ij} (cm ⁴)	If _{ig} (cm ⁴)	If _{ip} (cm ⁴)	If _{vg} (cm ⁴)
0.253	0.324	0.438	134030.0	116019.0	95368.0	184119.0
Évaluation des flèches						
	f _{ij} (cm)	f _{ig} (cm)	f _{ip} (cm)		f _{vg} (cm)	
	0.089	0.122	0.198		0.232	
$\Delta f_i = 2.18 \text{ mm} < f_{adm} = 9.8 \text{ mm}$						

Schéma de ferrailage de la volée V3

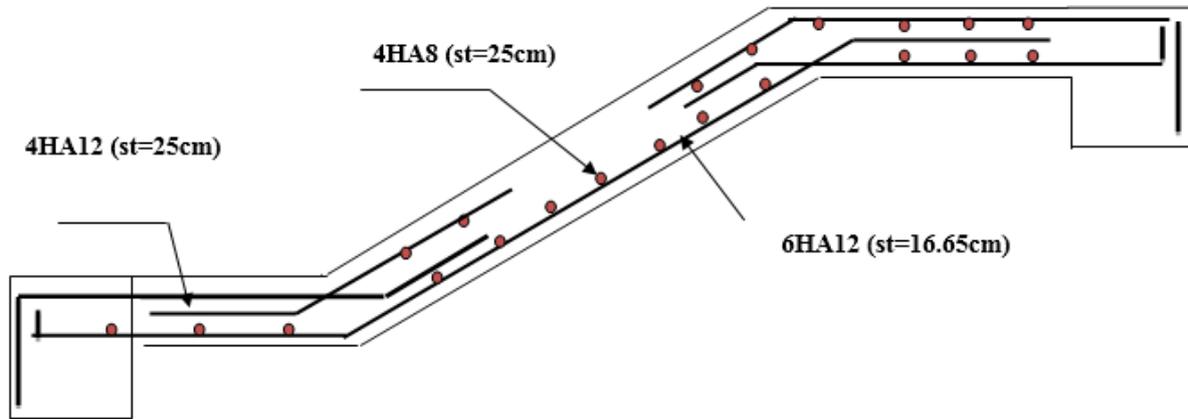


Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la volée3.

3.1.3.2. Etude de l'escalier type 2 (à deux volées)

Volée 1

$Q=2.5\text{KN/m}^2$; $q_v=9.13\text{KN/m}^2$ (charge sur la volée)

f) Combinaison de charges

À L'ELU : $q_u=1.35 \times 9.13 + 1.5 \times 2.5 = 16.07\text{KN/m}$

À L'ELS : $q_s=9.13 + 2.5 = 11.63\text{KN/m}$

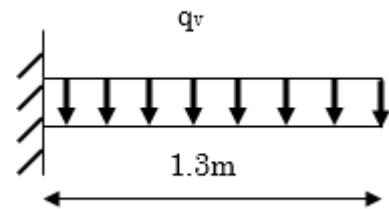


Figure 3.18. schéma statique de la volée 1

g) Les sollicitations

Après calcul on trouve :

Tableau 3.26. Résumé des sollicitations.

ELU	ELS
$M^{\max}=13.57 \text{ KN.m}$	$M^{\max}=9.82 \text{ KN.m}$
$V^{\max}=20.89 \text{ KN}$	$V^{\max}=15.11 \text{ KN}$

h) Ferrailage

Tableau 3.27. Sections de ferrailage.

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cat} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
travée	13.57	0.037	0.047	0.157	2.48	4HA10=3.14	1.93	St=25

i) Les armatures transversales

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.78\text{cm}^2. \text{ On choisit des } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ avec } St = 25\text{cm}.$$

j) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.75\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{120.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.13\text{MPa} < 1.75\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ Vérification à l'ELS

• Vérification des contraintes

Tableau 3.28. Vérification des contraintes.

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	9.82	3.44	8787.11	3.84	15	vérifiée

• Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.13 \leq \frac{1}{16} \leq 0.06$ Vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ Vérifiée.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la volée V1

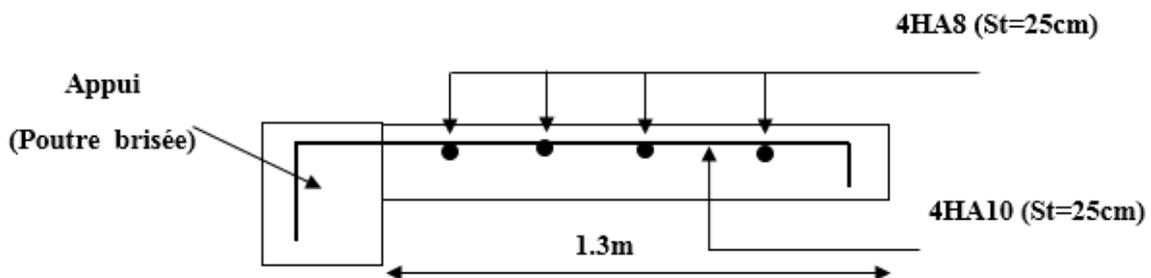


Figure 3.19. Schéma de ferrailage de la volée 1.

- volée2 (même calcul avec la volée 3 du premier type d'escaliers)
- Evaluation des charges et surcharge :

On a: $G_v = 9.13 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 5.86 \text{ KN/m}^2$;

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

- **Combinaison de charges**

$$\text{ELU} : q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 16.07 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.66 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_v = G_v + Q = 11.63 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q = 8.36 \text{ KN/m}$$

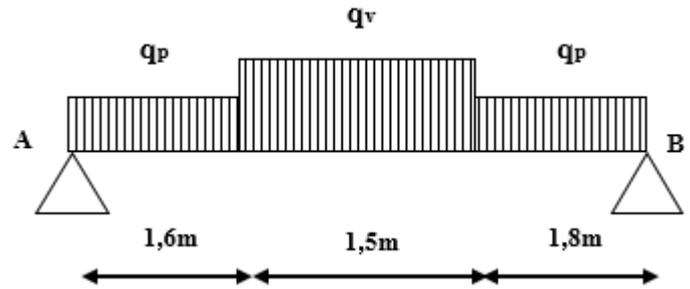


Figure 3.20. Schéma statique de la volée2.

- **Calcul de la poutre brisée 1 :**

Dimensionnement :

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

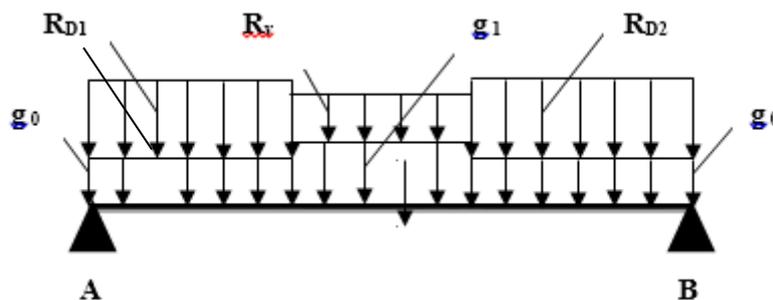
$$L = 1.4 + (2.1 / \cos 32.92^\circ) + 1.2 = 5.1 \text{ m}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

Donc soit $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 45 \text{ cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Calcul à la flexion simple :**



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.45 \times 0.50 = 5.62 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.45 \times 0.50 / \cos 32.92^\circ = 6.7 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_{D1} = 50.50 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{D2}=32.01\text{KN/ml.}$$

$$R_v = 20.89\text{KN/ml.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau 3.29. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN .m)	M _i (KN.m)	V _u (KN)
105.3	86.32	2.30	100.02	50.1	85.17	105.3

- **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau 3.30. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

M _u (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)
En travée					
85.17	0.057	0.074	0.465	2.02	5.25
En appui					
50.1	0.034	0.043	0.471	2.02	3.05

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{85.40 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.48} = 0.48\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa.}$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d; 40 cm) = 43.2 cm *Condition vérifiée.*

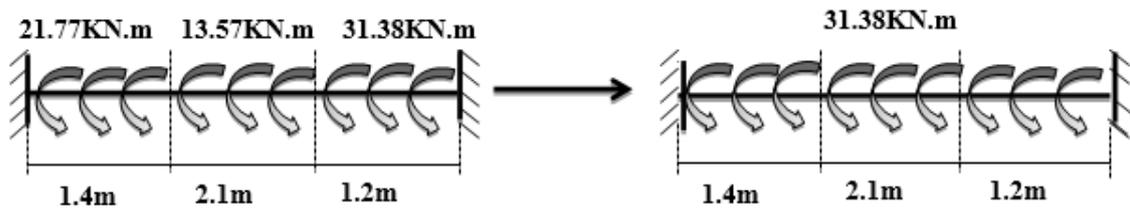
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.45 \times 0.2}{400} = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.48 - 0.3 \times 2.1) \times 0.45 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.42 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t = 0.90 \text{ cm}^2$

- Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 31.38 \text{ kN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{31.38 \times 4.70}{2} = 73.74 \text{ kN.m}$$

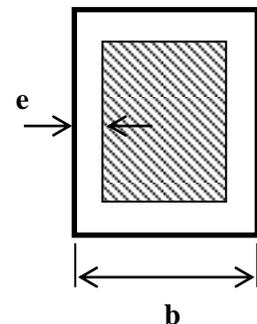
- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 45 = 7.5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (45 - 7.5) \times (50 - 7.5) = 1593.75 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{73.74 \times 10^{-3}}{2 \times 0.159375 \times 0.075} = 3.08 \text{ MPa.}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.48)^2 + (3.08)^2} = 3.11 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc :

$\tau \leq \bar{\tau}$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(45 - 7.5) + (50 - 7.5)] = 160 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{73.74 \times 10^{-3} \times 1.6 \times 1.15}{2 \times 0.159375 \times 400} = 10.64 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St = 20$ cm

$$A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{73.74 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.159375 \times 400} = 1.33 \text{ cm}^2.$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.80 + 1.33 = 2.13 \text{ cm}^2.$$

$$St = 20 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_t^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t^a = 3.65 + \frac{10.64}{2} = 8.37 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_l^t = A_l^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_l^{torsion}$$

$$A_l^t = 5.25 + \frac{10.64}{2} = 10.57 \text{ cm}^2.$$

- **Choix de ferrailage :**

{	Pour A_l^t on choisit 4HA14+4HA12=10.68 cm ² .
	Pour A_l^a on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm ² .
	Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8$ =2.00 cm ² .
- **Schéma de ferrailage :**

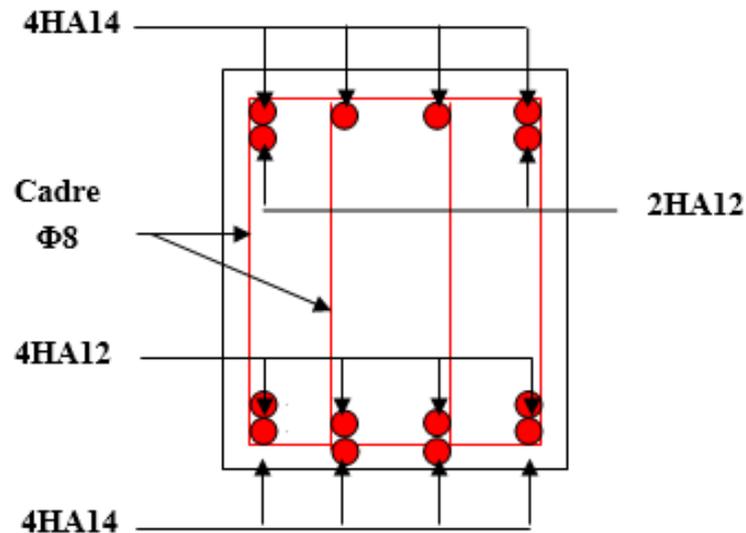


Figure 3.21. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.31. Calcul à l'ELS

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN .m)	M _t (KN.m)
63.4	60.37	2.3	67.28	33.64	57.18

- Vérification de σ_{bc} :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$\frac{45}{2}y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 2) - 15 \times 10.68 \times (48 - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 286.5y - 7942.2 = 0$$

$$y = 13.47 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{45 \times 13.47^3}{2} + 15 \times 8.42 \times (13.47 - 2)^2 + 15 \times 10.68 \times (48 - 13.47)^2$$

$$I = 246272.93 \text{ cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{57.18 \times 10^{-3}}{246272.93 \times 10^{-8}} \times 0.1347 = 3.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{50}{470} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.106 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{85.17}{10 \times 105.3} = 0.056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.68}{45 \times 48} = 0.0049 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Calcul de la poutre brisée2

Dimensionnement :

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

$$L=(3.6/\cos 31.21^\circ)+1.5=5.7\text{m}$$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38\text{cm} \leq h \leq 57\text{cm}$$

Donc soit h =50 cm et b=45 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

• Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0=25 \times 0.45 \times 0.50=5.62 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1=25 \times 0.45 \times 0.50/\cos 31.21^\circ=6.57\text{KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D=32.01\text{KN/ml.}$$

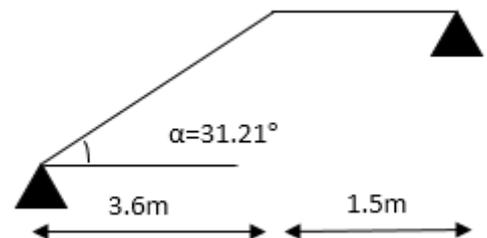
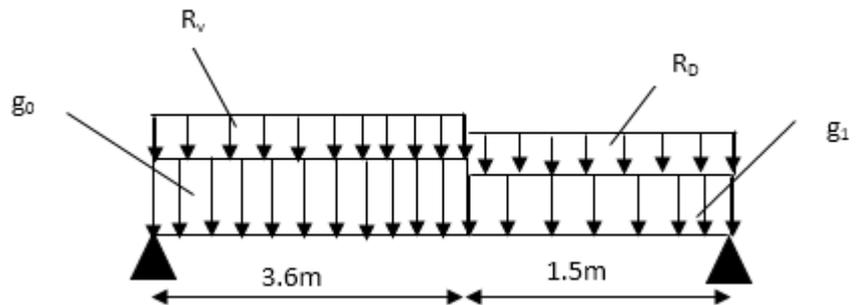
$$R_v=20.89\text{KN/ml.}$$

• Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau 3.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN .m)	M _i (KN.m)	V _u (KN)
78.04	88.46	2.62	102.3	51.15	86.95	88.46



- **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau 3.33. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)
En travée					
86.95	0.059	0.076	0.465	2.02	5.36
En appui					
51.15	0.034	0.043	0.471	2.02	3.11

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{88.46 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.48} = 0.409 MPa < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa.$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

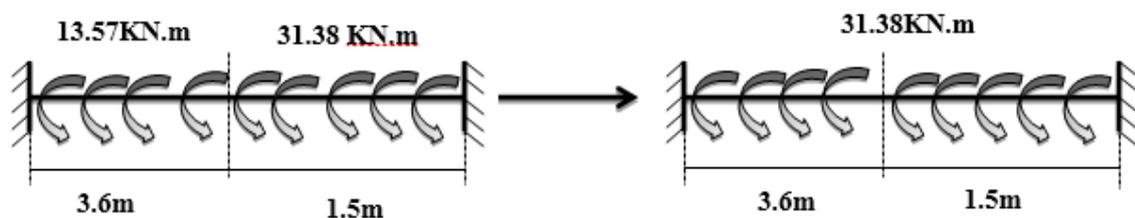
Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d; 40 cm) = 43.2 cm Condition vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.45 \times 0.2}{400} = 0.9 cm^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.409 - 0.3 \times 2.1) \times 0.45 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.62 cm^2 < 0.$$

Donc A_t=0.90 cm²



- **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion :

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 31.38 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{31.38 \times 5.1}{2} = 78.45 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 45 = 7.5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (45 - 7.5) \times (50 - 7.5) = 1593.75 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{78.45 \times 10^{-3}}{2 \times 0.159375 \times 0.075} = 3.28 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.409)^2 + (3.28)^2} = 3.30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- Armatures longitudinales en torsion :

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(45 - 7.5) + (50 - 7.5)] = 160 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{78.45 \times 10^{-3} \times 1.6 \times 1.15}{2 \times 0.159375 \times 400} = 11.32 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St=20$ cm

$$A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{78.45 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.159375 \times 400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.80 + 1.41 = 2.21 \text{ cm}^2.$$

$$St = 20 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_t^a = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^a = 3.11 + \frac{11.32}{2} = 8.77 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_t^t = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^t = 5.36 + \frac{11.32}{2} = 11.02 \text{ cm}^2.$$

- **Choix de ferraillage :**

{	Pour A_t^t on choisit 8HA14=12.3 cm ² .
	Pour A_t^a on choisit 6HA14=9.23cm ² .
	Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8=2.00$ cm ² .

- Schéma de ferrailage :

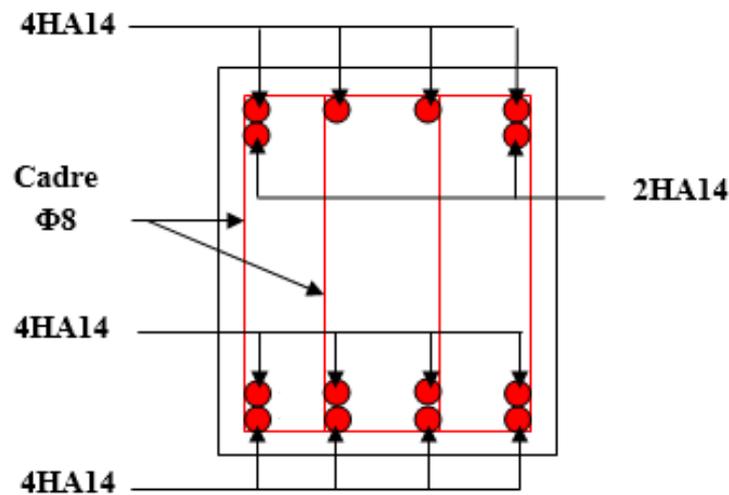


Figure 3.22. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.34. Calcul à l'ELS.

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN .m)	M_t (KN.m)
56.82	64.21	2.62	74.47	37.23	63.29

- Vérification de σ_{bc} :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$\frac{45}{2}y^2 + 15 \times 9.23 \times (y - 2) - 15 \times 12.3 \times (48 - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 322.95y - 9132.9 = 0$$

$$y = 14.21 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{45 \times 14.21^3}{2} + 15 \times 9.23 \times (14.21 - 2)^2 + 15 \times 12.3 \times (48 - 14.21)^2$$

$$I=295856.35\text{cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{63.29 \times 10^{-3}}{295856.35 \times 10^{-8}} \times 0.1421 = 3.04\text{MPa} < 15\text{MPa} \quad \dots\dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{50}{510} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.098 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{86.95}{15 \times 102.3} = 0.056 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{12.3}{45 \times 48} = 0.0056 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre 4

Modélisation 3D et étude Sismique

4.1. Modélisation

Pour rappel l'ouvrage étudié est un bâtiment en R+7 avec un sous-sol et un entre sol en béton armé, destiné à usage multiple.

Le système structurel qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles

La modélisation numérique de la structure (sous-sol compris) est faite en élément finis à l'aide du logiciel **SAP2000 V17.3.0**, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc).

Des éléments linéaires de type « frame » disponible dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des poteaux et poutres (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) et planchers sont modélisés à l'aide d'éléments finis surfaciques de type « Shell ».

La rigidité en plan des planchers (diaphragmes horizontaux rigides) est prise en compte par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette application permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sur les planchers sous forme de charges surfaciques et distribuées en totalité sur les poutres principales (Area load-Uniforme to fram(Shell) _ Distribution : One-way). Toutefois, les poutres secondaires sont chargées linéairement avec des forces équivalentes à une largeur de plancher de 65cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5cm pour les poutres secondaires de rives.

Les masses dynamiques de la structure sont évaluées en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes **RPA (99/2003)** (relation 4.5 du RPA).

Avec :

$$m = m_G + \beta m_Q$$

m_G : Masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris).

m_Q : Masse dû aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et du la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5) **RPA (99/2003)**, Avec : $\beta = 0.2$ usage habitation.

$\beta = 0.3$ usage commerce et parking.

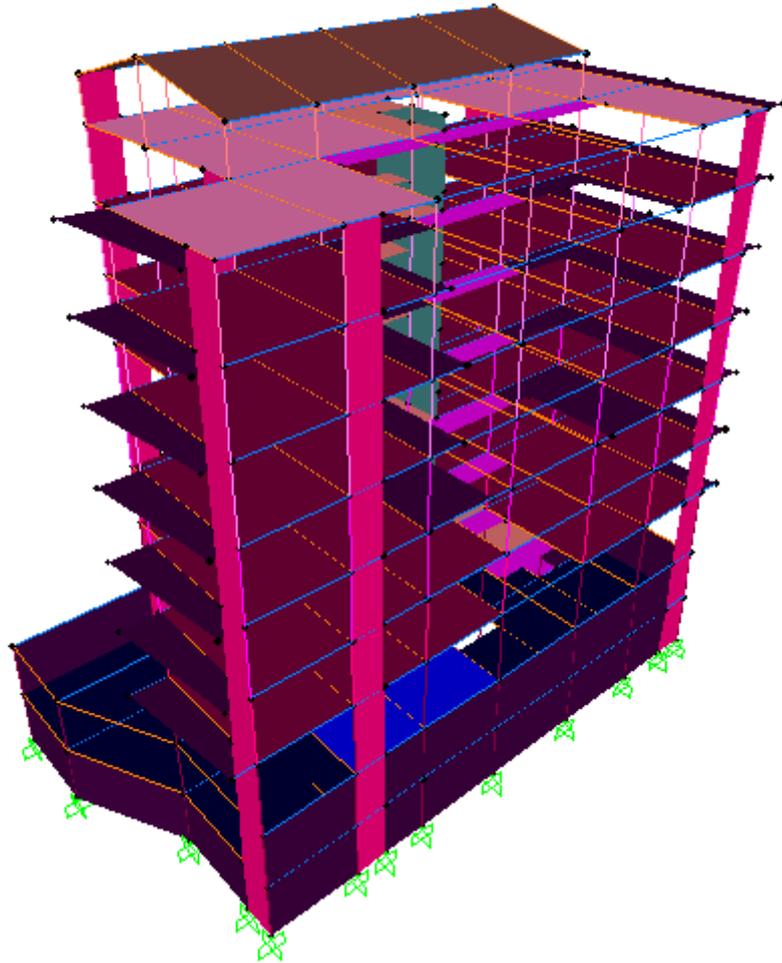


Figure 4.1. Modélisation 3D de la structure.

4.2. Méthodes de calcul des forces sismiques

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) préconisent trois méthodes de calcul :

- ◆ La méthode statique équivalente.
- ◆ La méthode d'analyse modale spectrale
- ◆ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale dont les conditions d'application sont satisfaites pour notre structure et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel sap2000.

Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

g : La constant gravitationnelle.

A : Coefficient d'accélération de la zone (tableau 4.1 du **RPA99/2003**).

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)}$: Facteur de correction d'amortissement (si $\xi \neq 5$).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 du **RPA99/2003**).

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site (tableau 4.7 du **RPA99/2003**). On a un sol meuble (site S3).

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 du **RPA99/2003**).

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (tableau 4.3 du **RPA99/2003**).

4.3. Disposition des voiles

Plusieurs disposition ont été testées afin d'obtenir à un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du **RPA99/2003**.

On a opté à la disposition suivante :

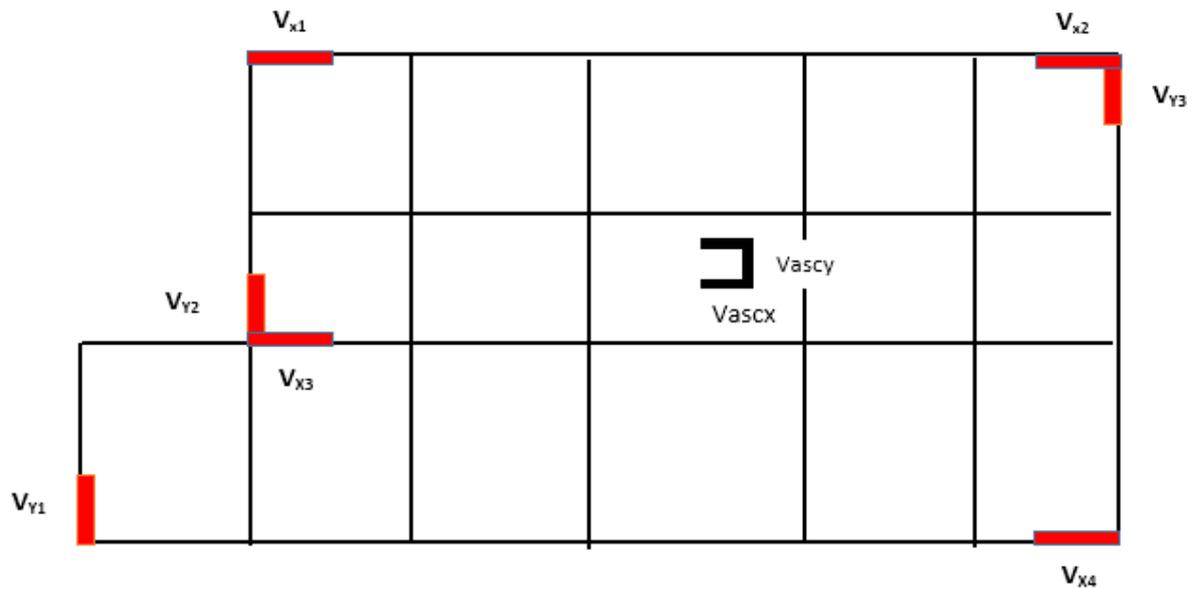


Figure 4.2. Disposition des voiles.

Tableau 4.1. Réduction des longueurs des voiles à travers les niveaux.

Niveau	Voile sens x-x				Voile sens y-y		
	$L_{V_{x1}}$ (m)	$L_{V_{x2}}$ (m)	$L_{V_{x3}}$ (m)	$L_{V_{x4}}$ (m)	$L_{V_{y1}}$ (m)	$L_{V_{y2}}$ (m)	$L_{V_{y3}}$ (m)
Sous-sol, entre sol	1.7	2	1.4	2	1.7	1.5	1.7
RDC	1.7	2	1.4	2	1.7	1.5	1.7
Etage 1	1.6	1.9	1.3	1.9	1.6	1.4	1.6
Etage 2	1.5	1.8	1.2	1.8	1.5	1.3	1.5
Etage 3	1.4	1.7	1.1	1.7	1.4	1.2	1.4
Etage 4	1.3	1.6	1	1.6	1.3	1.1	1.3
Etage 5	1.2	1.5	0.90	1.5	1.2	1	1.2
Etage 6	1.2	1.5	0.90	1.5	1.2	1	1.2
Etage 7	1.2	-	0.90	-	-	-	-

4.4. Justification vis-à-vis des règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003)

4.4.1. Modes de vibration et taux de participation des masses

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats des vibrations libres en termes de périodes et de masses modales cumulées sont illustrés dans le tableau.4.1 suivant :

Tableau 4.2. Taux de participation massique avec sous-sol.

Mode	Période(s)	Masse modale		Masses modales cumulées	
		U _X	U _Y	U _X	U _Y
1	0.706110	0.00539	0.5474	0.00539	0.54742
2	0.615551	0.51831	0.00394	0.52371	0.55136
3	0.592307	0.00649	0.00666	0.53019	0.55802
4	0.228447	0.00055	0.12132	0.53075	0.67935
5	0.198812	0.09914	0.00000011	0.62989	0.67395
6	0.185179	0.01863	0.00517	0.64852	0.68452
7	0.124938	0.000057	0.04059	0.64858	0.7251
8	0.101787	0.03257	0.00102	0.68115	0.72613
9	0.097864	0.01159	0.01898	0.69275	0.74511
10	0.095152	0.0003	0.00056	0.69305	0.74567
.....
123	0.036073	0.0000306	0.00897	0.78715	0.90334
187	0.025748	0.00609	0.00023	0.90071	0.95455
188	0.025664	0.000000008	0.000000007	0.90071	0.95455

Observation

A travers le tableau (4.1) ci-dessus, on voit bien que la condition du **RPA99** (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 123^{ème} mode dans la direction Y et au 187^{ème} mode dans la direction X, et le besoin d'un nombre élevé de modes s'explique par le fait qu'on a modélisé le voile périphérique du sous-sol et de l'entre sol, ce qui a généré des modes dits locaux dont la participation modale reste très faible.

Remarque : Pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de boîte rigide et d'encastrement en niveaux du RDC dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sols peut influencer largement le comportement dynamique de la structure.

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :

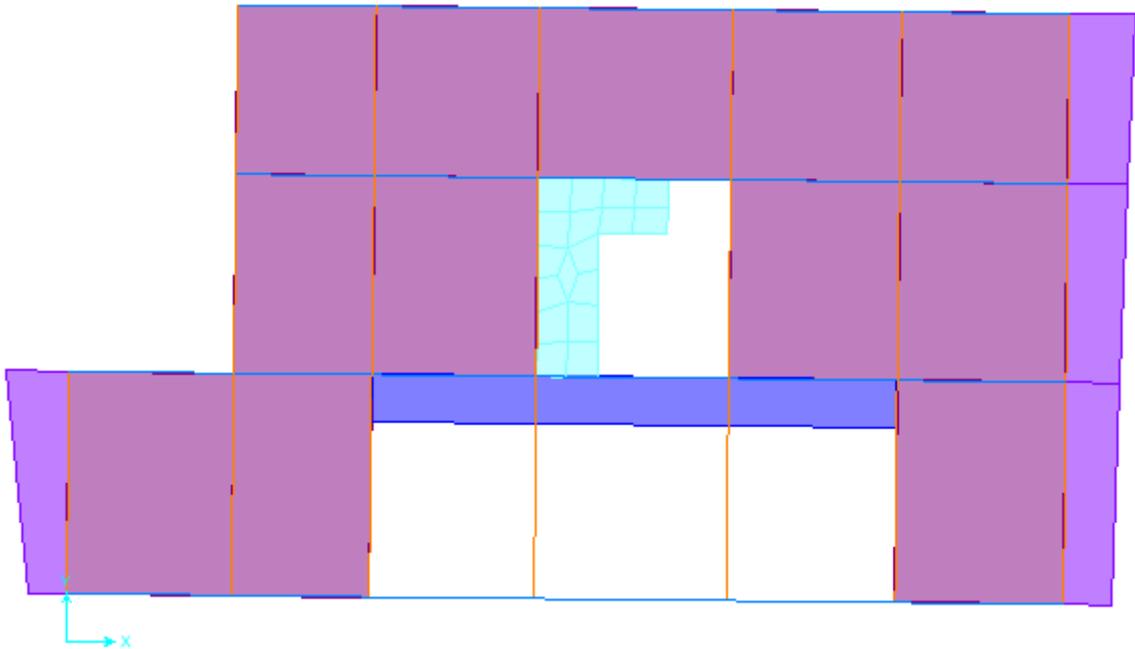


Figure 4.3. 1^{er} Mode de vibration (translation selon l'axe Y).

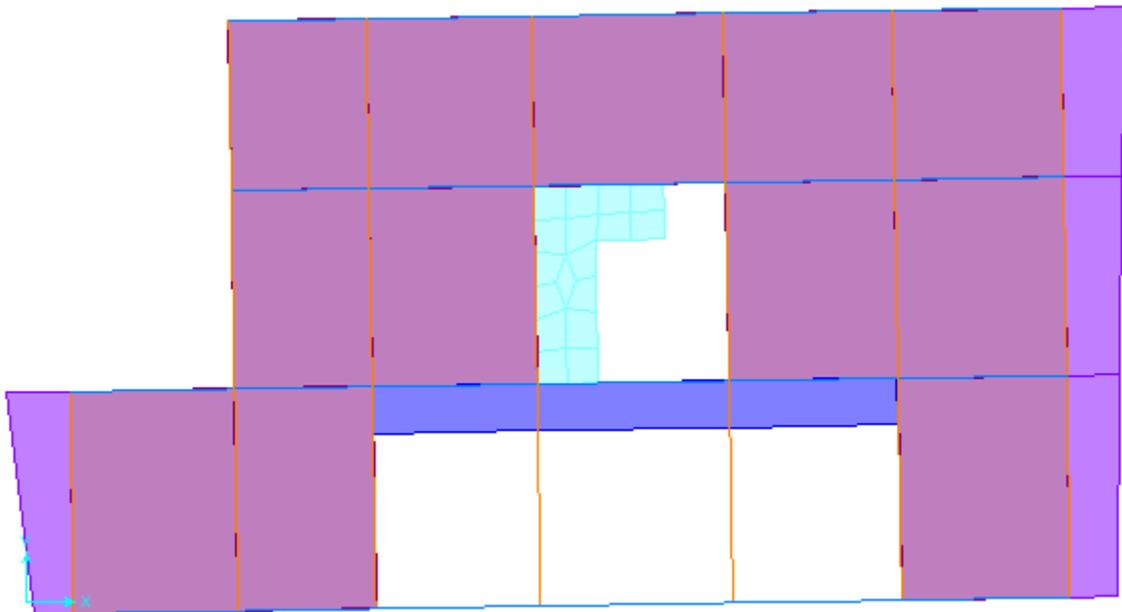


Figure 4.4. 2^{ème} Mode de vibration (translation selon l'axe X).

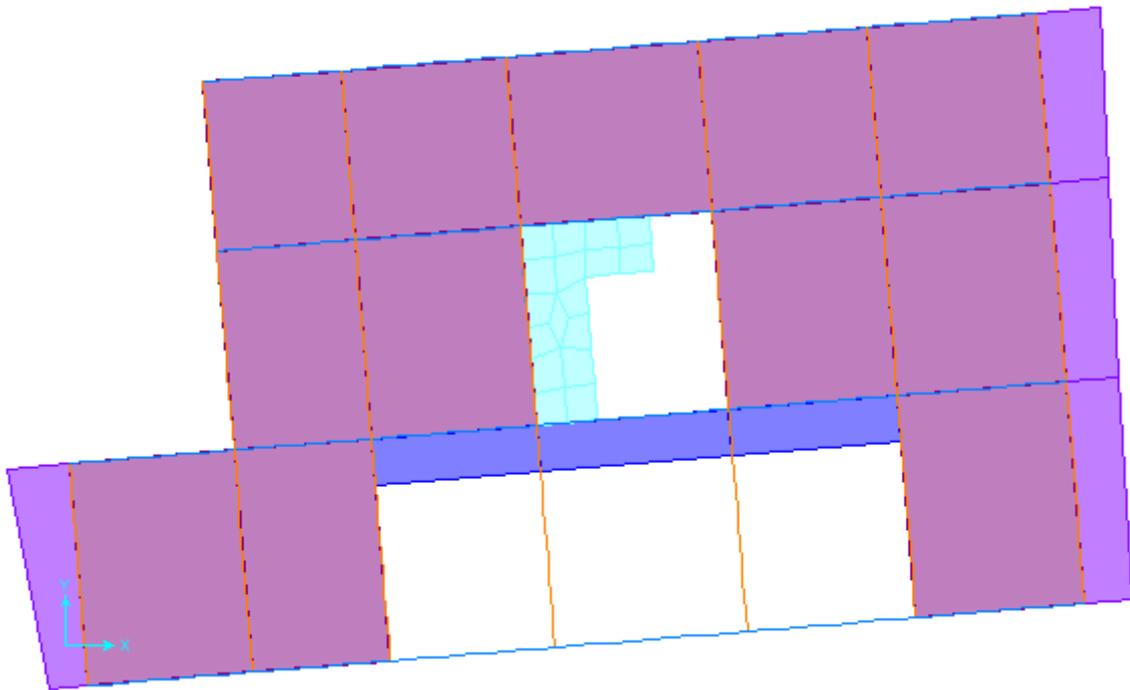


Figure 4.5. 3^{ème} mode de vibration (rotation autour de l'axe Z).

4.4.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment,...) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : R=5.

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au **RPA** :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non :

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

W : Poids total de la structure

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitations.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée d'exploitation donné par le tableau 4.5 (**RPA99**).

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel **SAP2000** la valeur trouvé est : W = 27583.86 KN

D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.2)}$$

T₁, T₂: Périodes caractéristiques, associée à la catégorie du site. **RPA99/2003**

(Tableau 4.7)

On a un sol meuble (site S3) [tirer à partir du rapport du sol] \Rightarrow $\begin{cases} T1=0.15 \text{ second} \\ T2=0.5 \text{ second} \end{cases}$

η : Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :
 $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

On prend : $\xi=0.85\%$ $\Rightarrow \eta = 0.881$

T: Est la période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir de la

formule suivant : $T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{array} \right\}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2.4)**

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Pour notre cas $h_N = 27.3m$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Tableau 4.6 (RPA99/2003)

Pour le système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulaire et des murs en maçonnerie : $C_T = 0.050$.

$$T = 0.05 \times 27.3^{3/4} = 0.597 \text{ sec}$$

$$\text{Selon x-x : } L_X = 25.41m$$

$$\text{Selon y-y : } L_Y = 15.15m$$

Donc le période fondamentale est :

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.457 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.597 \text{ sec}$$

Ce qui donne : $0 \leq T_x \leq T_2$

$$D = 2.5\eta \Rightarrow D = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

$$\text{Et : } T_2 \leq T_y \leq 3s$$

$$D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.597} \right)^{2/3} = 1.81$$

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

Tableau 4.3. Facteurs de qualités.

« Critères q »	Pq x,y	observée
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	Oui
2-Rédondance en plan.	0	Oui
3-Régularités en plan.	0.05	Non
4-Régularité en élévation.	0	Oui
5-contrôle de qualités des matériaux	0.05	Non
6-Contrôle de qualités d'exécution	0.1	Non
Total	0.2	

- R = 5 système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- W = 27583.85KN

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{5} \times 27583.85 = 2025.75kn.$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.2}{5} \times 27583.85 = 1797.36kn.$$

Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau Suivant.

Tableau 4.4. Vérification de la résultante sismique.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	1276.103	2025.75	0.63	Non vérifiée
Sens y-y	1246.537	1797.36	0.70	Non vérifiée

Remarque : On voit bien que $V_{dyn} < 0.8V_{st} \Rightarrow$ il faudra alors augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moment...) de la valeur calculée par le rapport $0.8 \times V_{st} / V_{dyn}$.

4.4.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3.4.4.a du **RPA99/version2003** exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques et les portiques.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Sous charges vertical**

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$$

$$\frac{\Sigma_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel **sap2000** sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.5. Justification de l'interaction sous charges vertical.

Niveaux	Charges reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Entre sol	17313.584	13646.97	55.92	44.07	Non vérifiée
RDC	21527.772	4487.213	82.75	17.24	vérifiée

Etage 1	17911.572	4006.594	81.72	18.27	vérifiée
Etage 2	14720.246	3505.019	80.76	19.23	vérifiée
Etage 3	11883.074	2815.465	80.84	19.15	vérifiée
Etage 4	9076.353	2105.837	81.16	18.83	vérifiée
Etage 5	6449.818	1515.5	80.97	19.02	vérifiée
Etage 6	3827.155	84.645	81.22	18.77	vérifiée
Etage 7	1322.604	131.747	90.94	9.05	vérifiée

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum \text{voiles}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6. Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

	Charges reprise (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portiques		voiles		portiques \geq 25%		Voiles \leq 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol	169.63	48.44	1106.47	1198.09	13.29	3.88	86.70	96.11
RDC	621.81	678.59	644.863	547.19	49.09	55.68	50.90	44.31
Etage 1	761.84	824.21	461.973	358.33	62.25	69.69	37.74	30.30
Etage 2	686.21	722.25	455.404	367.23	60.10	66.29	39.89	33.70
Etage 3	748.71	765.84	278.129	210.43	72.91	78.45	27.08	21.54
Etage 4	540.64	563.029	306.528	272.66	63.81	76.37	36.18	32.62
Etage 5	533.16	551.09	156.179	127.78	77.34	81.17	22.65	18.82
Etage 6	338.58	376.99	130.049	123.09	72.24	75.38	27.75	24.61
Etage 7	167.08	166.08	49.615	14.05	77.10	92.19	22.89	7.80

Remarque

Au niveau du l'entre sol l'interaction sous charges verticales et sous charges horizontales n'est pas justifiée pour cause la présence du voile périphérique qui entoure l'entre sol.

4.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99** (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

Tableau 4.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Entre sol	60	60	3600	1553,60	0.172	vérifiée
RDC	60	60	3600	1649,60	0.183	vérifiée
Etage 1	50	50	2500	1389.21	0.222	vérifiée
Etage 2	45	45	2025	1138,47	0.224	vérifiée
Etage 3	45	45	2025	892,58	0.176	vérifiée
Etage4	40	40	1600	651,94	0.162	vérifiée
Etage5	40	40	1600	427,53	0.106	vérifiée
Etage6	35	35	1225	301,38	0.098	vérifiée
Etage 7	30	30	900	184,40	0.081	vérifiée

4.4.5. Justification vis-à-vis des déformations

Selon le **RPA99** (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5)

Tableau 4.7. Vérification vis-à-vis des déformations.

Niveau	Sens XX						Sens YY					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k %	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k %
Entre sol	0,0023	0,0115	0	0.01	280	0.0035	0.0053	0.026	0	0.026	280	0.009
RDC	0,0065	0,0325	0,0115	0.02	350	0.0057	0.0302	0.15	0.026	0.12	350	0.034
Etage 1	0,078	0,39	0,0325	0.36	300	0.12	0.14	0.7	0.015	0.68	300	0.22
Etage 2	0,189	0,945	0,39	0.56	300	0.18	0.29	1.47	0.7	0.77	300	0.25
Etage 3	0,328	1,64	0,945	0.70	300	0.23	0.47	2.35	1.47	0.88	300	0.29
Etage 4	0,477	2,385	1,64	0.75	300	0.25	0.65	3.25	2.35	0.9	300	0.3
Etage 5	0,629	3,145	2,385	0.76	300	0.25	0.84	4.2	3.25	0.95	300	0.31
Etage 6	0,77	3,85	3,145	0.71	300	0.23	1.01	5.05	4.2	0.85	300	0.28
Etage 7	0,89	4,45	3,85	0.6	300	0.2	1.16	5.8	5.05	0.75	300	0.25

4.4.6. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (Art5.9) RPA99

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 ; \text{ Tel que : RPA99/2003(Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du

niveau «k » ; avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau «k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage «k ».

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique

du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k < 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau 4.8. Vérification a l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Entre sol	280	27583.86	0.01	1276.103	0.00077	0.026	1246.537	0.002
RDC	350	23114.23	0.02	1266.682	0.001	0.12	1234.74	0.0064
Etage 1	300	19456.53	0.36	1223.819	0.019	0.68	1182.552	0.037
Etage 2	300	16202.75	0.56	1141.619	0.026	0.77	1089.493	0.038
Etage 3	300	13104.34	0.70	1126.842	0.027	0.88	976.188	0.039
Etage 4	300	10010.39	0.75	847.17	0.029	0.9	835.693	0.036
Etage 5	300	7192.768	0.76	689.36	0.026	0.95	678.878	0.033
Etage 6	300	4340.569	0.71	468.633	0.021	0.85	500.09	0.024
Etage 7	300	1322.43	0.6	216.7	0.012	0.75	180.136	0.018

Chapitre 5

Ferraillage des éléments structuraux

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferraillage des éléments structuraux pour le bâtiment en R+7 avec (S/sol et E/sol). Les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferraillage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée sous le logiciel **sap2000v17**.

5.1. Les poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel sap2000 comme suite :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$
- $G+Q$

Les sollicitations à considérer sont :

- ✓ L'effort normal maximal et le moment correspondant
- ✓ L'effort normal minimal et le moment correspondant
- ✓ Le moment maximum et l'effort normal correspondant

Les sollicitations à considérer sont : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$; $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corre}}$

Tableau 5.1. Les différentes sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		Combinaison	$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		Combinaison	$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		Combinaison
	N(KN)	M(KN.M)		N(KN)	M(KN.M)		N(KN)	M(KN.M)	
Sous-sol	2363.09	17.69	ELU	68.55	272.20	ELU	-29.11	-4.89	$G + Q + E_x$
Entre sol	2068.02	14.35	ELU	77.42	210.85	$G + Q + E_y$	-82.49	12.7	$G + Q + E_y$
RDC	1928.37	-12.58	ELU	-127.35	847.61	$G + Q + E_y$	-17.85	24.79	$G + Q + E_y$
1 ^{er} étage	1620.24	-5.08	ELU	118.87	708.57	$G + Q + E_x$	225.28	56.08	$G + 0.8E_y$
2 ^{ème} étage	1333.65	-4.65	ELU	109.59	594.37	$G + Q + E_x$	165.89	32.35	$G + 0.8E_y$
3 ^{ème} étage	1060.77	-8.46	ELU	124.67	495.1	$G + Q + E_x$	99.43	5.38	$G + 0.8E_y$
4 ^{ème} étage	789.06	-6.6	ELU	87.91	400.65	$G + Q + E_x$	85.02	24.34	$G + Q + E_x$
5 ^{ème} étage	570.44	-11.55	ELU	89.14	292.16	$G + Q + E_x$	51.4	22.5	$G + 0.8E_y$
6 ^{ème} étage	397.97	-9.5	ELU	71.6	69.32	$G + Q + E_y$	21.61	30.45	$G + 0.8E_y$
7 ^{ème} étage	236.28	-9.75	ELU	37.26	55.9	$G + Q + E_y$	15.46	11.12	$G + Q + E_x$

➤ Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\emptyset_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\emptyset$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dan une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- La zone nodale est définie par l' e h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernons notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.2. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol, entre sol et RDC	60x60	28.8	144	216
1 ^{ère} étage	50x50	20	100	150
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96
6 ^{ème} étage	35x35	9.8	49	73.5
7 ^{ème} étage	30x30	7.2	36	54

b) Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

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

5.1.1. Calcul du ferrailage

5.1.1.1. Ferrailage longitudinale

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$\begin{aligned} N^{max} &= 2363.09 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = 17.69 \text{ KN.m} \\ M^{max} &= 68.55 \text{ KN.m} \rightarrow N^{corr} = 272.2 \text{ KN} \\ N^{min} &= -29.11 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = -4.89 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Calcul sous N^{max} et M^{corr}

$$d = 0.55 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{17.69}{2363.09} = 0.0074 \text{ m et } \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures

Il faut donc vérifier la condition suivante:

$$N \times (d - d') - M_u^A \geq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 17.69 + 2363.09 \times \left(0.55 - \frac{0.6}{2} \right) = 608.66 \text{ KN.m}$$

$$2363.09 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 608.66 \times 10^{-3} = 0.57 \text{ MN.m} \rightarrow \textcircled{1}$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.6 \times 14.2 = 0.82 \text{ MN.m} \rightarrow \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^A}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{608.66 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60 \times 0.55^2} = 0.236 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \alpha = 0.341 \rightarrow z = 0.474$$

$$A_1 = \frac{608.66 \times 10^{-3}}{0.474 \times 348} = 36.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 36.89 \times 10^{-4} - \frac{2363.09 \times 10^{-3}}{348} = -31.01 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul sous M^{max} et N^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{68.55}{272.2} = 0.25 \text{ m} < \frac{h}{2}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures

$$M_u^A = 68.55 + 272.2 \times \left(0.55 - \frac{0.6}{2}\right) = 136.6 \text{ KN.m}$$

$$\textcircled{1} = -0.0005 \text{ MN.m} ; \textcircled{2} = 1.28 \text{ MN.m}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0.053 ; \alpha = 0.068 ; z = 0.535 ; A_1 = 7.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 7.33 \times 10^{-4} - \frac{68.55 \times 10^{-3}}{348} = 5.36 \text{ cm}^2$$

• **Calcul sous N^{min} et M^{corr}**

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{4.89}{29.11} = 0.168 \text{ m} < \frac{h}{2}$$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures

$N_{min} = -29.11$ (effort de traction)

\Rightarrow Section entièrement tendue

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{0.6}{2} - 0.55\right) + 0.168 = 0.418$$

$$e_1 = (d - d') - e_1 = (0.55 - 0.05) - 0.418 = 0.082$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st} (d - d')} = \frac{29.11 \times 10^{-3} \times 0.082}{400 \times (0.55 - 0.05)} = 0.119 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{st} (d - d')} = \frac{29.11 \times 10^{-3} \times 0.418}{400 \times (0.55 - 0.05)} = 0.608 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ avec } B = (0.60 \times 0.6) = 0.36 \text{ m}^2 \text{ donc : } A_{min}^{BAEL} = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 0.727 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_1 + A_2 < A_{min}^{BAEL}$$

$A_1 + A_2 < A_{min}^{BAEL}$ on ferraille alors avec A_{min}^{BAEL}

On va alors ferrailer avec :

$$\max(0 ; 5.36 ; 0.727 ; A_{min}^{RPA}) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant:

Tableau 5.3.: Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveau	Section	A_{cal} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Sous-sol	60x60	5.36	28.8	16HA16=32.17
Entre sol	60x60	2.05	28.8	16HA16=32.17
RDC	60x60	0.44	28.8	16HA16=32.17

1 ^{er} étage	50x50	0	20	4HA16+8HA14=20.36
2 ^{ème} étage	45x45	0	16.2	4HA16+8HA14=20.36
3 ^{ème} étage	45x45	0	16.2	4HA16+8HA14=20.36
4 ^{ème} étage	40x40	2.34	12.8	4HA16+4HA14=14.2
5 ^{ème} étage	40x40	1.70	12.8	4HA16+4HA14=14.2
6 ^{ème} étage	35x35	2.26	9.8	8HA14=12.32
7 ^{ème} étage	30x30	1.34	7.2	6HA14=9.24

5.1.1.2. Ferrailage transversale

Tableau 5.4. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Sous sol	Entre sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60x60	60x60	60x60	50x50	45x45	45x45	40x40	40x40	35x35	30x30
ϕ_l^{max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	168	168	217	182	182	182	182	182	182	182
λ_g	2.8	2.8	3.61	3.64	4.04	4.04	4.55	4.55	5.2	6.06
V_u (KN)	35.55	50.07	60.1	78.4	72.71	82.39	57.48	58.61	42.82	38.33
l_r min (cm)	80	80	80	64	80	80	64	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t (cm ²)	0.83	1.17	1.41	2.2	2.27	2.57	2.02	2.06	1.14	1.19
A_t^{min} (cm ²)	7.2	7.2	4.07	3.45	3.78	3.78	4.12	4.12	1.575	1.35
A_t^{adp} (cm ²)	4HA12 + 4HA10	4HA12+ 4HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	4HA10	4HA10

Conformément au CBA93 (Article A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33mm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérifications**

• **Vérification au flambement**

Selon le **CBA93 (Art B.8.4.1)** les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. Donc on doit vérifier que :

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

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$ (Situation durable).

α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élançement λ :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau du sous-sol, avec $l_0=2.4$ et $N_d=1766.66\text{KN}$

$l_f = 0.7 l_0 = 1.68\text{m}$. (Longueur de flambement). **CBA (Art B.8.3.3)**

$i = 0.173\text{m}$ (rayon de giration).

$\lambda = 9.71 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.837$

$B_r = (60-2) \times (60-2) = 3364\text{cm}^2$ (section réduite)

$$N_u = 0.837 \left[\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{32.17 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6.15\text{MN}$$

$N_d = 1.76\text{MN} < N_u = 6.31\text{MN} \rightarrow$ Pas de risque de flambement

Le tableau suivant résume les résultats de calculs pour l'ensemble des poteaux

Tableau 5.5. Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obser
Sous-sol	60x60	2.4	1.68	9.71	0.837	32.17	0.33	6.31	1.76	Vérifier
Entre sol	60x60	2.4	1.68	9.71	0.837	32.17	0.33	6.31	1.55	Vérifier
RDC	60x60	3.1	2.17	12.52	0.828	32.17	0.33	6.31	1.64	Vérifier
1 ^{er} étage	50x50	2.6	1.82	12.6	0.828	20.36	0.23	5.94	1.38	Vérifier
2 ^{ème} étage	45x45	2.6	1.82	14.01	0.823	20.36	0.18	3.45	1.13	Vérifier
3 ^{ème} étage	45x45	2.6	1.82	14.01	0.823	20.36	0.18	3.45	0.89	Vérifier
4 ^{ème} étage	40x40	2.6	1.82	15.76	0.816	14.2	0.14	2.65	0.65	Vérifier
5 ^{ème} étage	40x40	2.6	1.82	15.76	0.816	14.2	0.14	2.65	0.42	Vérifier
6 ^{ème} étage	35x35	2.6	1.82	18.01	0.807	12.06	0.108	2.03	0.30	Vérifier
7 ^{ème} étage	30x30	2.6	1.82	21.01	0.792	9.24	0.078	1.48	0.18	Vérifier

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

- **Vérification des contraintes**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible alors la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau-là où il y a réduction de section.

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

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre inférieure}).$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre supérieure}).$$

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

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V ;$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15 \times A'(V - d')^2 + 15 \times A(d - V)^2 ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} ;$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	$I_{yy'}$ (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	M_G^{ser} (KN.m)	σ_{bc1} (MPa)	σ_{bc2} (MPa)
Sous-sol	60×60	55	32.17	32.955	27.045	0.013	1714.69	49.24	195.33	4.24	4.16
Entre sol	60×60	55	32.17	32.955	27.045	0.013	1501.71	54.4	168.52	3.71	3.64
RDC	60×60	55	32.17	32.955	27.045	0.013	1369.45	57.3	154.25	3.34	3.32
1 ^{er} étage	50×50	45	20.36	27.17	22.82	0.006	1173.37	56.05	132.32	4.23	4.13
2 ^{ème} étage	45×45	40	20.36	24.79	20.20	0.0042	966.16	46.46	105.49	4.20	4.09
3 ^{ème} étage	45×45	40	20.36	24.79	20.20	0.0042	768.95	50.51	93.11	3.35	3.25
4 ^{ème} étage	40×40	35	14.2	21.76	18.23	0.002	572.57	40.01	66.69	3.21	3.11
5 ^{ème} étage	40×40	35	14.2	21.76	18.21	0.0025	416.82	42.31	61.73	2.35	2.25
6 ^{ème} étage	35×35	30	12.06	19.1	15.89	0.0014	291.31	38.35	51.25	2.13	2.01
7 ^{ème} étage	30×30	25	9.24	16.33	13.66	0.0007	172.6	23.56	30.2	1.72	1.61

- **Vérification aux sollicitations tangentes**

D'après le RPA/2003 (Art 7.4.3.2) la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Sous-sol	60×60	168	2.8	0.04	55	35.55	0.107	1	Vérifier
Entre sol	60×60	168	2.8	0.04	55	50.07	0.151	1	Vérifier
RDC	60×60	217	3.61	0.04	55	60.10	0.182	1	Vérifier
1 ^{er} étage	50×50	182	3.64	0.04	45	78.41	0.348	1	Vérifier
2 ^{ème} étage	45×45	182	4.04	0.04	40	72.71	0.403	1	Vérifier
3 ^{ème} étage	45×45	182	4.04	0.04	40	82.39	0.457	1	Vérifier
4 ^{ème} étage	40×40	182	4.55	0.04	35	57.48	0.410	1	Vérifier
5 ^{ème} étage	40×40	182	4.55	0.04	35	58.61	0.418	1	Vérifier
6 ^{ème} étage	35×35	182	5.2	0.075	30	42.82	0.407	1	Vérifier
7 ^{ème} étage	30×30	182	6.06	0.075	25	38.33	0.511	1	Vérifier

◆ **Dispositions constructives**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.4 = 14\text{cm}$.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$;

$\phi = 20\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 100\text{cm}$.

$\phi = 16\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 70\text{cm}$.

$\phi = 14\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 60\text{cm}$

◆ **Détermination de la zone nodale (zone critique)**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est

Donnée comme suite:

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

$L' = 2h$

Avec :

- **Sous-sol, entre sol et RDC:**

$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

$h' = \max (46 ; 60 ; 60 ; 60) = 60\text{cm}$

- **1^{er} étage :**

$L' = 64\text{cm}$

$h' = 60\text{cm}$

- **2^{ème} et 3^{ème} étage :**

$L'=80\text{cm}$

$h'=60\text{cm}$

- 4^{ème} et 5^{ème} étage :

$L'=64\text{cm}$

$h'=60\text{cm}$

- 6^{ème} étage :

$L'=64\text{cm}$

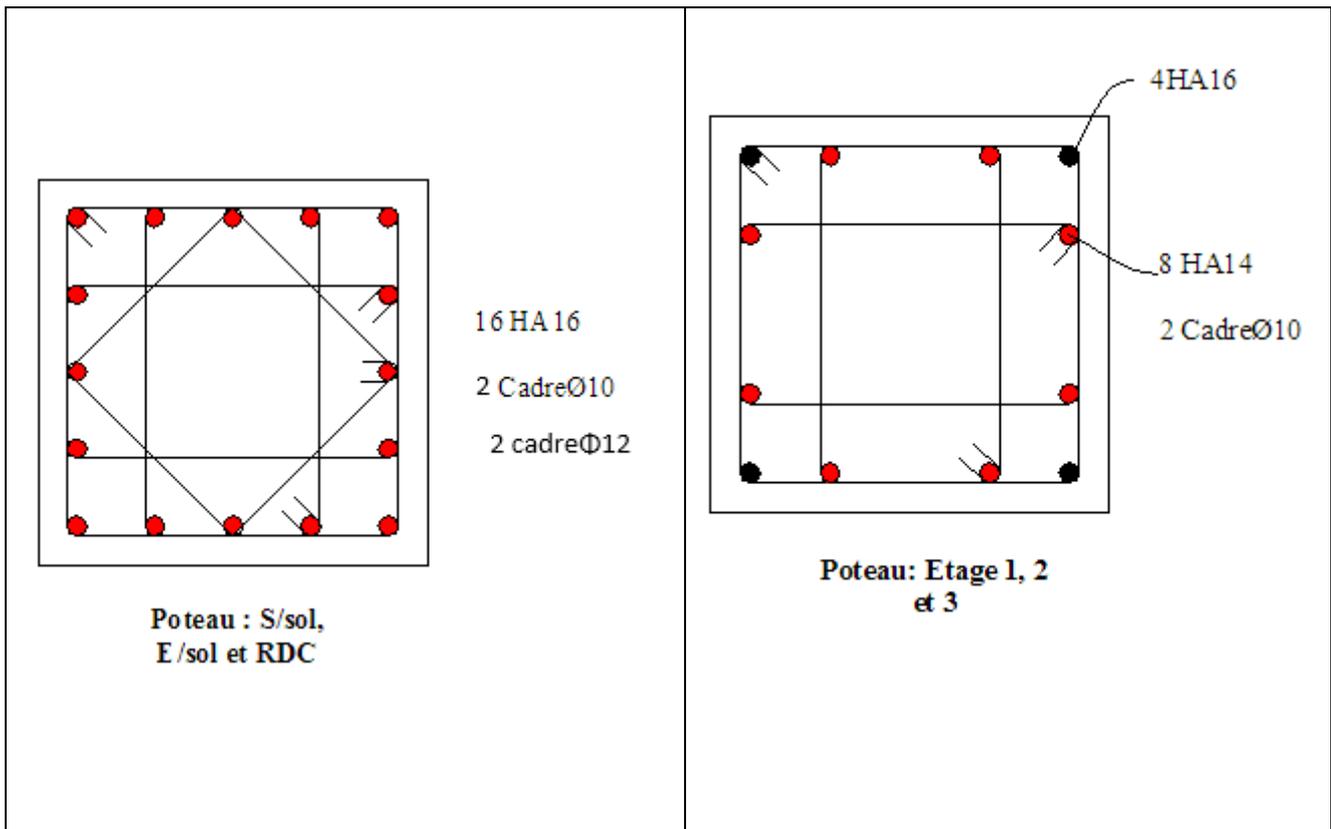
$h'=60\text{cm}$

- 7^{ème} étage

$L'=56\text{cm}$

$h'=60\text{cm}$

- **Schéma de ferrailage des poteaux**



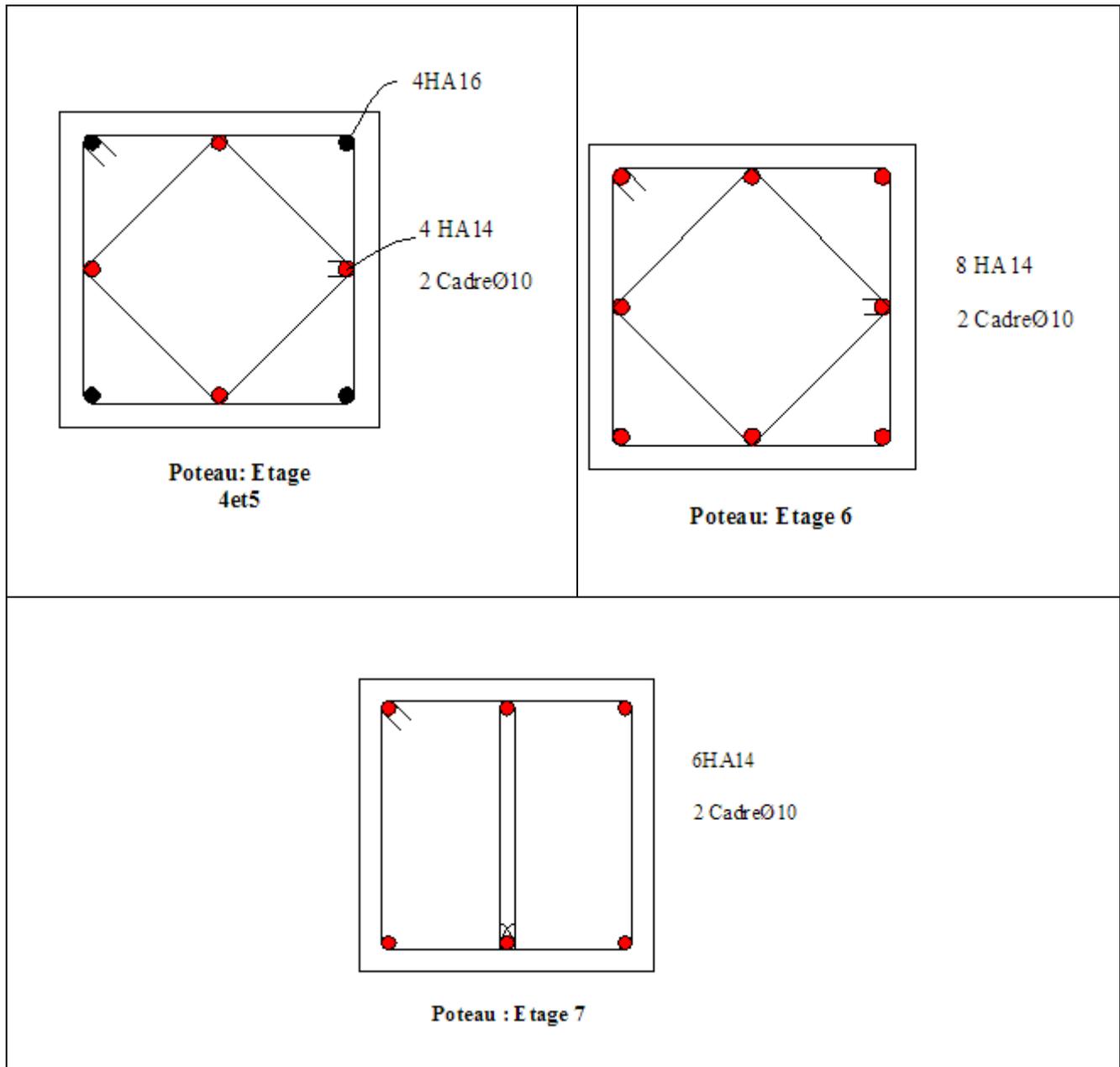


Figure 5.1. Schéma de ferrailage des poteaux.

5.2. Étude des poutres

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal, et vu que l'effort normal est négligeable devant les autres efforts alors le ferrailage se fera à la flexion simple.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

5.2.1. Calcul du ferrailage

Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

- Le moment ultime réduit

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.16 \text{MPa} \rightarrow \text{situations courante} (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} \rightarrow \text{situations accidentelles} (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

$$\text{Si : } \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0, A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 348 \text{MPa} \rightarrow \text{situations courante} (\gamma_b = 1.15) \\ 400 \text{MPa} \rightarrow \text{situations accidentelles} (\gamma_b = 1) \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}); \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\text{Si } \mu_{bu} > \mu_l \Rightarrow A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d')f_{st}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \cdot f_{st}} + A'_s \text{ avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

- Exemple de calcul

Prenons l'exemple de calcul de la poutre principale de dimensions (30 ×

$$40) \text{ avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 72.99 \text{KN.m (ELU)} \\ M_a = 130.63 \text{KN.m (ELU)} \end{cases}$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{72.99 \cdot 10^{-3}}{14.16 \times 0.37^2 \times 0.30} = 0.125 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.168 \text{ et } z = 0.345 \text{ m} \rightarrow A = 6.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Armatures en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{130.63 \cdot 10^{-3}}{14.16 \times 0.37^2 \times 0.30} = 0.300 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.459 \text{ et } z = 0.302 \text{ m} \rightarrow A = 12.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_a = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

- Poutres principales (30 × 40) → $A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30 × 35) → $A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait de la même manière, les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau 5.8. Ferrailage des poutres.

	Poutre	section	localisation	M_a (kN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	Nombre de barres	A_{adop} (cm ²)	V (KN)
Entre sol	P. P	30×40	appui	130.63	12.43	6.00	6HA16	12.06	150.31
			travée	72.99	6.08		3HA14+3HA12	8.01	
	P. S	30×35	appui	17.44	1.60	5.25	6HA12	6.79	17.44
			travée	14.44	1.32		6HA12	6.79	
RDC	P. P	30×40	appui	132.70	11.87	6.00	6HA16	12.06	177.57
			travée	75.11	6.27		3HA14+3HA12	8.01	
	P. S	30×35	appui	34.39	3.21	5.25	6HA12	6.79	39.77
			travée	20.89	1.92		6HA12	6.79	
Etage courant	P. P	30×40	appui	128.39	11.42	6.00	6HA16	12.06	282.15
			travée	64.23	5.30		6HA12	6.79	
	P. S	30×35	appui	57.49	4.74	5.25	6HA12	6.79	194.21
			travée	47.06	3.84		6HA12	6.79	
Terrasse inaccessible	P.P	30×40	appui	125.46	11.11	6.00	6HA16	12.06	133.69
			travée	71.27	5.93		6HA12	6.79	
	P. S	30×35	appui	50.59	4.14	5.25	6HA12	6.79	34.38
			travée	31.18	2.5		6HA12	6.79	

Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité

✓ Poutres principales (30 × 40)

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

✓ Poutres secondaires (30 × 35)

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type :

$$\tau_{admissible} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

✓ Poutres principales (30 × 40)

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{282.15 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37} = 2.99Pa < 3.25Mpa$$

✓ Poutres secondaires (30 × 35)

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{194.21 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 2.02MPa < 3.25Mpa$$

c. Armatures transversales

• Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l^{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

✓ Poutres principales (30 × 40)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1.28; 1.2; 3)$$

Soit: $\phi_t = 8\text{mm}$

On adopte: $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

soit: 1cadre $\phi 8$ + 1étrier $\phi 8$

✓ Poutres de section (30 × 35)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1.2; 3)$$

Soit: $\phi_t = 8\text{mm}$

On adopte: $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

soit: 1cadre $\phi 8$ + 1étrier $\phi 8$

• Espacement des barres

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l^{\min})$ (Art7.5.2.2)

❖ Poutre principales :

$$S_t \leq \min(10\text{cm}; 12\text{cm}) \quad \text{soit} \quad S_t = 10\text{cm.}$$

❖ Poutres secondaires:

$$S_t \leq \min(8.75\text{cm}; 12\text{cm}) \quad \text{soit} \quad S_t = 8\text{cm.}$$

- Zone courante : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2)

❖ Poutres principales:

$$S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow \text{soit} \quad S_t = 15\text{cm}$$

❖ Poutres secondaires:

$$S_t \leq 17.5\text{cm} \Rightarrow \text{soit} \quad S_t = 15\text{cm}$$

• Vérification de la section minimale de A_t

On vérifie que : $A_t = 0.003 \times S_t \times b \leq A_{t, \text{calculée}}$

✓ Poutres principales / secondaires

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2$$

• Vérification des armatures longitudinales

• Longueur de recouvrement

$$l_r \geq 40\phi_l$$

$$\begin{cases} \varnothing = 12\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}; \text{on adopte } l_r = 50\text{cm} \\ \varnothing = 14\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}; \text{on adopte } l_r = 60\text{cm} \\ \varnothing = 16\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}; \text{on adopte } l_r = 70\text{cm} \end{cases}$$

- **Cisaillement**

En appuis de rive $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$

En appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v - \frac{M_a}{0.9.d} \right)$

La vérification des armatures longitudinales au cisaillement est présentée dans le tableau ci-après :

Tableau 5.9. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement dans les poutres.

	Poutres	A_l (cm^2)	M_a (MN.m)	V (MN)	A_l^{rive} (cm^2)	$A_l^{\text{intermediaire}}$ (cm^2)
Entre sol	P. principales	12.06	130.63	150.31	4.96	-7.99
	P. secondaires	6.77	17.44	17.44	0.57	-1.42
RDC	P. principales	12.06	132.70	177.54	5.86	-7.30
	P. secondaires	6.77	34.29	39.77	1.30	-2.63
Etage courant	P. principales	12.06	128.39	282.15	9.32	-3.41
	P. secondaires	6.77	57.49	194.21	7.78	-0.15
Terrasse inaccessible	P. principales	12.06	125.46	133.69	4.41	-8.03
	P. secondaires	6.77	50.59	34.38	0.85	-3.53

➤ **Vérification à L'ELS**

a. Etat limite d'ouvertures des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

b. Etat limite de compression de béton

Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{admissible} = 15 \text{ Mpa.}$$

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau 5.10. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres.

Poutres	Zone	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc}	Observation
Principales	Appuis	119.95	0.1783	$1.48 \cdot 10^{-3}$	14.43	vérifiée
	Travée	60.09	0.1368	$0.91 \cdot 10^{-3}$	9.01	vérifiée
Secondaires	Appuis	30.32	0.1119	$0.53 \cdot 10^{-4}$	6.38	Vérifiée
	Travée	15.83	0.1119	$0.53 \cdot 10^{-3}$	3.34	Vérifiée

a. État limite de déformation

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'y a pas la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \\ \textcircled{2} A_{travée} \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ \textcircled{3} l \leq 8 m. \end{array} \right.$$

Exemple

Poutres principales étage courant (30×40)

$$\max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l = \max\left(0.0625; \frac{0.75}{10}\right) \times 5.7 = 0.39m$$

$$\text{Or: } h = 0.40m \Rightarrow 0.40 > 0.39 \rightarrow \textcircled{1} \text{ est vérifiée}$$

$$\textcircled{2} A_{travée} = 8.04cm^2 \text{ et } \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 0.3 \times 0.37}{400} = 13.39cm^2$$

$$\Rightarrow 8.04cm^2 < 13.39cm^2 \rightarrow \textcircled{2} \text{ est vérifiée}$$

$$l = 5.7m < 8m \rightarrow \textcircled{3} \text{ est vérifiée}$$

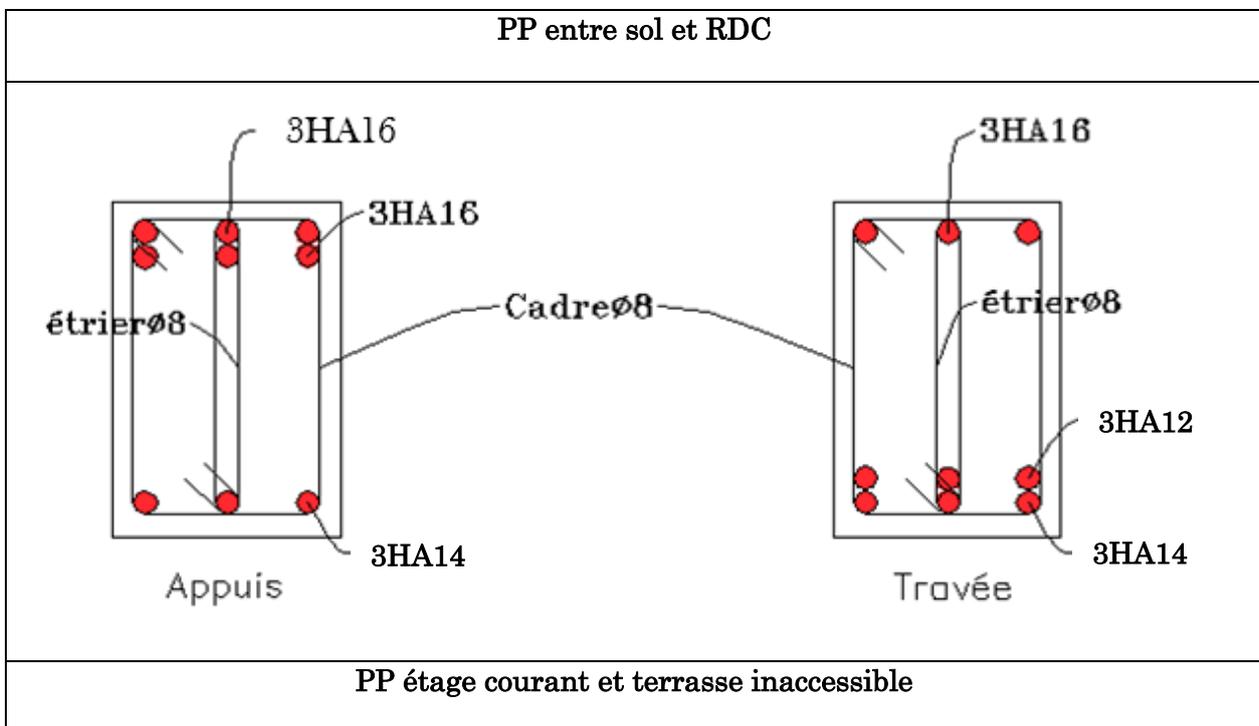
La vérification de la flèche s'est faite de la même manière pour tous les autres types, elle est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 5.11. Vérification de l'état limite de déformation dans les poutres.

	Poutres	①	②	③
Entre sol	P. principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	P. secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

RDC	P. principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	P. secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Étage courant	P. principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	P. secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Terrasse inaccessible	P. principales	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	P. secondaires	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Schéma de ferrailage des poutres



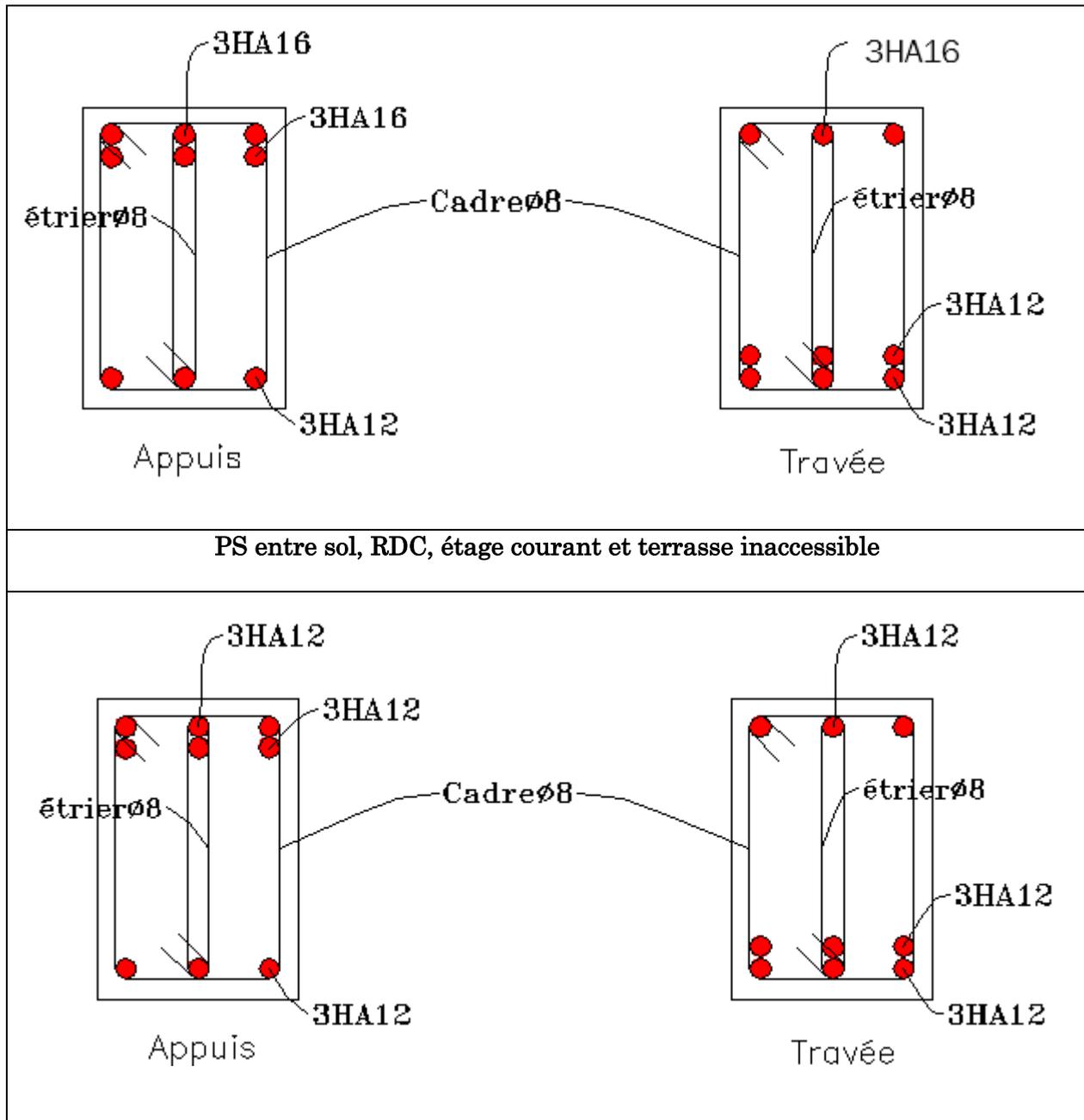


Figure 5.2. Ferrailage des poutres.

Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

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

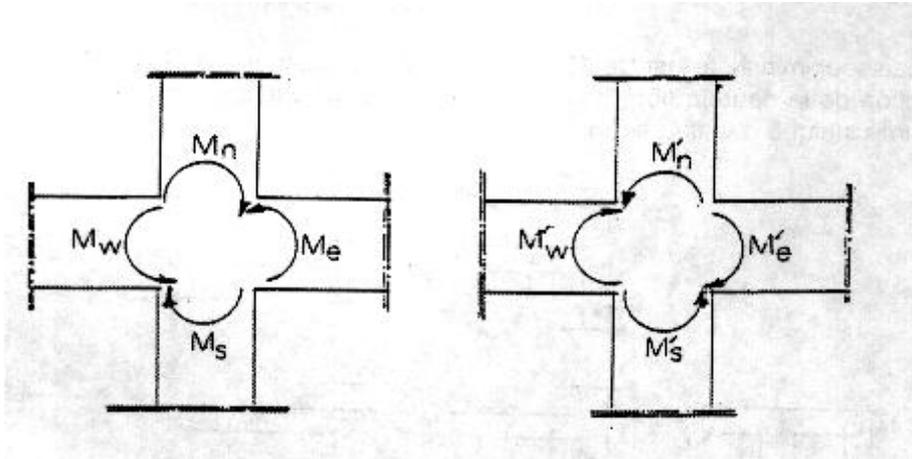


Figure 5.3. Schéma de la zone nodale

$$MR = Z \times As \times \sigma_s$$

$$\text{Avec: } Z = 0.9 \times h$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau 5.12. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous-Sol	60×60	0.54	32.17	604.53
Entre sol	60×60	0.54	32.17	604.53
RDC	60×60	0,54	32.17	604.53
Etage 1	50×50	0.45	20.36	318.83
Etage 2	45×45	0,405	20.36	286.95
Etage 3	45×45	0.405	20.36	286.95
Etage 4	40×40	0.36	14.2	177.89
0Etage 5	40×40	0.36	14.2	177.89
Etage 6	35×35	0.315	12.06	132.2
Etage 7	30×30	0.27	9.24	86.82

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

Tableau 5.13. Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol	30×40	0.360	12.06	151.1
RDC	30×40	0.360	12.06	151.1
Etage courant	30×40	0.360	12.06	151.1
Terrasse	30×40	0.360	12.06	151.1

Tableau 5.14. Vérification de la zone nodale.

Niveau	Ms	Mn	Mn+Ms	Mw=Me	1,25 (Mw+Me)	Observation
Entre sol	604.53	604.53	1209.06	151.1	377.75	Vérifiée
RDC	604.53	604.53	1209.06	151.1	377.75	Vérifiée
Etage 1	604.53	318.83	923.36	151.1	377.75	Vérifiée
Etage 2	318.83	286.95	605.78	151.1	377.75	Vérifiée
Etage 3	286.95	286.95	573.9	151.1	377.75	Vérifiée
Etage 4	286.95	177.89	464.84	151.1	377.75	Vérifiée
Etage 5	177.89	177.89	385.78	151.1	377.75	Vérifiée
Etage 6	177.89	132.2	310.09	151.1	377.75	Non Vérifiée
Etage 7	132.2	86.82	219.02	151.1	377.75	Non Vérifiée

Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée sauf dans les deux derniers niveaux; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.3. Étude des voiles

5.3.1. Introduction:

Le **RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

5.3.2. Recommandation du RPA :

- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures

verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

➤ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

➤ 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.

- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.3.3. Ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
 ✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

➤ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}, \begin{cases} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{cases} \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

➤ Règles communes :

$$A_{\min} \begin{cases} 0.15\% (L \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

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

Exemple de calcul :

$$L = 1.40 \text{ m}, d = 1.37 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$N = 159.34 \text{ KN (compression)}, M = 49.31 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{49.31}{159.34} = 0.309 \text{ m et } \frac{L}{2} = \frac{1.4}{2} = 0.7 \text{ m}$$

→ Le centre de pression est à l'extérieur de la section

Il faut donc vérifier la condition suivante:

$$N \times (d - d') - M_u^A \geq (0.337l - 0.81d')e \times l \times f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{l}{2} \right) = 49.31 - 159.34 \times = 0.156 \text{ MN.m}$$

$$159.34 \times 10^{-3} \times (1.37 - 0.03) - 0.156 = 0.057 \text{ MN.m} \rightarrow \textcircled{1}$$

$$(0.337 \times 1.40 - 0.81 \times 0.03) \times 0.20 \times 1.40 \times 18.48 = 2.31 \text{ MN.m} \rightarrow \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y = \frac{159.34}{0.20 \times 1.40} + \frac{49.31}{0.0457} \times 0.7 = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y = -0.18 \text{ MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = 0.172 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{975.88}{18.48 \times 1.65^2 \times 0.18} = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.028 \rightarrow z = 0.5 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{49.31 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 2.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 2.46 \times 10^{-4} + \frac{159.34 \times 10^{-3}}{400} = 6.44 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans **la zone tendue** est :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\% \times (e \times L_t) = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times [e \times (L_t - d')] \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.34 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_V^{ZT} = 18HA10 = 25.13 \text{ cm}^2$ (dans la zone tendue)

La quantité d'armatures minimales dans **la zone courante** est :

$$A_{min} = 0.1\% \times e \times (L - L_t) = 0.1\% \times 0.20 \times (1.40 - 0.172) = 2.45 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 51.39}{0.20 \times 1.37} = 0.26 \text{ MPa}$$

Soit : $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.40 \text{ cm}^2$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $A_h = 5HA8 = 2.5 \text{ cm}^2$

Les résultats pour les autres ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 5.15. Résultats du ferrailage du voile Vy1.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.28	0.28	0.28	0.27	0.256	0.236	0.22	0.2	0.206
M (KN.m)	49.31	227.37	320.95	306.33	176.39	47.08	59.02	37.45	107.21
N (KN)	159.34	45.95	190.90	574.69	410.61	213.51	153.36	72.74	129.72
V (KN)	51.39	73.91	196.36	130.41	116.11	66.00	90.52	28.65	75.09
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPa)	0.266	0.383	1.003	0.702	0.661	0.409	0.603	0.211	0.536
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.172	0.677	0.603	0.390	0.322	0.064	0.282	0.338	0.407
$A_{v,Cal} Z_{tendu}$	0	3.7	3.76	0	0	0	0	0.048	1.14
$A_{v,Min} Z_{tendu}$	0.69	2.71	2.41	1.56	1.29	0.26	1.13	1.35	1.63
$A_{v,Min} Z_{comp}$	2.11	0.092	0.388	1.14	1.27	2.10	0.603	0.211	0.536
$A_{v,Min} Z_{globale}$	4.2	4.2	4.2	4.05	3.84	3.54	3.3	3	3.09
$A_{v,Ad}$	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	16HA10	16HA10	14HA10	14HA10
St (cm)	15	15	15	15	15	14	14	12	12
A_h^{cal}	0.33	0.48	1.25	0.88	0.83	0.51	0.75	0.26	0.67
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado/ml}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Remarque : $A_{v,Ad}$ la section d'armature prise en totalité par exemple 18HA10 est répartis sur toute la longueur du voile (sur les deux faces)

Tableau 5.16. Résultats du ferrailage du voile Vy2.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.24	0.24	0.24	0.23	0.216	0.196	0.18	0.16	0.166
M (KN.m)	954.2	45.67	566.24	166.97	152.96	171.6	102.07	115.55	109.67
N (KN)	579.34	242.78	123.48	197.43	171.68	178.06	112.65	178.99	82.75
V (KN)	65.52	132.09	299.75	43.04	44.21	42.93	44.55	72.92	74.48
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPA)	0.399	0.804	1.82	0.274	0.30	0.323	0.540	1.23	2.69
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.527	0.036	0.574	0.445	0.431	0.405	0.376	0.317	0.370
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	18.21	0	11.73	1.41	1.64	2.56	1.63	1.74	2.57
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	2.11	0.14	2.30	1.78	1.72	1.62	1.50	1.27	1.48
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.292	2.25	0.104	0.520	0.436	0.340	0.296	0.332	0.18
$A_v^{Min} Z_{globale}$	3.6	3.6	3.6	3.45	3.24	2.94	2.7	2.4	2.49
A_v^{Ad}	16HA14	16HA12	16HA12	16HA10	14HA10	14HA10	14HA10	12HA10	12HA10
St (cm)	15	15	15	14	14	14	14	14	14
A_h^{cal}	0.50	1.01	2.28	0.34	0.38	0.40	0.67	1.54	3.36
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado/ml}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.17. Résultats du ferrailage du voile Vy3.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.28	0.28	0.28	0.27	0.256	0.236	0.22	0.2	0.206
M (KN.m)	954.2	41.64	566.33	95.41	152.96	120.1	144.77	77.77	120.43
N (KN)	181.88	126.43	75.13	148.91	275.14	198.68	128.24	66.31	39.13
V (KN)	49.5	112.02	248.19	124	119.59	71.85	97.13	50.93	71.47
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPA)	0.257	0.581	1.28	0.67	0.68	0.44	0.648	0.375	0.511
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.669	0.204	0.678	0.438	0.394	0.398	0.461	0.429	0.486
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	17.21	0	10.08	0	0	0.19	1.9	1.22	2.63
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	2.68	0.82	2.71	1.75	1.58	1.59	1.84	1.72	1.94
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.124	1.98	0.088	0.948	0.984	0.768	0.356	0.284	0.116
$A_v^{Min} Z_{globale}$	4.2	4.2	4.2	4.05	3.84	3.54	3.3	3	3.09
A_v^{Ad}	18HA16	18HA14	18HA14	18HA12	18HA10	16HA10	16HA10	14HA10	14HA10
St (cm)	15	15	15	15	15	14	14	12	12
A_h^{cal}	0.32	0.73	1.61	0.83	0.85	0.56	0.81	0.47	0.64
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado/ml}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.18. Résultats du ferrailage du voile Vyasc.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.24	0.24	0.24	0.247	0.252	0.252	0.255	0.255	0.259
M (KN.m)	1.16	43.42	396.21	379.27	278.58	309.82	225.97	176.18	245.43
N (KN)	373.81	166.87	492.41	426.41	327.02	124.22	243.17	186.71	73.76
V (KN)	60.63	222.47	128.53	180.08	195.59	136.61	153.89	92.37	146.66
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPA)	0.365	1.34	0.774	1.05	1.12	0.782	0.871	0.522	0.815
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.791	0.019	0.535	0.570	0.564	0.746	0.591	0.595	1.73
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	0	0	0.84	1.04	0.38	3.33	0.48	0.37	2.79
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	2.37	0.06	1.61	1.71	1.69	2.24	1.77	1.79	2.37
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.027	2.34	0.795	0.765	0.828	0.282	0.777	0.765	0.225
$A_v^{Min} Z_{globale}$	3.6	3.6	3.6	3.71	3.78	3.78	3.82	3.82	3.89
A_v^{Ad}	18HA12	18HA12	18HA12	18HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
St (cm)	15	15	15	15	14	14	14	14	14
A_h^{cal}	0.34	1.26	0.73	0.98	1.05	0.73	0.82	0.49	0.69
A_h^{min}	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{ado/ml}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.19. Résultats du ferrailage du voile Vx1.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
Section (m ²)	0.28	0.28	0.28	0.27	0.256	0.236	0.22	0.2	0.206	0.21
M (KN.m)	45.62	188.47	503.15	233.14	176.39	47.08	55.99	15.52	27.47	57.71
N (KN)	357.06	157.42	220.69	402.22	238.38	189.34	137.37	93.64	52.17	14.42
V (KN)	28.3	11.46	171.49	90.59	83.57	49.51	60.38	22.39	69.0	33.38
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	Pc
τ (MPa)	0.147	0.578	0.889	0.48	0.476	0.307	0.403	0.165	0.493	0.234
τ_{adm} (MP A)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.317	0.564	0.628	0.413	0.455	0.123	0.303	0.003	0.347	0.502
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	0	1.57	7.09	0	0.678	0	0	0	0.025	1.26
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	1.27	2.26	2.51	1.65	1.82	0.49	1.21	0.01	1.39	2.01
$A_v^{Min} Z_{comp}$	1.53	0.544	0.288	1.05	0.740	1.87	0.988	1.99	0.672	0.092
$A_v^{Min} Z_{globale}$	4.2	4.2	4.2	4.05	3.84	3.54	3.3	3	3.09	3.15
A_v^{Ad}	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	16HA10	16HA10	14HA10	14HA10	14HA10
St (cm)	15	15	15	15	15	14	14	12	12	12
A_h^{cal}	0.18	0.72	1.11	0.61	0.59	0.38	0.50	0.21	0.62	0.29
A_h^{min}	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{ado/ml}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.20. Résultats du ferrailage du voile Vx2.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.34	0.34	0.34	0.33	0.316	0.296	0.28	0.26	0.266
M (KN.m)	8.31	0.013	515.99	384.86	242.48	30.44	104.71	37.57	41.15
N (KN)	134.4	91.14	51.31	224.48	451.27	176.11	150.94	136.16	64.03
V (KN)	20.54	220.54	182.23	135.061	119.57	72.01	66.35	39.91	27.56
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPA)	0.087	0.936	0.773	0.591	0.547	0.352	0.344	0.223	0.151
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.665	0.850	0.826	0.693	0.403	0.221	0.465	0.410	0.588
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	0	0	7.4	3.39	0	0	0.04	0	0.53
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	2.66	3.40	3.30	2.77	1.61	0.88	1.86	1.64	2.35
$A_v^{Min} Z_{comp}$	0.740	0.642	0.096	0.528	1.55	2.076	0.940	0.960	0.308
$A_v^{Min} Z_{globale}$	5.1	5.1	5.1	4.95	4.74	4.44	4.2	3.9	3.99
A_v^{Ad}	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
St (cm)	17	17	17	17	17	15	15	15	15
A_h^{cal}	0.11	1.17	0.97	0.74	0.68	0.44	0.43	0.28	0.19
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado} /ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	2

Tableau 5.21. Résultats du ferrailage du voile Vx3.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
Section (m ²)	0.22	0.22	0.22	0.21	0.196	0.176	0.16	0.14	0.146	0.15
M (KN.m)	42.72	127.13	210.6	222.59	184.77	93.14	131.31	45.87	136.7	46.55
N (KN)	522.71	364.4	287.09	601.74	275.14	354.19	395.99	142.35	201.27	25.11
V (KN)	41.83	188.43	116.65	130.46	110.62	78.38	86.64	43.34	102.43	18.52
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	Pc
τ (MPa)	0.279	1.256	0.778	0.913	0.833	0.661	0.638	0.809	0.467	1.05
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.305	0.261	0.413	0.277	0.371	0.195	0.239	0.223	0.300	0.350
A_v^{Cal} Z_{tendu}	0	0	1.65	0	1.77	0	0	0	2.81	1.35
A_v^{Min} Z_{tendu}	1.22	1.04	1.65	1.11	1.48	0.78	0.96	0.96	1.20	1.40
A_v^{Min} Z_{comp}	0.98	1.15	0.548	0.992	0.476	0.980	0.644	0.508	0.260	0.100
A_v^{Min} $Z_{globale}$	3.3	3.3	3.3	3.15	2.94	2.64	2.4	2.1	2.19	2.25
A_v^{Ad}	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
St (cm)	15	15	15	15	15	13	13	13	13	13
A_h^{cal}	0.35	1.57	0.97	1.14	1.04	0.83	1.01	0.58	1.32	0.23
A_h^{min}	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{ado} /ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.22. Résultats du ferrailage du voile Vx4.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.34	0.34	0.34	0.33	0.316	0.296	0.28	0.26	0.266
M (KN.m)	36.23	325.24	881.14	628.36	508.8	382.92	88.74	41.82	49.24
N (KN)	169.23	169.99	126.98	352.4	337.23	229.61	148.21	66.3	33.11
V (KN)	42.33	207.51	247.14	162.79	159.61	97.85	104.53	55.15	45.04
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPA)	0.180	0.880	1.05	0.712	0.730	4.75	0.542	0.309	0.246
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.206	0.724	0.815	0.698	0.652	0.631	0.427	0.427	0.566
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	0	2.9	12.52	6.02	4.55	4.09	0	0	0.53
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	0.82	2.90	3.26	2.79	2.61	2.52	1.71	1.71	2.26
$A_v^{Min} Z_{comp}$	2.57	0.504	0.140	0.508	0.552	0.436	1.092	0.892	0.396
$A_v^{Min} Z_{globale}$	5.1	5.1	5.1	4.95	4.74	4.44	4.2	3.9	3.99
A_v^{Ad}	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	18HA10	18HA10	18HA10	16HA10	16HA10
St (cm)	17	17	17	17	17	15	15	15	15
A_h^{cal}	0.22	1.10	1.31	0.89	0.91	5.95	0.68	0.39	0.31
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado}/ml	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.23. Résultats du ferrailage du voile Vxasc.

Niveau	S-sol	Entre sol	RDC	Etage 1	Etage2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section (m ²)	0.2175	0.2175	0.2175	0.225	0.229	0.229	0.31	0.31	0.237
M (KN.m)	26.96	76.47	251.35	76.49	79.02	39.9	34.52	50.52	61.36
N (KN)	123.5	21.51	546.19	60.3	3.69	56.63	13.84	13.64	61.36
V (KN)	60.63	222.47	128.53	180.08	195.59	136.61	48.77	257.58	60.65
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
τ (MPA)	0.404	1.48	0.857	1.16	1.23	0.862	0.303	1.60	0.370
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L tendu (m)	0.07	0.676	0.344	0.602	0.756	0.488	0.695	0.721	0.775
$A_v^{Cal} Z_{tendu}$	0	1.1	0	0.56	1.29	0	0.39	0.67	0.94
$A_v^{Min} Z_{tendu}$	0.21	2.03	1.03	1.81	2.27	1.46	2.09	2.16	2.33
$A_v^{Min} Z_{comp}$	1.96	0.216	1.66	0.603	0.036	1.086	0.240	0.162	0.045
$A_v^{Min} Z_{globale}$	3.26	3.26	3.26	3.37	3.44	3.44	3.48	3.48	3.55
A_v^{Ad}	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
St (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal}	0.38	1.39	0.80	1.09	1.16	0.81	0.28	1.50	0.35
A_h^{min}	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{ado/ml}$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

- Schéma de ferrailage

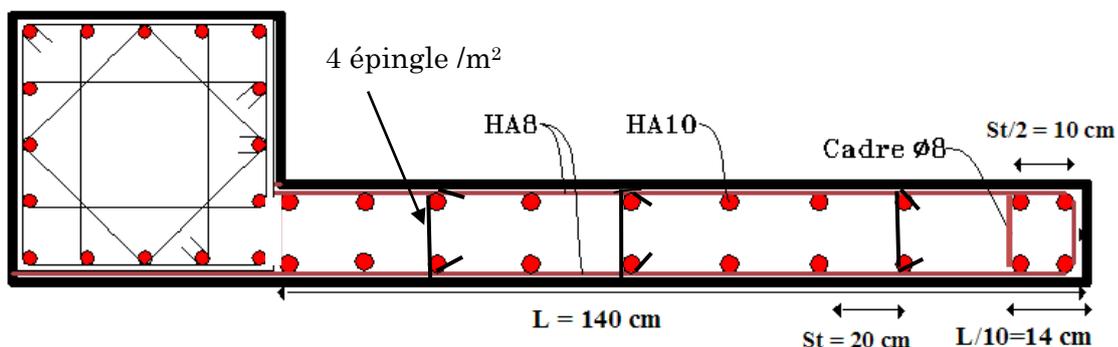


Figure 5.4. Schéma de ferrailage du voile.

Chapitre 6

L'infrastructure

6.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Choix de types des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui nous convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar.

D'après le **RPA99/v2003** (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q + E$.
- ✓ $0.8G \mp E$.

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

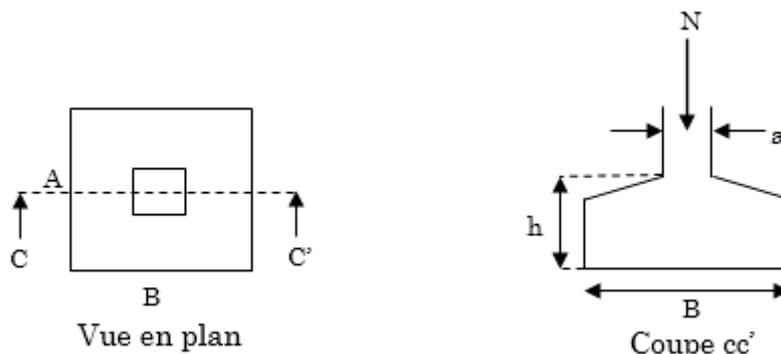
- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$

6.2. Etude des fondations

6.2.1. Vérification de la semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.



Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N = 1766.66 \text{ kN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bar}$$

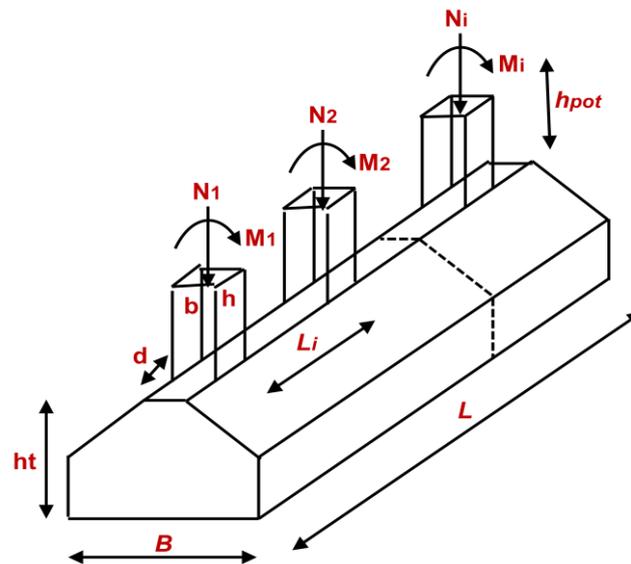
On a une semelle carrée ($S=B^2$), donc on doit satisfaire la condition suivante:

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 3.43 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.51m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.2.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble la plus sollicitée.



Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 360.86 \text{ KN}, \quad N_2 = 910.078 \text{ KN},$$

$$N_3 = 1724.43 \text{ KN}, \quad N_4 = 1580.254 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1528.66 \text{ KN}, \quad N_6 = 1766.66 \text{ KN},$$

$$N_7 = 508.153 \text{ KN},$$

$$\sum N_i = 8379.095 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8379.095}{150 \times 25.41} = 2.19 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

D'après ses résultats et le rapport de sol en passe directement a le radier générale.

6.2.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage, afin d'éviter au maximum

les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

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.

6.2.3.1. Pré dimensionnement

Dans notre cas on a :

$$N_s = 49608.57 \text{ KN}$$

➤ **La condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max} = 5.7 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{570}{20} = 28.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } h_t = 60 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.7^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 86 \text{ cm}$$

Donc

$$h_t \geq 86 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,9^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.73m$$

$$L_{max} = 5.7 \leq \frac{\pi}{2} 3.73 = 5.85 \text{ vérifiée}$$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

La surface du radier S_{rad}

$N_{ser} = 36127.79$ KN (poids total transmis par la superstructure).

$$S_{bat} = 395 \text{ m}^2$$

$$Prad = 0.4 \times 395 \times 25 = 3950 \text{ KN (poids du radier)}$$

$$N = 36127.79 + 3950 = 40077.79 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{40077.79}{150} = 267.18 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bat}$ Donc on n'a pas besoin de débord.

Donc on prend $S_{rad} = S_{bat} = 395 \text{ m}^2$

6.2.3.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 49608.57 \text{ KN} \Rightarrow \text{ELU}$$

$$V_d = \frac{49608.57 \times 5.7}{2 \times 395} = 357.93 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{357.93 \times 10^{-3}}{1 \times 1.16} = 0.308 \text{ m}$$

Soit $d = 35$ cm

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- Hauteur de la nervure $h_t = 90$ cm ;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 40$ cm ;
- Enrobage $d' = 5$ cm.

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul dans le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\{A = B = a + h_t = 0,6 + 0,9 = 1,5 \Rightarrow U_c = 6 \text{ m}\}$$

$$\Rightarrow N_d = 1.766 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4.05 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 395 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 5.6 \text{ m}$, (hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$$N = 36127.79 \text{ KN} > 1,15 \times 5.6 \times 395 \times 10 = 25438 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte 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.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 7360.18 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 13.75 \text{ m} ; \quad I_y = 22912.87 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.605 \text{ m}$$

- **Sens X-X**

Données :

$$N = 36.12779 \text{ MN} ; M_y = 34.777 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 22912.87 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{36.12779}{395} + \frac{34.777}{22912.87} \times 13.75 = 0,112 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{36.12779}{395} - \frac{34.777}{22912.87} \times 13.75 = 0,089 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,112 + 0,089}{4} = 0,106 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

- **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 36.12779 \text{ MN} ; M_x = 30.384 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 7360.1875 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{36.12779}{395} + \frac{30.384}{7360.1875} \times 7.605 = 0,122 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{36.12779}{395} - \frac{30.384}{7360.1875} \times 7.605 = 0,06 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,122 + 0,06}{4} = 0,106 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

Selon le **RPA99 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{30.384}{36.127} = 0.84\text{m} < \frac{27.86}{4} = 6.96\text{m}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{34.777}{36.127} = 0.96\text{m} < \frac{15.15}{4} = 3.78\text{m}$$

➤ Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_u = 49608.57 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{49608.57}{395} = 125.59 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.9 - 0.6 = 4.3 \text{ m} ; L_y = 5.7 - 0.6 = 5.1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0517 \times 125.59 \times 4.3^2 \\ M_{0y} = 0,6678 \times 120.05 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 120.05 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 80.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 102.04 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 68.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -60.025 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

Tableau 6.1. Section des armatures du radier

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres P.ml	S _t (cm)
Travée	X-X	102.04	8.63	3.46	9.24	6HA14	15
	Y-Y	68.14	5.71	3.2	6.79	6HA12	15
Appui		60.025	5.04	3.46	6,79	6HA12	15

Condition de non fragilité

On a $e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,84 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,84}{2} \right) \times 0,4 = 3,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,74 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,74}{2} \right) \times 0,3 = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des armatures transversales

$$V_x = \frac{Q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 179,37 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 107,51 \text{ KN}$$

Donc,

$$\tau_{ux} = \frac{V_x}{bd} = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_y}{bd} = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

D'où, les armatures transversales ne sont pas nécessaires dans les deux sens.

➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 36127,79 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{36127,79}{395} = 91,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 99,09 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 75,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_{tx} = 84,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 64,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -49,54 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau 6.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	84.22	8.56	117799,0	6,12 < 15	Vérifiée	283,53 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	64.47	7.48	91086.43	5.29 < 15	Vérifiée	292.17 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-49.54	7.48	91086.43	4.07 < 15	Vérifiée	224.51 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	84.22	0,341	0,28	13.6	14.07	7HA16	15
	y-y	64.47	0,261	0,25	9,96	10.78	7HA14	15
Appui		-49.54	0.2	0,22	7.57	9,24	6HA14	17

- **Vérification des espacements**

Selon x-x

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14.28 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$

Selon y-y

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

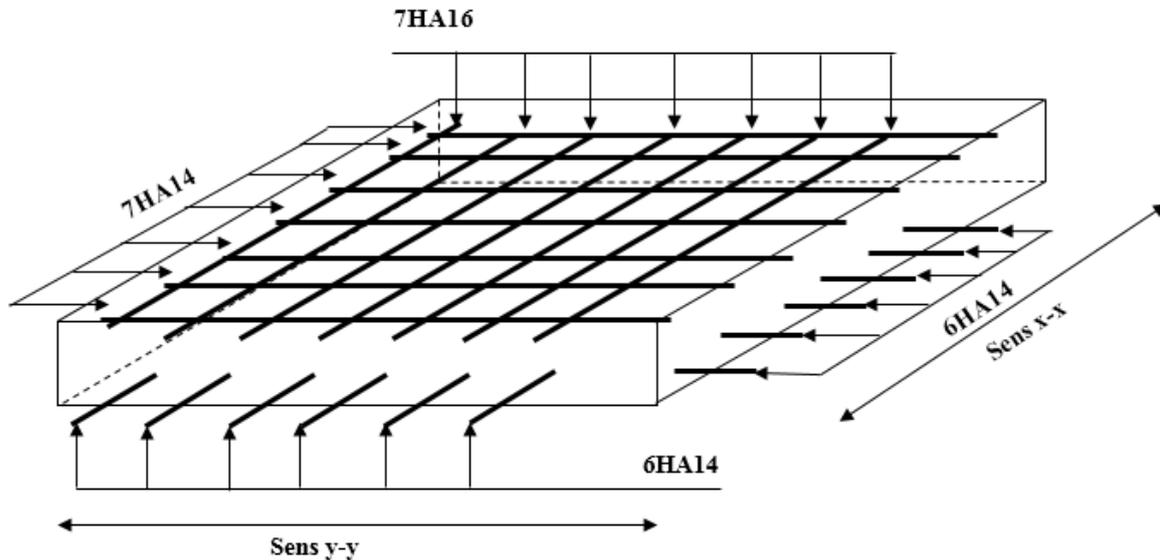


Figure 6.1. Schéma de ferrailage de radier général.

- Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle de radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réel.
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réel.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{qs}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_s}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

Charge triangulaire :

$$P_v = p'_m = \frac{q_s}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

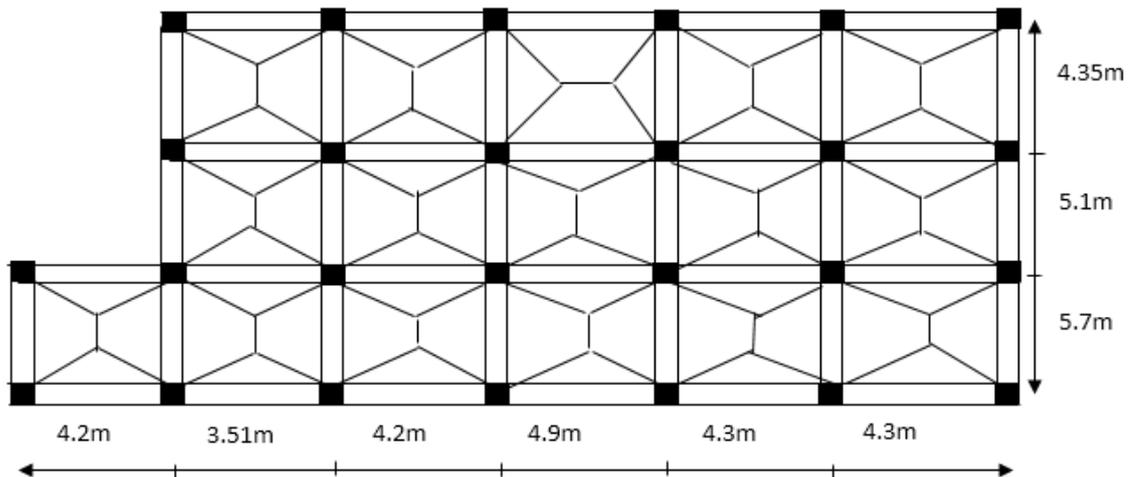


Figure 6.2. Schéma de rupture de la dalle du radier.

Calcul des sollicitations :

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} & \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

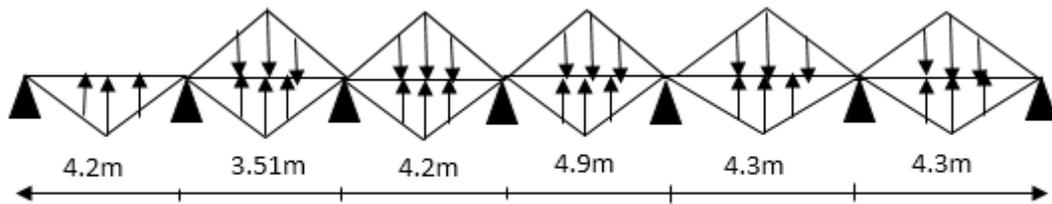
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

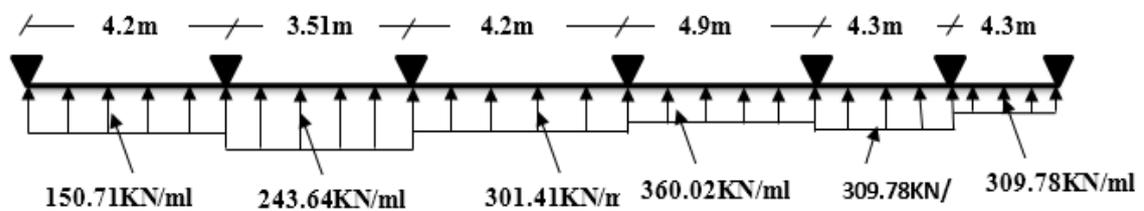
$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

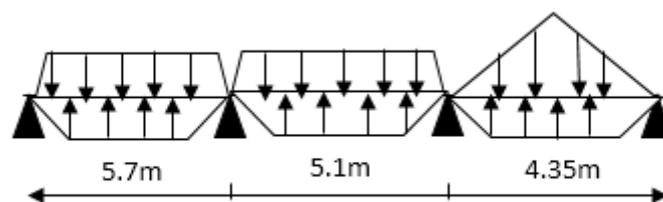
- **Sens x-x**



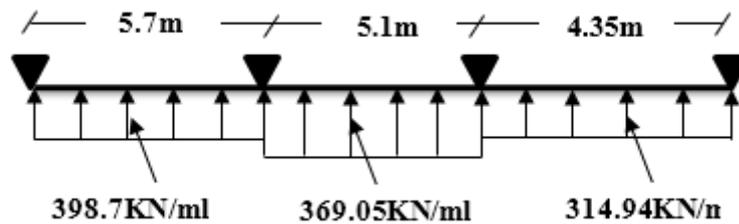
➤ **Schéma statique équivalent**



- **Sens y-y**



➤ Schéma statique équivalent



Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot. Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- Sens x-x

Tableau 6.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	496.691	-460.239
M_s (KN.m)	361.707	-390.001
V(KN)	830.077	

- Sens y-y

Tableau 6.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	752.422	-948.024
M_s (KN.m)	547.947	-690.386
V(KN)	1164.446	

- **Ferraillage**

- **Sens x-x**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$ht = 0.9 \text{ m}$

$h_0 = 0,4 \text{ m}$

$b_0 = 0,6 \text{ m}$

$b_1 \leq \min \left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2} \right)$

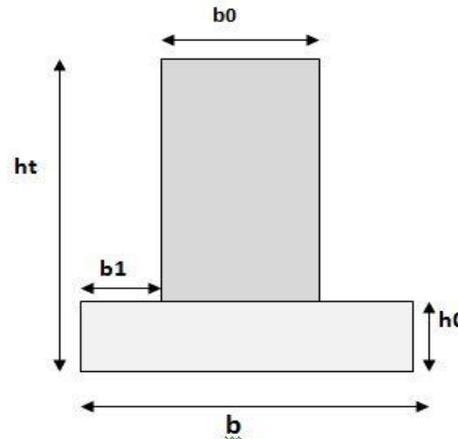
Avec $l_x = 4.9 - 0.6 = 4.3 \text{ m}$

$l_y = 3.51 - 0.6 = 2.91 \text{ m}$

$b_1 \leq \min \left(\frac{291}{10}, \frac{430}{2} \right) \Rightarrow b_1 \leq 21.5 \text{ cm}$

Soit $b_1 = 20 \text{ cm}$

Donc $b = b_1 * 2 + b_0 = 100 \text{ cm}$



Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5. Ferraillage des nervures dans le sens x-x.

sens	localisation	M_u (KN)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Chois des Barres
x-x	Travée	496.691	17.2	10.26	18.85	6HA20
	Appui	460.239	15.92		18.85	6HA20

- **Sens y-y**

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$b = 1.10 \text{ m}$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.6. Ferraillage des nervures dans le sens y-y.

sens	localisation	M_u (KN)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Chois des Barres
x-x	Travée	752.422	26.34	11.29	27,68	4HA25+4HA16
	Appui	948.024	33.52		37.7	12HA20

- Vérifications a l'ELU
- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{b*d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15*f_{c28}}{\gamma b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{830.077 \times 10^{-3}}{1 \times 0.85} = 0,97 \text{ Mpa}$$

Tableau 6.7. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu(KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
x-x	830.077	0,97	2,5	Vérifier
y-y	1164.446	1.36	2,5	Vérifier

A l'ELS

- État limite de compression du béton

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

- Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

Tableau 6.8. Vérification des contraintes.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm) ⁴	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x- x	Travée	361.707	19,27	1460121,75	4.77	15	244,21	201,6 3
	Appui	-390.001	19.27	1460121,75	5.14	15	263,31	201,6 3
y- y	Travée	547.947	21.83	2038279,89	5.87	15	254,70	201,6 3
	Appui	-690.386	24.86	2608656,85	6.58	15	238,72	201,6 3

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Localisation		$A_{ser}^{chois} cm^2$	Chois des barres
x-x	Travée	25.13	8HA20
	Appui	25.13	8HA20
y-y	Travée	39.27	8HA25
	Appui	49.09	10HA25

Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) = \min(2,57; 6; 2,5) = 25mm$$

Soit $\varnothing_t = 10mm$

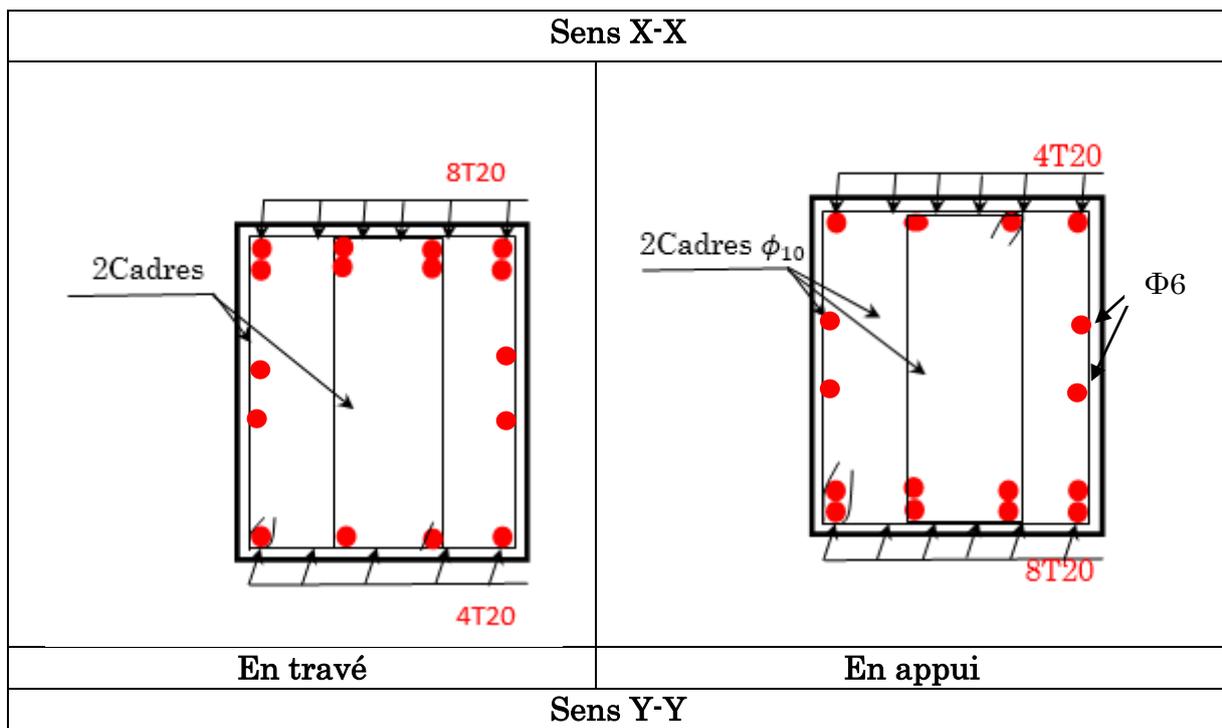
Les armatures de peau

$$A_p = 0,2\%(b_0 \times h)$$

$$A_p = 0,2\%(0,6 \times 0,9) = 10,8 cm^2$$

$A_s = 12,06$ Soit 6HA16

Schémas de ferrailage des nervures



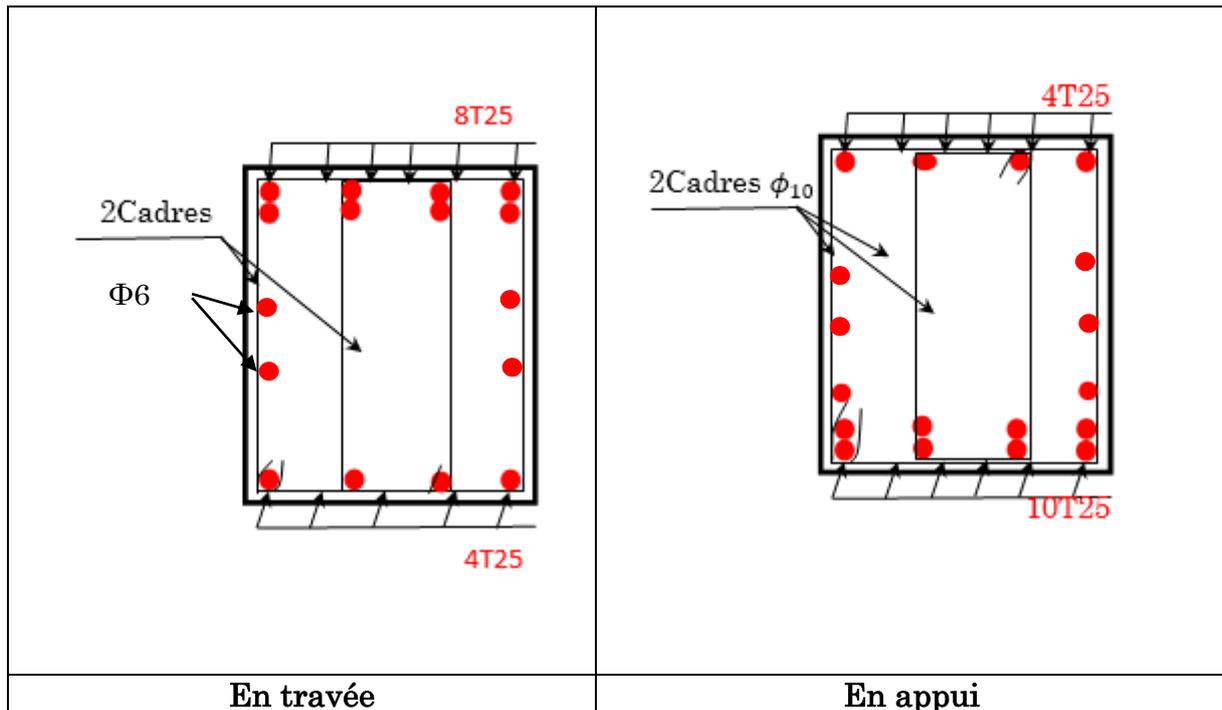


Figure 6.3. Schéma de ferrailage des nervures.

6.3. Voiles périphériques

6.3.1. Introduction

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.3.2. Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=2.8$ m

La longueur $L=5.7$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

6.3.3. Caractéristique de sol

Le poids spécifique $\gamma_h=21.8$ KN/m³

L'angle de frottement $\phi = 25^\circ$

La cohésion $c=0.1$ bar

6.3.4. Évaluation de charge et surcharge

Le voile périphérique est soumis à :

✓ La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$G = 2.8 \times (21.8 \times \operatorname{tg}^2(45 - \frac{25}{2})) - 2 \times 0.1 \times \operatorname{tg}(45 - \frac{25}{2}) = 24.64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

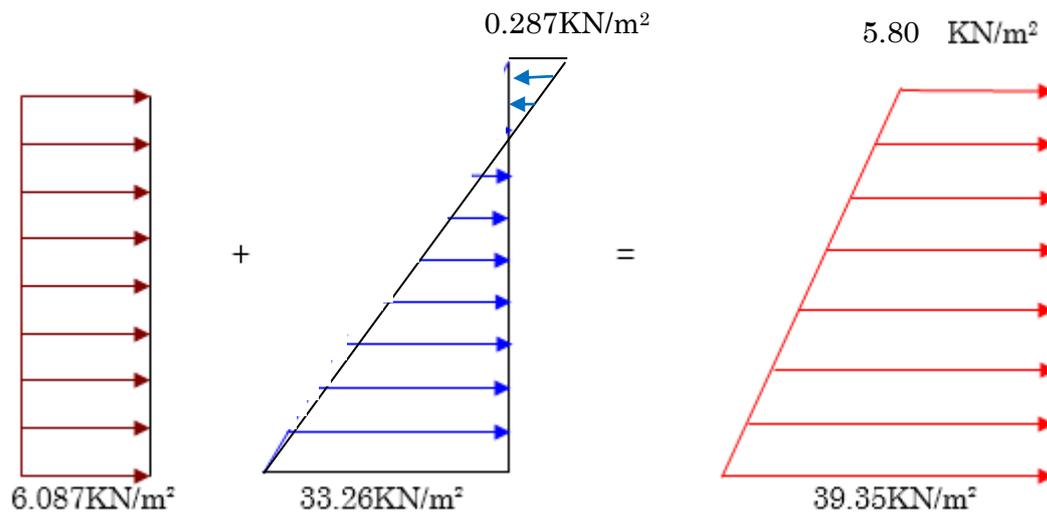
✓ Charge due à la surcharge accidentelle

$$Q = q * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 4.058 \text{ KN/m}^2$$

6.3.5. Ferrailage des voiles périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

➤ A L'ELU

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 4.9 \text{ m}$; $L_y = 5.7 \text{ m}$; $b = 1 \text{ ml}$;

$$\sigma^{\max} = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \sigma^{\max} = 1.35 \times 24.64 + 1.5 \times 4.058 = 39.35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma^{\min} = 1.5Q \Rightarrow \sigma^{\min} = 6.087 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 39.35 + 6.087}{4} = 31.03 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Pour une bande de 1 ml $q_u = 31.03 \text{ kN/m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_{O_x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{O_y} = M_{O_x} \times \mu_y$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 31.03 \times 4.9^2 = 37.69 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 25.87 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 32.04 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 21.99 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 18.89 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_y = 12.93 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% b \cdot h$ condition exigée par le RPA

Tableau 6.9. Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
travée	X_X	29.58	0.069	0.090	0.173	5.31	2	5HA12=5.65	20
	Y_Y	14.6	0.047	0.061	0.175	3.60	2	5HA12=5.65	20
Appui		17.4	0.041	0.052	0.176	3.07	2	5HA12=5.65	20

- **Espacement**

$$S_t \leq \min(2 \times h, 25 \text{ cm})$$

Travée: $S_t = 20 \text{ cm}$.

Appui : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.72 \text{ cm}^2 < A_{calculé} \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 < A_{calculé} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration

nuisible $v_u = \frac{q_u \times l}{2}$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 49.44 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 31.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{49.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.27 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

$$\sigma_{\min} = Q = 4.058 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 28.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 28.66 + 4.058}{4} = 22.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 22.50 \times 1 \text{ ml} = 22.5 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0576 \times 22.5 \times 4.9^2 = 31.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 24.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 26.44 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 20.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} : \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 15.58 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_y = 15.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

Tableau 6.10. Vérification des contraintes.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
En travée	X_X	26.44	5.65	4.74	18451.26	6.79	15	285.00	201.63	vérifier
	Y_Y	20.61	5.65	4.74	18451.26	5.29	15	222.15	201.63	vérifier
En appui		15.58	5.65	4.74	18451.26	4.003	15	167.93	201.63	vérifier

Localisation		$A_{ser}^{chois} \text{ cm}^2$	Chois des barres
En travée	x-x	9.04	8HA12
	y-y	6.79	6HA12
En appui		5.65	5HA12

- Schéma de ferrailage du voile périphérique

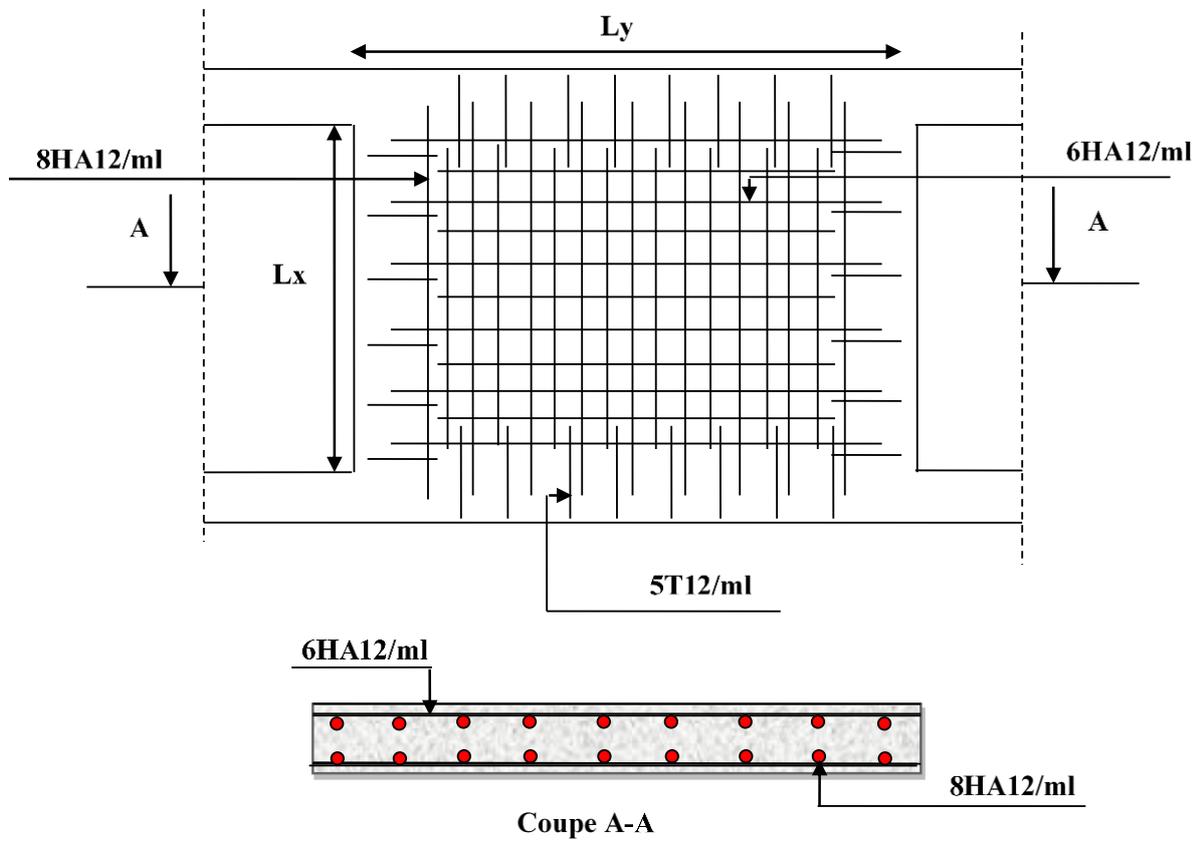


Figure 6.4. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir le SAP 2000 et Robot Millennium ... etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique de la structure afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel SAP2000 (version 17). D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA.

Bibliographie

- Règle parasismiques algériennes (RPA99 /version2003).
- Document technique règlementaire D.T.R, charges et surcharges permanentes et d'exploitations, édition CGS, octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91) édition Eyrolles, Troisième édition 2000 et le révisées 99.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Mohamed Yacin benfoudile « ferrailage portique et voile »
- Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).

Autre documents consultés

- Cahier de cours de cursus.

