REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme master

en génie civil

Option : Constructions et matériaux

THEME

Etude d'un centre des archives en (Ss+R+5) à usage multiple

Réalisé par :

Zaoui Ahlem

Maouchi Lamia

Encadré par :

Melle : Heriheri .O

Co-encadreur :

Ms : Geundouz .M

Promotion 2014-2015



السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

Dédicaces

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice MD. HERIHERI pour l'encadrement de ce mémoire .

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

AHLEM ET LAMIA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A ma très chère famille : mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes choix, M'ouvrant je l'espère les portes d'un métier que je trouve passionnant.

A mon frère ISLEM et A mes sœurs AMEL et AICHA, m'aura soutenu dès le début et m'aura aidé dans les périodes de doute et de m'avoir partagé ce modeste travail.

-A mes amies , SELMA, YASSMIN,HASSIBA,SAKOURA et à tous mes amis.
Sans oublier ma binôme ,LAMIA , à mes proche
Collègues HAMIDA, RYMA, RABIA, M .REBAHI, I .NEBIH , et A.BOUSAURE , M.MELWAN , et bien sur mes tantes et leurs enfants CHAIMAA,MANEL ,ABDE EL NOUR ,
De m'avoir en courager et penser toujours à moi et pour m'avoir changer les idées quand j'en avais besoin.

-A mes camarades les étudiantes de la spécialité Génie Civil 2014 -2015 et je souhaite bonne continuation à tous.



AHLEM ZAOUI

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال إداري مكونة من (طابق تحت أرضي +طابق أرضي + خمسة طوابق) متعددة الاستعمال و المقرر بناؤها في إطار إنشاء مركز للأرشيف بمفتاح ولاية البليدة والمصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا(IIb) .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- قواعد الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « Robot 23.0 »وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage administratif (sous-sol+RDC+5 étages) à usage multiple qui sera implanté à MEFTAH dans la wilaya de (BLIDA),dans le cadre de la création d'un centre d'archives , cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ROBOT version 23.0».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

this project is a study of a building office purpose (underground+ground+5 stories), will be implanted in MEFTAH (BLIDA),city in the creation of a centre archive and this region is classified in the zone of moyen seismicity (IIb).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT version 23.0».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Tableau .I.1. La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours……..……8
Tableau .I.2. Caractéristiques mécanique des aciers……..……..11
Tableau. II.1. charge permanente du mur intérieur……16
Tableau. II.2. charge permanente du mur extérieur……17
Tableau. II.3. Charge permanente du plancher terrasse……..18
Tableau. II.4. Charge permanente du plancher étage……..19
Tableau II.5 . Charge permanente de la dalle d'étage……..20
Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres …… ..…..22
Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres …… 23
Tableau II.8. pré dimensionnement des poteaux …… ..……24
Tableau II.9. pré dimensionnement des poteaux ……...24
Tableau II.10 .détermination de la longueur de flambement ……..25
Tableau II.11..Détermination de la longueur de flambement ……26
Tableau II.12. Calcule de$\overline{N}_u$……...……...…..28
Tableau II.13. Calcule de$\overline{N}_u$ …… ……30
Tableau. II.14. calcule de charge permanente……..…28
Tableau .II.15.calcule de charge permanente……28
Tableau II.16. Tableau des charges d'exploitation……..28
Tableau II.17 Tableau des charges d'exploitation……....30
Tableau II.18. Tableau de vérification ……...……..…..… 32
Tableau II.19. Tableau de vérification……...……..…33
Tableau II.20. Vérifications de coffrage des poteaux……...……..…34
Tableau. II.22. Vérifications des sollicitations normales……34
Tableau. II.23. Vérifications des sollicitations normales ……..…37
Tableau. II.24. Vérification aux zones nodales……...……..…..37
Tableau. II.25. Pré dimensionnement des voiles……...……..…39
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles……. ……..…49
Tableau.III.2. Moments statiques des poutrelles ……..……..…50
Tableau.III.3. Méthode de Caquot……..……..…..57
Tableau.III.4. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S……..…..58
Tableau.III.5. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU ……59
Tableau.III.6. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS…… …….60
Tableau.III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……61
Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……62
Tableau.III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……64
Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……64
Tableau III.11.: Récapitulation des résultats de la flèche ……73
Tableau III.12.: Récapitulation des résultats de la flèche ……..79
Tableau III.13.: Récapitulation des résultats de la flèche…….. 86
Tableau.III.14. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier…… 90.
Tableau.III.15. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier ……91
Tableau.III.16. Combinaison des charges ……..92
Tableau.III.17. Récapitulation des résultats……95
Tableau.III.18. Les données ……96
Tableau.III.19. Calcul des sections d'acier de l'escalier……...96
Tableau.III.20.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS……97
Tableau.III.21. Valeur de la flèche……99

Tableau.III.22. Efforts de la poutre……100
Tableau.III.23. Ferraillage de la poutre palière……..102
Tableau.III.24.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….....103
Tableau.III.25..Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière……. ……..103
Tableau.III.26.les action sur la dalle……..108
Tableau III.27.Calcul des sections d'acier……109
Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S en travé…….....110
Tableau III.29: Vérification à l'E.L.S aux appuis……..110
Tableau III.30: Récapitulation des résultats de la flèche de la dalle pleine…….....111
Tableau. III.31. charge permanente……...113
Tableau.III.32 Les charges concentrées……..114
Tableau. III.33. Les données……..118
Tableau .III.34. Calcul des sections d'acier de la dalle……..118
Tableau III.35. Calcul de Mser……...120
Tableau III.36.Vérification à l'ELS…….....120
Tableau IV.1 .coefficient d'accélération de zone A ……124
Tableau IV.2 .facteur de qualité Q……..125
Tableau IV.3 .centre de masse et centre de torsion……126
Tableau IV.4 .excentricité théorique + accidentelle……133
Tableau IV.5 .comportement des trois premiers modes……133
Tableau IV.6. La participation massique……134
Tableau IV.7. Calcul de la force sismique……...135
Tableau IV.8. Vérification résultante des forces sismiques de calcul……138
Tableau IV.9. Moment de renversement suivant x……140
Tableau IV.10. Moment de renversement suivant y……...141
Tableau IV.11. calcul de moment de stabilité suivant x,y……142
Tableau IV.12. Vérification stabilité au renversement……...143
Tableau IV.13. Vérification des déplacements inter-étage sens X……145
Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étage sens Y……146
Tableau IV.15. Vérification de l'effet P-Δ sens X-X ……149
Tableau IV.16. Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y……150
Tableau V.1. les données de calcul…….....153
Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*50)…….... ……....154
Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*45)……156
Tableau V.4. Vérification des poutres principales……..158
Tableau V.5. Vérification des poutres secondaires.....157
Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..…158
Tableau V.7 .Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……....159
Tableau V.8. calcul de $\overline{\tau_u}$ ……160
Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……..…160
Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……..…161
Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……...162
Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres ……....163
Tableau V.13. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45)……164
Tableau V.14. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*45) ……....165

Tableau V.15. Vérification des poutres principales……..166
Tableau .V.16 Vérification des poutres secondaires……..…167
Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales ……...168
Tableau V.18. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……...169
Tableau V.20 . Calcul de $\overline{\tau}_u$ ……...170
Tableau V.21. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……..170
Tableau V.22. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutrs ……...171
Tableau V.23. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement……....171
Tableau V.24. Vérification de la flèche des poutres ……172
Tableau V.25. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU……..174
Tableau V.26. vérification à l'E.L.S ……175
Tableau V.27. Choix des armatures transversales est leur espacement ……....176
Tableau V.28.calcul les armatures verticales……....181
Tableau V.29. vérification des armatures a ELS des voiles……...182
Tableau V. 30.calcul des armateurs horizontales……...184
Tableau V.31.2: diamètre des armateurs transversales……..185
Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes……....194
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU……....201
Tableau VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELS……..201
Tableau VI.4. Calcul des moments à l'ELU……....204
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS……..…204
Tableau VI.6. Ferraillage des panneaux du radier……205
Tableau VI.7. Vérification des contraintes……....206
Tableau VI.8 . Redimensionnent des armatures……....207
Tableau VI.9. Ferraillage des nervures (sens non porteur)……....207
Tableau VI.10. Ferraillage des nervures (sens porteur)……....207
Tableau VI.11. Vérification des contraintes……..208
Tableau.VI.12.Détermination des moments par la méthode forfaitaire ……....212
Tableau.VI.13.Détermination des moments de voile périphérique……....213
Tableau.V.14. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU ……..213
Tableau.VI.15. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS……...213
Tableau VI.16. de coefficient α……...215

Figure. I.1. Façade principale…… ……..…….. 2
Figure.I.2. Plan de R.D.C …… ……..…… 3
Figure .I.3. Plan de 1ere étage…… ……..…..…..4
Figure .I.4. Plan d'étage courant…… ……..……..…….5
Figure.I.5. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton…… …… ..….. 10
Figure.I.6. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton…… ……..……11
Figure.I.7. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers…… ……..… . 12
Figure. II.1. Schéma du plancher……..…… ……...15
Figure. II.2. Dimensions du corps creux…… ……..… 15
Figure. II.3. Mur double cloison…… ……..… 17
Figure. II.4. Mur simple cloison……..……... 17
Figure. II.5. Constituant d'un plancher terrasse……..…18
Figure. II.6. Constituant d'un plancher étage courant……..19
Figure. II.7. Composants d'un plancher étage courant…….... 20
Figure. II.8. Dimensionnement de la poutre…… ..……..…21
Figure. II.9. Les gousset…… …. 23
Figure II.10. Section réduite du poteau …… ...……...…27
Figure II.11. Représentation du poteau le plus sollicite…….... 29
Figure.II.12. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……..31
Figure.III.1. L'acrotère…… 40
Figure. III.2: Section de B.A à l'ELU…… 42
Figure.III.3. Ferraillage de l'acrotère……47
Figure.III.4. Disposition des armatures de la table de compression……49
Figure.III.5. Schéma statique de la poutrelle……50
Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements……51
Figure.III.7. Travée avec un seul étai au milieu……...51
Figure.III.8. Travée avec deux étais espacés de 1.5 m. ……...52
Figure.III.9. Travée avec trois étais espacés de 1.125 m……....52
Figure.III.10. Travée avec quatre étais espacés de 1,03 m……....53
Figure. III.11. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire……....…56
Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles ……...…60
Figure III.14. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles ……..…..60
Figure III.15. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles ……....60
Figure III.16. Diagramme des efforts du 1er type des poutrelles ……....62
Figure III.17. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles a l'état limite ultime……..…62
Figure III.18. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles a l'état limite de service……62
Figure III.19. Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles……63
Figure III.20. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU……...…65
Figure III.21. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS ……..…..65
Figure. III.22. Section de béton des poutrelles……66
Figure III.23. Ferraillage des poutrelles ……..68
Figure III.24. Ferraillage des poutrelles …… 74
Figure III.25. Ferraillage des poutrelles …… 81
Figure.III.26. Représentation d'un escalier…… 87
Figure.III.27. Vue en trévère et en plan de l'escalier…… 87
Figure.III.28. Dimensions de l'escalier…… 88
Figure.III.29. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U…… ..93
Figure.III.30. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS……94
Figure.III.31. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U……..100
Figure .III.32. La dalle trapézoïdal…….. 106

Figure III.33. Dimensions de la dalle machine……. 110
FigureIII.34. Déférentes charges agissantes sur la dalle……..112
Figure.III.35. Les lignes de rupture……..…… 114
Figure III.36. La vérification de non poinçonnement……...… .119
Figure IV.1. spectre de réponse……126
Figure IV.2 . Dimension des poteaux……..… 129
FigureIV.3.figure en 3D……..130
Figure IV.4 . Mode1 translation suivant axe x……131
Figure IV.5 . Mode2 translation suivant axe y……132
Figure IV.6. Mode 3rotation autour axe z…….. … ...132
Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...139
Figure IV.8. Distribution des forces sismiques …… ….....140
Figure IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant x……..…141
Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant y……142
Figure IV.11. Largeur minimum du joint…… …...…144
Figure .V.1. Disposition des armatures des poutres ……...152
Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaire ……...…163
Figure V.3. Disposition des armatures des poutres secondaire intermédiaire et rives ……..….163
Figure V.4. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaire et rive……..……172
Figure V.5. Disposition des armatures des poutres secondaire intermédiaire et rive……..…173
Figure V.6. Disposition des armatures pour les poteaux ……...…..177
Figure V.7. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire ($60\times40cm^2$) dans le Sous-sol et les autre étages ……..…….178
Figure V.8. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire ($45\times45cm^2$) dans le sous-sol ,RDC ,1^{ere} ,2^{eme} ……. ……..178
Figure V.9. Disposition des voiles……..... ..179
Figure .V.10. Disposition des armatures verticales dans les voiles……. …….....183
Figure .V.11 .disposition des armateurs transversaux (épingles)……..185
Figure .V.12. Disposition des armatures dans les voiles 15x405……...186
Figure .V.13 . Disposition des armatures dans les voiles 15x210……..…186

Figure VI.1. Schéma des Semelles isolées sous poteaux……189
Figure VI.2.les bulle de pression……190
Figure VI.3. Semelle filante……... .191
Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……..…..*195*
Figure VI.5 : Schéma statique du bâtiment……..197
Figure VI.6. Contraintes sous le radier……..…...198
Figure VI.7. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité……..….201
Figure VI.8. Ferraillage de la dalle du radier…….. 208
Figure.VI.9. Schéma du chargement qui vient au voile périphérique…… 208
Figure.VI.10. Schéma des dimensions du voile périphérique…… ……210
Figure.VI.11. Disposition de ferraillage du voile périphérique……..212
Figure VI.12. Ferraillage des longrines……215

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique (sismique) .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un centre d'archives en (R+5) aux usages suivants :

- Sous sol a usage parking
- Le Réez – de –chaussée à usage du magazine.
- Le premier étage à usage du salle de conférence et un halle
- Les autres étages à usage du bureau.

Le centre sera implanté à (MEFTAH) willaya de BLIDA, région classée par le règlement parasismique Algérien « ***RPA 99 VERSION 2003*** » comme une zone de moyenne sismicité « **zone II b »,** groupe d'usage «1B» Ouvrages de grande importance**,** dans un site meuble.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en élévation :

- Le Sous sol ……...4.00m
- La hauteur de réz - de -chausser……..3.60m.
- La hauteur de l'étage courant ……..3,60m.
- La hauteur totale du bâtiment est de ....25.6.m.

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bâtiment présente un dé symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme d'angle de longueur **L**et une largeur ***ℓ.***

Avec :

- **L** = 27 m.
- ***ℓ***= 27 m.

I.2.3. Données architecturales :

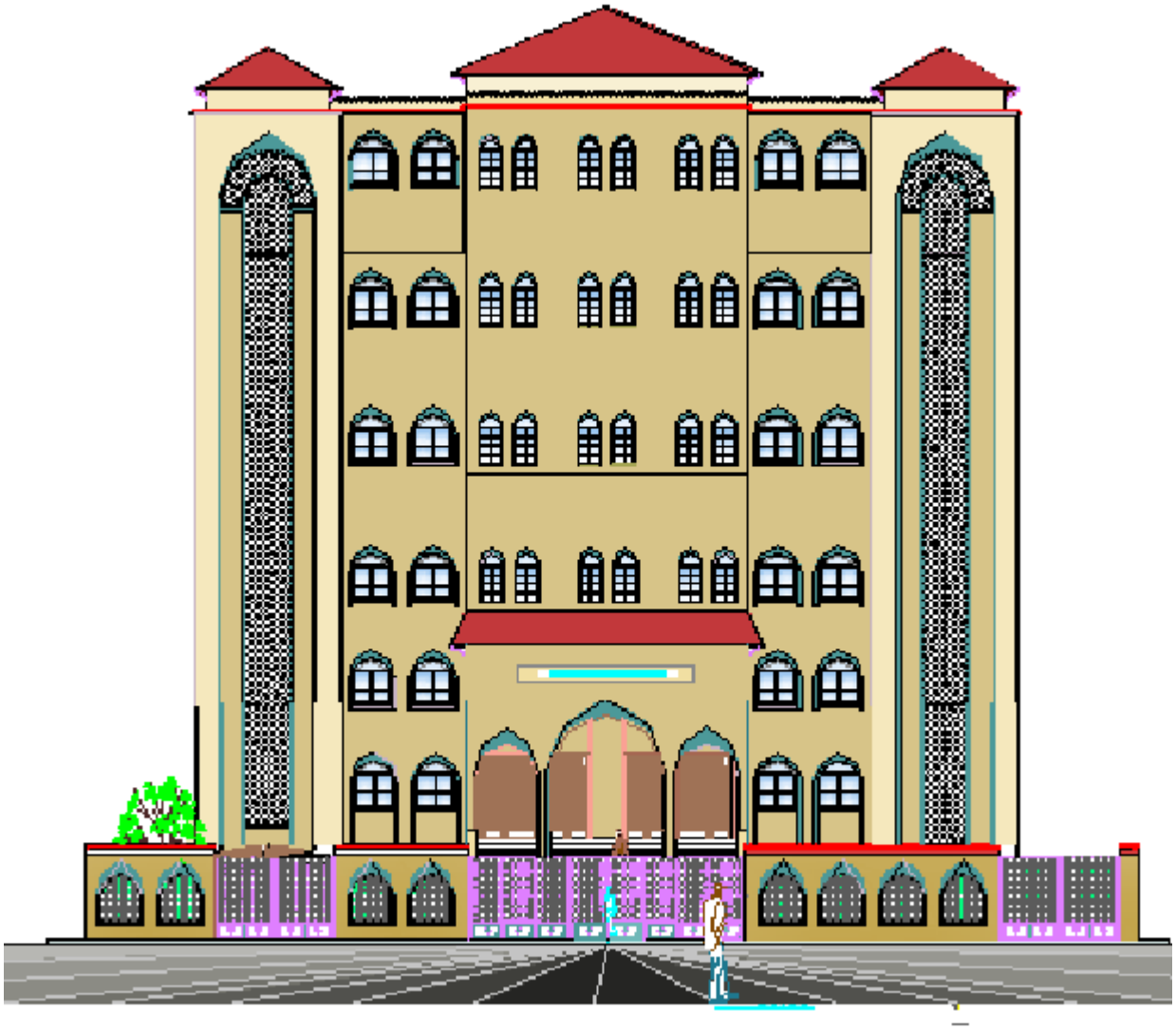


Figure. I.1. Façade principale.

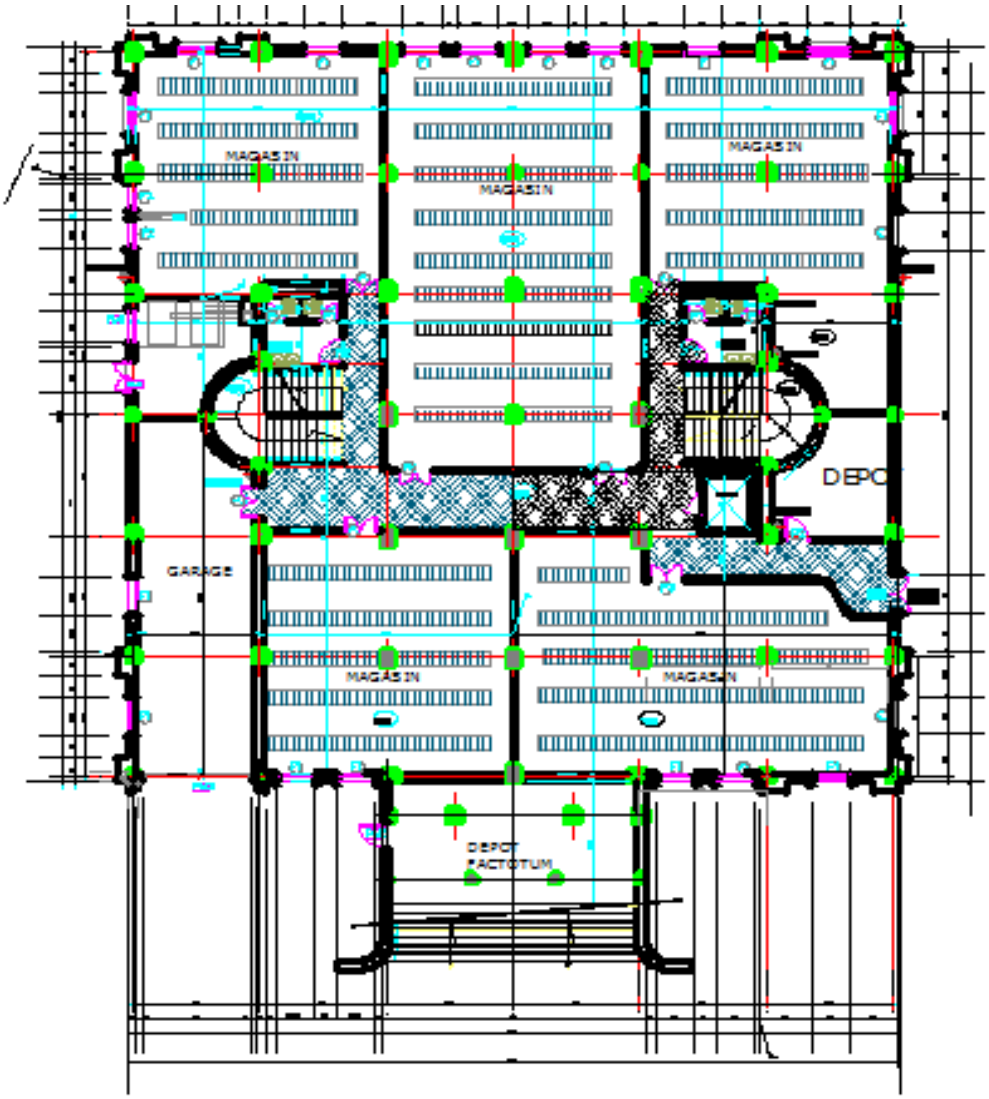


Figure.I.2. Plan de R.D.C.

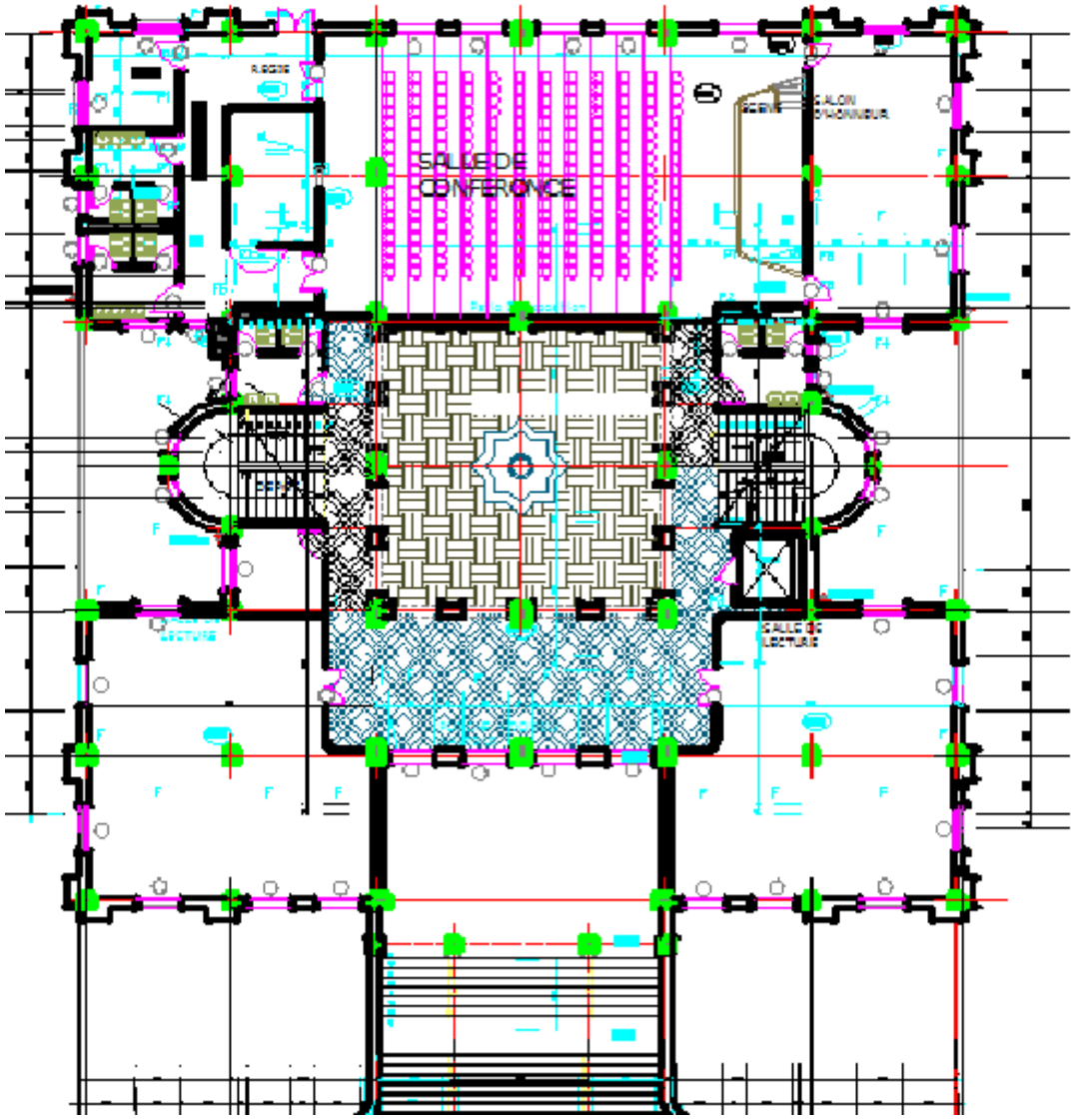


Figure .I.3. Plan de 1ere étage

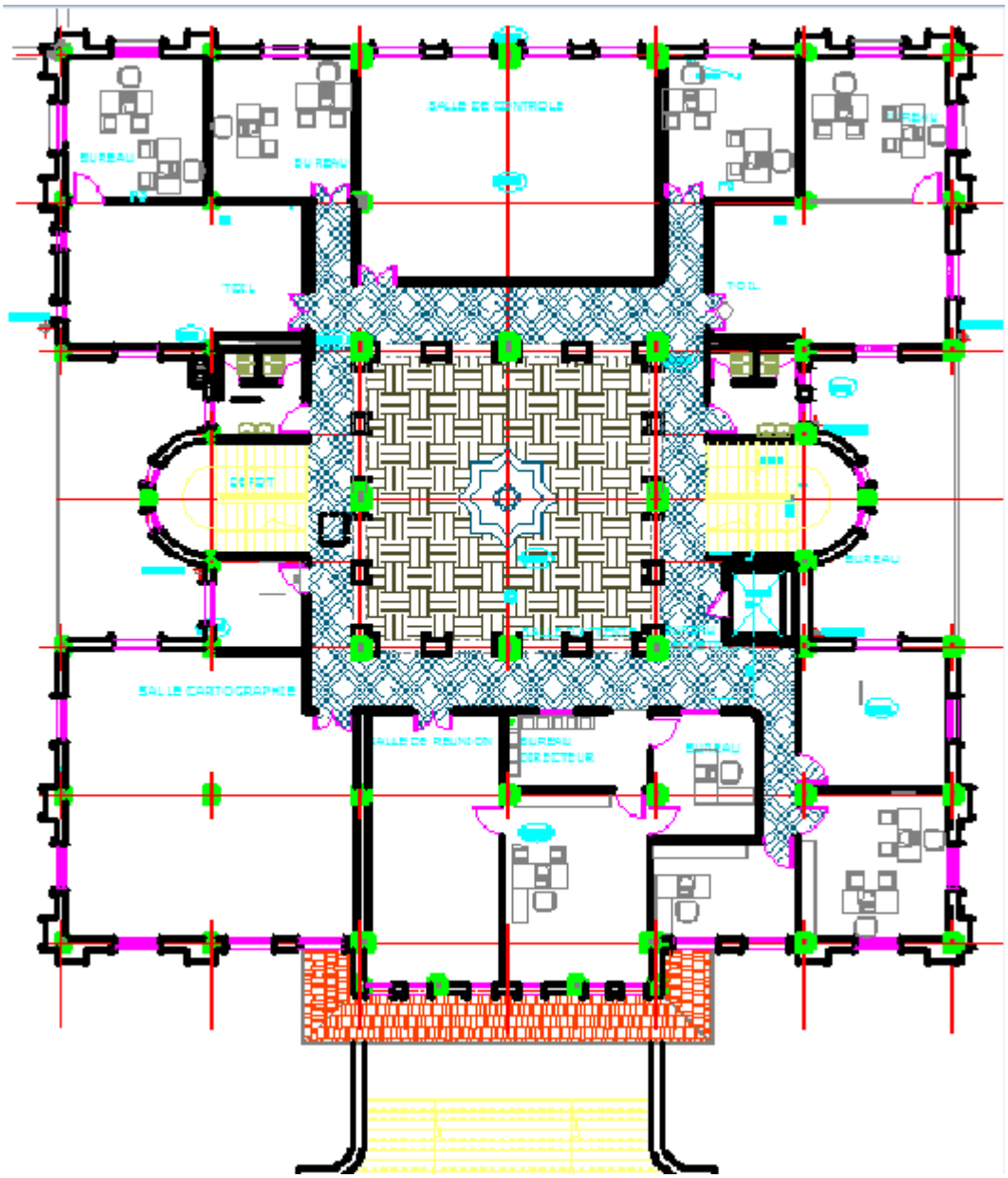


Figure .I.4. Plan d'étage courant.

I.2.4.Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 25.6m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.5. Structure :

Notre bâtiment comporte les éléments suivants :

- ***Planchers :***

Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+4) pour le (***R.D.C***) et les étages courants;

b. Planches à dalle pleine pour les dalles des escaliers.

- ***Acrotère :***

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

- ***Maçonnerie :***

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- ***Les murs Extérieurs :*** ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (e_p total = 25 cm).
- ***Les murs Intérieurs :*** constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

- ***Escaliers :***

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

- ***Revêtement :***

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les salles, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

❖ ***Infrastructure :***

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol obtenu.

I.3.Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton dosé avec un ciment CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/$m^{2,}$ donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Et une résistance à la traction f_{t28}=2,1 MPa

La composition d'un mètre cube (**1m^3**) de béton est :

- ❖ Ciment (classe 425) **350Kg.**
- ❖ Sable (0/5) **400Kg.**
- ❖ Gravier (15/25) **800Kg.**
- ❖ Eau de gâchage **175ℓ.**

I.3.1.a. Caractéristiques mécaniques du béton

1. Résistance à la compression « fc_j »

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge j ≤ 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$ Si f_{cj}<40 MPa (Selon BAEL91).

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$$ Si f_{cj}>40 MPA (Selon BAEL91).

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Tableau .I.1. La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.

fc_{28} (MPA)	16,00	20,00	22,00	25,00	30,00	35,00	40,00
7j (MPA)	10,60	13,20	14,60	16,50	19,90	23,20	26,50
14j (MPA)	13,70	17,60	18,80	21,40	25,60	29,60	34,20
90j (MPA)	17,60	22,00	24,20	27,50	33,00	38,50	44,00

Le cas de notre construction fc_{28} égale à 25 MPA.

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à''j'' jours désignée par f_{tj}est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

f_{tj}= 0,6+0,06 f_{cj} (f_{t28}=**2,1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

3. Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal ***G***est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficient\ de\ poisson \begin{cases} 0,2\ à\ l'ELS. \\ 1,15\ à\ l'ELU. \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation **E_{ij}** du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$ E_{I28}=32164,195 MPa.

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721,40 MPa.

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

5. *Contraintes limites :*

5.1. Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

  τ_u = min (0,1.f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2,5 MPa.

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0,13.f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3,25 MPa.

5.2.Contrainte déformation:

- ***Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :***

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot fc_{28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

  γ_b : *coefficient de sécurité* $\begin{cases} 1,5 \; situation\ durable. \\ 1,15 \; situation\ accidentelle. \end{cases}$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- ***Contraint limite à l'ELS :***

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0,6.fc_{28} (σ_{bc} =15MPa)

5.3. Diagramme contrainte- déformation ($\sigma = f_{(\xi)}$):

❖ ***Diagramme Parabole – Rectangle :***

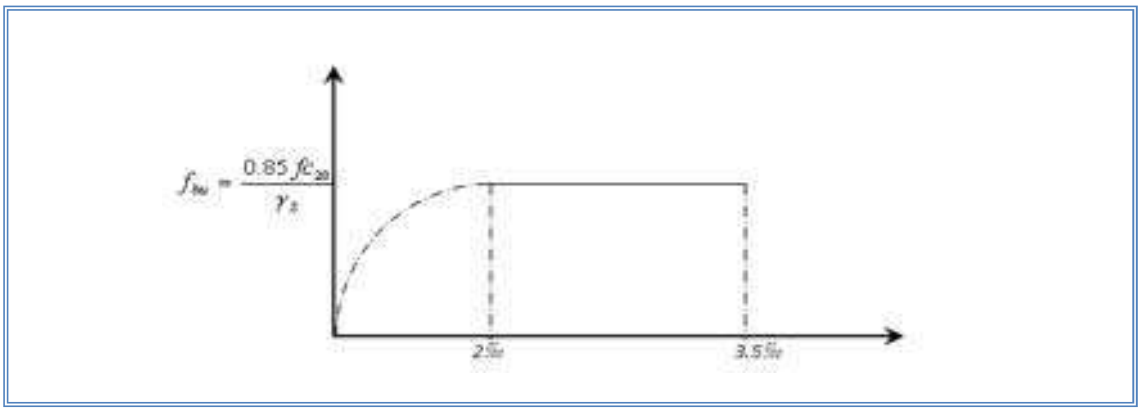


Figure.I.5. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j: Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.
- f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3{,}5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

❖ ***Diagramme Rectangulaire :***

- ***Cas d'emploi*** *:*

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la**figure .I.8.**

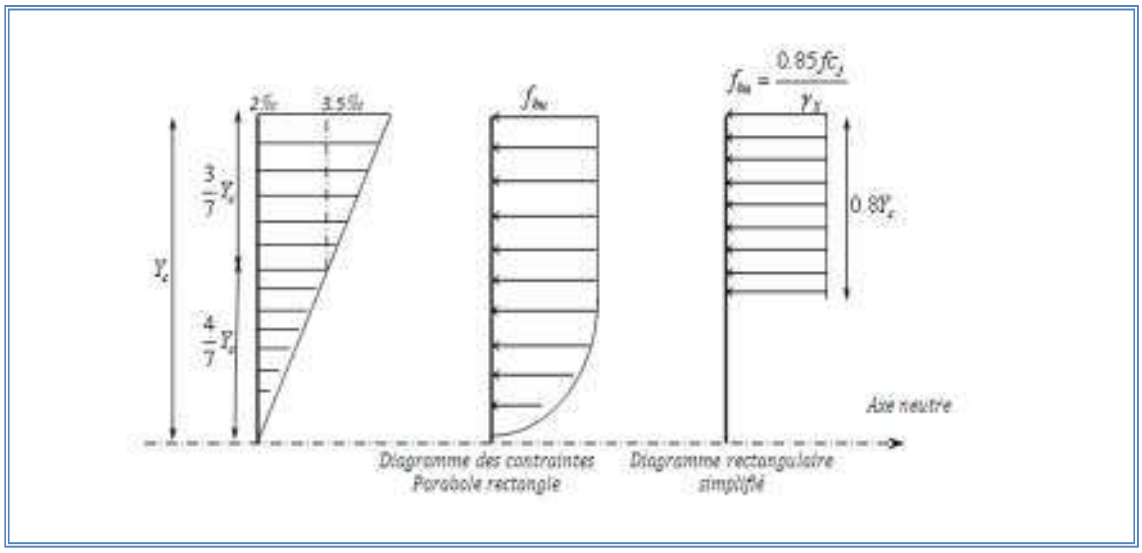


Figure.I.6. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.3.2. L'acier :

2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .I.2. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	ϕ6 et ϕ8	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé :E_s=2.10^{5}MPa

2.3. Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

- ***Diagramme contraintes- déformations :***

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

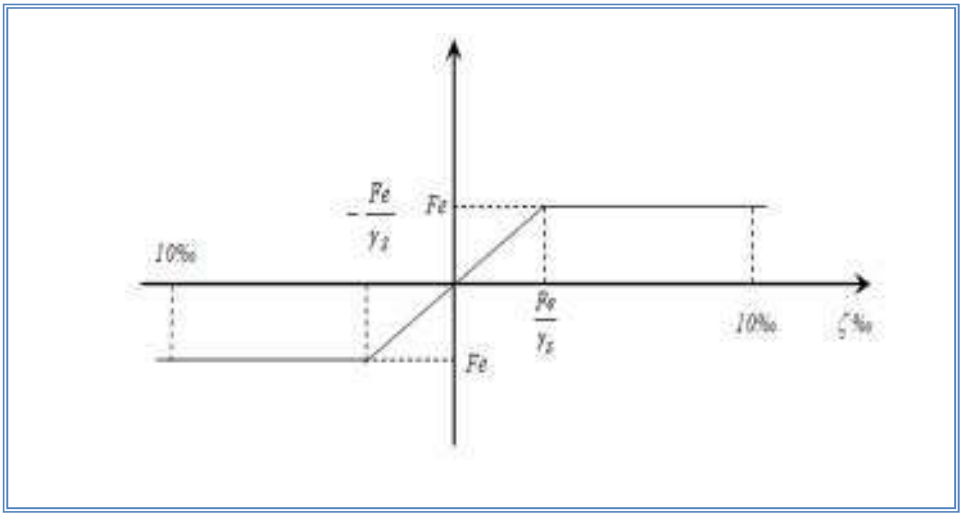


Figure.I.7. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers**.**

Avec :

- $\bar{\sigma}_s = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_s *:coefficien t de sécurité* $\begin{cases} 1{,}15 \text{ situation durable.} \\ 1{,}00 \text{ situation accidentel le.} \end{cases}$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = Min\,[2f/3;110.\sqrt{\eta.f_{tj}}]$[MPa]

- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$=*Min*[*f*/ 2;90.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$][MPa]

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés .} \\ 1{,}60 \text{ pourles armatures à haute adhérance.} \end{cases}$$

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 450 m

$$\frac{450}{20} \geq h_t \geq \frac{450}{25} \rightarrow 22{,}5\ cm \geq h_t \geq 18\ cm$$

On choisit h_t=20 cm (16+4).

❖ ***Condition d'isolation acoustique***

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

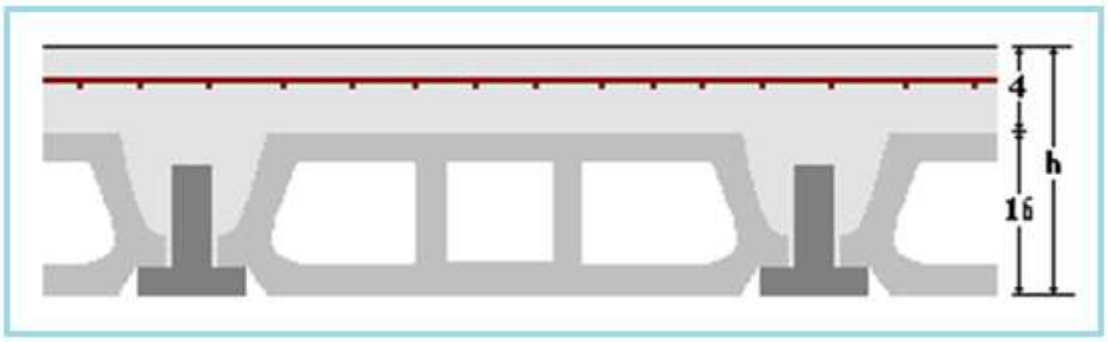


Figure. II.1. Schéma du plancher.

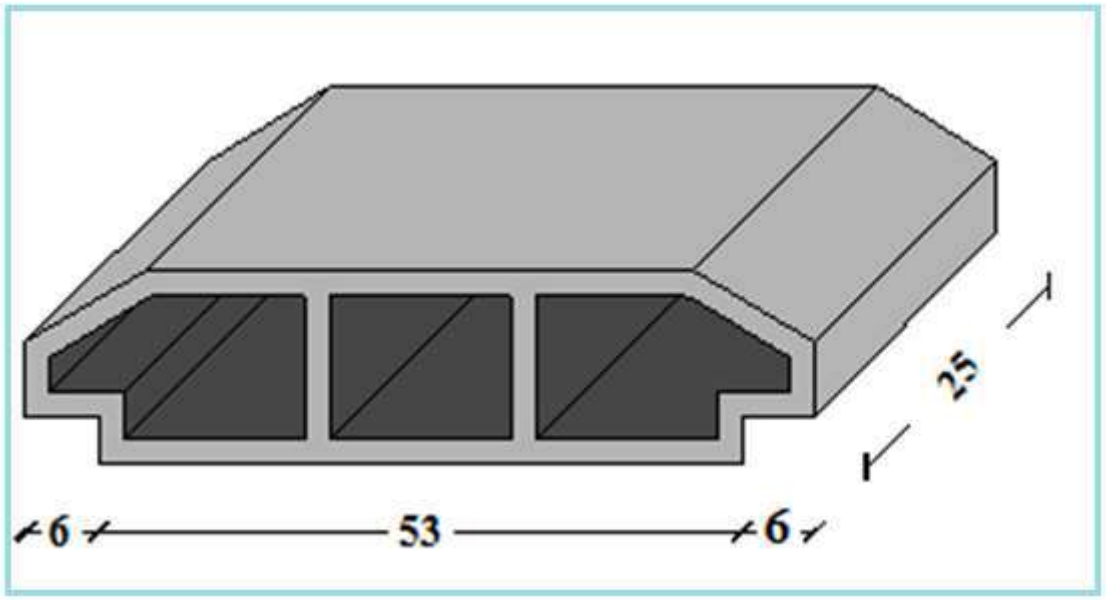


Figure. II.2. Dimensions du corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines :

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

❖ ***Critère de résistance:***

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

$(L_x/35) \leq ep \leq (L_x/30)$; L = 4.5 m → 12, 85cm ≤ ep ≤ 15 cm

❖ ***Sécurité contre l'incendie***

e_p = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

❖ ***Critère d'isolation acoustique***

e_p = 15 cm.

❖ ***Condition de la flèche***

- Si L ≤ 5 m ⇒ $f \leq$ L/500
- Si L > 5m ⇒ $f \leq$ (L/1000) + 0,5 cm

❖ ***Conclusion:***

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15 cm.

II .3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau. II.1. charge permanente du mur intérieur..

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau. II.2. charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Enduit n plâtre	0,01	10	0, 10
-2-	Enduit en ciment	0,01	18	0,18
-3-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-4-	Lame d'aire	0,05	-	-
-5-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	2,44

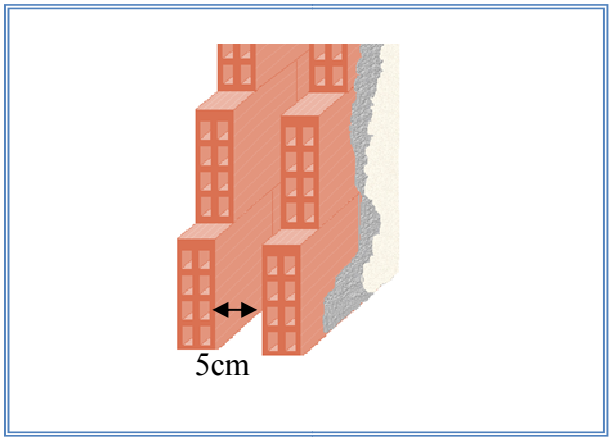


Figure. II.3. Mur double cloison

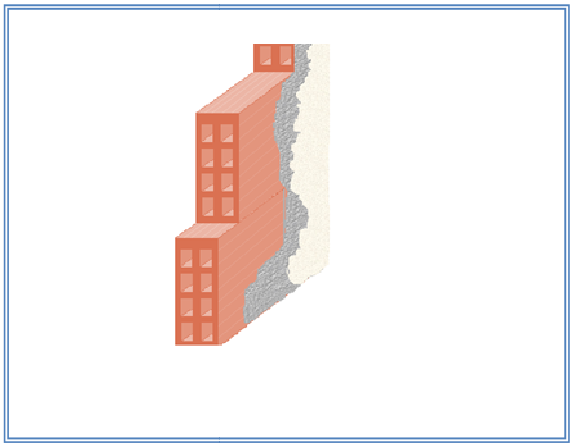


Figure. II.4. Mur simple cloison

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau. II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	**0,72**
2	Étanchéité multicouche	0,02	**0,12**
3	Papier kraft	-	**0,05**
4	Forme de pente	0,10	**2,20**
5	Plaque de liège	0,04	**0,16**
6	Pare vapeur	0,01	**0,03**
7	Film polyane	-	**0,01**
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	**2,90**
9	Enduit de ciment	0,02	**0,36**
		Total	**6,55**

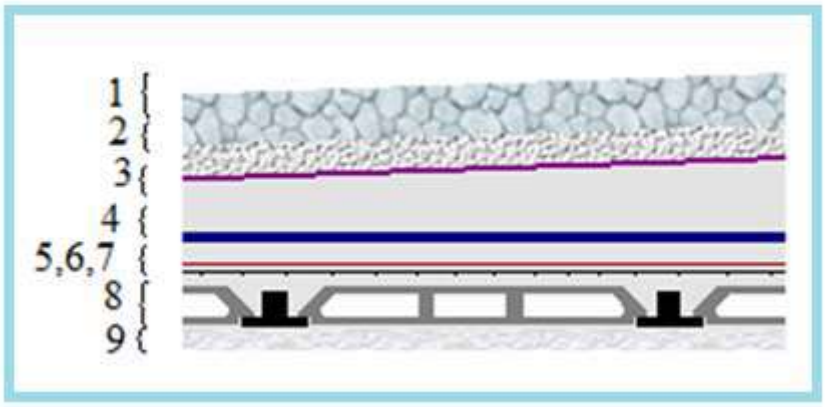


Figure. II.5. Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau. II.4. Charge permanente du plancher étage

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	0,54
-4-	Cloisons	0.10	1,62
-5-	Plancher en corps creux (16 +4)	0,21	2,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	0,36
		Total	G = 6,26

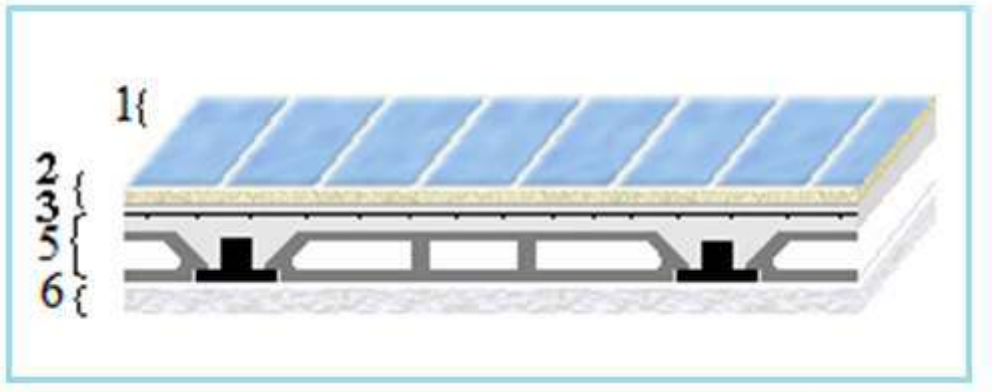


Figure. II.6. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

L'Ouvrage d'archives	**Q=6KN/m².**
La Salle de conférence et le halle	**Q=4KN/m².**
Les bureaux	**Q= 2.5KN/m²**
Le Parking	**Q= 2.5/m².**

II.3.4.Dalle pleine :

II.3.4.a. dalle pleine d'étage :

Tableau II.5 . Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18.00	0.54
4	**Dalle pleine**	0.17	25	3.75
5	**Enduit de ciment**	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**5.99**

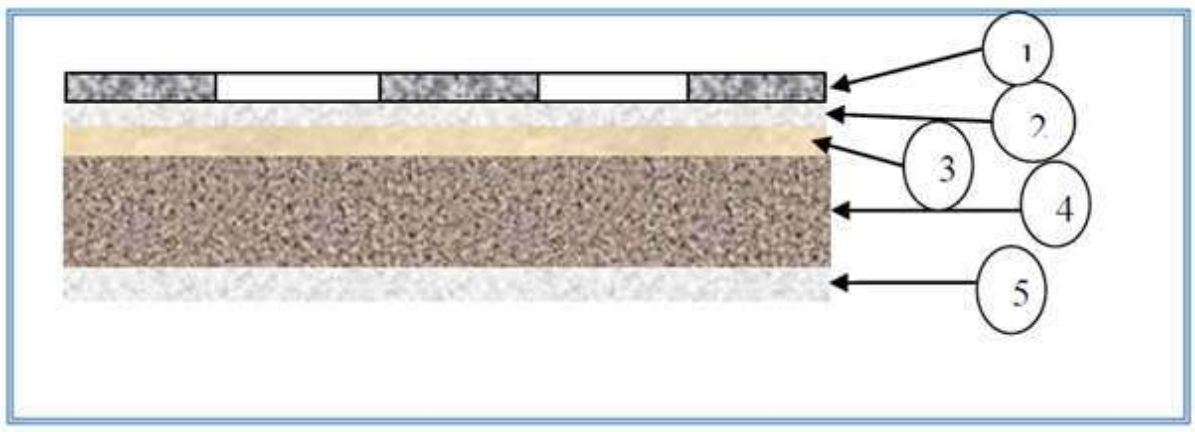


Figure. II.7. Composants d'un plancher étage courant.

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

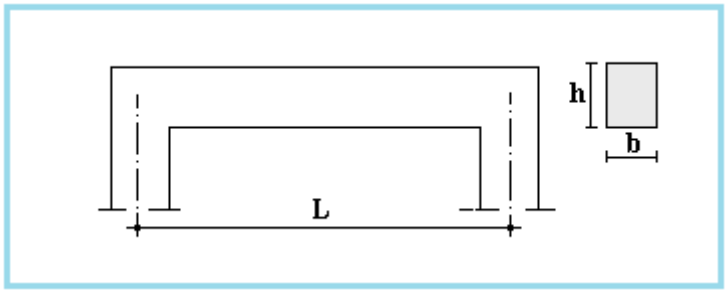


Figure. II.8. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0.3h \le b \le 0.7h$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en Zone IIb sont:

- ✓ $h \geq 30cm$
- ✓ $b \geq 20$ cm
- ✓ $h/b \leq 4$
- ✓ $b_{max} \leq 1.5+b1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle a Y-Y) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers a corps creux sont parallèles a X-X.

- **La première parité pour L_{max}=4.50m.**

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
Conditions de résistance	Lmax= 4.5 m ⇒ 30cm ≤ h ≤45cm on adopte h = 45 cm ⇒ 14 cm ≤ b ≤32cm on adopte b = 30 cm	Lmax= 4.5 m ⇒ 30cm ≤ h ≤45cm on adopte h = 45 cm ⇒ 14 cm ≤ b ≤32cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon RPA 99 (2003)	h=45cm≥30cm oui b=30cm≥20cm oui h/b=1.5 ≤ 4 oui	h=45cm≥30cm oui b=30cm≥20cm oui h/b=1.5 ≤ 4 oui
Condition de rigidité H / l ≥ 1/16	(h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)	(h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	h = 45cm ; b = 30 cm	h = 45cm ; b = 30 cm

❖ **Salle de conférence :**

_ Détermination de « h »:

Si L la plus grande portée dans notre cas **L = 9 m**

➢ **Remarque :**

La section de la poutre principale est plus grande (h=129 cm) donc en utilise

Le système des goussets pour diminue la section de la poutre (variation de l'inertie des poutres).

➢ **Système de gousset :**

Dans le cas du béton arme, un changement de la section, comme celui indique sur le dessin de la poutre AB, ne peut être retenu pour le calcul des contraintes Normale a chaque abscisse.

Les règlements imposent de prendre en compte, pour le calcul de la section fictive.

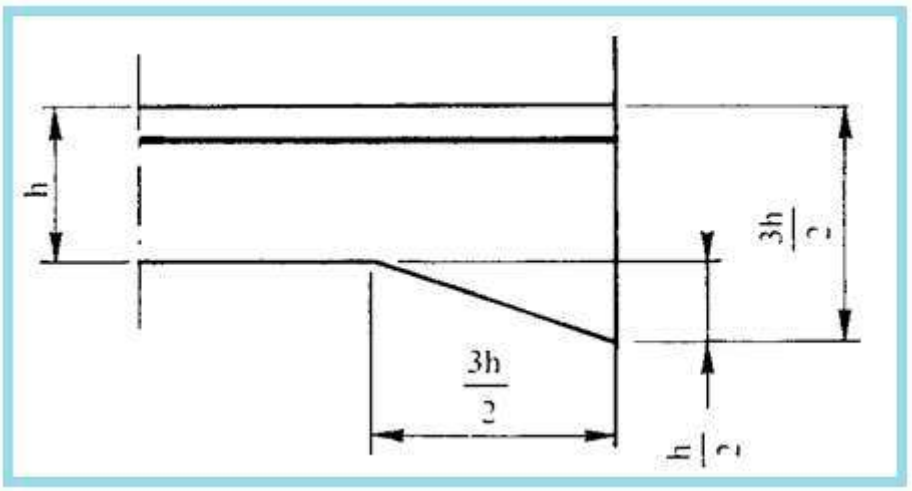


Figure. II.9. Les gousses

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poutres

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
Conditions de résistance	L_{max}= 6 m ⇒ 40cm ≤ h ≤60cm on adopte h = 50 cm ⇒15 cm ≤ b ≤35cm on adopte b = 30 cm	**Lmax= 4.5 m ⇒ 30cm ≤ h ≤45cm** **on adopte h = 45 cm** **⇒ 14 cm ≤ b ≤32cm** **on adopte b = 30 cm**
Vérification selon RPA 99 (2003)	h=50cm≥30cm **oui** b=30cm≥20cm **oui** h/b=1.66 ≤ 4 **oui**	**h=45cm≥30cm oui** **b=30cm≥20cm oui** **h/b=1.5 ≤ 4 oui**
Condition de rigidité H / l ≥ 1/16	(h/L=0.11) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)	**(h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625)** **(condition vérifié)**
conclusion	h = 50cm ; b = 30 cm	**h = 45cm ; b = 30 cm**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton arme, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut predimensionner les poteaux, en utilisant un calcul base sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Dimensions des poteaux :

- ✓ MIN (b1, h1) ≥ 25cm
- ❖ **La première partie :**

Tableau II.8. pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		**5eme**	**4eme**	**3eme**	**2eme**	**1 er**	**RDC**	**Sous sol**
Dimension du poteau	b1 (cm)	35	35	35	40	40	40	40
	h1 (cm)	35	35	35	40	40	40	40

- ❖ **la salle de conférence :**

Tableau II.9. pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1 er	RDC	**Sous sol**
Dimension du poteau	b1 (cm)	40	40	40	40	40	40
	h1 (cm)	60	60	60	60	60	60

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- ✓ 0.7×L0 : si le poteau est a ses extrémités :

• Soit encastre dans un massif de fondation.

• Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même

Raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part.

- ✓ L0 : dans les autres cas.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

- ❖ **La premier partier :**

Tableau II.10 .détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du Poteau	L_f	i=	λ
terrasse	35X35	0.7L0	0.10	25.2
4eme étage	35 X35	0.7L0	0.10	25.2
3eme étage	35X35	0.7L0	0.1	25.2
2eme étage	40 X40	0.7L0	0.12	21
1er étage	40X40	0.7L0	0,12	21
RDC	40x40	0.7L0	0,12	21
SOUS -sol	40x40	0.7L0	0,12	23.33

- ❖ **La salle de conférence :**

Tableau II.11..Détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	L_f	i=	λ
terrasse	40x60	0.7/Lo	0,11	22,9
4eme étage	40x60	0.7Lo	0,11	22,9
3eme étage	40x60	0.7Lo	0,11	22,9
2eme étage	40x60	0.7Lo	0,11	22,9
1er étage	40x60	0.7Lo	0,11	22,9
RDC	40x60	0.7Lo	0,11	22,9
Sous sol	40x60	0.7Lo	0,11	25,45

II.5.3. Calcul de l'effort $\bar{N}_u$:

L'effort normal admissible est :

✓ : $N_{\text{ultime}} \leq \left(\frac{Br f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{fe}{\gamma_s}\right).a$

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $A=\frac{B}{1000}$

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

a : coefficient fonction de l'élancement mécanique l qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} a = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ a = 0.6\dfrac{50^2}{\lambda} & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

L*f*=0.7 L0: C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration, ou:

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{h.b^3}{12}$(Poteau carré)

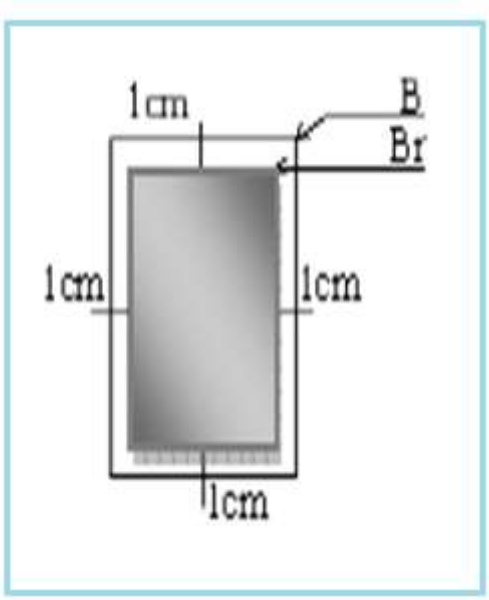


Figure II.10. Section réduite du

❖ **La première partie :**

Tableau II.12. Calcule de $\overline{N}_u$

	Dimensions du Poteau (cm x cm)	Br (mm2)	λ	α	A (mm^2)	Nu(KN)
terrasse	35X35	108900	25.2	0,77	1,23	1585,77
4eme étage	35X35	108900	25.2	0,77	1,23	1585,77
3eme étage	35X35	108900	25.2	0,77	1,23	1585,77
2eme étage	40 X40	144400	21	0,79	1,6	2156,48
1er étage	40 X40	144400	21	0,79	1,6	2156,48
RDC	40 X40	144400	21	0,79	1,6	2156,48
Sous sol	40 X40	144400	23.33	0,78	1,6	2714,18

❖ **La salle de conférence :**

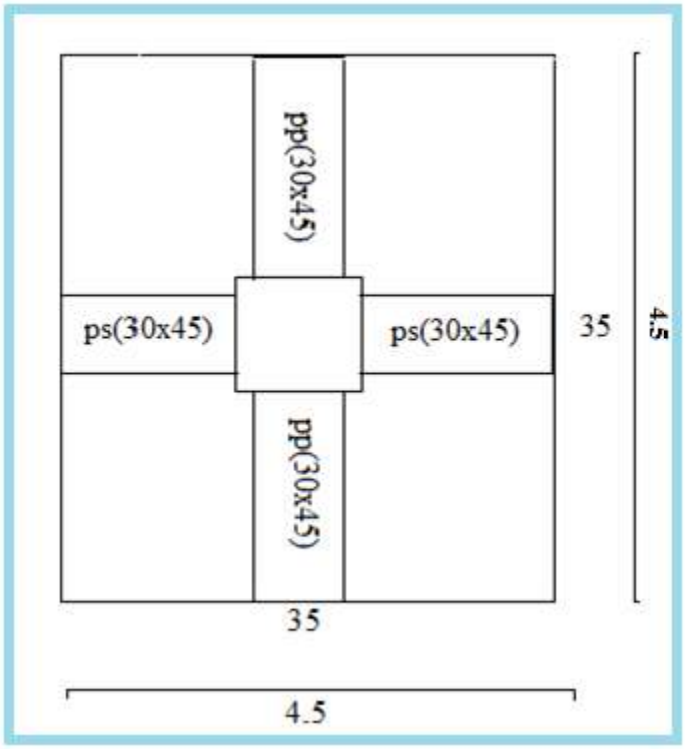
Tableau II.13. Calcule de $\overline{N}_u$

	Dimensions du Poteau (cm)	Br (mm2)	λ	A	A (mm^2)	Nu(KN)
terrasse	40x60	220400	22.9	0,82	0,24	3346,883
4eme étage	40x60	220400	22.9	0,82	0,24	3346,883
3eme étage	40x60	220400	22.9	0,82	0,24	3346,883
2eme étage	40x60	220400	22.9	0,82	0,24	3346,883
1er étage	40x60	220400	22.9	0,82	0,24	3346,883
RDC	40x60	220400	22.9	0,82	0,24	3346,883
Sous sol	40x60	220400	25.45	0,78	0,24	3142.744

II.6. Détermination des charges et surcharges :

❖ **La première partie :**

Figure II.11.représentation du poteau le plus sollicite



❖ Surface du plancher revenant au poteau : Sp= (4.5-0.35) x (4.5-0.35) $\Rightarrow$ **S_p=17.22m^2**

❖ Surface total= **St=20.25 m^2.**

II.6.1. Charges Permanente :

- Niveau (5^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.55 x 17.22 = 112.791 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.6 x 25 = 11.02 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.15X0.3X0.45) + (4.15x0.3x0.45)] = 28.01 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} = **151.82 KN**

Niveau (4^{eme,} 3eme étage) :

$G_{palncher}$ = 6.26 x 17.22 = 107.797 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.6 x 25 = 11.02 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.15X0.3X0.45) + (4.15x0.3x0.45)] = 28.01 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = **146.82KN**

- Niveau (2^{eme} ,1^{er} et le RDC)

$G_{palncher}$ = 6.26 x 17.22 = 107.797 kN

G_{poteau} = 0.4 x 0.4 x 3.6 x 25 =14.4 kN

G_{poutre} = 25x [(4.1X0.3X0.45) + (4.1x0.3x0.45)] = 27.67 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = **149.86 kN**

- Niveau (S-sol) :
- $G_{palncher}$ = 6.26 x 17.22 = 107.797 kN
- G_{poteau} = 0.4 x 0.4 x 4 x 25 =16 kN
- $G_{poutres}$ = 25x [(4.1X0.3X0.45) + (4.1x0.3x0.45)] = 27.67kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = **151.46KN**

Tableau. II.14. calcule de charge permanente

Etage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
Terrasse	112,79	11,02	28,01	151,82	151,82
$4^{ème}$	107,797	11,02	28,01	146,82	298,64
$3^{ème}$	107,797	11,02	28,01	146,82	445,46
$2^{ème}$	107,797	14,4	27,67	149,86	595,32
1ème	107,797	14,4	27,67	149,86	745,18
RDC	107,797	14,4	27,67	149,86	895,04
S.SOL	107,797	16	27,67	151,46	1046,5

❖ **La salle de conférence :**

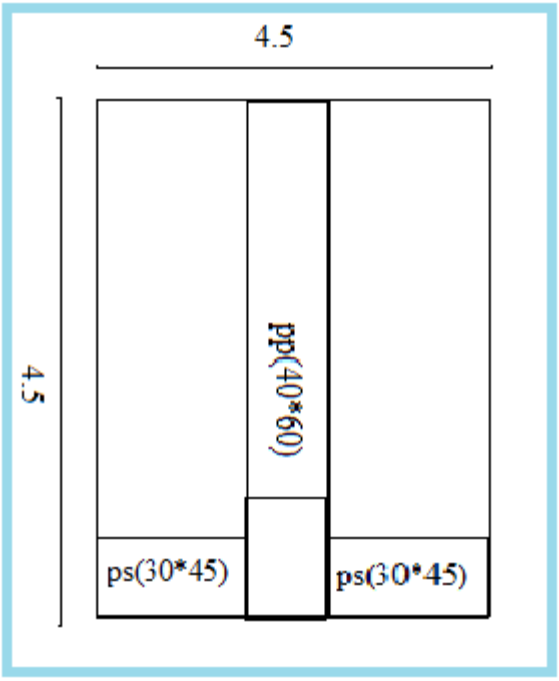


Figure II.12. Représentation du poteau le plus sollicite

❖ Surface du plancher revenant au poteau : Sp= (4.5-0.4) x (4.5-0.6) $\Rightarrow$ **S_p=15.66 m^2**

❖ Surface totale. **St=20.25 m^2**

II.6.2. Charges Permanente :

❖ **Niveau (5^{éme} étage) :**

$G_{palncher}$ = 6.55 x 15.99= 104.73 kN

G_{poteau} = 0.4 x 0.6 x 3.6 x 25 = 21.6 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.15X0.3X0.45) + (4.15x0.3x0.45)] = 28.01 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = **154.34 KN**

❖ **Niveau (4^{eme,} 3eme 2eme ,1er et le RDC):**

$G_{palncher}$ = 6.26 x 15.99 = 100.09 kN

G_{poteau} = 0.4 x 0.6 x 3.6 x 25 = 21.6 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.15X0.3X0.45) + (4.15x0.3x0.45)] = 28.01 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau} = \mathbf{146.7kN}$

- **Niveau (S-sol) :**
- $G_{palncher} = 6.26 \times 15.99 = 100.09$ kN
- $G_{poteau} = 0.4 \times 0.6 \times 4 \times 25 = 24$ kN
- $G_{poutres} = 25x\,[(4.1X0.3X0.45) + (4.1x0.3x0.45)] = 28.01$ kN
- D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau} = \mathbf{152.1\ KN}$

Tableau .II.15.calcule de charge permanente

Etage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{poutre} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
Terrasse	104,73	21,6	28,01	154,34	154,34
4ème	100,09	21,6	28,01	146,7	301,04
3ème	100,09	21,6	28,01	146,7	447,74
2ème	100,09	21,6	27,67	146,7	594,44
1ème	100,09	21,6	27,67	146,7	741,14
RDC	100,09	21,6	27,67	146,7	887,84
S.SOL	100,09	24	27,67	152,1	1039,94

II.7. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on Applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste a réduire les charges Identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- **Loi de dégression**

➢ $\boldsymbol{Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)}$

Avec :

- ✓ n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- ✓ Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ $Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 4^{eme} étage : $Q0+Q_1$

Plancher 3^{eme} étage : $Q0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

Plancher 2^{eme} étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Plancher 1^{er} étage : $Q0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_{3+}\ Q_4)$.

Plancher du RDC : c'est un plancher à usage d'archive où la méthode consiste à garder sa charge d'exploitation sans réduction.

RDC : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_{4+}\ Q_4)$.

S.SOL : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_{4+}\ Q_5 + Q_6)$.

- ❖ **La première partie :**

Tableau II.16. Tableau des charges d'exploitation

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
Terrasse	Q_0=	20,25		20,25
4ème	Q_1=	50,62	1	70,87
3ème	Q_2=	50,62	0.95	116,42
2ème	Q_3=	50,62	0.90	156,92
1ème	Q_4=	81	0.85	295,65
RDC	Q_5=	121,5	0.8	627,75
S.SOL	Q_6=	50,62	0,75	248,04

❖ **La salle de conférence :**

Tableau II.17. Tableau des charges d'exploitation

	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
Terrasse	Q_0=	20,25		20,25
4ème	Q_1=	50,62	1	70,87
3ème	Q_2=	50,62	0.95	116,42
2ème	Q_3=	50,62	0.90	156,92
1ème	Q_4=	81	0.85	295,65
RDC	Q_5=	121,5	0.8	627,75
S.SOL	Q_6=	50,62	0,75	248,04

Effort normal de résistance

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \bar{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1.1\,N_u \end{cases}$$

❖ **La premiere partie :**

Tableau II.18. Tableau de vérification

Niveaux	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u$ (kN) (mm^2)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
Terrasse	**151,82**	20,25	235,33	258,87	1585,77	**OUI**
4eme étage	298,64	70,87	509,47	560,42	1585,77	**OUI**
3eme étage	445,46	116,42	776,00	853,60	1585,77	**OUI**
2eme étage	595,32	156,92	1039,06	1142,97	2156,48	**OUI**
1er étage	745,18	295,65	1449,47	1594,41	2156,48	**OUI**
RDC	895,04	627,75	2149,93	2364,92	2156,48	**OUI**
Sous sol	1046,5	248,04	1784,84	1963,32	2714,18	**OUI**

❖ La salle de conférence :

Tableau II.19. Tableau de vérification

Niveaux	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	N_u (kN) (mm^2)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
Terrasse	154,34	20,25	238,73	262,6	3346,883	OUI
4eme étage	301,04	70,87	512,71	563,98	3346,883	OUI
3eme étage	447,74	116,42	779,08	856,99	3346,883	OUI
2eme étage	594,44	156,92	1037,87	1141,66	3346,883	OUI
1er étage	741,14	295,65	1444,01	1588,41	3346,883	OUI
RDC	887,84	627,75	2140,21	2354,23	3346,883	OUI
Sous sol	1039,94	248,04	372,03	409,23	3142.744	OUI

II.8. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

❖ La première partie :

Tableau II.20. Vérifications de coffrage des poteaux

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	OUI
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.74 - 0.40)/20=16.70cm	OUI
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	OUI

❖ La salle de conférence :

Tableau II.21. Vérifications de coffrage des poteaux

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	OUI
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.74 - 0.40)/20=16.70cm	OUI
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	OUI

II.9. Vérification des sollicitations normales :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

❖ υ : effort normal réduit.

❖ N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton =1,1×Nu.

❖ Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Tableau. II.22. Vérifications des sollicitations normales.

	N_d (N)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0{,}3$
5ème étage	258,87	122500	25	0.0845	Oui
4ème étage	560,42	122500	25	0,18	Oui
3ème étage	853,60	122500	25	0,2824	Oui
2ème étage	1142,97	160000	25	0,028	Oui
1ème étage	1594,41	160000	25	0,025	Oui
RDC	2364,92	160000	25	0,059	Oui
S-sol	1963,32	160000	25	0,049	Oui

Tableau. II.23. Vérifications des sollicitations normales.

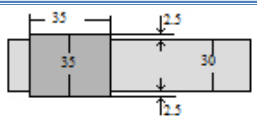
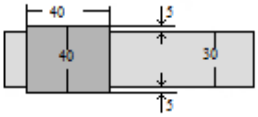
	N_d (N)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
5ème étage	262,6	240000	25	0.043	Oui
4ème étage	563,98	240000	25	0.093	Oui
3ème étage	856,99	240000	25	0.142	Oui
2ème étage	1141,66	240000	25	0.0019	Oui
1ème étage	1588,41	240000	25	0.26	Oui
RDC	2354,23	240000	25	0.2923	Oui
S-sol	409,23	240000	25	0.06	Oui

II.10. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.24. Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	35	35	Oui	2,5	17,5	Oui
	30	40	40	Oui	5,0	20,0	Oui

II.11. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement dubâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le *RPA99 version 2003(Art 7.7.1)*, exige une épaisseur minimale de 15cm, deplus,l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

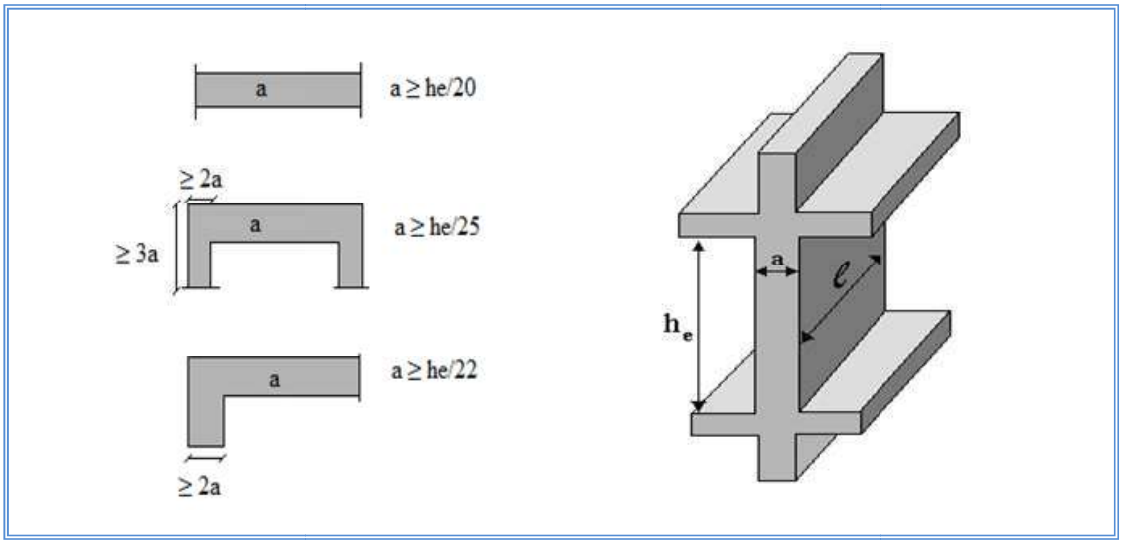


Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Pour notre structure: **a ≥** MAX **(he / 22, 15 cm).**

Où h_e = 400-40=360 m (POUR LE SOUS -SOL)

On obtient : h_e /22 = 16.36cm alors **a** ≥ max (16.35cm ; 15cm)= **16.35cm**

En revanche h_e=360-40= 320m (POUR LES ETAGES COURANTS 1ET2 ET LE RDC)

On trouve : h_e/22 = 14.54 cm alors ; **a** ≥ max (14.54cm ; 15cm)= **15 cm.**

En revanche h_e=360-40= 325m (POUR LES ETAGES COURANTS 3ET4ET5)

On trouve : $h_e/22 = 14.77$ cm alors ; **a** ≥ max (14.77cm ; 15cm)= **15 cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes

Tableau. II.25. Pré dimensionnement des voiles.

Etage	SOUS-SOL	R.D.C	1	2	3	4	5
L'épaisseur (cm)	17	15	15	15	15	15	15

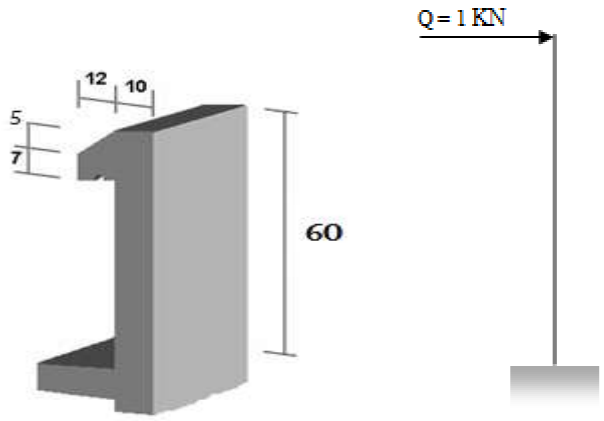
III.1.L'acrotère :

III.1.1.Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse, il à pour rôle de former un écran de protection contre la chute des personnes et de former un support permettant l'accrochage des échafaudages et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.1.2.Principe de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse. L'acrotère est soumis à l'effet de sont poids propre et d'une charge d'exploitation due à la main courante : « Q = 1.00 KN/ml ».Pour le calcul, on admettra une bande d´un mètre rectangulaire soumise à la flexion composée.



Coupe transversale Schéma statique

Figure.III.1. L'acrotère.

Centre d'archives

III.1.3.Calcul des efforts :

A/Évaluation des charges et surcharges :

- **Charge permanente : (poids propre)**

Poids : $G = \gamma * S = 25 * (0.60 * 0.1 + 0.07 * 0.12 + \frac{0.05 * 0.12}{2}) = 1.67$ kN/ml

Revêtement : $18 * 0.04 * 0.6 = 0.432$ kN/ml

=> **GA = 2.102 kN/ml**

- **Charge d'exploitation :**

Q = 1.00KN/ml

B/Détermination des efforts :

B.1/ELU :

- Effort normal : $Nu = 1.35*G*1 = 1.35*2.102*1 = 2.838$ kN
- Moment d'encastrement : $Mu = 1.5Q*1*L = 1.5\times1\times0.6 = 0.90$ kN.m
- Effort tranchant : $T = 1.5\ Q*1 = 1.5$ kN.

B.2/ELS :

- Effort normal : $Nser = G = 1.71$ kN
- Moment d'encastrement : $Mser = Q\ h = 0.6\times1 = 0.6$ kN.m.

III.1.4.Calcul du ferraillage :

A/A l'ELU :

L'acrotère est soumis à la flexion composée :

Centre d'archives

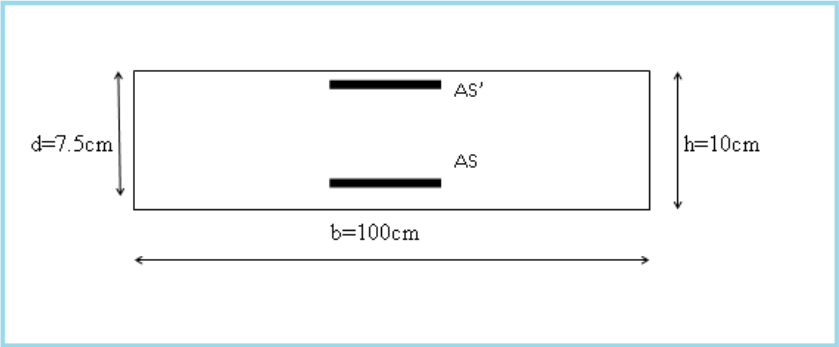


Fig. III.2: Section de B.A à l'ELU

- **L'excentricité :**

$$e0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.838} = 0.3171 \text{ m} = 31.71 \text{ cm}.$$

$$\text{On a : } e0 = 31.71 \text{ cm} > \frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

=>la section est partiellement comprimée.

M1 = Nu(h/2 – C + e0) = 2.838(10/2 – 2.5 + 31.71)

=> M1 = 0.971 kN.m

- **Section d'acier :**

Béton : fc28 = 25 MPa ; ft28 = 2.1 MPa ; σbc = 14.2 MPa

Acier : FeE 400 ; σs = 348 MPa

B = 100 cm, h = 10 cm, d = 0.9h = 7.5 cm, C = C' = 2.5 cm

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{0.971*10^6}{14.2*1000*7.5^2} = 0.0122 < \mu l = 0.392 \Rightarrow As' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0153 \Rightarrow \beta = 0.994 \rightarrow A = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{0.971.10^6}{0.994 \times 7.5 \times 348}$$

=>A = 0.374 cm2

Centre d'archives

$$\Rightarrow A1 = A - \frac{N_u}{\sigma_c}$$

$$\Rightarrow A1 = 37.4 - \frac{2.838 * 10^3}{348} = 0.29 \text{ cm2}$$

$$\Rightarrow A1' = As' = 0$$

Donc : A1 = 0.29 cm2 ; A1´ = 0.

B. Condition de non fragilité :

$$A1 = 0.29 \text{ cm2} < Amin = \frac{b.h}{1000} = 100 \times 10/1000 = 1 \text{ cm2}$$

Alors on adopte une section d'armatures de : 5T 8 = 2.31 cm2

Avec un espacement : St = 20 cm.

C. Les armatures de répartition :

Il faut que : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \leq Ar \leq 1.16$ cm2

On adopte : Ar = 4T6 = 1.13 cm2

Avec un espacement : St = 20 cm.

D. Vérification des espacements :

Slong = 20 cm ≤ Smin = [3h = 30 cm ; 33 cm] = 30 cm (C.V)

Sr = 20 cm ≤ Smin = [4h = 30 cm ; 40 cm] = 40 cm (C.V)

E. Vérification à l'ELS :

Les fissurations seront considérées comme préjudiciables étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries :

Il faut vérifier : $\frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G'}{B_0 * v_2}$

Centre d'archives

Avec : MSer = 0.6 kN.m

NSer = 2.102 kN

B0 = b.h + 15(A1+A1´) = 100*10 + 15(2.31+0) = 1034.65 cm2

v2 = h-v1 ; et v1 = 1/B0 * [bh2/2 + 15(A' C+A d)]

= 1/1034.65 * [100*102/2 + 15(2.31*7.5)] = 5.084 cm

=> v2 = 10-5.084 = 4.916 cm

IG' = b/3 * (v13 + v23) + 15[A(v2 - C)2 + A'(v1- C')2]

= 100/3 * (5.0843+4.9163) + 15[2.31*(4.916-2.5)2]

=> IG' = 8542.64 cm4

$$\Rightarrow \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = 28.54cm \geq \frac{I_G'}{B_0 * v_2} = \frac{8542.64}{1034.65 * 4.916} = 1.68cm$$

=> La section est partiellement comprimée.

En suite; il faut vérifie que : σb $<\overline{\sigma_b}$ et σs $<\overline{\sigma_s}$

Avec : σb = K y1 ; K = $\frac{N_{Ser}}{S_G'}$

$$S_G' = \frac{b * y_1^2}{2} + 15A'(y_1 - C') - 15A(d - y_1)$$; y1 = y2+C

y2 est la solution de l'équation : y23 + P * y2 + q = 0

$$p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(C - C') + \frac{90A}{b}(d - C)$$

C = h/2 – e = 5 – 28.54 = -23.54 cm

alors : $p = -3 * 2.5^2 + \frac{90 * 2.31}{100}(7.5 + 23.54)$ => p = -1597.86 cm2

Centre d'archives

$$q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(C - C')^2 - \frac{90A}{b}(d - C)^2 = -2*(-23.54)^3 - \frac{90*2.31}{100}(7.5 + 23.54)^2$$

=> q = 24085.44 cm2

alors : y23 -1597.86 * y2 + 24085.44 = 0

les solutions sont : y2' = 25.71 cm ; y2'' = -45.06 cm ; y2''' = 20.34 cm

et on choisis y1 : 0 < y1 = y2 + C < h

y2'' rejeté comme valeur (< 0) et y2''' rejeté comme valeur (y2 + C < h)

donc : y1 = 2.17 cm

$$S_G' = \frac{100*2.17^2}{2} - 15(2.31)*(7.5 - 2.17)$$ => SG' = 50.76 cm3

$$K = \frac{N}{S_{xx}}$$ = 2.102/50.76 = 0.04141 kN/cm3

=> σb = K y1 =0.04141*2.17 = 0.0898597 kN/cm2 = 0.898597 MPa

=> σb = 0.898597 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V)

σs = 15*K*(d-y1) => σs = 15*0.04141*(7.5-2.17) = 33.107 MPa

$\overline{\sigma_s}$ = Min $\{\frac{3}{2} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$ = Min [266.67 ; 201.63] = 201.63 MPa.

Donc : σs = 33.107 MPa < $\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa (CV).

F/Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : τu ≤ $\overline{\tau_u}$:

Avec : $\tau u = \frac{V_u}{b.d}$

Centre d'archives

Vu = 1.5 KN ; b = 100 cm ; d = 7.5 cm.

$$\tau u = \frac{1.5.10^{3}}{1000.75} = 0.02 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciables, donc :

$$\overline{\tau_u} = \min[\ \frac{0.15.f_{cj}}{\nu_b}\ ;\ 4 \text{ MPa }]$$

$$\overline{\tau_u} = \min[2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa }] = 2.5 \text{ MPa .}$$

donc : $\tau u = 0.02 \leq \overline{\tau_u} = 2.5$ MPa (CV).

Zone d'appui :

La section d'armatures longitudinales doit être capable d´équilibrer l'effort de traction.

$$Vu + \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow 1.5 + \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} = -11.83 < 0 \quad \text{(CV).}$$

Donc : les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale, on garde alors la section d'armatures calculées à l´ELU.

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

Fp = 4ACpWp (*Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003*).

A: coefficient d'accélération.

A = 0,2 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 1B , zone IIb)]*.

Cp: facteur de force horizontal.

Cp = 0,8 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*).

Wp: poids propre de l'élément.

Wp= 2,102 KN.

D'où alors : Fp = 4 x 0,25 x 0,8 x 2,102 $\Rightarrow$ Fp = 1,345KN < 1,5Q = 1,5KN (c.v)

Centre d'archives

Résultats de calcul :

A =4T6.

Ar=5T8.

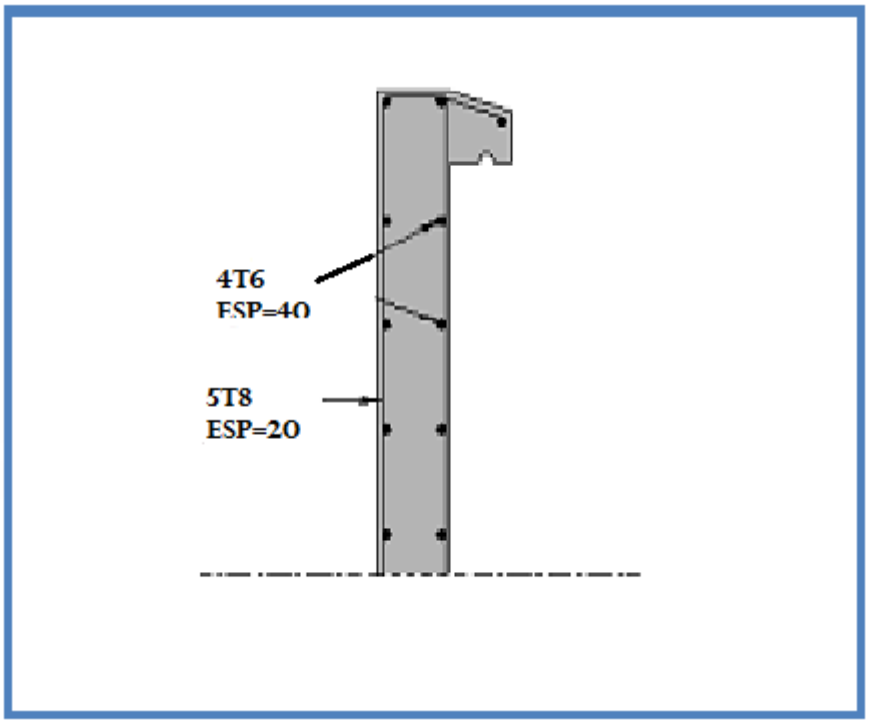


Figure.III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans tous les construction , il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

Centre d'archives

III.2.1. La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : a1 ≤ 20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : a2 ≤ 33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \;\; 50 \leq L \leq 80cm$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0,5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0,25\,cm^2/ml \;.$$

On choisira: $A^{\perp} = 5\ \varphi\ 5 = 0,98\ cm^2$, esp = 20 cm.

$A// = 4\ \varphi\ 5 = 0,78\ cm^2$, esp = 25 cm.

Centre d'archives

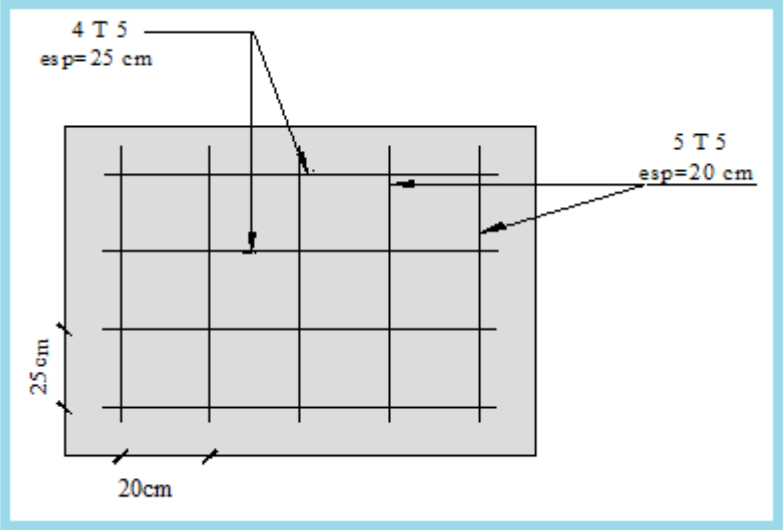


Figure.III.4. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ♦ Avant coulage.
- ♦ Après coulage.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

- ✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation***:

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4.5	2.25	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

Centre d'archives

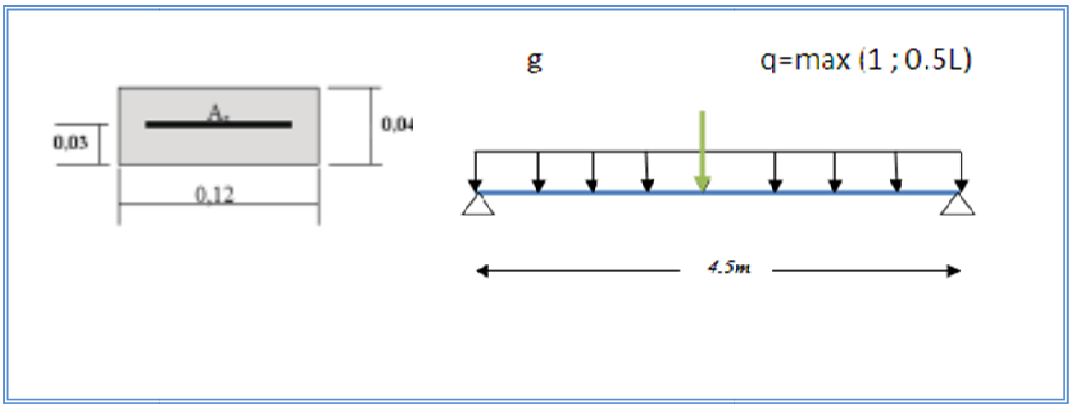


Figure.III.5. Schéma statique de la poutrelle.

✓ ***Calcul des moments:***

Tableau.III.2. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.94\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2.53\,KN.m$
Mu=1,35MG+1,5MQ=6.414 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{6.414 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 4.182 \gg \mu_l = 0{,}392$$

$$\mu = 4.182 > \mu l = 0{,}392 \quad => \quad As \neq 0$$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

Centre d'archives

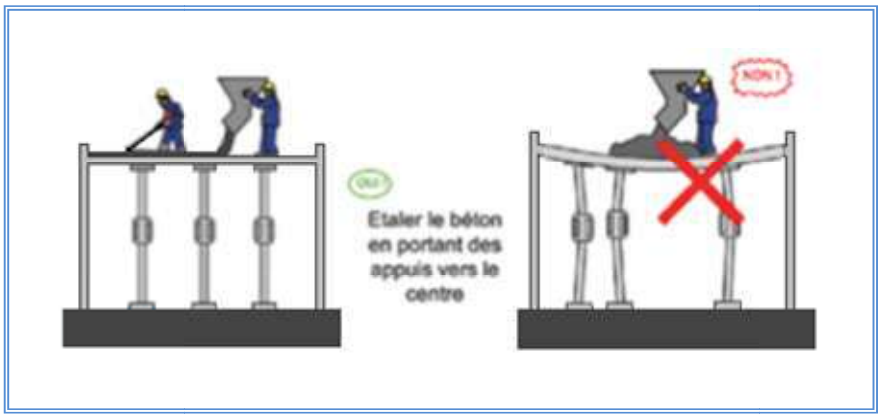


Figure.III.6. Choix de disposition des étaiements.

✓ ***Calcul des étaiements:***

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- **Pour un seul étai au milieu :**

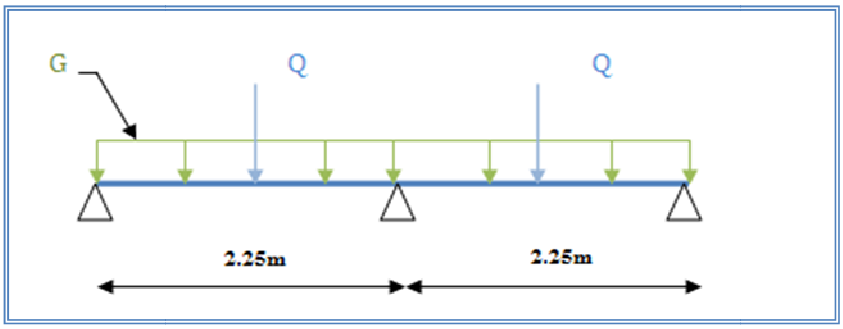


Figure.III.7. Travée avec un seul étai au milieu.

L=2.25m

G = 0, 77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1.125 KN] = 1.125(KN)

MG= 0.487 (KN .m)

MQ=0.723 (KN .m)

Mu =1.741 (KN .m)

Centre d'archives

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.741 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 1.135 \gg \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

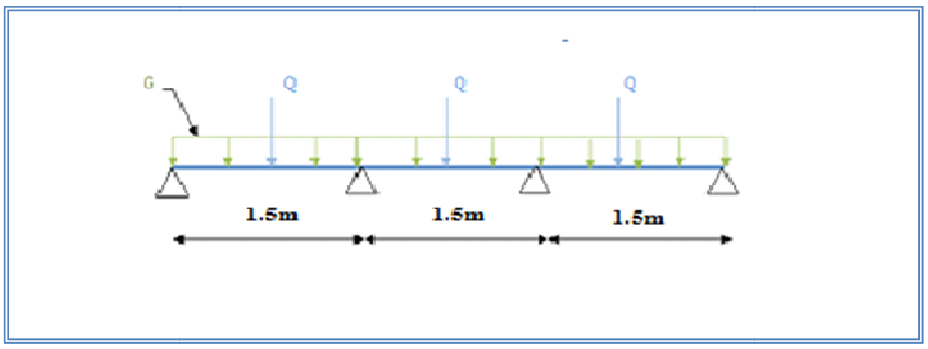


Figure.III.8. Travée avec deux étais espacés de 1.5 m.

L=1.5 m

G = 0, 77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,858KN] = 1 (KN)

MG= 0.216 (KN .m)

MQ=0.482 (KN .m)

Mu =1.015(KN .m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.015 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0.661 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

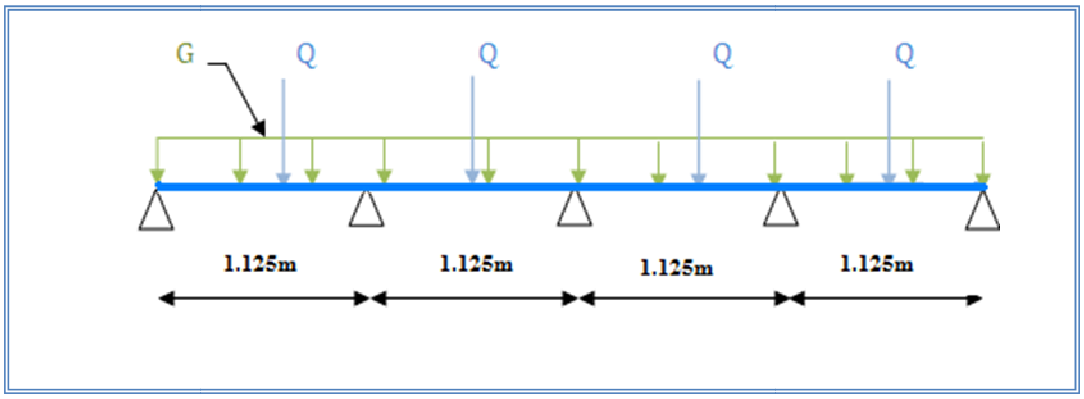


Figure.III.9. Travée avec trois étais espacés de 1.125 m.

Centre d'archives

L=1.125 m

G = 0, 77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,643 KN] = 1 (KN)

MG= 0.121 (KN.m)

MQ=0.361(KN.m)

Mu =0.704 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.704 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0.459 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement :

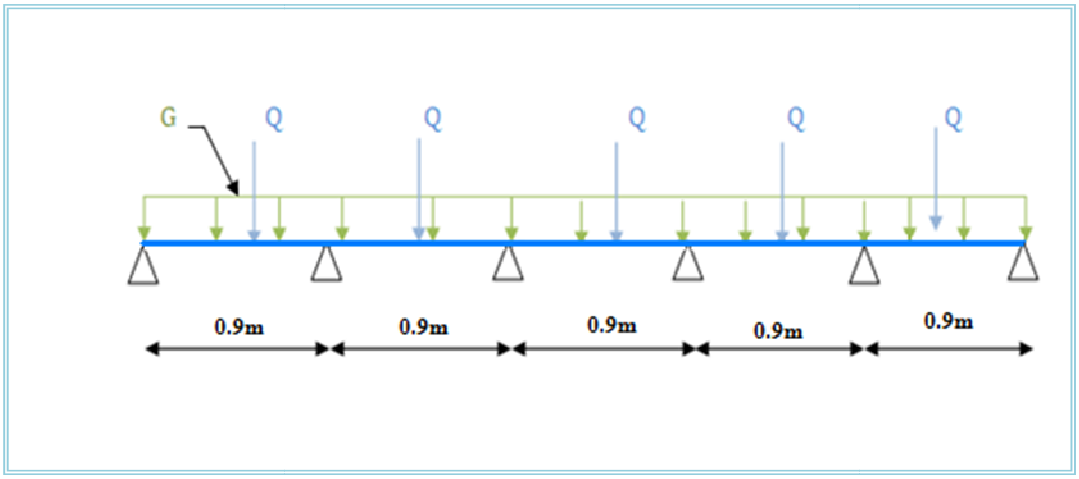


Figure.III.10. Travée avec quatre étais espacés de 1,03 m.

L=0.9 m

G = 0, 77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,515 KN] = 1 (KN)

MG=0.077 (KN.m)

MQ=0.289(KN.m)

Mu =0.537 (KN.m)

Centre d'archives

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.537 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0.350 < \mu_l = 0{,}392$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 0.9 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 3.2×0,65= 2.08 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3.783 (KN/ml)

  Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Seule types de poutres continues est envisagé :

- Poutrelle à 6 travées**.**

b.1. Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ **conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

.Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : **Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m2)**

Charges concentrées : **P ≤ Min (Q/4 et 2 KN)**

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

Centre d'archives

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\mathbf{0,8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1,25}$$

- ***Condition concernant le type de fissuration :***

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ ***Exposé de la méthode :***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{G+Q}}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- **Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1,05M0 et (1+0,3 α) M0)**
- **Mt ≥** $\begin{cases} \textbf{((1,2+0,3 α)/2).M0} & \text{pour les travées de rive.} \\ \textbf{((1+0,3 α)/2).M0} & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.
  - Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

Centre d'archives

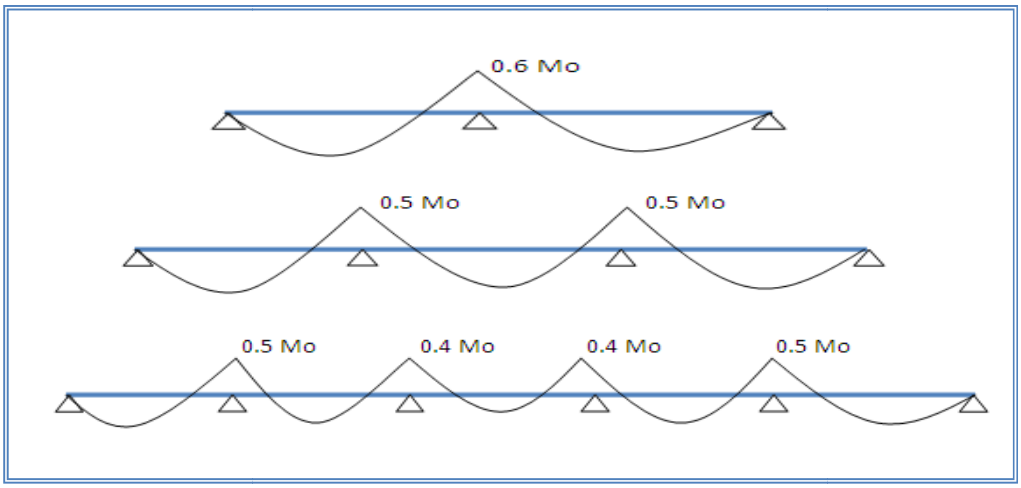


Figure. III.11. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque :

1) M0 : moment isostatique (M0=PL2/8)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+ ((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Ma=Mb=-0,5 M0

Centre d'archives

$$Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases} \quad \text{(C.V)}$$

Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)

le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)

La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.3. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée Mt	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	MA=0,2M0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

Centre d'archives

- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.4. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m2	Q KN/m2	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,55×0,65 = 4,257	1×0,65 = 0,650	6.748	4.927
2^{eme} ,3^{eme} et4^{eme} étage	6,26×0,65 = 4,069	2,5×0,65=1,62	5,48	5,68
1 ère étage	6,26×0,65 = 4,069	4x0, 65=2,6	9,38	6,66
RDC	6,26×0,65 = 4,069	6×0,65=3.9	11.34	7.969

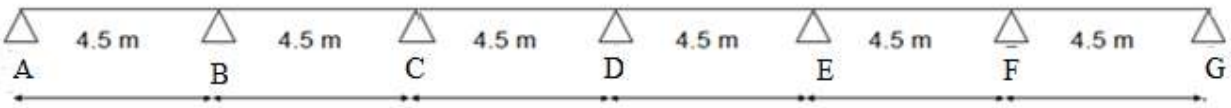
Centre d'archives

III.2.4.calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

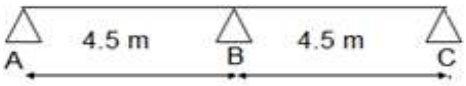
- **Pour la terrasse et 4éme , 3éme , et 2eme étages :**

On a trois types de système de poutrelles à calculer :

✓ ***Le 1er type des poutrelles à six travées :***



✓ ***La 2eme type des poutrelles à deux travées :***



✓ ***La 3eme type des poutrelles à 1 seul travées :***



Les calculs sont fait pour la poutrelle la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles de l'étage :

✓ ***Le 1er type des poutrelles à 1 seule travée :***

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.28$$

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.5. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw (KN)	Te(KN)
A – B	13,87	11.09	2,77	2.77	12.33	12.33

Centre d'archives

b. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.6. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw (KN)	Te(KN)
A – B	14,37	11.5	2,87	2.87	12.78	12.78

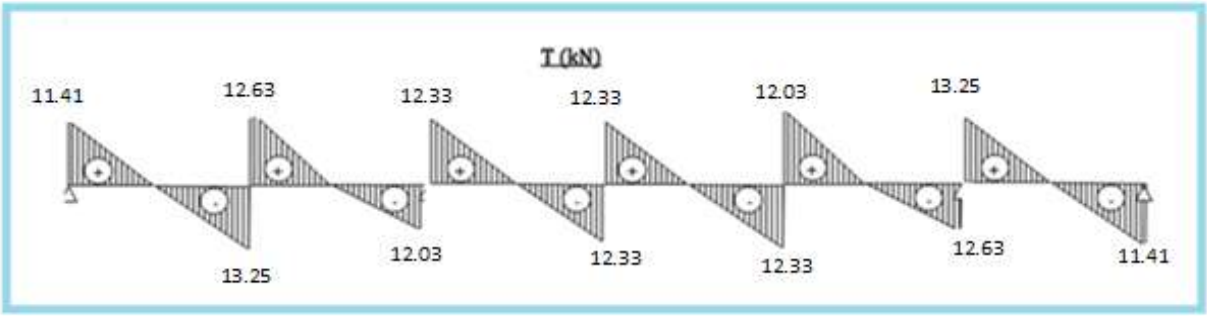


Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles

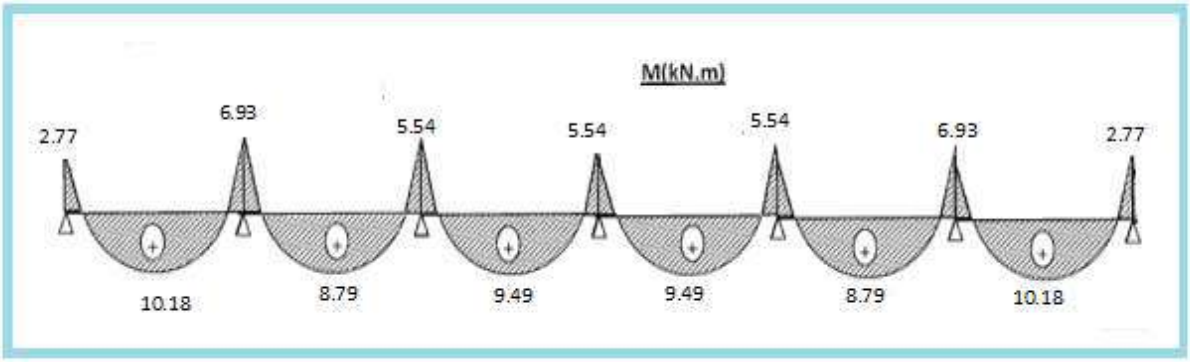


Figure III.14. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles

Centre d'archives

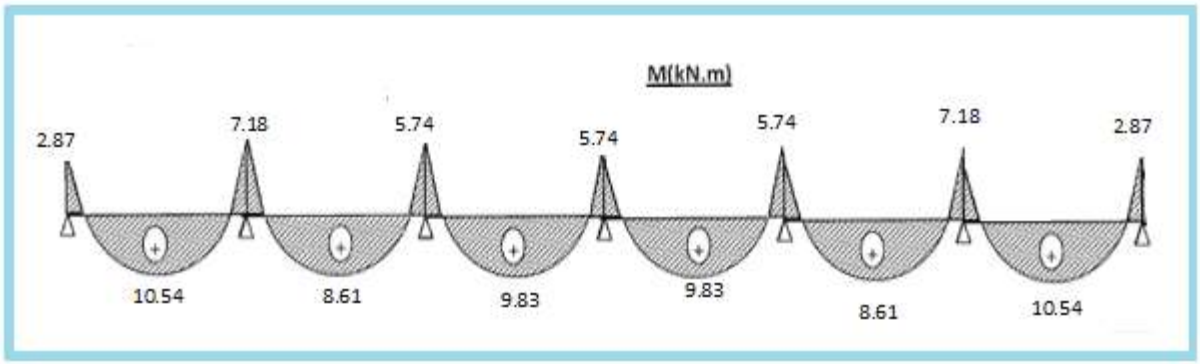


Figure III.15. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles

- **Pour le premier étage :**

On a trois types de système de poutrelles à calculer :

Les calculs sont fait pour la poutrelle la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles de l'étage :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.39$$

✓ **Le 1er type des poutrelles à 1 seule travée :**

b. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw (KN)	Te(KN)
A – B	23,74	18,99	4.74	4.74	21.10	21.10

c. :

Centre d'archives

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw (KN)	Te(KN)
A – B	16,85	13.48	3,37	3.37	14.98	14.98

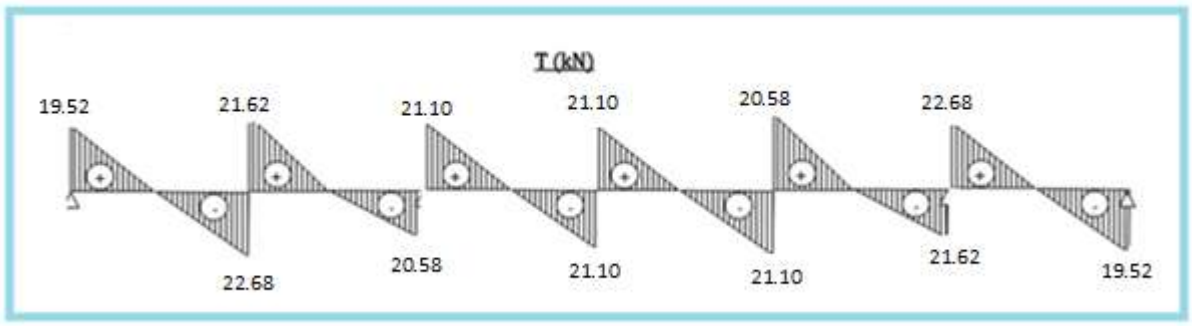


Figure III.16. Diagramme des efforts du 1er type des poutrelles

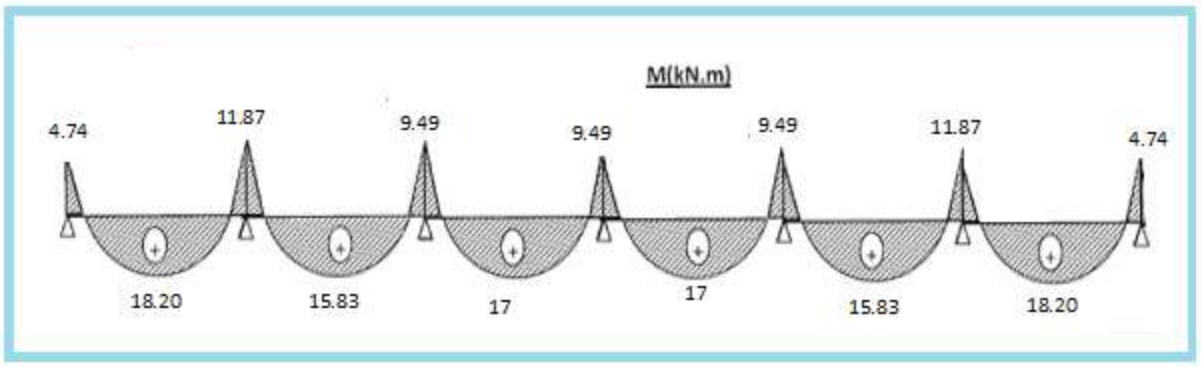


Figure III.17. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles a l'état limite ultime

Centre d'archives

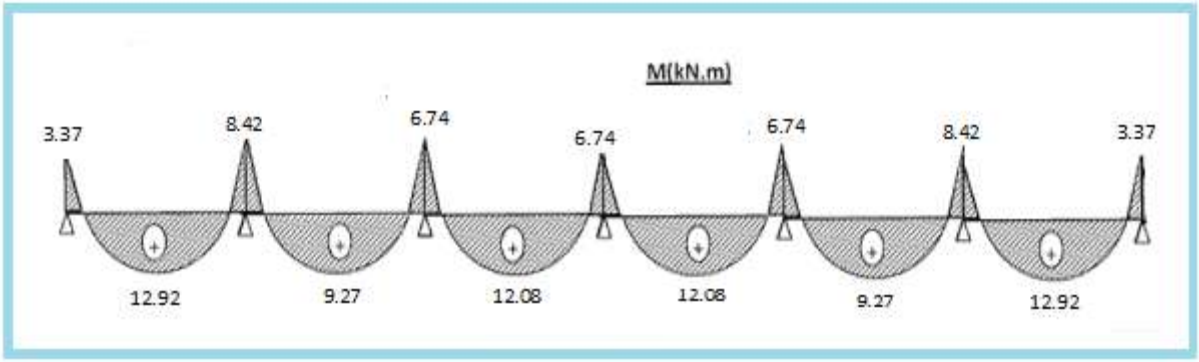
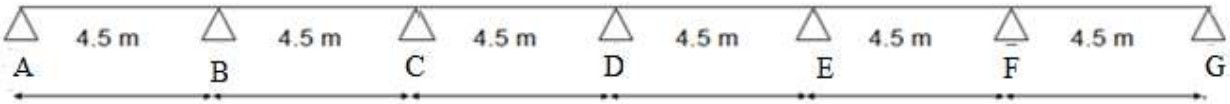


Figure III.18. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles a l'état limite de service

- **Pour le RDC étage :**

On a deux type de système de poutrelle à calculer :

✓ ***Le 1er type des poutrelles à six travées :***



✓ ***La 2eme type des poutrelles à quatre travées :***



Les calculs sont fait pour la poutrelle la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles de l'étage

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.49$$

Centre d'archives

✓ *Le 1er type des poutrelles à six travées :*

a.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw (KN)	Te(KN)
A – B	28,71	25,75	5,742	14,355	23,6	27,43
B – C	28,71	20,01	14,355	11,484	26,15	24,89
C – D	28,71	21,446	11,484	11,484	25,52	25,52
D – E	28,71	21,446	11,484	11,484	25,52	25,52
E – F	28,71	20,01	11,484	14,355	26,15	24,89
F-G	28,71	25,75	14,355	11,484	27,43	23,6

a. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw (KN)	Te(KN)
A – B	20,71	18,093	4,034	10,085	16,58	19,274
B – C	20,71	14,06	10,085	8,068	14,378	17,482
C – D	20,71	15,068	8,068	8,068	17,93	17,93
D – E	20,71	15,068	8,068	8,068	17,93	17,93
E – F	20,71	14,06	8,068	10,085	17,48	14,378
F – G	20,71	18,093	10,085	4,034	19,274	16,58

Centre d'archives

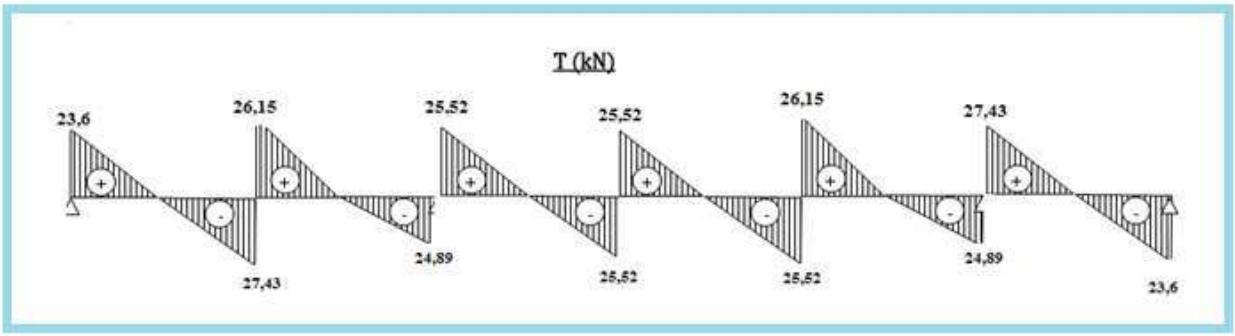


Figure III.19. Diagramme des efforts tranchants du 1er type des poutrelles

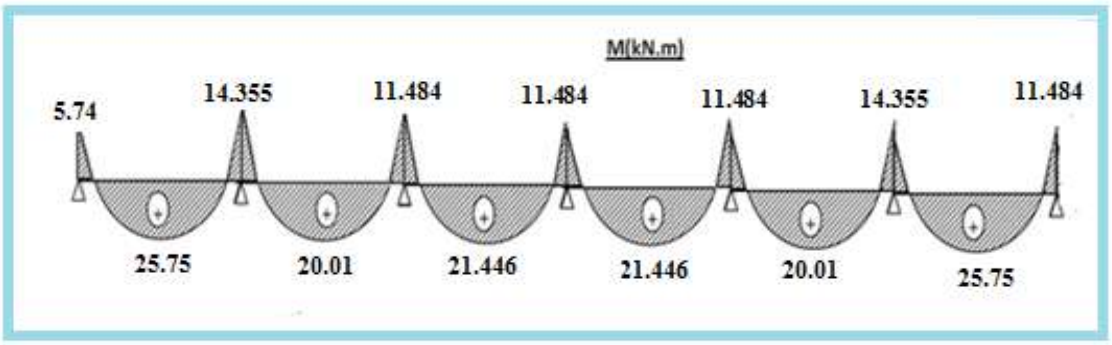


Figure III.20. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELU

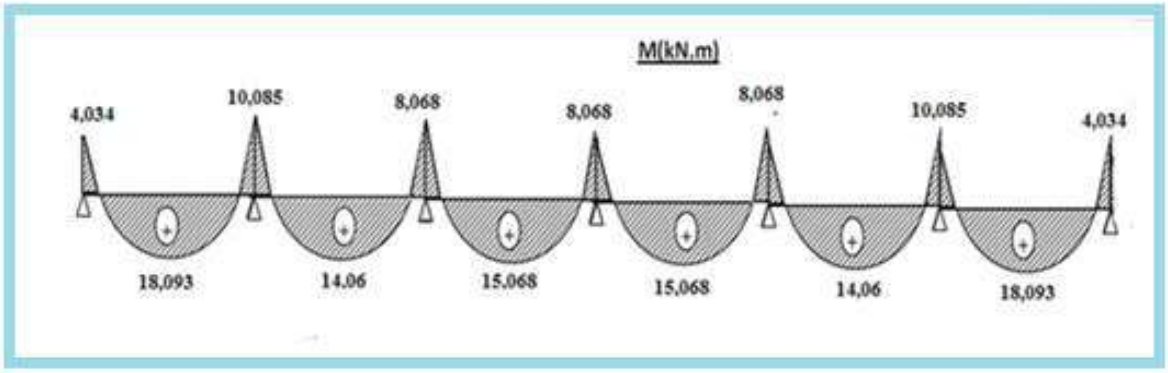


Figure III.21. Diagramme des moments du 1er type des poutrelles à l'ELS

Centre d'archives

III.2.5.Ferraillage des poutrelles :

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait pour le **1ere type** des poutrelles**, (étages courants Q=2.5 et la terasse Q=1)**c'est le cas le plus défavorable.

la fissuration est peu nuisible la situation est durable

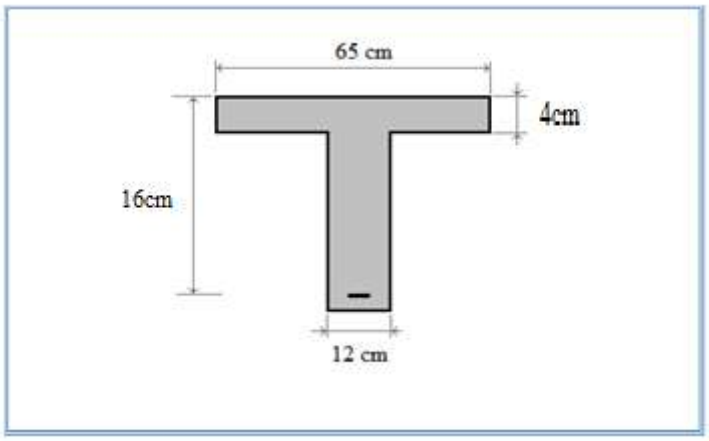


Figure. III.22. Section de béton des poutrelles.

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h0=4 cm ; σbc=14.2 MPa ; d=18 cm ; σs=348 MPa ; FeE400 MPa;

b0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow$ M0 = 59.07 kN.m

M0> Mt, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

Centre d'archives

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.09 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.037 < \mu l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

$$\text{Tableau : ß=0.983} \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.09 \cdot 10^3}{0.983 \cdot 18 \cdot 348} = 1.80\text{cm}$$

On adopte: A=2T12=2.26 cm²

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$$A = 4.62\ \text{cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{65.20}{1000} = 1.30\ \text{cm}^2 \qquad \textbf{(C.V)}$$

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.26 cm².

Aux appuis :

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b0×h) = (12×20) cm²

Mapp=2.77 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2.77 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.0501 < \mu l = 0.392$$

Donc A'=0

$$\text{Tableau : ß=.933} \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.18\text{cm}^2.$$

On adopte : A = 2T10= 1.57 cm²

Conditions de non fragilité :

$$A = 3.08\text{cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{12.20}{1000} = 0.24\text{cm}^2 \qquad \textbf{(C.V)}$$

Centre d'archives

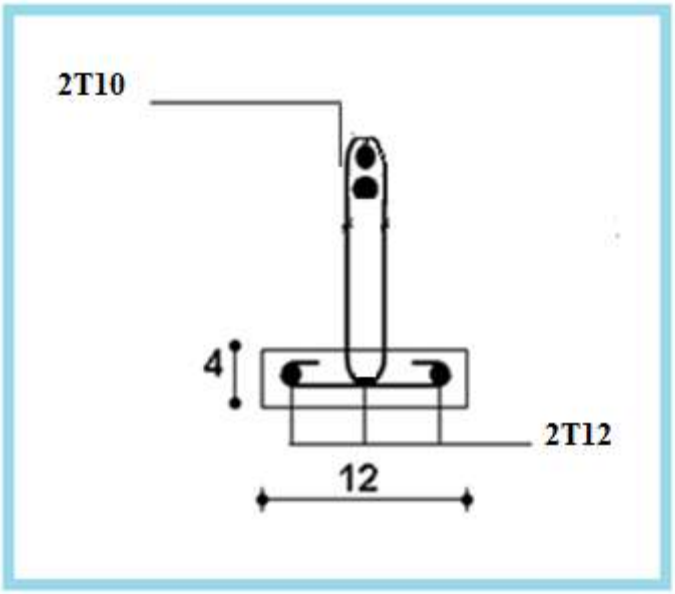


Figure III.23. Ferraillage des poutrelles

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=12.33 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.33x10^3}{120\times180} = 0.570\,\text{MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33 \ \text{MPa}$$

Donc : τ_u =1.26 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement St:**
- **Diamètre des armatures transversales ϕt :**

$$\phi t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;8\ ;\ 12\} \ \ (\text{mm})$$

Centre d'archives

On adopte $\phi t \leq 3.6$, on prend : $\phi t=6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4}=28.27$ mm²

at : section d'une barre; nt : nombre des barres

at=0.28 cm² et nt=2 => At=at nt=0.56 cm²

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.04 \quad \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \textbf{Vu} \leq \textbf{b0·a·0.4·} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \textbf{129.60kN} \quad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] ⇒ a=16.2 cm

$$Vu = Al \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 109.21 \text{ kN} \Rightarrow Vu = 109.21 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

Vu+(Mu/0.9d)=12.33+[(-6.93)/(0.9x0.18)]= -20.44 < 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

Centre d'archives

σbmoy=Vu/ab≤$\overline{\sigma}$=1.3fc28/γb avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}|$=41.09kN

σbmoy:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σbmoy=2.11MPa<$\overline{\sigma}$=21.67 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

Mser=11.5kN.m

Position de l'axe neutre :

$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0)$; A′ = 0 On a: b=65 cm; d=18 cm; h0=4 cm; A=4.52 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 4.309 \cdot (18 - 4) = -384.89 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : y_1^2+Dy1-E=0 avec : 0 ≤ y1≤ d

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(4.52)}{12} \Rightarrow D=46.63$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 4.52 \cdot 18}{12} \Rightarrow E=344.73$$

y_1^2+46.63y1-334.73=0⇒ y1=6.32cm

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I=14438.27cm4.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{10.54 \cdot 10^6 \cdot 6.32}{14498.27x10^4} \Rightarrow \sigma b =0.459 \text{ MPa.}$$

Centre d'archives

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

3°/ Etat limite de déformation : **[1]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.0444 < 0.0625 & \text{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow 0.0444 > \frac{10.18}{10.10.54} = 0.096 & \text{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0141 > \frac{2.81}{12.18} = 0.0103 & \text{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

Mser = 10.54 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12.18} = 0.021388$$

$\rho = 2.1388\,\% \Rightarrow \beta 1 = 0.818$ (Tableau).

$$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 154943.309 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 20}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.021388} = 1.92146$$

$\lambda v = 2/5\ \lambda i = 0.76$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0141 \cdot 154943.309 + 2.1} \Rightarrow \mu = 3.2$$

Centre d'archives

Détermination de l'axe neutre:

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=7.81cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2=23785.858cm$$

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}\Rightarrow Ifi=2884.62cm4.$$

$$I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}=4424.153cm4$$

$Ei=11000\sqrt[3]{f_{c28}}=32164.2MPa$; Ev=1/3 Ei=10819MPa

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}}=\frac{10.54\times4.5^2}{10.(32164.2x2884.62)}\Rightarrow fi=0.230mm$$

$$f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}}=18\frac{10.54\times4.50^2}{10(10819x4424.153)}\Rightarrow fv=0.445\ mm.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 0.445 - 0.230 = 0.215$ mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq fLimite = \bar{f}$

Avec: $Flimite = \frac{L}{500}=\frac{450}{500}=0.9mm.$

Donc: $\Delta ft = 0.215mm < fLimite = 0.9$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Centre d'archives

Tableau III.11.: Récapitulation des résultats de la flèche

M(kN.m)	*A(cm2)*	*y (cm)*	*P*	*ß1*	*σs (MPa)*	*M*	*Λi*	*Λv*
10.54	*4.62*	*7.81*	*0.0213*	*0.818*	*154943.30*	*3.2*	*1.92*	*0.76*
I (cm4)	***Ifi (cm4)***	***Ifv (cm4)***	***L(m)***	***fi (mm)***	***fv (mm)***	***Δf (mm)***	***fadm(mm)***	***Δf < fadm***
23785.858	*2884.62*	*4424.15*	*4.50*	*0.230*	*0.445*	*0.215*	*0.8*	***C.V***

Le ferraillage se fait pour le **1e type** des poutrelles**, (étages courants Q=4)**c'est le cas le plus défavorable.

la fissuration est peu nuisible la situation est durable

1°/ A L'ELU :

- **<u>En travée :</u>**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.20 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.0608 < \mu l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.969⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.998\text{cm}$

On adopte: A=2T12=3.39cm²

<u>Conditions de non fragilité : (CBA93)</u>

$$A = 3.39\ \text{cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{65.20}{1000} = 1.30\ \text{cm}^2 \qquad \textbf{(C.V)}$$

Donc, on adopte la section suivante : A = 3.39 cm².

Aux appuis :

Centre d'archives

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b0×h) = (12×20) cm²

Mapp=11.87kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.87 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.214 < \mu l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.878 $\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.158 cm².

On adopte : A = 2T14= 3.08 cm²

Conditions de non fragilité :

$A = 3.08 cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{12.20}{1000} = 0.24 cm^2$

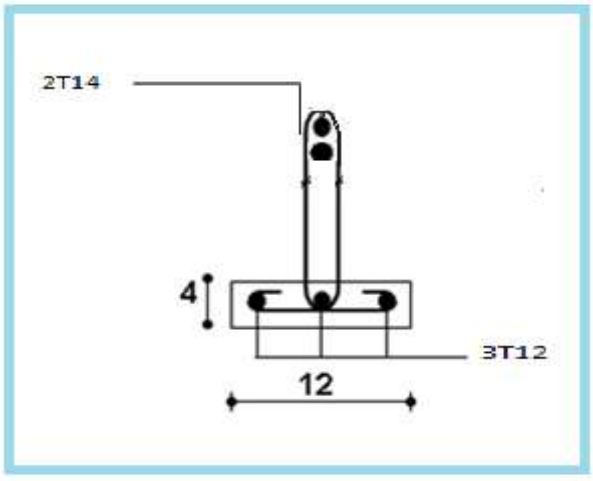


Figure III.24. Ferraillage des poutrelles

Centre d'archives

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=23.63 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{23.63x10^3}{120\times180} = 1.093 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u =1.26 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement St:**
- **Diamètre des armatures transversales ϕt :**

$$\phi t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;8\ ;\ 12\} \text{ (mm)}$$

On adopte ϕt≤ 3.6, on prend : ϕt=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

at : section d'une barre; nt : nombre des barres

at=0.28 cm² et nt=2 => At=at nt=0.56 cm²

- **Vérifications nécessaires : [1]**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa}. \Rightarrow \frac{56\times400}{120\times150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.0001 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Centre d'archives

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \mathbf{Vu \leq b0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.6kN} \qquad \mathbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] ⇒ a=16.2 cm

$$Vu = Al \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 109.21 \text{ kN} \Rightarrow Vu = 109.21 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \mathbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

Vu+(Mu/0.9d)=27.428+[(-14.325)/(0.9x0.18)]= -49.64< 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

σbmoy =Vu/ab≤$\overline{\sigma}$=1.3fc28/γb avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 41.09kN$

σbmoy:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σbmoy =2.11MPa<$\overline{\sigma}$=21.67 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

Mser=12.92 kN.m

Position de l'axe neutre :

$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0)$; A′ = 0 On a: b=65 cm; d=18 cm; h0=4 cm; A=4.52 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 4.309 \cdot (18 - 4) = -384.89 < 0$$

Centre d'archives

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2+Dy1-E=0$ avec : $0 \leq y1 \leq d$

$$D=\frac{2(b-b_0)h_0+30A}{b_0} \Rightarrow D=\frac{2(65-12)4+30(4.52)}{12} \Rightarrow D=46.63$$

$$E=\frac{2(b-b_0)h_0^2+30Ad}{b_0} \Rightarrow E=\frac{2(65-12)4^2+30\cdot 4.52\cdot 18}{12} \Rightarrow E=344.73$$

$y_1^2+46.63y1-334.73=0 \Rightarrow y1=6.32cm$

$$I=\frac{1}{3}\left(by_1^3-(b-b_0)(y_1-h_0)^3\right)+15A(d-y_1)^2 \Rightarrow I=14438.27cm4.$$

$$\sigma_b=\frac{M_{ser}\cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b=\frac{12.92\cdot 10^6\cdot 6.32}{14498.27x10^4} \Rightarrow \sigma b=0.56\ MPa.$$

$$\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b}=15\ MPa \Rightarrow \sigma_b<\overline{\sigma_b}$$ **(C.V)**

3°/ Etat limite de déformation : **[1]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L}\geq\frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450}=0.0444<0.0625 & \text{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L}\geq\frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.0444>\frac{18.20}{10.11.87}=0.1533 & \text{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0\cdot d}\leq\frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0141>\frac{2.81}{12.18}=0.0103 & \text{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

Mser = 12.92 kN.m

$$\rho=\frac{A}{b_0\cdot d}=\frac{4.62}{12.18}=0.021388$$

Centre d'archives

$\rho = 2.1388\ \% \Rightarrow \beta 1 = 0.818$ (Tableau).

$$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 189.944 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 20}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.021388} = 1.92146$$

$\lambda v = 2/5\ \lambda i = 0.76$.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0141 \cdot 189.944 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.2868$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.81 cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 23785.858 cm$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow Ifi = 15850.936\ cm4.$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 19529.132 cm4$$

$Ei = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$; $Ev = 1/3\ Ei = 10819 MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{12.92 \times 4.5^2}{10.(32164.2x15850.936)} \Rightarrow fi = 0.1333 mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = 18\frac{12.92 \times 4.50^2}{10(10819x19529.132)} \Rightarrow fv = 0.5527 mm.$$

Centre d'archives

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 0.5527 - 0.1333 = 0.4194mm$

Il faut avoir : $\Delta ft \leq fLimite = \bar{f}$

Avec: $Flimite = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9$ mm.

Donc: $\Delta ft = 0.4194$ mm $<$ $fLimite = 0.9$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.12.Récapitulation des résultats de la flèche

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	Λv
12.92	4.62	7.81	0.021388	0.818	189.944	0.86	1.92	0.76
I (cm4)	**I*fi* (cm4)**	**I*fv* (cm4)**	**L(m)**	***fi* (mm)**	***fv* (mm)**	**Δ*f* (mm)**	***f*adm(mm)**	**Δ*f* < *fadm***
23785.85	15850.936	19529.132	4.50	0.111	0.209	0.098	0.8	**C.V**

Le ferraillage se fait pour le **1e type** des poutrelles**, (étages courants Q=6)**c'est le cas le plus défavorable.

la fissuration est peu nuisible la situation est durable

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \bar{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h0=4 cm ; σbc=14.2 MPa ; d=18 cm ; σs=348 MPa ; FeE400 MPa;

b0=12 cm ;c= 2 cm;

Centre d'archives

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

M0> Mt, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une

1°/ A L'ELU :

- **<u>En travée :</u>**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25.75 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu=0.08733 < \mu l=0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.954$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.75 \cdot 10^3}{0.954 \cdot 18 \cdot 348} = 4.309\text{cm}$

On adopte: A=3T14=4.62 cm²

<u>Conditions de non fragilité : (CBA93)</u>

$A = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{65.20}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 4.62 cm². **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b0×h) = (12×20) cm²

Mapp=14.325 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14.325 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.259 < \mu l=0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.848 $\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.696 \text{ cm}^2$.

On adopte : A = 2T14= 3.08 cm²

<u>Conditions de non fragilité :</u>

Centre d'archives

A=3.08cm² > Amin=$\frac{B}{1000}=\frac{12.20}{1000}$ =0.24cm² **(C.V)**

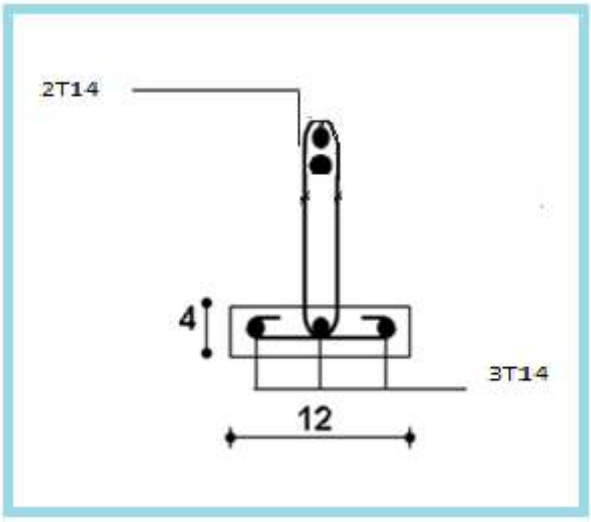


Figure III.25. Ferraillage des poutrelles

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=27.43 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{27.43x10^3}{120\times180} = 1.26 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u =1.26 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement St:**
- **Diamètre des armatures transversales ϕt :**

$$\phi t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_1;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;8\ ;\ 12\} \text{ (mm)}$$

Centre d'archives

On adopte $\phi t \leq 3.6$, on prend : $\phi t=6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4}=28.27$ mm²

at : section d'une barre; nt : nombre des barres

at=0.28 cm² et nt=2 => At=at nt=0.56 cm²

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \textbf{Vu} \leq \textbf{b0} \cdot \textbf{a} \cdot \textbf{0.4} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \textbf{129.60kN} \quad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] ⇒ a=16.2 cm

$$Vu = Al \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 109.21 \text{ kN} \Rightarrow Vu = 109.21 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

Vu+(Mu/0.9d)=27.428+[(-14.325)/(0.9x0.18)]= -61.16 < 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

Centre d'archives

σbmoy=Vu/ab≤$\overline{\sigma}$=1.3fc28/γb avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}|$=41.09kN

σbmoy:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σbmoy=2.11MPa<$\overline{\sigma}$=21.67 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

Mser=18.093 kN.m

Position de l'axe neutre :

$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0)$; A′ = 0 On a: b=65 cm; d=18 cm; h0=4 cm; A=4.52 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 4.309 \cdot (18 - 4) = -384.89 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : y_1^2+Dy1-E=0 avec : 0 ≤ y1≤ d

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(4.52)}{12} \Rightarrow D=46.63$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65 - 12)4^2 + 30 \cdot 4.52 \cdot 18}{12} \Rightarrow E=344.73$$

y_1^2+46.63y1-334.73=0⇒ y1=6.32cm

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I=14438.27cm4.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{18.09 \cdot 10^6 \cdot 6.32}{14498.27x10^4} \Rightarrow \sigma b =0.78 \text{ MPa}.$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

Centre d'archives

3°/ Etat limite de déformation : **[1]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.0444 < 0.0625 & \text{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.0444 > \frac{25.75}{10.14.352} = 0.1794 & \text{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0141 > \frac{2.81}{12.18} = 0.0103 & \text{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

Mser = 18.093 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12.18} = 0.021388$$

ρ = 2.1388 % ⇒ β1 = 0.818 (Tableau).

$$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 285.172 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 20}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.021388} = 1.92146$$

λv=2/5 λi=1.17.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0141 \cdot 180.36 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.8613$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.81 cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

Centre d'archives

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2=23785.858cm$$

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}\Rightarrow Ifi=10194.44cm4.$$

$$I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}=16147.02cm4$$

$Ei=11000\sqrt[3]{f_{c28}}=32164.2MPa$; $Ev=1/3\ Ei=10819MPa$

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}}=\frac{18.093\times 4.5^2}{10.(32164.2x10194.44)}\Rightarrow fi=0.1117mm$$

$$f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}}=18\frac{18.093\times 4.50^2}{10(16147.02x10819)}\Rightarrow fv=0.2097\ mm.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 14.38 - 8.09 = 6.29$ mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq fLimite = \bar{f}$

Avec: $Flimite = \frac{L}{500}=\frac{490}{500}=9.80$ mm.

Donc: $\Delta ft = 6.30$ mm $<$ $fLimite = 9.80$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Centre d'archives

Tableau III.13.: Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	Λv
18.093	4.62	7.81	0.021388	0.818	285.172	0.86	1.92	0.76
I (cm4)	**Ifi (cm4)**	**Ifv (cm4)**	**L(m)**	***f*i (mm)**	***f*v (mm)**	**Δ*f* (mm)**	***f*adm(mm)**	**Δ*f* < *fadm***
23785.85	10194.44	16147.02	4.50	0.111	0.209	0.098	0.8	**C.V**

III.3.calcul des escaliers :

III.3.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.3.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.

Centre d'archives

- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

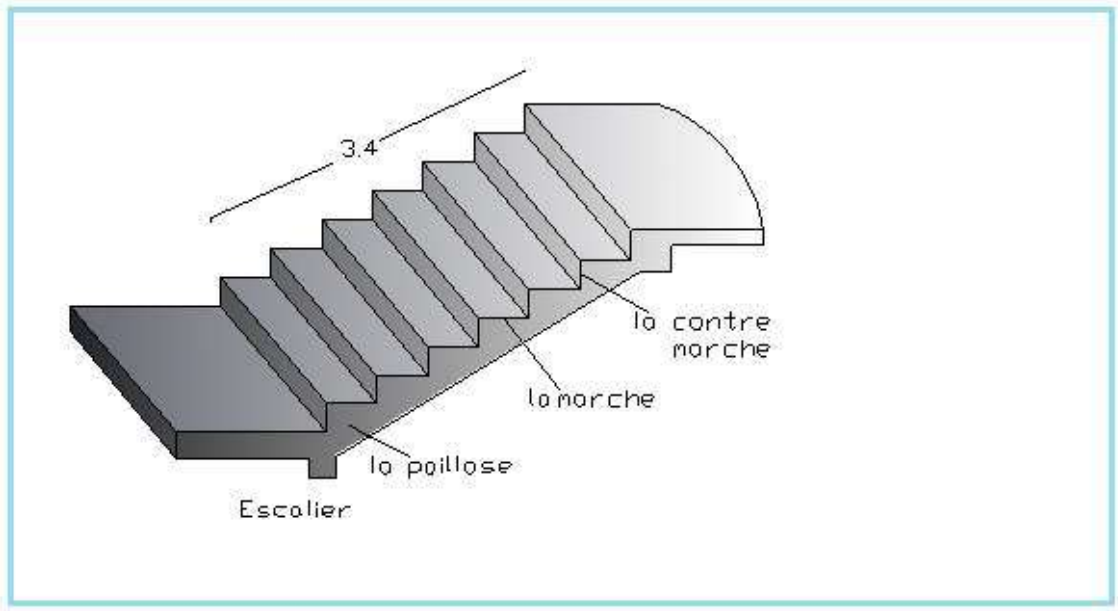


Figure.III.26. Représentation d'un escalier.

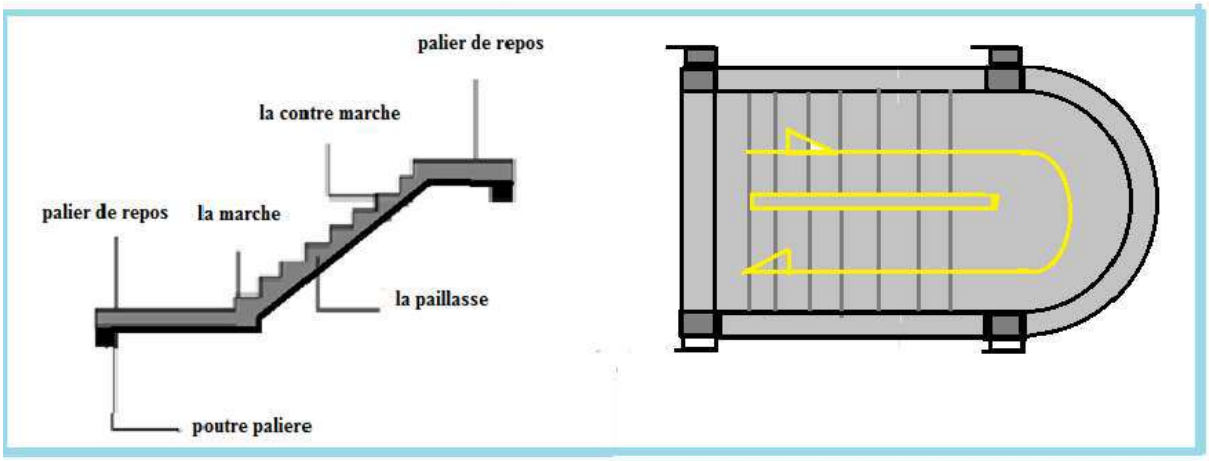


Figure.III.27. Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.3.3. Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit:

Centre d'archives

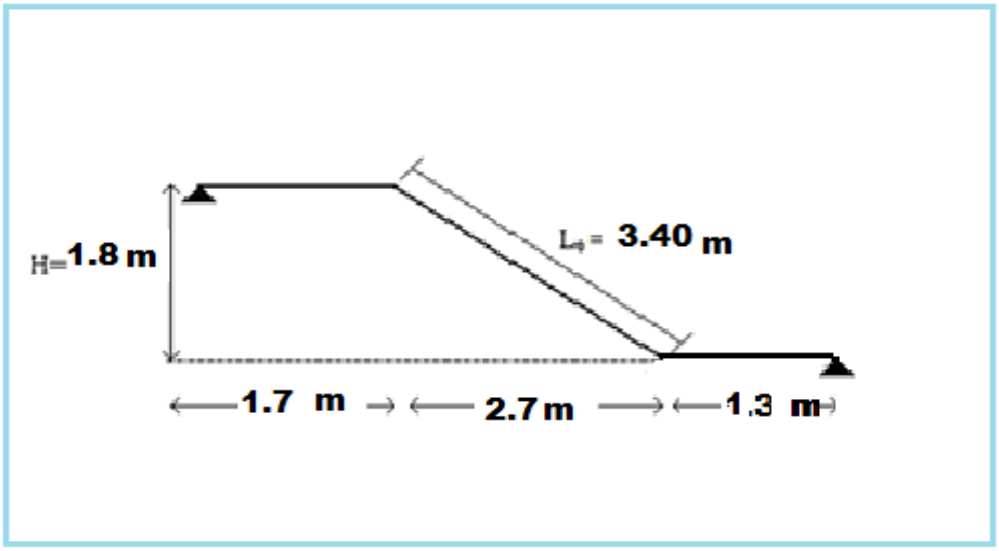


Figure.III.28. Dimensions de l'escalier.

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.8}{2,70} \Rightarrow \alpha = 33,42^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 3.25m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm.$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad h = \frac{H}{n}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

Centre d'archives

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,80m , L= 2,70m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 612n - 306 \leq 0 \\ -59n^2 + 605n - 306 \geq 0 \end{cases}$$

$10.56 < n < 11.88$

Donc on prend : n=10

Nombre de marches $n-1=9$

Nombre de contremarches $n=10$

Hauteur de la contremarche $h=18cm$

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1}$ $g=30cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=1,3 + 1.7+3.24 = 5.8m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 16,57 \leq e \leq 20.03cm$

On prendra: ep= 20 cm

Centre d'archives

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.14. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0.2	25	5
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
			G	6.74

Centre d'archives

Tableau.III.15. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,2 / cosα	25	2.25
5	Poids des marches	0,18/2	25	6.00
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	10.00

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** Q = 2,5KN/m2
- **Le palier :** Q = 2,5KN/m2

III.3.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Centre d'archives

Tableau.III.16. Combinaison des charges de

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Palier	6.74	2,5	12.85	9.24
Paillasse	10	2,5	17.25	12.5

III.3.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (12,85.3+17,25 .2,7) = 85.125 kN

$\sum M/B = 0$

Ra. 5.7= (21,84. 0.85) +(46.57 .3.05)+(16.70 .5.5)

Ra = 42.97KN et Rb = 42.14 KN

(0 ≤ x ≤ 1,7)

Moment fléchissant : M(x) = 42.146x – 12.85x2/2

Effort tranchant: T(x) =42.146 -12.85x

(1.7 ≥ x ≥ 4.4)

Moment fléchissant **:** M(x) = 42.146x-21.845(x-0.85)-8.62(x-1.7)

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 42.146\text{-}21.845\text{-}17.25(x\text{-}1.7)$

(4.4 ≥ x ≥ 5.7)

Moment fléchissant **:** M(x) = 42.146x-21.845(x-0.85)-46.575(x-3.05)-6.42(x-4.4)2

Centre d'archives

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) =$ 42.146x-21.845-46.575-12.85(x-4.4)

Mmax = 31,587 KN.m à x = 2,87m

Tmax = 42.974 KN à x = 5.7 m

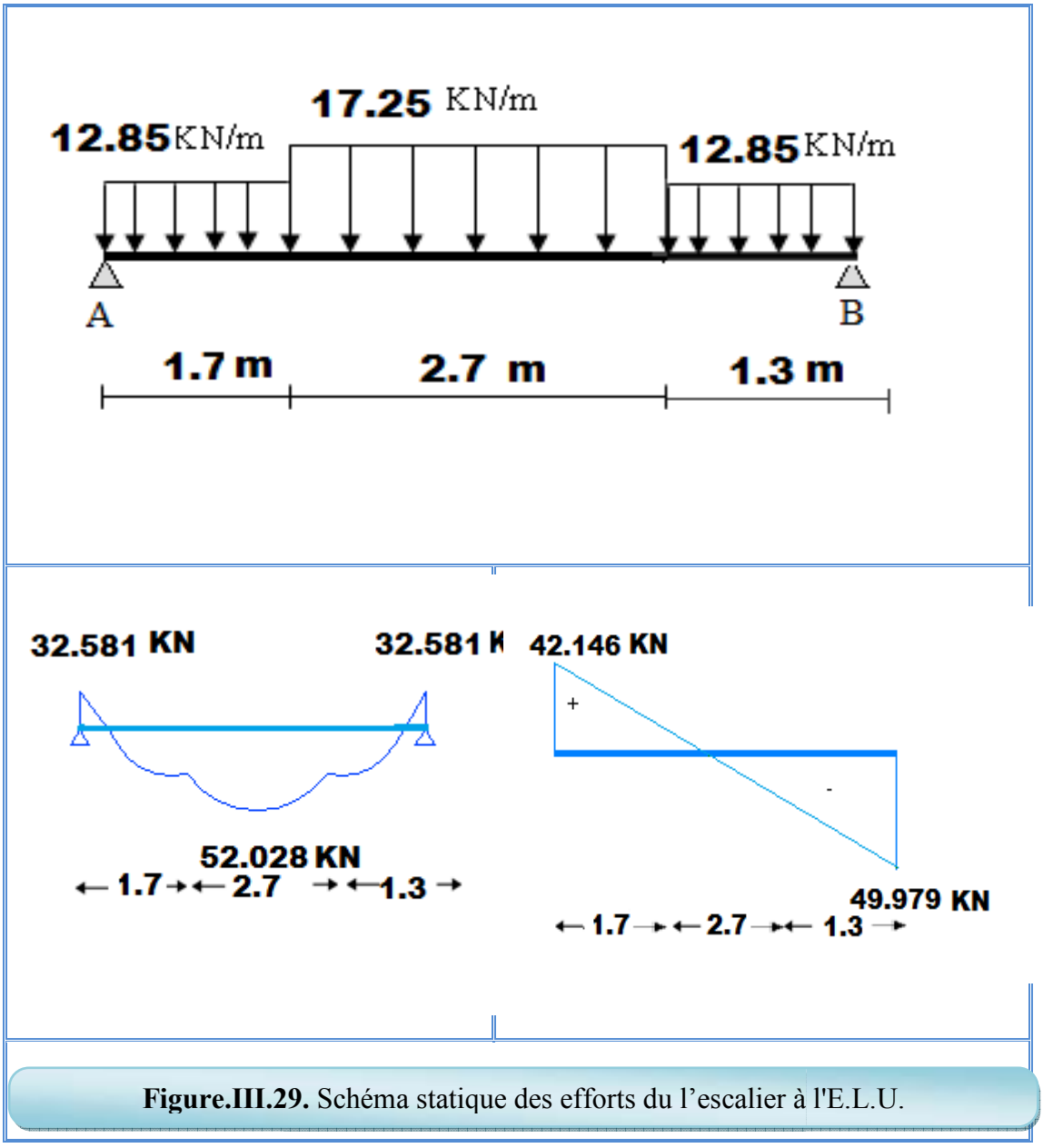


Figure.III.29. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service:

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (9.24 .3+12.5 .2,7) = 61.47 kN

Centre d'archives

$\sum M/B = 0$

Ra. 5.7= (9.24. 1.7 .4.85) +(12.5 .2.7 .2.65)+(9.24 .2.3 .0.65)

Ra = 31.05KN et Rb = 30.42 KN

(0 ≤ x ≤ 1,7)

Moment fléchissant : M(x) = 31.05 x – 9.24 x2/2

Effort tranchant: T(x) =31.05 -9.24x

(1.7 ≥ x ≥ 4.4)

Moment fléchissant **:** M(x) = 31.05 x-15.7(x-0.85)- 6.25(x-1.7)2

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) =$ 31.05 -15.7- 6.25(x-1.7)

(4.4 ≥ x ≥ 5.7)

Moment fléchissant **:** M(x) = 31.05 x-15.7(x-0.85)-33.75.(x-3.05)-4.71

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) =$ 42.05x-15.7- 33.75-9.24(x-4.4)

Mmax = 48.79 KN.m à x = 2,87m

Tmax = 31.05KN à x = 5.7 m

Centre d'archives

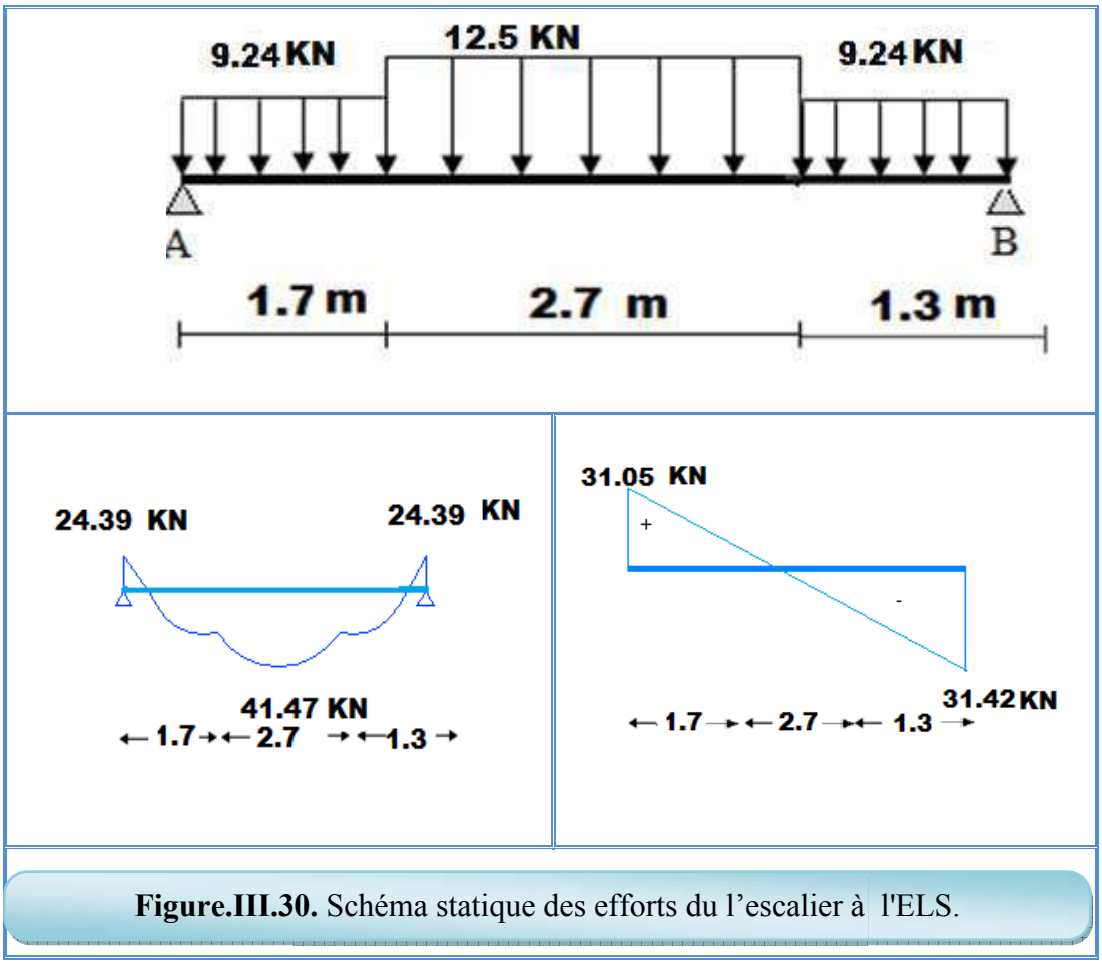


Figure.III.30. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS.

c. Récapitulation :

Mt= 0,85 Mmax Ma =0,5 Mmax

Tableau.III.17. Récapitulation des résultats.

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
E.L.U	55.280	32.518	42.979
E.L.S	41. 47	24 .395	30.42

Centre d'archives

III.3.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.18. Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb =1,5	σbc = 14,2 MPa	c = 2 cm
	ft28 = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 20 cm	d=18 cm
Acier	FeE400	Fe=400MPa	γs = 1,15	σs = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.19. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	Mu (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	Amin(cm²)	Aadopt(cm²)
En travée	65.036	0,141	0,923	41.24	0	2	8HA14= 12.31
En appuis	32.528	0,070	0,964	5.62	0	2	8HA12= 6.28

a. Armature de répartition:

Ar = A/4

En travée: on adopte: A = 7T12 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 4T8 /ml.

Centre d'archives

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ St = 10 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$

St = 10 cm < 45 cm

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07\frac{f_{c28}}{1,5} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{42,97.10^3}{1000.180} = 0,238MPa$$

τ_u = 0,238 MPa $\leq \overline{\tau}_u$ = 1,16 MPa (c.v)

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau.III.20.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	En travées	En appuis
A (cm²)	41.47	24 .395
Mser (KN.m)	12.31	6.28
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 6.51$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4.95$
I (cm4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 33574$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 20085.40$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$=2,631	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$=1,548
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

Centre d'archives

Conclusion:

les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. ***Vérification de la flèche:***

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L}=\frac{20}{575}=0{,}034\leq\frac{1}{16}=0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L}=0{,}034\geq\frac{M_t}{20M_0}=0.0425 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=0{,}0062\leq\frac{2}{f_e}=0{,}005 \qquad \text{(c.n.v)}$$

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

Mser = 19,337KN.m ; A=6,78 cm2

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=10.67\text{cm}$$

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2$$

I0=67618.19 cm4

$$\rho=\frac{A}{b_0\cdot d}=0.0068 \quad ; \qquad \beta=0{,}880$$

$$\sigma s=\frac{M_{ser}}{\beta\cdot d\cdot A}; \qquad \mu=1-\frac{1.75\cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s+f_{t28}};$$

$$\lambda_i=\frac{0.05\cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho}\ \text{(Déformation instantanée);}$$

Centre d'archives

λv =2/5 λi (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée Ei=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée Ev=Ei/3

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}} ; \Delta ft = fv\text{-}fi$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} + 0.5 = 1.64cm$$

Tableau.III.21. Valeur de la flèche.

Mser(KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I0 (cm4)	Ei(MPa)
41.47	0,0068	212.67	0,533	3.08	1.23	67618.19	32164,20
Ev(MPa)	Ifi (cm4)	Ifv (cm4)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	Δf < fadm
10721,39	28156.75	39575.41	14 .8	10,58	4.22	16.4	cv

III.4. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 2,46 m

III.4.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2.46m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0,6h ≤ b ≤ h

L = 2,46m => 16.4≤ h ≤ 24.6 => h = 30 cm

Centre d'archives

L = 2,46m => 21 ≤ b ≤ 35 => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm2

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 30cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1,00 < 4 (c.v)

III.4.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

Rult = 42.97KN ; Rser = 31.05KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 KN/ml.

Poids de double cloison : 3.25×2,44 =7.93 KN/ml

Donc: Pu = 1,35x (10.55) +42.979= 57.22 KN/ml

Pser =10.55+31.05 =41.60 KN/ml.

III.4.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre courbé.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2} \qquad M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.22. Efforts de la poutre

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	70.38	14.42	28.85
E.L.S	51.16	10.48	20.97

Centre d'archives

Centre d'archives

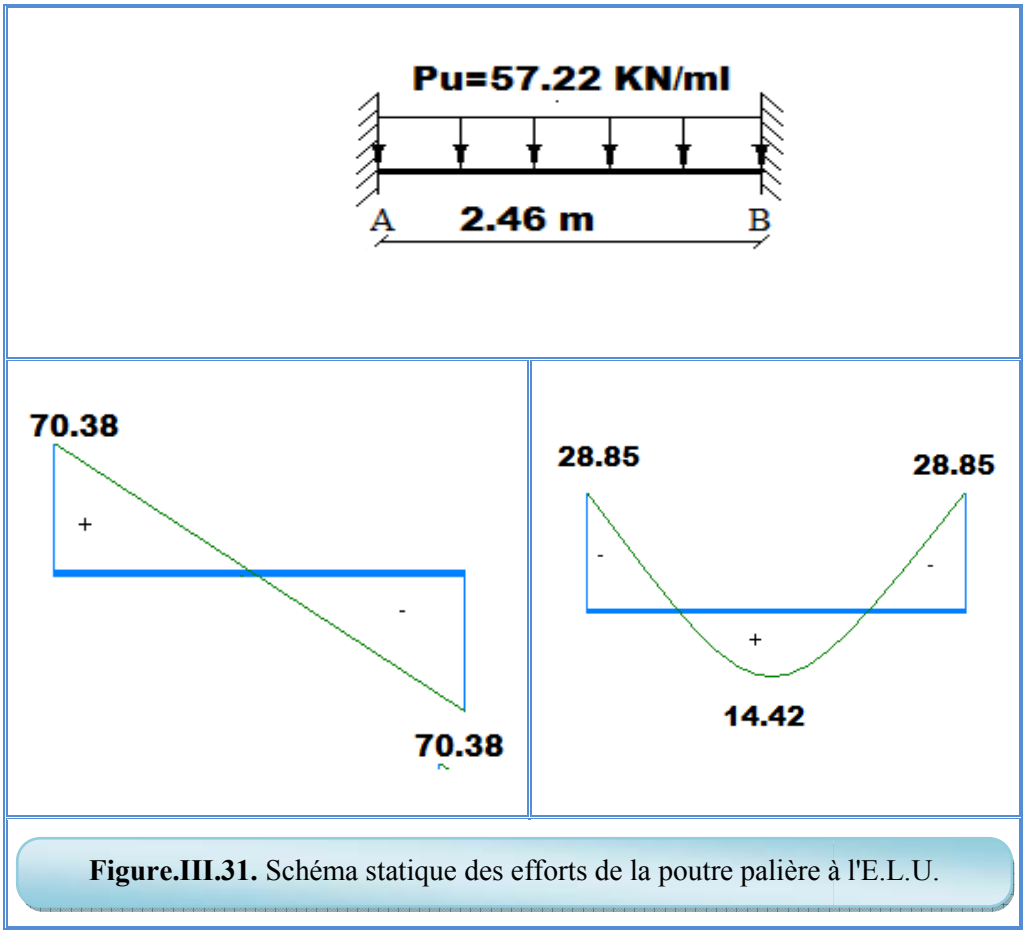


Figure.III.31. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.4.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : $fc28 = 25$ MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.23. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm2)	Amin (cm2)	Aadp (cm2)	A (cm2)
En travée	14.42	0,0425	0,979	1,56	0.9	**3HA12**	3,39
En appuis	28.85	0.0863	0,955	3.21	0.9	**3HA12**	3,39

Centre d'archives

III.4.5. Vérifications:

a. *Vérification à ELS :*

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.24.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	10,48	3.39	2.347×103	0,446	8,02	3.581	C.V
Appuis	20,97	3.39	2.347×103	0,893	8,02	7.165	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. *RPA 99 Version 2003:*

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.25. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=4.5 cm2	A max=36 cm2	Correction
Travées	6,78	C.V	C.V	**3HA12**=3,39 cm2
appuis		C.V	C.V	**3HA12**=3,39 cm2

Centre d'archives

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{42.52\times10^3}{300\times270} 0{,}52\ \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}52\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3{,}39\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times60{,}439\times10^3}{400} = 1{,}73\ \text{cm}^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\ ;\ 0{,}9d\right] = 24\ \text{cm}$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0.a$$

$$V_u = 42.52\text{KN} \leq 600\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times42.52\times10^3}{300\times240} = 1{,}18 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \text{(c.v)}$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10{,}00\ ;\ \varphi_l = 12\ ;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10{,}00\,mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}5\ \text{cm}^2$$

Centre d'archives

At = at.nt, (nt = 4).

At =2,0 cm2 , At =4HA8=2,01 cm2

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0,9d;40cm] = 24.3\text{cm}$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0,9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,9.2,01.(235/1,15)}{30(0,62-0,3.2,1)} \Rightarrow St \leq -1232,21 \text{ cm}$$

✓ **Vérification vis-à-vis** (*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

St ≤ min [h/4; 12Øl]

St ≤ Min [7.5; 14,4] = 7.5cm en zone nodale

St ≤ h/2 = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- St = 5cm (zone nodale)

- St = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0,4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2,00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4\times300\times50}{235} = 0,25cm^2$

Zone courante $A_t = 2,00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4\times300\times150}{235} = 0,76cm^2$

At min =0,003. St. b ≤ At

Centre d'archives

0, 003.15.30=1,35 cm2 <2,01 cm2 (C.V)

0, 003.5.30=0,45 cm2 <2,01 cm2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{246} = 0{,}129 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}121 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}042 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0{,}0105 \qquad \text{(c.v)}$$

III.5. Calcul des dalles:

III.5.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 1seule type de dalle pleine de formes trapèze

III.5.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

Centre d'archives

III.5.3.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ ***travail externe :***

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

Text = $P.f$ (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ ***Travail interne :***

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.5.5. Calcul de la première dalle:

III-5.5.1. Dalle trapézoïdale :

III-5.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges:

- **Calcul des actions :**

Les résultats de calcul sont :

Centre d'archives

Tableau.III.26.les action sur la dalle

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Pser(KN/m²)
5.99	4	14.08	9.99

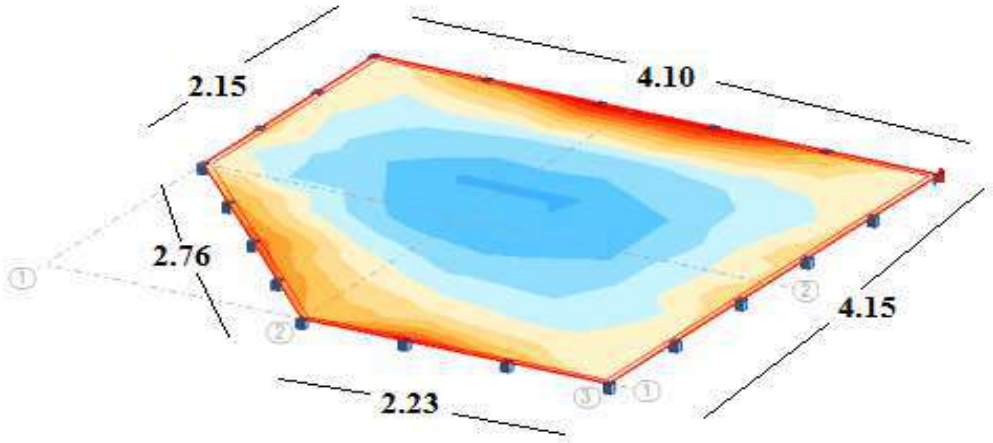


Figure .III.32. La dalle trapézoïdal

Ferraillage de la dalle pleine de garage à l'ELU:

$$\begin{cases} M_t = M_u = 6.85 kN.m \\ M_a = 0.5 M_u = 3.43 kN.m \end{cases}$$

Les armatures principales:

Béton: fc 28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σbc = 14.2 MPa ; ft 28 = 2.1 MPa

b = 100 cm ; h = 13 cm ; d = 11 cm.

Acier: FeE400 . Fe = 400 MPa ; γs = 1.15 ; σs = 348 MPa.

Centre d'archives

Tableau III.27.Calcul des sections d'acier

	Mu kN.m	μ	β	A cm²	A' cm²	Amin cm²	Aadopt cm²
En travée	6.85	0.029	0.985	1.54	0	1.50	**4 HA 10**
							3.14
Aux appuis	3.43	0.015	0.992	0.77	0	1.50	**4 HA 10**
							3.14

NB: Lx/Ly=0.51 $\Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux directions, donc on adopte le même ferraillage pour les deux sens

Condition de non fragilité: **[1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.50\ cm^2$$

Donc : A = 3.14>Amin = 1.50 cm2**……..(C.V)**

Espacement: **[1]**

$$S_t = 25\ cm \leq S_{min} = \min[3h = 39\ cm\ ; 33\ cm] = 33\ cm$$

Vérification à l'E.L.S:

On adopte les valeurs données par la méthode forfaitaire:

$$\mu_x = 0.098 \Rightarrow M_x = 4.78 kN.m$$
$$\mu_y = 0.3758 \Rightarrow M_y = 1.80 kM.m$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 M_{ser} = 4.071 kN.m \\ M_a = 0.5 M_{ser} = 2.39 kN.m \end{cases}$$

Centre d'archives

- **En travée :**

Tableau III.28: Vérification à l'E.L.S en travée

Mser kN.m	Au m2	y1 cm	IG cm4	k N/mm3	σb MPa	$\overline{\sigma}$ b MPa	Observation
4.07	3.14	3.06	5608.74	0.072	2.22	15.00	**(C.V)**

Donc, on garde les sections calculées à l'E.L.U.

- **Aux appuis:**

Tableau III.29: Vérification à l'E.L.S aux appuis

Mser kN.m	Au m2	y1 cm	IG cm4	k N/mm3	σb MPa	$\overline{\sigma}$ b MPa	Observation
2.39	3.14	3.06	5608.74	0.043	1.32	15.00	**(CV)**

Donc, on garde les sections calculées à l'E.L.U.

Vérification de l'effort tranchant: **[1]**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$

Où : $V_x = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = 11.02kN$

$V_y = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} = 9.22kN$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{11.02 \times 10^3}{1000 \times 110} = 0.09\,MPa$

D'où alors : $\tau_u = 0.09\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ ……..**(C.V)**

Centre d'archives

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche: **[1]**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-dessous sont vérifiées:

1- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{490} = 0.03 < \frac{13.69}{20 \times 16.11} = 0.042$ **(C.N.V)**

2- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.030 < 0.062$ **(C.N.V)**

3- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ **(C.V)**

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche: **[1]**

Tableau III.30: Récapitulation des résultats de la flèche de la dalle pleine.

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
4.07	3.14	7.20	0.0024	0.921	125.28	0	8.75	3.50
I (cm4)	**Ifi (cm4)**	**Ifv (cm4)**	**L(m)**	***f*i (mm)**	***f*v (mm)**	**Δ*f* (mm)**	***f*adm(mm)**	**Δ*f* < *f*adm**
29768.18	32745.0	32745.0	4.90	1.07	3.19	2.12	9.80	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e = 15cm**) de la dalle

III.6. La dalle machine :

III. 6.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de

Centre d'archives

l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.6. 2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

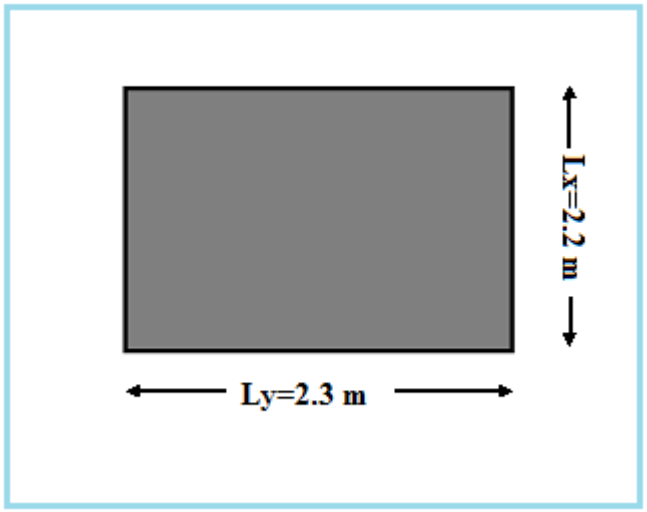


Figure III.33. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion:[1]**

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{220}{45} \leq e \leq \frac{220}{40} \Rightarrow 4.4\ cm \leq e \leq 5.5\ cm$$

- **Condition de l'E.N.A Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle

Machine soit : $e \geq 25$ cm. On prend : e=25cm.

Centre d'archives

III. 6.3 .Détermination des charges permanentes et d'exploitation :

III.6.3.a. Charges permanentes G :

Tableau. III.31. charge permanente

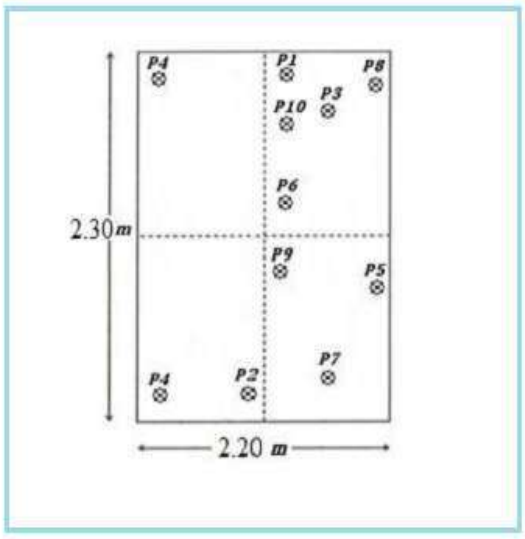
No	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Gravier roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Dalle pleine	0,25	-	6,25
8	Enduit en ciment	0.02	10	0.36
Charge permanente G				**10.05**

Centre d'archives

III.6.3.b .Poids de la machine supportées de la machine supportées:

- **q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs**

Sous forme de charges concentrées



FigureIII.34. Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau.III.32 Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	**3200**	**200**	**600**	**800**	**1250**	**750**	**1100**	**1000**

$$q= \sum\frac{Pi}{S}=3418.97\ Kg/m3=34.19\ KN/m2$$

Gtot=10.05 + 34.19 = 44.24KN/m2

III. 6.3.c. La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse Inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Centre d'archives

G (kN/m2)	Q (kN/m2)	PU (kN/m2)	PSer(kN/m2)
44.24	5	67.22	49.24

III.6.4. calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{2.20}{2.30} = 0.96$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.6.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.6.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

- ➢ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ➢ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.6.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

Centre d'archives

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

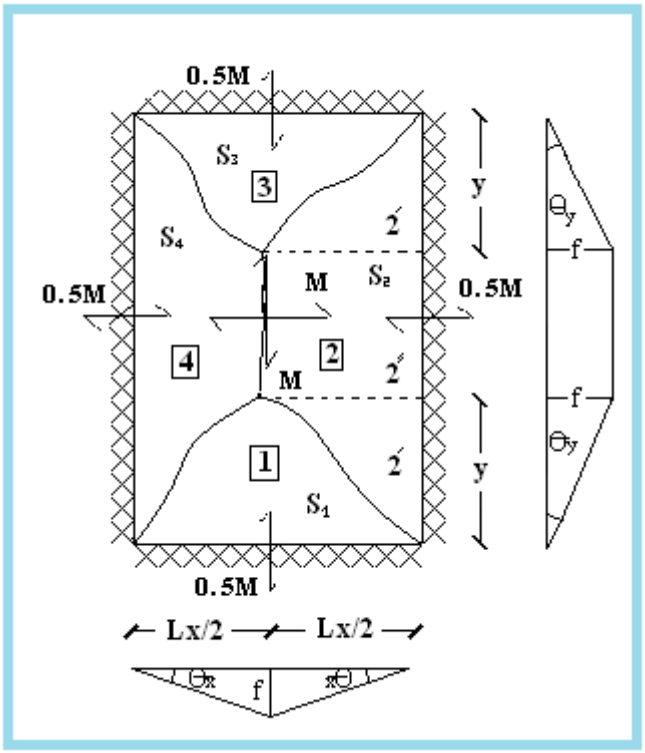


Figure.III.35. Les lignes de rupture

❖ **Travail externe :**

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4}$$

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3}$
- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2} L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Centre d'archives

❖ **Travail interne :**

$$T_{int} = T^{1}_{int} + T^{2}_{int} + T^{3}_{int} + T^{4}_{int}$$

Avec :

- $T^{1}_{int} = T^{3}_{int}$
- $T^{2}_{int} = T^{4}_{int}$

$$T^{1}_{int} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T^{1}_{int} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T^{2}_{int} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T^{2}_{int} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{2.2}{y} + 2.09\right)}{2.530 - 0.73y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1.526\,y^2 + 3.212\,y - 5.566 = 0 \Rightarrow y = 1.13\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.141q

$$M_t = M = 0.141.q_u = 0.141 \times (67.22) = 9.48\,KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 9.48 = 4.74\,KN.m$$

Centre d'archives

III.6.4.d. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau. III.33. Les données

fc28	25 MPa	h	25 cm
ft28	2,1 MPa	d	23 cm
fe	400 MPa	c	2 cm
σb adm	14.2 MPa	c'	2 cm
σs adm	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1.2}{2} = 22.4 \text{ cm} \\ d_y = 22.4 - \frac{1.2 + 1.2}{2}. = 21.2 \text{ cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s . d . \beta .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau .III.34. Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	Amin (cm²)
Sens x	En travée	9.48	0.013	0.993	1.19	0.00	2.50
	En appuis	4.74	0.006	0.997	0.60	0.00	2.50
Sens y	En travée	9.48	0.015	0.992	1.29	0.00	2.50
	En appuis	4.74	0.007	0.998	0.64	0.00	2.50

Centre d'archives

III.6.4.e. Condition de non fragilité : [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\ cm^2 \end{cases}$

III.6.4.f. Condition d'espacement : [1]

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\ cm\ ,\ 22\ cm] = 22\ cm$$

On prend : S = 25 cm.

III.6.4.g. Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 50.02KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{50.02 \times 10^3}{1000 \times 224} = 0.223\ MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\ MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 49.29KN$$

$$\tau_u = \frac{49.29 \times 10^3}{1000 \times 212} = 0.232\ MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\ MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5. Vérification à l'E.L.S : [1]

Centre d'archives

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.35. Calcul de Mser

		Mser (Kn.m)
Sens x	travée	0.141*qser=0.141*49.24=6.94
	appuis	0.5*Mt=0.5*6.94=3.47
Sens y	travée	0.141*qser=0.141*49.24=6.94
	appuis	0.5*Mt=0.5*6.94=3.47

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.36.Vérification à l'els

		Mser (Kn.m)	As (cm2)	Y (cm)	I (cm4)	K (N/mm3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	6.94	3.39	4.29	19309.17	0.036	1.542	OUI
	appuis	3.47	3.39	4.29	19309.17	0.018	0.771	OUI
Sens-y	travée	6.94	3.39	4.16	17164.60	0.040	1.664	OUI
	appuis	3.47	3.39	4.16	17164.60	0.020	0.832	OUI

III.6.6 Vérification de la flèche : [1]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Centre d'archives

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}114 > 0{,}05 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 0{,}114 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} . \\ 1.513.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.7. Vérification de non poinçonnement : [1]

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 84 KN , γb = 1.5 , $f$cj = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifiée)

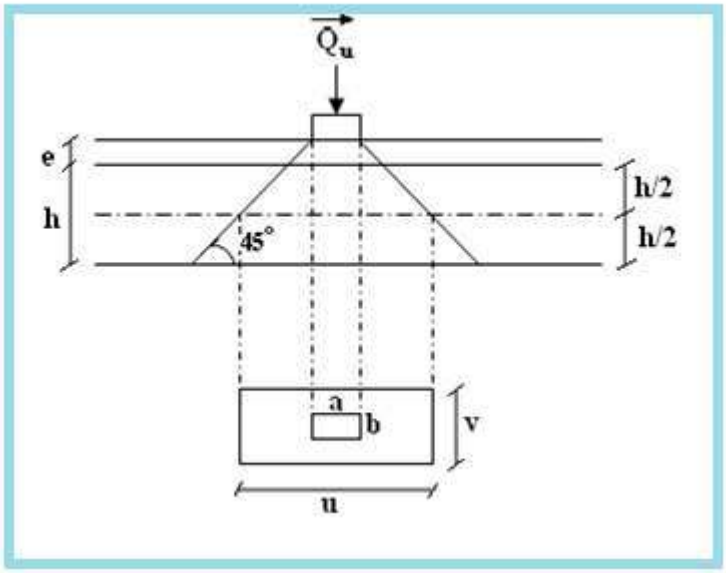


Figure III.36. La vérification de non poinçonnement

Centre d'archives

Centre d'archives

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait

L'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui

Représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations,

Ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est

Sollicitée par un changement ou séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel

« Robot 23 ».

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en

vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené

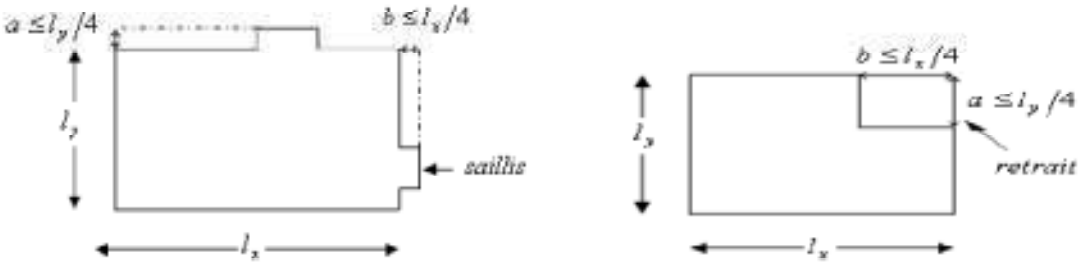
Suivant plusieurs méthodes, on site :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

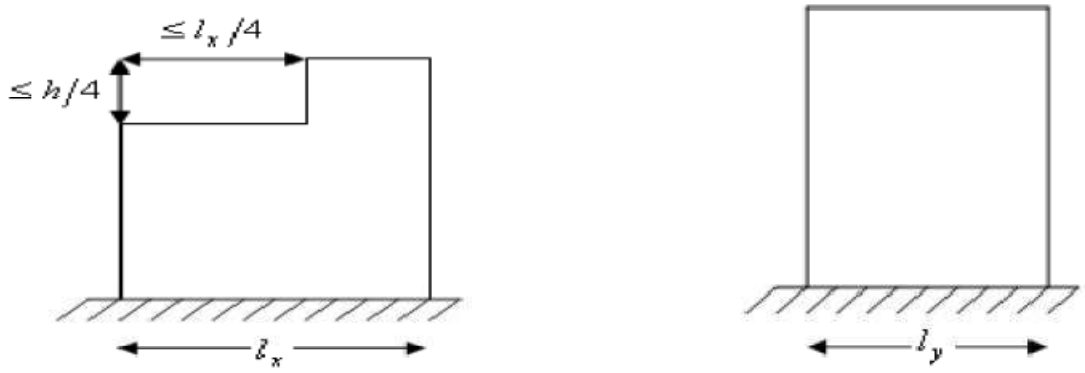
1. En zone IIb le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : m **(condition vérifier).**

a) Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* » est supérieur à Ly /4**(condition non vérifier)**

b) Régularité en élévation :



- **(condition non vérifier)** car on n'a pas des retraits en élévation

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIb, groupe

D'usage 2, Ht=21.6 m >17 m **(condition non vérifier).**

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Méthode Statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la Méthode d'analyse modale spectrale) doit être mène.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des

Structures aux éléments finis **'robot 23 '**.

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets

Engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de

Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

B. Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2,5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3,0s \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3,0s \end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

❖ **Coefficient d'accélération A :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.1**]

Tableau IV.1 .coefficient d'accélération de zone A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIb	0.25	0.20	0.15	0.10

Donc **A= 0.20**

❖ **facteur de correction d'amortissement η:**

Donné par la formule : η=7 / (2 +ξ)

Avec : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ* =7 %) [RPA99 version 2003 : Tab**.4.2**]

Avec remplissage dense → η = 0,882

❖ **facteur de qualité Q :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.4**]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de

Qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Tableau IV.2 .facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

Donc : Q_x =1.15

Q_y=1.15

❖ **périodes caractéristiques :** [RPA99 version 2003: **Tab .4.7**]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble

(Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou

D'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

$\left.\begin{matrix} T_{1.}=0.15\ s \\ T_2=0.50\ s \end{matrix}\right\}$site S3

❖ **coefficient de pondération :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.5**]

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

B_1= 0,20, β_2= 0,3 ; $\beta_{3=}$1

❖ **coefficient de comportement R** : [RPA99 version 2003 : **Tab.4.3**]

Conformément a l'article [**3.4.b** du RPA 99v2003] : **R = 4.**

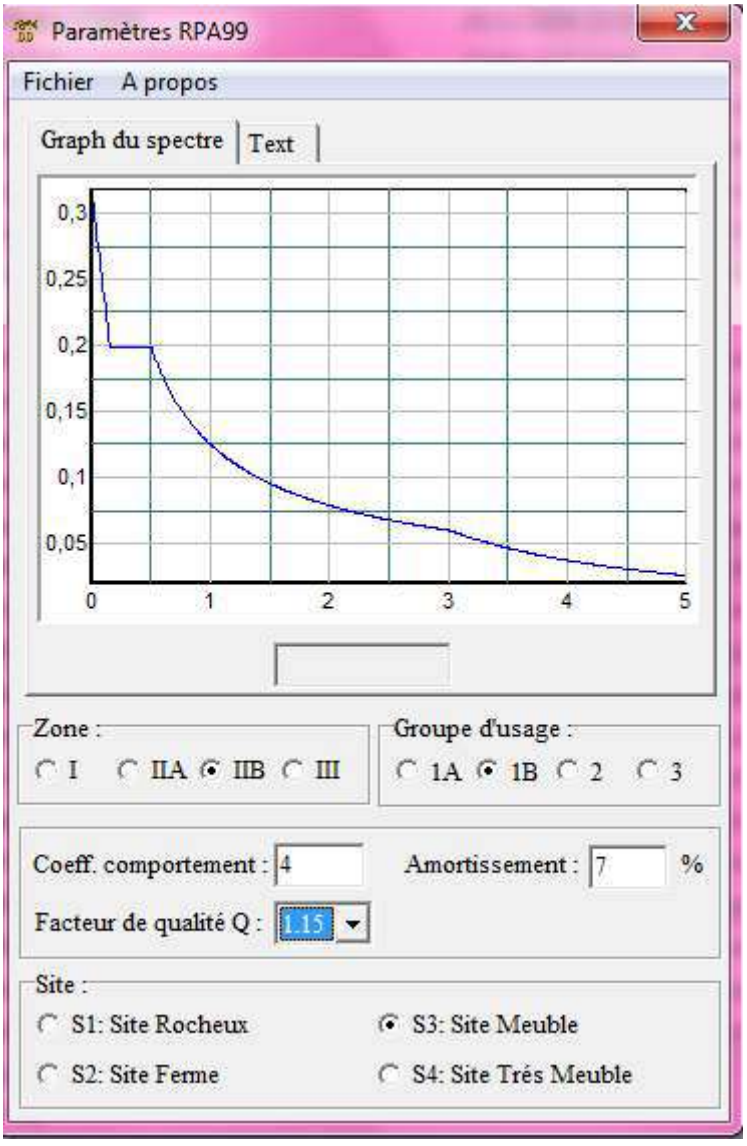


Figure IV.1. spectre de réponse.

IV .3. Caractéristiques géométrique de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux

D’origine sismique sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.3.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments

Constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier,

Voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repère dans un système d’axe choisi, il est défini par la formule

Suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l’élément (i) du niveau considère

- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravite de l’élément (i) par rapport au repère Global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère Global.

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de L’ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans

Rotation.

- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens Que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il est défini par les

Formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{Xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport

Au repère global choisi.

- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global Choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son Centre de gravité ;

- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est Confondu avec ce centre de symétrie.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - Pour les voiles : $I_X = \frac{L*e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e*L^3}{12}$

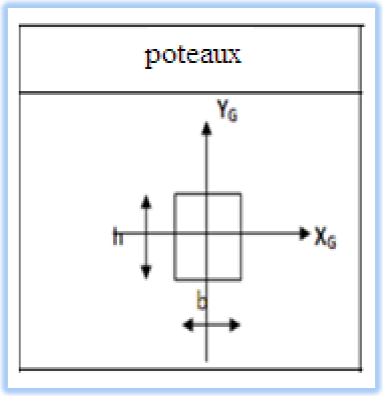


Figure IV.2 . Dimension des poteaux

IV.3.3. Excentricités :
IV.3.3. 1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est

Calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

IV.3.3. 2. Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 **Art 4.3.7]**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans

Leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces

Horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux

Valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être

Prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_x \\ E_y = 0.05\ L_y \end{cases}$$

- **Vue 3 D :**

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle

On a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant

Également la torsion au niveau du premier mode, on a adopté le modèle montré dans la figurante :

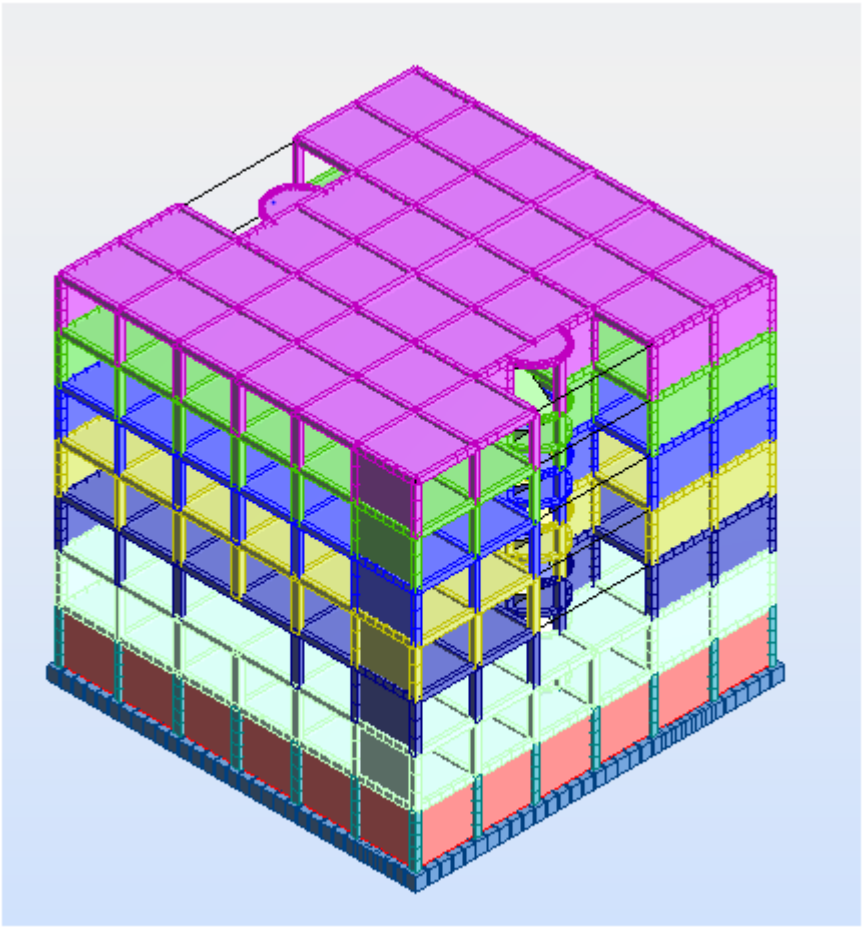


Figure IV.3. vue en 3D

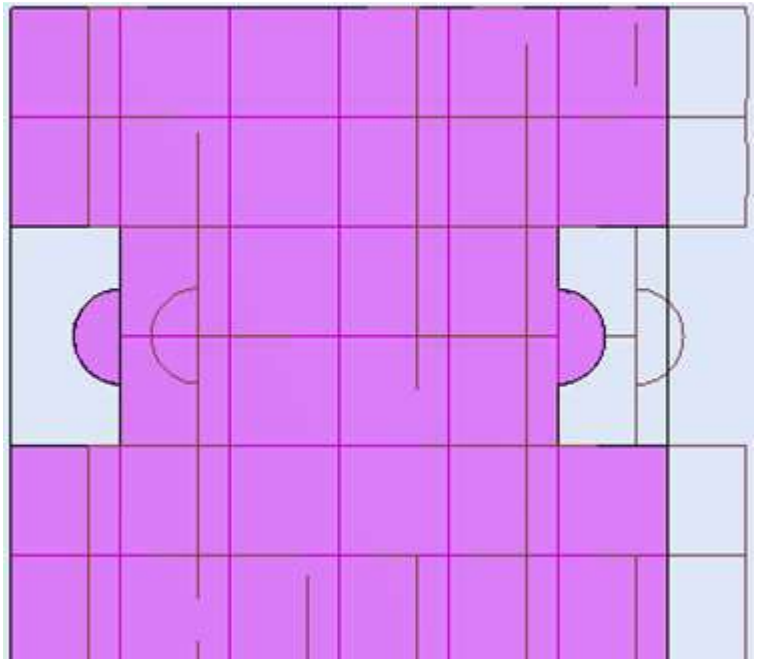


Figure IV.4 . Mode1 translation suivant axe x

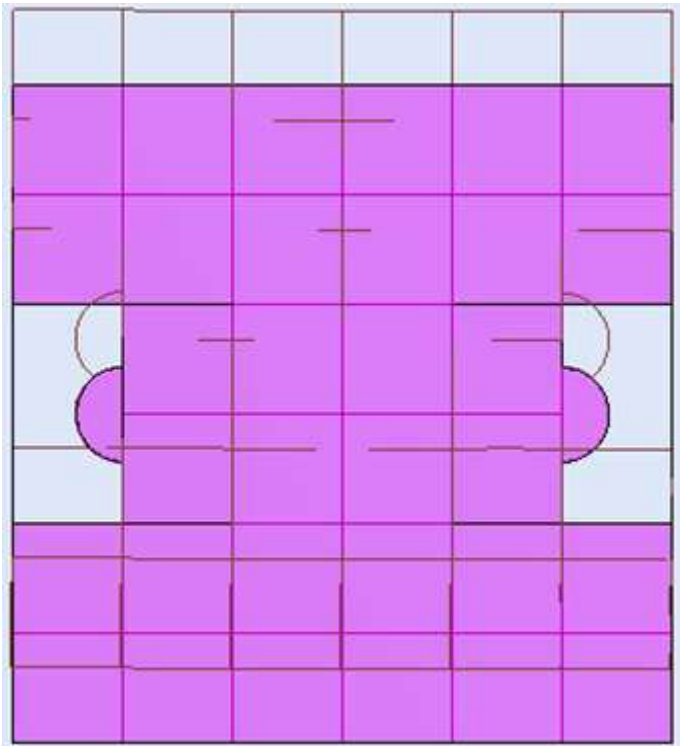


Figure IV.5 . Mode2 translation suivant axe y

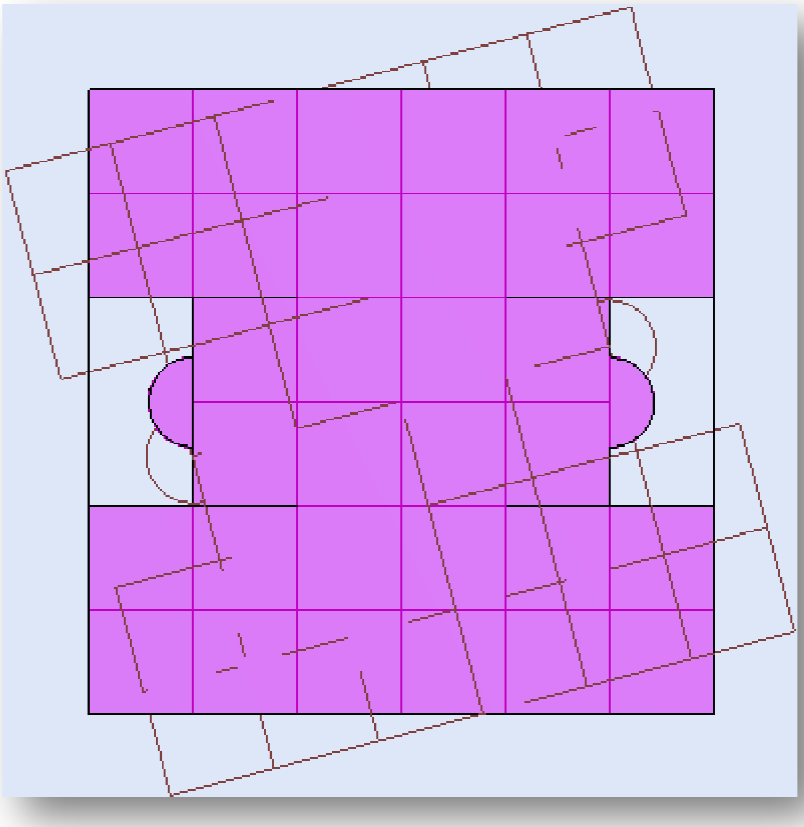


Figure IV.6. Mode 3rotation autour axe z

IV.4. Etude de la structure :

IV.4.1. Caractéristiques géométrique :

IV.4.1.1. Centre de masse et centre de torsion :

Tableau IV.3 .centre de masse et centre de torsion

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
étage	Niveau	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR	YR	Masse.g	XG	YG
5éme	21.6	232479.13	253896.84	13.50	13.50	3126.21	13.53	13.53
4éme	18	232140.34	253080.62	13.50	13.50	3040.28	13.62	13.54
3éme	14.4	232142.29	253112.94	13.50	13.50	3040.68	13.62	13.54
2éme	10.8	241063.46	267512.66	13.50	13.50	3155.14	13.62	13.54
1er	7.2	237129.13	268232.28	13.50	13.50	3149.09	13.65	13.62
RDC	3.6	240776.30	292078.30	13.50	13.50	3401.51	13.54	13.48

IV.4.1.2. Les excentricités :

Excentricité théorique + accidentelle :

Tableau IV.4 .excentricité théorique + accidentelle

Excentricité				
étage	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
5éme	21.6	0.03	0.03	Ok
4éme	18	0.12	0.04	Ok
3éme	14.4	0.12	0.04	Ok
2éme	10.8	0.12	0.04	Ok
1er	7.2	0.15	0.12	Ok
RDC	3.6	0.04	0.02	Ok

On constate qu'a chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le Centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du Bâtiment mesurée perpendiculairement a la direction de l'action sismique considérée [RPA99 Version 2003. **Art.3.5.1.0.2**]

Longueur du bâtiment = 27 m ⇛ 15% Lx =4.05 m

Largeur du bâtiment = 27m ⇛ 15% Ly = 4.05 m

IV.4.2. Résultat de l'analyse dynamique :
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les

Vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements en têt
- Vérification des déplacements inter étages
- Vérification de cisaillement des éléments
- Vérification d'effort normale réduit à la base
- Vérification vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.2.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.5 .comportement des trois premiers modes

Modes	Période (seconde)	comportement	Masse modale (%)		
			UX	UY	RZ
Mode 1	0.47	Translation suivant l'axe x	69.23	0	0
Mode 2	0.44	Translation suivant l'axe y	0	70.43	0
Mode 3	0.35	Rotation autour de l'axe z	0	0	75

IV.4.2.2. Vérification de la participation massique
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales,

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit

Être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au

Moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003. **Art 4.3.4.a**].

Tableau IV.6. La participation massique

Mode " i "	Période " s "	Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.47	68.21	00
2	0.44	68.21.	69.39
3	0.35	68.21	69.40
15	0.07	88.42	89.37
16	0.07	**88.42**	**89.40**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Cette condition n'est pas vérifiée (C.N.V)

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K \geq 3\sqrt{N}} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{T_K \leq 0.20\ sec} \qquad \textbf{(4-14)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

$K \geq 3\sqrt{6}$ =7.34 donc K=7.34 modes

$T_K \leq 0.20$ sec⇒ 0.08 sec ≤ 0.20 sec Donc …….C.V

IV.4.2.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs

Modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par

La méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la

Formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} \geq 0.8$

Si Vt < 0,80.V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

Moments,….) dans le rapport 0.8V/Vt.

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art.4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon les formules

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A*D_y*Q_y}{R} W$$

- ✓ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2,5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta\,(1,25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Catégorie du site : site meuble (S3)

donc : $T_1 = 0.15$ s
$T_2 = 0.50$ s

Dx= 2.205

Dy= 2.205

- ✓ W : Poids total de la structure :

$W = \sum_{i=a}^{n} W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta_1 W_{Qi} + \beta_2 W_{Qi}$

β_1=1 ,β_2 = 0.3 (RPA 99 version 2003 Tableau : 4.5)

W= 18912.94 KN (résultats robot23)

❖ Vérification du choix du coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en

Fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives

Adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales

Reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de

Contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article

[3.4.b et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Alors on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20%

Des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales

Alors le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles qui a une valeur de coefficient de comportement **« R=4».**

Tableau IV.7. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.2	2.205	2.205	5	1	1.05	189129.44	23979.24	23979.24

Tableau IV.8. Vérification résultante des forces sismiques de calcul

	V(KN)	E_d (KN)	0.8*V	$E_d \geq 0.8*V$
X	2397.92	8360.95	1918.33	OUI
Y	2397.92	8505.85	1918.33	OUI

IV.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement :
[RPA99version 2003 **Art 4.4.1**]

Le moment de renversement est égale à :

$$M_{ox} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{ix}$$

$$M_{oy} = \sum_{i=1}^{n} h_i * F_{iy}$$

Avec :

- ✓ F_{ix} , F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant S et Y
- ✓ H_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de la stabilité qui est égale à : $Mtx=X_G*W_i$, $Mty = Y_G*W_i$

Avec :

- ❖ XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- ❖ Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

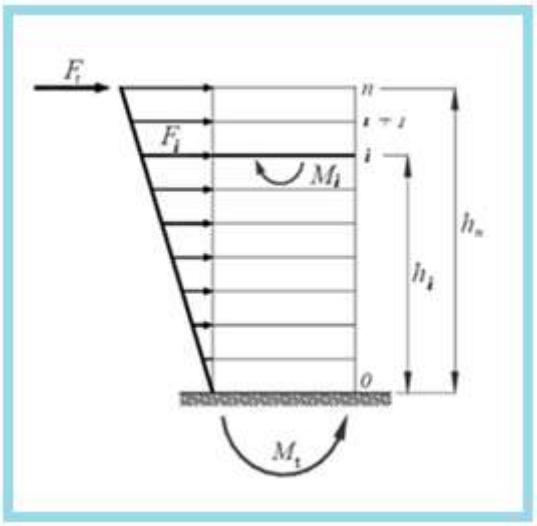


Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right)(V - F_I)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T * V \leq 0.25V & si T \geq 0.7\ s \\ 0 & si T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a:

T = 0.47 s

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right) V_t = \alpha_x V_t$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right) V_t - F_t = \alpha_y V_t$$

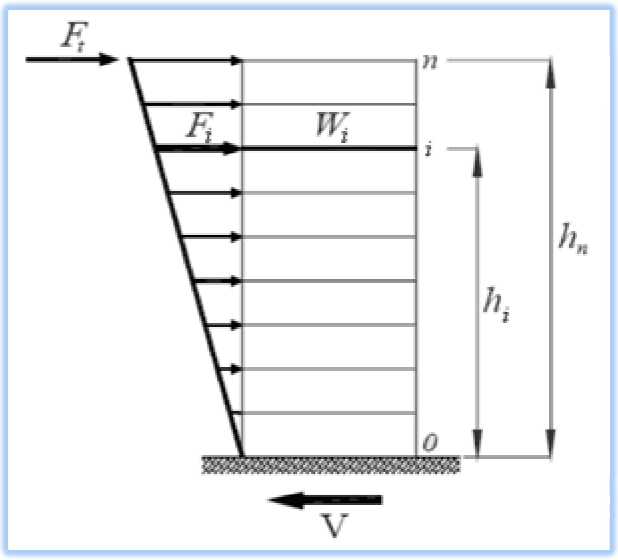


Figure IV.8. Distribution des forces sismiques

Moment de renversement

Suivant x : Edx= 8360.95 KN

Tableau IV.9. Moment de renversement suivant x

Hi(m)	Wi(KN)	Wihi (KN .m)	αx	F_{ix} (KN)	M_{RX}(KN .m)
21.6	31262.15	675262.44	0.28	2341.06	50566.89
18	30402.89	547252.02	0.23	1923.01	34614.18
14.4	30406.82	437858.20	0.18	1504.97	21671.56
10.8	31551.48	340755.98	1.44	12039.76	130029.40
7,2	31490.95	226734.84	0.09	752.48	5417.85
3.6	34015.12	122454.43	0.05	418.047	1504.96
SOMME Mrx		2350317.91	1	8360.95	243804.84

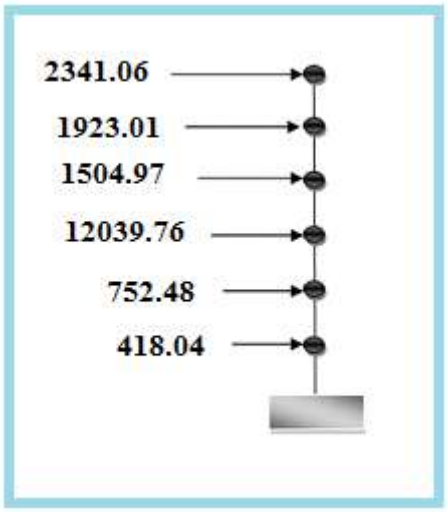


Figure IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages suivant x

Suivant y : Edy= 8505.85 KN

Tableau IV.10. Moment de renversement suivant y

Hi(m)	Wi(KN)	Wihi (KN .m)	αy	F_{iy}(KN)	M_{Ry}(KN .m)
21.6	31262.15	675262.44	0.28	2381.63	51443.20
18	30402.89	547252.02	0.23	1956.34	35214.12
14.4	30406.82	437858.20	0.18	1531.05	22047.12
10.8	31551.48	340755.98	1.44	12248.42	176377.24
7.2	31490.95	226734.84	0.09	765.52	22673.84
3.6	34015.12	122454.43	0.05	425.29	1531.04
SOMME Mry		2350317.91	1	8505.85	309286.56

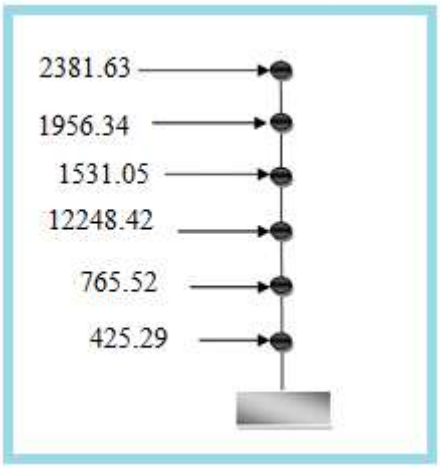


Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant y

Moment de stabilité :

Tableau IV.11. calcul de moment de stabilité suivant x,y

Hi(m)	Wi(KN)	XG (m)	YG (m)	M_{sxi} (KN.m)	M_{syi} (KN .m)
21.6	31262.15	13.53	13.53	422976.88	422976.88
18	30402.89	13.62	13.54	414087.36	411655.13
14.4	30406.82	13.62	13.54	414140.88	411708.34
10.8	31551.48	13.62	13.54	429731.15	427207.03
7.2	31490.95	13.65	13.62	429851.46	428906.73
3.6	34015.12	13.54	13.48	460564.72	458523.81
SOMME Msx , Msx				2571352.45	2560977.92

Donc il faut vérifier $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

Tableau IV.12. Vérification stabilité au renversement

Msx (KN.m)	**Msy (KN.m)**	**Mrx (KN.m)**	**Mry (KN.m)**	**Msx / Mrx**	**Msy / Mry**	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$
2571352.45	2560977.92	243804.84	309286.56	10.54	8.28	Oui

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement suivant les deux directions

IV.4.2.5. Vérification des déplacements en têt :

Sous l'effet d'Edx ou bien Edy selon le plan de masse $\delta_{réel} = \delta_{théorique}$ x R

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250} = \frac{21.6}{250} = 8.64$ cm

Suivant x :

$\delta_{x\ réel} = \delta_{théorique}$ x R = 1x4 = 4 cm

Suivant y :

$\delta_{y\ réel} = \delta_{théorique}$ x R =1.04 x 4 = 4.16 cm

Donc : $\delta_{x\ réel} < \delta_{adm}$ **oui**

$\delta_{x\ réel} < \delta_{adm}$ **oui**

Calcul de joint [Art 5.8]

$d_x = \delta_{x\ réel}$ + 15 mm + $\delta_{x\ réel} \Rightarrow d_x$ = 4+ 1.5 + 4= 9.5 cm

on adopt : d_x = 10cm

$d_y = \delta_{y\ réel}$ + 15 mm + $\delta_{y\ réel} \Rightarrow d_y$ = 4.16+ 1.5 + 4.16 = 9.82 cm

on adopt : $d_y = 10$ cm

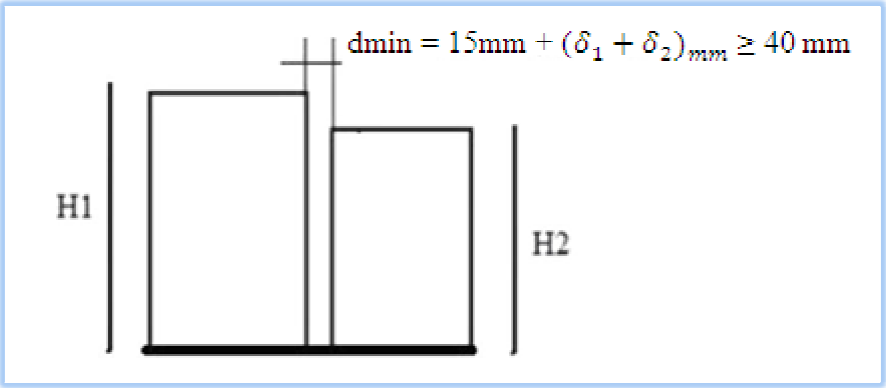


Figure IV.11. Largeur minimum du joint

IV.4.2.6. Vérification des déplacements inter étages : [Art 4.4.3]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$[1] ►► [Art4.4.3] ◄◄

- δ_{ek}**:** Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

Δ k limite = 0.01* he

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.13. Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau	δ_e **(cm)**	$\delta_K = R\delta_{ek}$ **(cm)**	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	0.01* he(cm)	**vérification**
21.6	0.42	**2.1**			
			0.3	3.6	OUI
18	0.36	**1.8**			
			0.05	3.6	OUI
14.4	0.35	**1.75**			
			0.25	3.6	OUI
10.8	0.30	**1.5**			
			0.5	3.6	OUI
7.2	0.20	**1**			
			0.5		OUI
3.6	0.10	**0.5**		3.6	

Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau	**δ_e (cm)**	**$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)**	**$\Delta_K=\delta_K - \delta_{K-1}$**	0.01* he(cm)	**vérification**
21.6	1.04	**5.2**			
			1	3.06	Oui
18	0.84	**4.2**			
			1.15	3.06	Oui
14.4	0.61	**3.05**			
			1.2	3.06	Oui
10.8	0.37	**1.85**			
			1.15	3.06	Oui
7.2	0.14	**0.7**			
			1.15	3.06	Oui
3.6	0.14	**0.7**	1.15	3.06	Oui

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité)

IV.4.2.7. Vérification de cisaillement des éléments :

- ✓ **Poteau 60X60 :**

T_{max}= 21.69KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{21.69*10^3}{600*475} = 0.076$ MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{360}{60} * 3.46 = 20.76 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87 MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifié.

- ✓ **Poteau 45X45 :**

T_{max}= 89.06 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{89.06*10^3}{450*425} = 0.46$ MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{360}{45} * 3.46 = 27.68 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87\ MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$ condition vérifié

- ✓ **Poteau 40X40**

T_{max}= 77.20 KN selon la combinaison G+Q+Edy (situation accidentelle)

$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{77.20*10^3}{400*375} = 0.51$ MPa

Poteau : $\tau_{adm} = \rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$; $\lambda = \frac{l_f}{a} * \sqrt{12}$

$\lambda = \frac{360}{40} * 3.46 = 31.14 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

Alors $\tau_{adm} = 0.075 * 25 = 1.87MPa$

$\tau_{max} < \tau_{adm}$condition vérifié.

IV.4.2.8. L'effort normal réduit à la base :
Poteaux (45x45)

N_d= 1764.97 KN selon combinaison G+Q+Edy

$\upsilon_x = \frac{Nd}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1234.25*10^3}{(430)^2*25}$ = 0.26 < 0.3condition vérifié

Poteaux (40x60)

N_d= 1652.56 KN selon combinaison G+Q+Edx

$\upsilon_x = \frac{Nd}{B_{r*f_{c28}}} = \frac{1652.56*10^3}{580*380*25}$ = 0.29 < 0.3condition vérifié

IV.4.2.9. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ :
Selon **[**RPA99version 2003 **Art 5.9**] : Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être

Négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du

Niveau « k ».

- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage << k>>.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1°

Ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Vérification de l'effet P-Δ sens X-X :

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P-Δ sens X-X

hk (m)	Pk (KN)	Vkx (KN)	Dkx (cm)	θ	θ≤ 0.10
21.6	31262.15	2341.06	0.3	0.0008	Oui
18	30402.89	1923.01	0.05	0.00043	Oui
14.4	30406.82	1504.97	0.25	0.003	Oui
10.8	31551.48	12039.76	0.5	0.001	Oui
7.2	31490.95	752.48	0.5	0.02	Oui
3.6	34015.12	418.04	0.5	0.1	Oui

Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y :

Tableau IV.16. Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y

hk (m)	Pk (KN)	Vky (KN)	Dky (cm)	θ	θ ≤0.10
21.6	31262.15	2381.63	0.45	0.002	Oui
18	30402.89	1956.34	0.25	0.002	Oui
14.4	30406.68	1531.05	0.5	0.006	Oui
10.8	31551.48	12248.42	0.55	0.001	Oui
7.2	31490.95	765.52	0.4	0.02	Oui
3.6	34015.12	425.29	0.5	0.10	Oui

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.5.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bloc.

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en

L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes

combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :

✓ E.L.U :1,35G +1,5Q

✓ E.L.S : G + Q

les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

✓ G +Q + E

✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

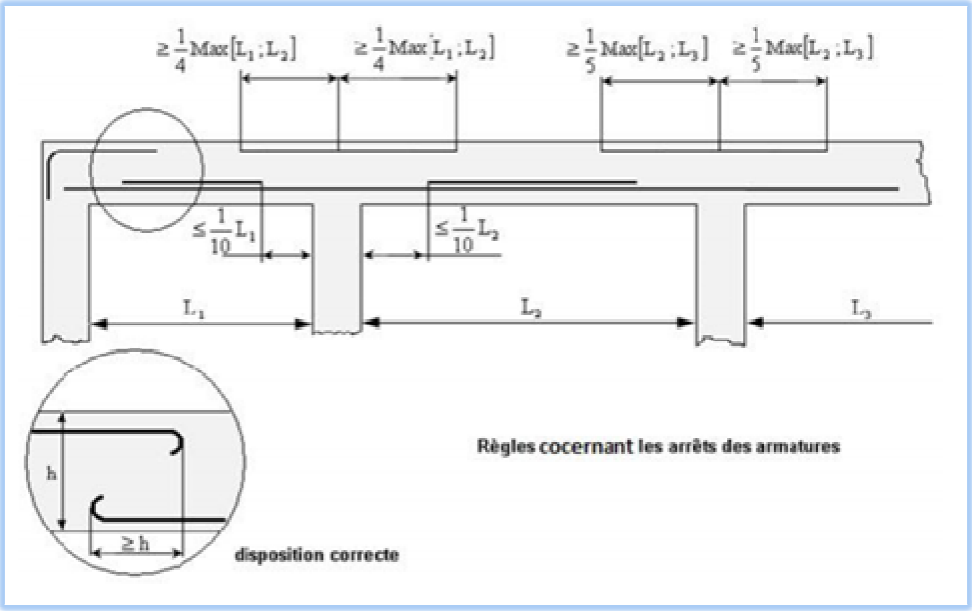


Figure V.1 .disposition des armatures pour les poutres

V.1. Ferraillage des poutres

V.1.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance ,sous l'effet des moments les plus défavorables.

Notre calcul se fera pour quatre types des poutres différents suivant :

- La poutre principal : (b x h) = (**30 x 50**) cm²
- La poutre secondaire :(b x h) = (**30 x 45**) cm².

✓ Pour les planches de la salle de conférence et le halle dans les nivaux (2^{eme} ,3^{eme}, 4^{eme} ,5^{eme}) .

- La poutre principal : (b x h) = (**30x 45**) cm².
- La poutre secondaire :(b x h) = (**30x45**) cm²

✓ Pour tous les autre planches dans tous les niveaux .

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_b = 1$
$\sigma_b = 25\ MPa$	FeE400	$\sigma_b = 25\ MPa$	FeE400
$\overline{\sigma_b}$ = 14.16MPa	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\overline{\sigma_b}$ = 18.50MPa	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.1.2. Recommandation du RPA99 version 2003

V.1.2.a. Armatures longitudinales selon RPA Art [7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

• 4% en Zone courante.

• 6% en Zone nodale.

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

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.1.2.b. Armatures transversales selon RPA Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b

• b : largeur de la poutre.

• St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en Zone courante

St ≤min (h/4 ; 12ϕl) Zone nodale

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les

Tableaux suivants :

a-Pour les planches de la salle de conférence et le halle dans les niveaux (2^{eme} ,3^{eme}, 4^{eme} ,5^{eme})

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*50)

	Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	**A calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
INTER	Terrasse	Travée	85.7	1.35G+1.5Q	0	**5.5**	**5HA16=10.05**
		Appui	-98.7	1.35G+1.5Q	0	**6.39**	**5HA16=10.05**
	Etages	Travée	102.4	1.35G+1.5Q	0	**6.65**	**5HA16=10.05**
		Appui	-120.4	G+Q+Edy	0	**6.75**	**5HA16=10.05**
	RDC	Travée	123.4	1.35G+1.5Q	0	**8.123**	**5HA16=10.05**
		Appui	-142.4	1.35G+1.5Q	0	**9.496**	**5HA16=10.05**

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*45)

	Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	**A_{tot} calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
I	Terrasse	Travée	59.48	G+Q+Edy	0	4.22	**3HA14=6.03**
		Appui	-68.55	G+Q+Edy	0	4.88	**3HA16=6.03**
	Etages	Travée	63.82	1.35G+1.5Q	0	4.55	**3HA16=6.03**
		Appui	-73.37	G+Q+Edx	0	5.26	**3HA16=6.03**
	RDC	Travée	76.08	1.35G+1.5Q	0	5.49	**3HA16=6.03**
		Appui	-82.33	1.35G+1.5Q	0	5.96	**3HA16=6.03**
R	Terrasse	Travée	37.38	G+Q+Edx	0	3.00	**3HA14=4.62**
		Appui	-45.8	G+Q+Edx	0	3.17	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	48.62	G+Q+Edx	0	3.39	**3HA14=4.62**
		Appui	-53.37	G+Q+Edx	0	3.76	**3HA14=4.62**
	RDC	Travée	58.92	1.35G+1.5Q	0	4.14	**3HA14=4.62**
		Appui	-62.62	1.35G+1.5Q	0	4.37	**3HA14=4.62**

V.1.3 .a . Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93

Il faut vérifier que :

• A tendue ≥ Amin CBA

• A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA

• A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tel que : Amin CBA = b.h /1000

$Amin_{RPA}$ =0.5 % b. h

Tableau V.4. Vérification des poutres principales

	Niveau	position	A_{tot} choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.75cm^2	A_{minRPA} = 7.5cm^2
I	Terrasse	Travée	**5HA16=10.05**	OUI	OUI
		Appui	**5HA16=10.05**	OUI	OUI
	Etages	Travée	**5HA16=10.05**	OUI	OUI
		Appui	**5HA16=10.05**	OUI	OUI
	RDC	Travée	**5HA16=10.05**	OUI	OUI
		Appui	**5HA16=10.05**	OUI	OUI

Tableau V.5. Vérification des poutres secondaires

	Niveau	position	A_{tot} choisis (cm^2)	A_{minCBA} =1.35cm^2	A_{minRPA} = 6.75cm^2	correction A_{final}
I	Terrasse	travée	**3HA16=6.03**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
		Appui	**3HA16=6.03**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
	Etages	travée	**3HA16=6.03**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
		Appui	**3HA16=6.03**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
	RDC	travée	**3HA16=6.03**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
		Appui	**3HA16=6.03**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
R	Terrasse	travée	**3HA14=4.62**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
		Appui	**2HA14=4.62**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
	Etages	travée	**2HA14=4.62**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
		Appui	**2HA14=4.62**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
	RDC	travée	**2HA14=4.62**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88
		Appui	**2HA14=4.62**	OUI	NON	3HA14+2H12=6.88

V.1.4 .a . Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93

➢ **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma_b = (M_{ser} * y)/I$

$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$, $\bar{\sigma}_b = 15\ Mpa$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e \ ; 110\sqrt{n * f_{tj}}) = 202\ MPa$$

$$\sigma_s = M_{ser} * 15 * (d - y)/I$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa & σs ≤ [σs].

Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	**Mser** (kN.m)	Combinaisons	**A_{tot} adopter** (cm^2)	**σb** (MPa)	**σs** (MPa)	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
INTER	Terrasse	Travée	55.47	G+Q	**10.05**	5.6	81.00	**OUI**	**OUI**
		Appui	-57.2 3	G+Q	**10.05**	8.3	88.9	**OUI**	**OUI**
	Etages	Travée	56.45	G+Q	**10.05**	5.5	81.2	**OUI**	**OUI**
		Appui	-68.21	G+Q	**10.05**	7	84.2	**OUI**	**OUI**
	RDC	Travée	75.12	G+Q	**10.05**	9.4	99.2	**OUI**	**OUI**
		Appui	-92.70	G+Q	**10.05**	9.9	92.3	**OUI**	**OUI**

Tableau V.7 .Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	Mser (kN.m)	combinaisons	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	travée	-8.60	G+Q	**6.88**	9.6	17.6	OUI	OUI
		Appui	18.56	G+Q	**6.88**	8.5	19.8	OUI	OUI
	Etages	travée	10.32	G+Q	**6.88**	7.4	92 .5	OUI	OUI
		Appui	-22.56	G+Q	**6.88**	9	32.5	OUI	OUI
	RDC	travée	12.05	G+Q	**6.88**	8.6	60.0	OUI	OUI
		Appui	-30.07	G+Q	**6.88**	9.4	49.9	OUI	OUI
R	Terrasse	travée	9.45	G+Q	**6.88**	8.4	32.9	OUI	OUI
		Appui	-18.45	G+Q	**6.88**	9.15	28.3	OUI	OUI
	Etages	travée	13.88	G+Q	**6.88**	7.4	65.8	OUI	OUI
		Appui	-20.4	G+Q	**6.88**	8.4	78.5	OUI	OUI
	RDC	travée	17.02	G+Q	**6.88**	9.2	87.56	OUI	OUI
		Appui	-23.65	G+Q	**6.88**	7.8	90.0	OUI	OUI

V.1.5.a. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.8. calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	**T_u (KN)**	**combinaison**	**τu (Mpa)**	**$\bar{\tau}_u$ (Mpa)**	**τu≤ $\bar{\tau}_u$**
I	Terrasse	121.34	1.35G+1.5Q	0.82	4.34	OUI
	Etages	183.75	1.35G+1.5Q	0.93	4.34	OUI
	RDC	235, 34	1.35G+1.5Q	0.96	4.3	OUI

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	T_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau}_u$
I	Terrasse	91.77	1.35G+1.5Q	0.71	*4.34*	OUI
	Etages	112.92	1.35G+1.5Q	0.88	4.34	OUI
	RDC	133.64	1.35G+1.5Q	1.04	4.34	OUI
R	Terrasse	44.58	G+Q+Edx	0.34	3.26	OUI
	Etages	62.65	G+Q+Edx	0.49	3.26	OUI
	RDC	75.02	1.35G+1.5Q	0.58	3.26	OUI

V.1.6.a. Calcul des armatures transversales :

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 * b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S` \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}K}{0{,}8f_e} \quad (K=1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
30X50 PP	0.96	40	1.44	10	20	1.05	10	25	2 = 4T8
30X50 PS	0.88	40	1.07	10	20	1.05	10	20	2 = 4T8

V.1.7.a . Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b*d} \geq \frac{4.2}{f_e}$ Avec : Mt = K*M_0
4. K :est un coefficient réducteur (0.75 ≤ K ≤ 0.85) , on prend K = 0.75

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_t}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.09	0.06	OUI	0.1	0.09	OUI	0.018	0.02	OUI
P.S	0.1	0.06	OUI	0.1	0.09	OUI	0.015	0.02	OUI

❖ **schémas des armatures des poutres**

- **Poutres principales (30x50) intermédiaire:**

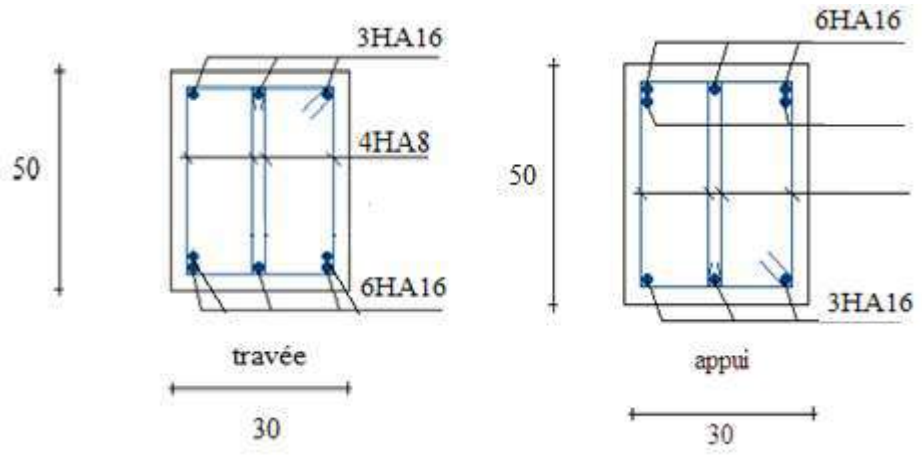


Figure V.2. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaire

- **Poutres secondaires (45x30) intermédiaire et rive**

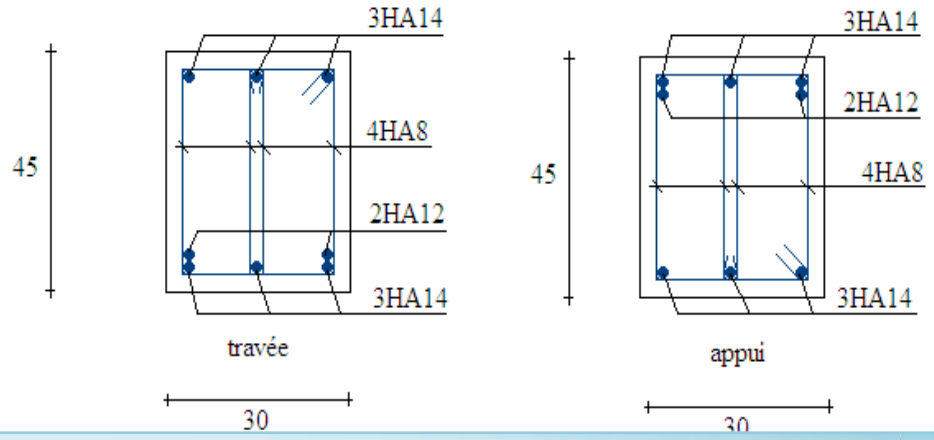


Figure V.3. Disposition des armatures des poutres secondaire intermédiaire et rives.

b-Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires dans les autres plancher dans tous les niveaux

Tableau V.13. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*45)

	Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	$\mathbf{A_{tot}}$ **calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
I	Terrasse	Travée	83.67	1.35G+1.5Q	0	**6. 037**	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-86.70	1.35G+1.5Q	0	**6.27**	3HA16+2HA14=9.11
	Etages	Travée	95.95	1.35G+1.5Q	0	**6.97**	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-99.95	G+Q+Edy	0	**7.29**	3HA16+2HA14=9.11
	RDC	Travée	112.6	1.35G+1.5Q	0	**9.03**	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-120.88	1.35G+1.5Q	0	**9.11**	3HA16+2HA14=9.11
R	Terrasse	Travée	7384	G+Q+Edy	0	**6.1**	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-83.03	G+Q+Edy	0	**6.67**	3HA16+2HA14=9.11
	Etages	Travée	92.48	G+Q+Edy	0	**7.2**	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-96.04	G+Q+Edy	0	**8.22**	3HA16+2HA14=9.11
	RDC	Travée	93.62	1.35G+1.5Q	0	**8.22**	3HA16+2HA14=9.11
		Appui	-98.33	1.35G+1.5Q	0	**8.54**	3HA16+2HA14=9.11

Tableau V.14. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*45)

	Niveau	position	**Mu** (kN.m)	combinaison	**A'** (cm^2)	**A_{tot} calcul** (cm^2)	**A choisis** (cm^2)
I	Terrasse	Travée	59.48	G+Q+Edy	0	4 .45	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-68.55	G+Q+Edy	0	4.62	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	Travée	63.82	1.35G+1.5Q	0	5.67	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-73.37	G+Q+Edx	0	5.84	3HA14+2HA12=6.88
	RDC	Travée	76.08	1.35G+1.5Q	0	6.03	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-87.33	1.35G+1.5Q	0	6.34	3HA14+2HA12=6.88
R	Terrasse	Travée	19.38	G+Q+Edx	0	4.11	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-24.8	G+Q+Edx	0	4.12	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	Travée	24.62	G+Q+Edx	0	4.90	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-36.37	G+Q+Edx	0	4.86	3HA14+2HA12=6.88
	RDC	Travée	38.98	1.35G+1.5Q	0	5.24	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-43.92	1.35G+1.5Q	0	5.96	3HA14+2HA12=6.88

V.1.3 .b. Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93

Il faut vérifier que :

• A tendue ≥ Amin CBA

• A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA

• A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tel que : Amin CBA = b.h /1000

$Amin_{RPA}$ =0.5 % b. h

Tableau V.15. Vérification des poutres principales

	Niveau	position	A_{tot} choisis (cm^2)	A_{minCBA} = 1.35cm^2	A_{minRPA} = 6.75cm^2
I	Terrasse	Travée	9.11	OUI	OUI
		Appui	9.11	OUI	OUI
	Etages	Travée	9.11	OUI	OUI
		Appui	9.11	OUI	OUI
	RDC	Travée	9.11	OUI	OUI
		Appui	9.11	OUI	OUI
R	Terrasse	Travée	9.11	OUI	OUI
		Appui	9.11	OUI	OUI
	Etages	Travée	9.11	OUI	OUI
		Appui	9.11	OUI	OUI
	RDC	Travée	9.11	OUI	OUI
		Appui	9.11	OUI	OUI

Tableau .V.16 Vérification des poutres secondaires

	Niveau	position	A_{tot} choisis (cm^2)	A_{minCBA} =1. 35cm^2	A_{minRPA} = 6.75cm^2
I	Terrasse	travée	6.88	OUI	OUI
		Appui	6.88	OUI	OUI
	Etages	travée	6.88	OUI	OUI
		Appui	6.88	OUI	OUI
	RDC	travée	6.88	OUI	OUI
		Appui	6.88	OUI	OUI
R	Terrasse	travée	6.88	OUI	OUI
		Appui	6.88	OUI	OUI
	Etages	travée	6.88	OUI	OUI
		Appui	6.88	OUI	OUI
	RDC	travée	6.88	OUI	OUI
		Appui	6.88	OUI	OUI

V.1.4.b .Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma_b = (M_{ser} * y)/I$

$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$, $\bar{\sigma}_b = 15\ Mpa$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e\ ; 110\sqrt{n * f_{tj}}) = 202\ MPa$$

$$\sigma_s = M_{ser} * 15 * (d - y)/I$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa & σs ≤ [σs].

Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	**Mser** (kN.m)	Combinaisons	**A adopter** (cm^2)	**σb** (MPa)	**σs** (MPa)	**σb≤ [σb]**	**σs≤ [σs]**
I	Terrasse	Travée	35.67	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	9.2	72.6	**OUI**	**OUI**
		Appui	-47.43	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	5.6	99.9	**OUI**	**OUI**
	Etages	Travée	41.45	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	8.4	81.2	**OUI**	**OUI**
		Appui	-57.11	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	9	84.2	**OUI**	**OUI**
	RDC	Travée	45.12	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	8.4	99.2	**OUI**	**OUI**
		Appui	-62.70	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	7.9	82.3	**OUI**	**OUI**
R	Terrasse	Travée	13.25	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	9	93.7	**OUI**	**OUI**
		Appui	-19.03	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	8.5	79.7	**OUI**	**OUI**
	Etages	Travée	18.29	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	7.4	88.9	**OUI**	**OUI**
		Appui	-26.80	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	9.9	99.5	**OUI**	**OUI**
	RDC	Travée	17.07	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	8.3	87.7	**OUI**	**OUI**
		Appui	-34.59	G+Q	3HA16+2HA14=9.11	8.2	71	**OUI**	**OUI**

Tableau V.18. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	Mser (kN.m)	combinaisons	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	travée	-8.60	G+Q	**6.88**	7.0	77.6	OUI	OUI
		Appui	18.56	G+Q	**6.88**	7.7	69.8	OUI	OUI
	Etages	travée	10.32	G+Q	**6.88**	8.2	67 .5	OUI	OUI
		Appui	-22.56	G+Q	**6.88**	5.8	82.5	OUI	OUI
	RDC	travée	12.05	G+Q	**6.88**	7.3	10.0	OUI	OUI
		Appui	-30.07	G+Q	**6.88**	6.8	29.9	OUI	OUI
R	Terrasse	travée	9.45	G+Q	**6.88**	7.3	72.9	OUI	OUI
		Appui	-18.45	G+Q	**6.88**	7.6	78.3	OUI	OUI
	Etages	travée	13.88	G+Q	**6.88**	7.2	65.8	OUI	OUI
		Appui	-20.4	G+Q	**6.88**	6.9	78.5	OUI	OUI
	RDC	travée	17.02	G+Q	**6.88**	7.2	87.56	OUI	OUI
		Appui	-23.65	G+Q	**6.88**	5.8	90.0	OUI	OUI

V.1.5.b. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.20 .Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.21. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	T_u **(KN)**	**combinaison**	**τu (Mpa)**	$\overline{\tau_u}$ **(Mpa)**	**τu≤** $\overline{\tau_u}$
I	Terrasse	121.34	1.35G+1.5Q	0.82	4.34	OUI
	Etages	183.75	1.35G+1.5Q	0.93	4.34	OUI
	RDC	235, 34	1.35G+1.5Q	0.96	4.3	OUI

Tableau V.22. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	T_u (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau}_u$
I	Terrasse	91.77	1.35G+1.5Q	0.71	*4.34*	OUI
	Etages	112.92	1.35G+1.5Q	0.88	4.34	OUI
	RDC	133.64	1.35G+1.5Q	1.04	4.34	OUI
R	Terrasse	44.58	G+Q+Edx	0.34	3.26	OUI
	Etages	62.65	G+Q+Edx	0.49	3.26	OUI
	RDC	75.02	1.35G+1.5Q	0.58	3.26	OUI

V.1.6.b. Calcul des armatures transversales

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 * b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S` \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}K}{0{,}8f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.23. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
30X50 PP	0.96	40	1.44	10	20	1.05	10	25	2 = 4T8
30X50 PS	0.88	40	1.07	10	20	1.05	10	20	2 = 4T8

V.1.7.b. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b*d} \geq \frac{4.2}{f_e}$ Avec : Mt = K*M_0
4. K :est un coefficient réducteur (0.75 ≤ K ≤ 0.85) , on prend K = 0.75

Tableau V.24. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_t}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$
P.P	0.09	0.06	OUI	0.1	0.09	OUI	0.018	0.02	OUI
P.S	0.1	0.06	OUI	0.1	0.09	OUI	0.015	0.02	OUI

- **schémas des armatures des poutres**

Poutres principales (30x45) intermédiaire et rive:

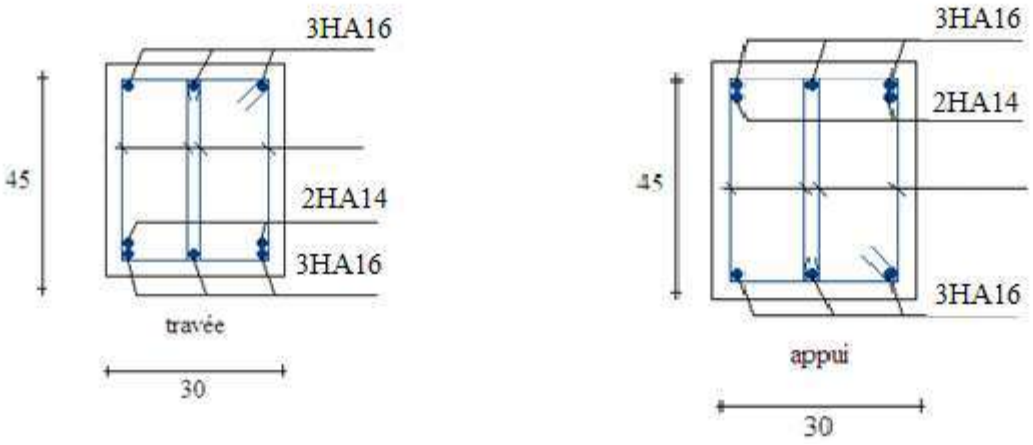


Figure V.4. Disposition des armatures des poutres principales intermédiaire et rive

Poutres secondaires (45x30) rive :

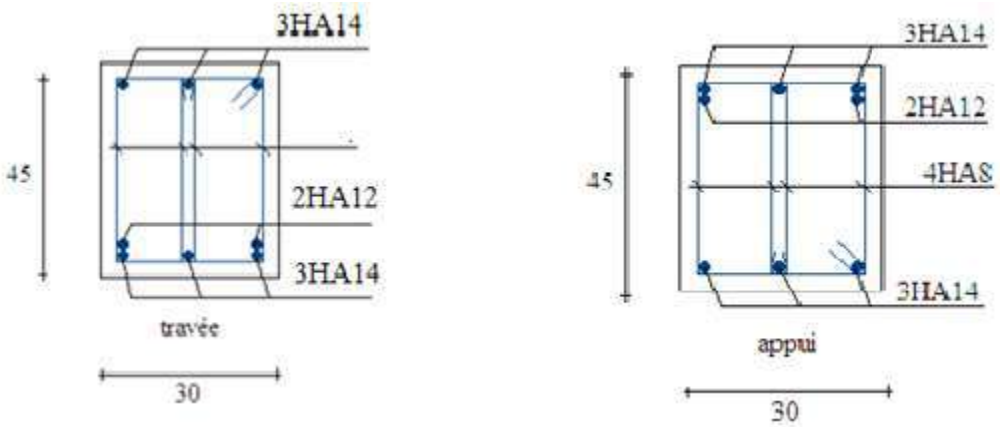


Figure V.5. Disposition des armatures des poutres secondaire intermédiaire et rive

V.2 Ferraillage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Tableau V.25. Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

	cas	N KN	M KN.m	Comb	A_{cal} TOTAL	Amin (CBA) B/1000	Amin (RPA) 0.009*b*h	Ax,y choisi (cm^2)
INT 40×40 3eme,4eme, 5eme	N_{max} M_{corr}	619.72	200.08	1.35G+1.5Q	18.56	1.6	14.4	4HA16+8HA14=20.36cm^2
	M_{max} N_{corr}	-385.47	124.4	G+Q+Edy	16.2			
	N_{min} M_{corr}	-310.51	203.08	0.8G+Edx	18.5			
RIVE 40×40 3eme,4eme, 5eme	N_{max} M_{corr}	-605.76	123.5	1.35G+1.5Q	16.8	1.6	14.4	4HA16+8HA14=20.36cm^2
	M_{max} N_{corr}	-504.15	169.46	G+Q+Edy	16.3			
	N_{min} M_{corr}	400.15	180.57	0.8G+Edx	17.4			
INT 45×45 RDC,1eme 2eme	N_{max} M_{corr}	1654.87	259.5	1.35G+1.5Q	22 .2	2.02	18.22	12HA16= 24.13cm^2
	M_{max} N_{corr}	-1583.98	102.27	G+Q+Edy	21.55			
	N_{min} M_{corr}	1093.65	280.6	0.8G+Edy	22.2			
rive 45×45 RDC,1eme 2eme	N_{max} M_{corr}	-1203.85	219.94	1.35G+1.5Q	20.6	2.02	18.22	12HA16= 24.13cm^2
	M_{max} N_{corr}	-893.96	156.78	G+Q+Edy	20.6			
	N_{min} M_{corr}	1210.78	-240.88	0.8G+Edx	20.4			
INT	N_{max} M_{corr}	-1993.34	-270.45	1.35G+1.5Q	24.0	2.02	18.22	12HA16=

45×45 S/SOL					6			24.13cm^2
	M_{max} N_{corr}	-1675.56	107.85	G+Q+Edy	22.2			
	N_{min} M_{corr}	1552.56	273.6	G+Q+Edy	22.6			
rive 45×45 S/SOL	N_{max} M_{corr}	-1074.82	130.37	1.35G+1.5Q	21.2	2.02	18.22	12HA16= 24.13cm^2
	M_{max} N_{corr}	-983.72	172.95	G+Q+Edy	21.2			
	N_{min} M_{corr}	992.74	172.95	G+Q+Edy	22.2			
INT 60×40 (SALLE C+HALL E) 2eme 3eme,4eme, 5ème	N_{max} M_{corr}	-2674.4	294.38	1.35G+1.5Q	24.3		21.6	4HA20+ 12HA14 = 26.14
	M_{max} N_{corr}	2343.97	249.84	G+Q+Edy	25.3			
	N_{min} M_{corr}	2214.01	225.31	0.8G+Edy	25.4			
RIVE 60×40 (SALLE C+HALL) 2eme 3eme,4eme, 5ème	N_{max} M_{corr}	-1428.41	227.79	1.35G+1.5Q	23.64	2.4	21.6	4HA20+ 12HA14 = 26.14
	M_{max} N_{corr}	1053.32	276.46	G+Q+Edy	23.54			
	N_{min} M_{corr}	1002.66	-277.93	0.8G+Edx	23.7			
INT 60×40 S/SOL	N_{max} M_{corr}	2356.35	298.05	1.35G+1.5Q	24.5	2.4	21.6	4HA20+ 12HA14 = 26.14
	M_{max} N_{corr}	-2175.77	265.43	G+Q+Edy	25.45			
	N_{min} M_{corr}	2238.90	299.24	0.8G+Edy	25.65			
RIV 60×40 S/SOL	N_{max} M_{corr}	-1663.88	303.46	1.35G+1.5Q	21.06	2.4	21.6	4HA20+ 12HA14 = 26.14
	M_{max} N_{corr}	1416.15	-304.94	0.8G+Edy	23.42			
	N_{min} M_{corr}	1193.12	-324.66	0.8G+Edx	23.82			

V.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

Tableau V.26. vérification à l'E.L.S

Section	Nser (kn)	M (kn.m)	situation	A (cm²)	Fissur	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [$\overline{\sigma}$b]
Rive 40x40	394.90	116.7	G+Q	20.36	Préju	10	89.2	oui

Inter 40x40	450.25	118.46	G+Q	20.36	Peu nui	9.54	-	oui
Rive 45x45	728.16	117.34	G+Q	24.13	Préju	8 .7	69.7	oui
Inter 45x45	873.97	120.46	G+Q	24.13	Peu nui	7.5	-	oui
RIVE S /SOL 45x45	895.84	214.42	G+Q	24.13	Préju	10.5	72	oui
Inter S/SOL 45x45	1023.8	123.41	G+Q	24.13	Peu nui	8.3	-	oui
Rive 60x40	1145.73	129.94	G+Q	26.14	Préju	9.5	85.6	oui
Inter 60x40	1407.38	134.94	G+Q	26.14	Peu nui	5.2	-	oui
Rive S/SOL 60x40	1445.73	322.91	G+Q	26.14	Préju	5.5	82.6	oui
Inter S/SOL 60x40	1656.35	535.85	G+Q	26.14	Peu nui	6.0	-	oui

V.2.3 Les armatures transversales

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par:

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$\mathbf{T_u}$: effort tranchant de calcul.

$\mathbf{h_1}$: hauteur de la section du poteau.

$\mathbf{S_t}$: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases} 15\ \varphi_\ell \text{ cm} & \text{(Z.C)} \\ \text{Min}(15, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.N)} \end{cases}$ (zone II_b)

Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

Tableau V.27.Choix des armatures transversales est leur espacement

Section	Zone	St (cm)	A_{tmin}	$A_{tchoisie}$ cm^2
40X 40	zone nodale	10	0.65	4T8 = 2.01
	Zone courante	15	0.30	
45 X 40	zone nodale	10	0.58	4T8 = 2.01
	Zone courante	15	0.26	
	Zone courante	15	0.21	
60 X 40	zone nodale	10	0.43	4T8 = 2.01
	Zone courante	15	0.17	

❖ **schémas des poteaux :**

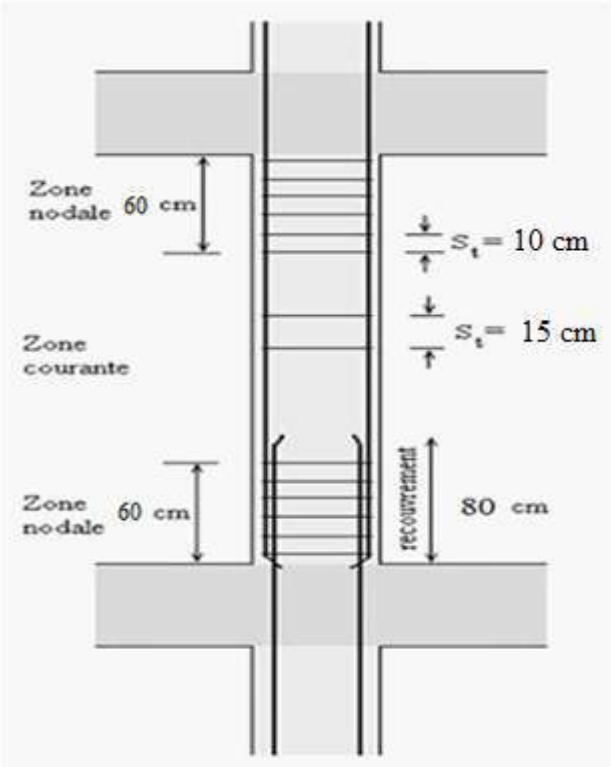


Figure V.6. Disposition des armatures pour les poteaux

❖ **schémas des armatures des poteaux**

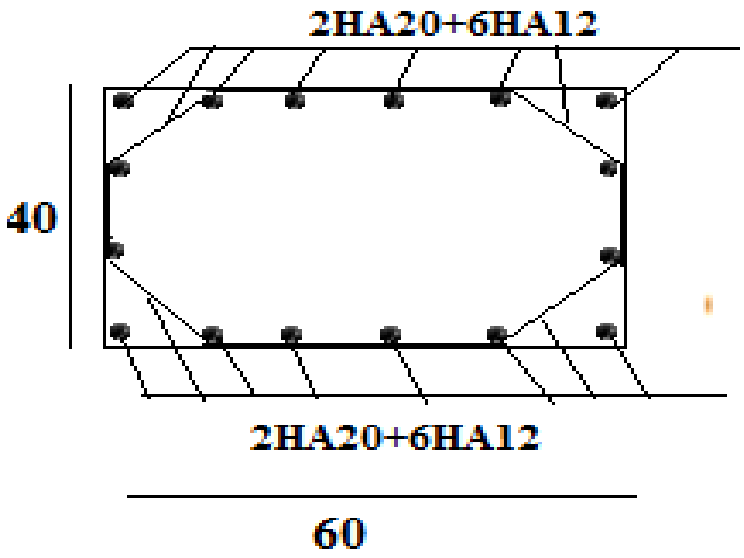


Figure V.7. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire (60×40cm^2) dans le Sous-sol et les autre étages .

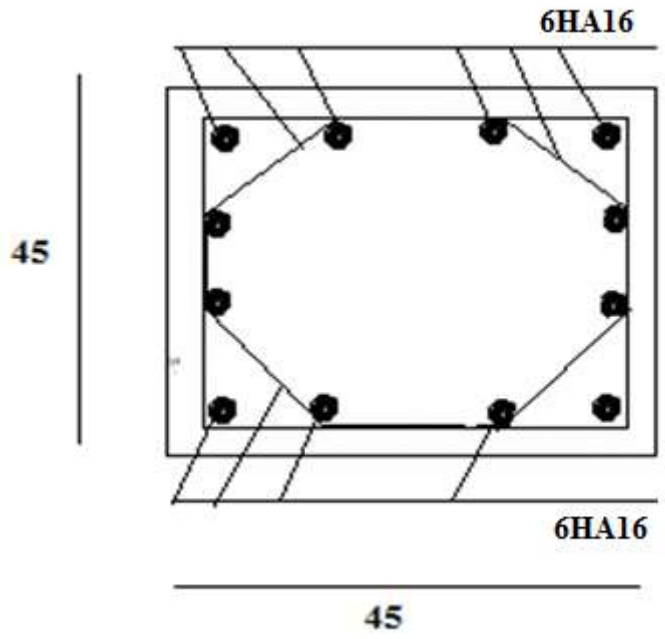


Figure V.8.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire (45×45cm^2) dans le sous-sol ,RDC ,1^{ere} ,2eme.

V.4 Ferraillage des voiles

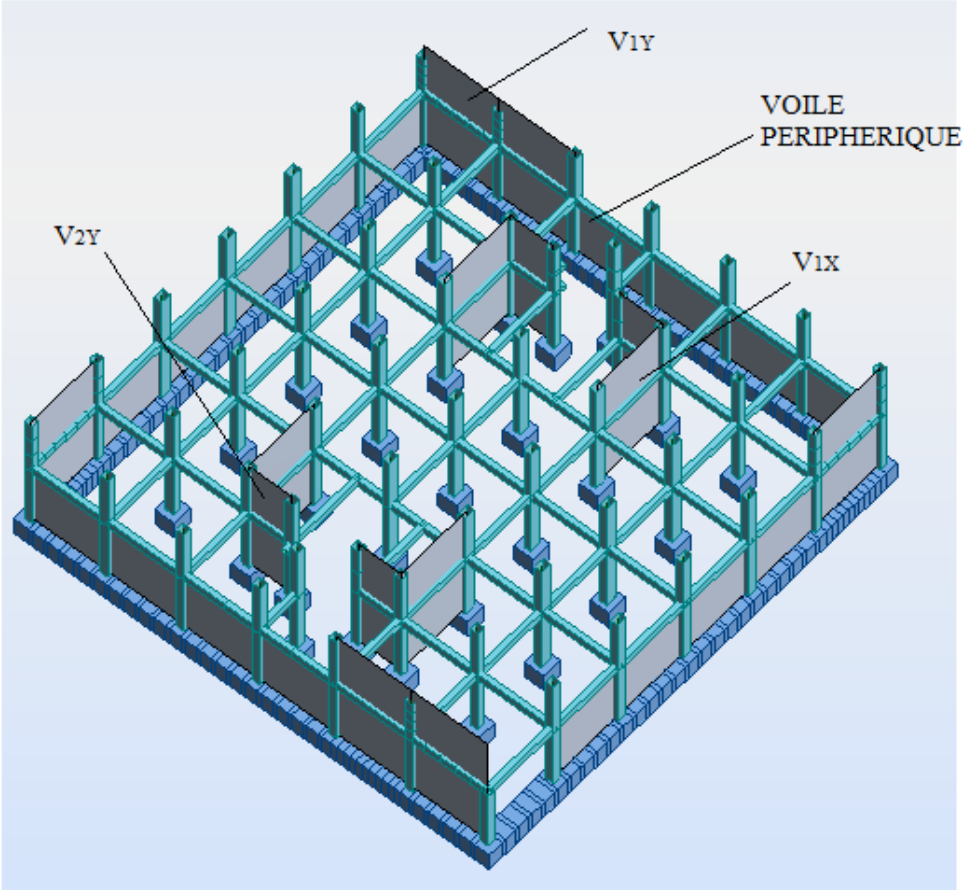


Figure V.9.Disposition des voiles

V.4.1 Les voile plein :

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant

A) V.4.1.1 Les armatures verticales :: L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- Selon le CBA 93:

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\%$$

- Selon le RPA 99:

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

Recommandations pour les voiles e: (RPA 99 et CBA 93)

✓ La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq \text{Min}[1.8a ; 30cm]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\,\text{cm}\right) & \text{(zone d'extrémité)} \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.28.calcul les armatures verticales

niv	voile	S	N	M	T	situ	*Acal*	*Amin RPA* 0.15% *b*e	*Amin CBA* B/1000	S_v	S_v/2	choix
RDC	V_{x1}	15x405	1204.60	165.45	336.7	ACC	26.9	9.11	6.075	20	10	2 x (27HA12 =30.54)
	V_{Y1}	15x405	1075.85	1.66	-175.2	ACC	16.4	9.11	6.075	20	10	2x(16HA12 =18.10)
	V_{Y2}	15x210	736.7	471.42	282.9	ACC	16.4	4.72	3.15	20	10	2x(16HA12 =18.10)
1ere étage	V_{x1}	15x405	995.55	6.47	-301.2	ACC	25.8	9.11	6.075	20	10	2 x (27HA12 =30.54)
	V_{Y1}	15x210	310.78	70.9	455.6	ACC	15.8	9.11	6.075	20	10	2x(16HA12 =18.10)
	V_{Y2}	15x210	144.29	22.32	-164.3	ACC	14.5	4.72	3.15	20	10	2x(16HA12 =18.10)
2eme étage	V_{x1}	15x405	956.88	-832.8	316.8	ACC	25.4	19.11	6.075	20	10	2 x (27HA12 =30.54))
	V_{Y1}	15x405	322.81	207.9	-209.8	ACC	15.8	19.71	6.075	20	10	2x(16HA12 =18.10)
	V_{Y2}	15x210	243.61	2.38	164.6	ACC	11.5	4.72	3.15	20	10	2x(16HA12 =18.10)
3eme 4eme,5eme étages	V_{x1}	15x405	407.89	1035.8	598.1	ACC	22.8	9.11	6.075	20	10	2 x (27HA12 =30.54)
	V_{Y1}	15 x 405	238.62	376.33	-606	ACC	14.8	20.87	6.075	20	10	2x(16HA12 =18.10)
	V_{Y2}	15x210	232.21	-7.72	164.1	ACC	11.87	4.72	3.15	20	10	2x(16HA12 =18.10)

V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa
- Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Et σs ≤ [σs]=202MPa

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.29. vérification des armatures a ELS des voiles

Niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15$ MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 202$ MPa
RDC	V_{X1}	15x405	423.67	13.07	30.54	5	79.4	oui	oui
	V_{Y1}	15x405	231.6	29.98	18.10	4.6	94	oui	oui
	V_{Y2}	15x210	98 .7	52.56	18.10	7	63.6	oui	oui
1ere	V_{X1}	15x405	415.8	8.41	30.54	8.4	88	oui	oui
	V_{Y1}	15x210	123.7	32.76	18.10	8.6	71.1	oui	oui
	V_{Y2}	15x210	82.9	33.8	18.10	7.0	98.7	oui	oui
2eme	V_{X1}	15x405	312.8	5.93	30.54	9.6	54.3	oui	oui
	V_{Y1}	15x405	82.7	67.76	30.54	9.8	41.85	oui	oui
	V_{Y2}	15x210	67.8	45.76	18.10	9.01	4.34	oui	oui
3eme 4eme	V_{X1}	15x405	210.6	5.56	30.54	7.4	41.4	oui	oui
	V_{Y1}	15 x 405	73 .5	348.65	18.10	8.3	48.6	oui	oui
	V_{Y2}	15x210	61.9	348.04	18.10	9.2	47.1	oui	oui

V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontales:

B) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$

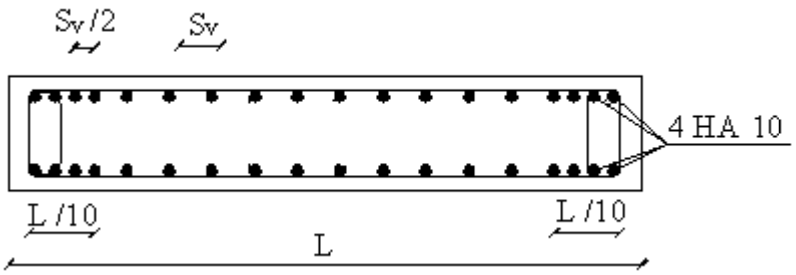
$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

- Selon le RPA 99:

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$



V.10.Disposition des armatures verticales dans les voiles

. V-3Disposition des armatures verticales dans les voiles

Avec: τ_b : Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile .

La contraintes limites de cisaillement $\overline{\tau}_b$:

$\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ où $\tau = \frac{V}{b_0 d}$ avec: $V = 1.4\, V_{U\ Calcul}$

τb≤τb = 0.2 f_{c28}[ART RPA]**7.7.2. - contraintes limites de cisaillement**

ou : $\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d}$ avec $\overline{V} = 1.4V_{calculé}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

Donc

Comme At est connue, alors : At=1.at = $\pi\phi t^2/4$ = 0.785 cm^2 = 1HA10

H= 360 cm , S_t = 20 cm . On an 19 barres horizontales

; A_t = 14.92 cm^2 = 19HA10

Tableau V. 30.calcul des armateurs horizontales

niv	voile	E cm	H cm	Vu KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vér	$\emptyset_h$ cm	Sh cm	A_{minRPA} 0.2 %*h*e	choix	A final
RDC	V_{X1}	15	360	1435.6	0 .41	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y1}	15	360	1164.5	0.33	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y2}	15	360	82.95	1	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
1ere	V_{X1}	15	360	301.28	0.08	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y1}	15	360	1455.6	0.41	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y2}	15	360	164.33	0.47	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
2eme	V_{X1}	15	360	816.84	0.23	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y1}	15	360	1509.8	0.31	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y2}	15	360	164.69	0.04	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
3eme 4eme 5eme étages	V_{X1}	15	360	598.17	0.17	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y1}	15	360	606	0.17	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92
	V_{Y2}	15	360	164.11	0.04	5	oui	1	20	10.8	2*(19HA10)	14.92

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \geq \frac{Ø_v}{3}$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V.31.2: diamètre des armateurs transversales

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

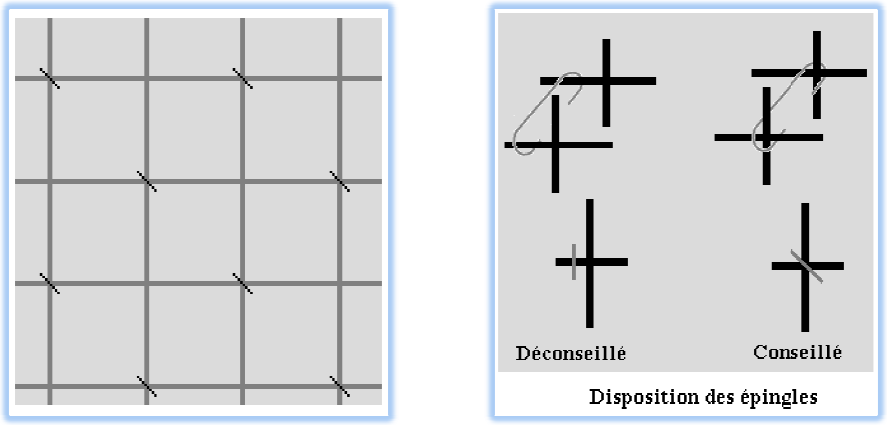


Figure .V.11 .disposition des armateurs transversaux (épingles)

❖ **Schémas des voiles pleins :**

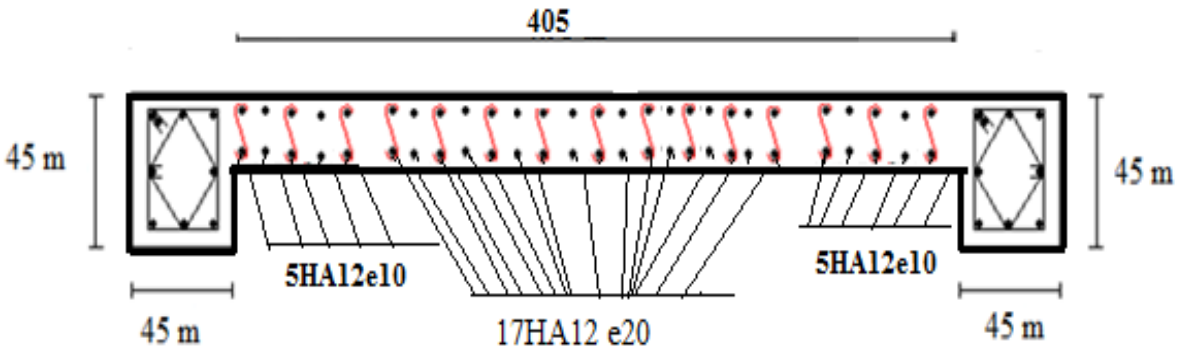


Figure .V.12. Disposition des armatures dans les voiles 15x405

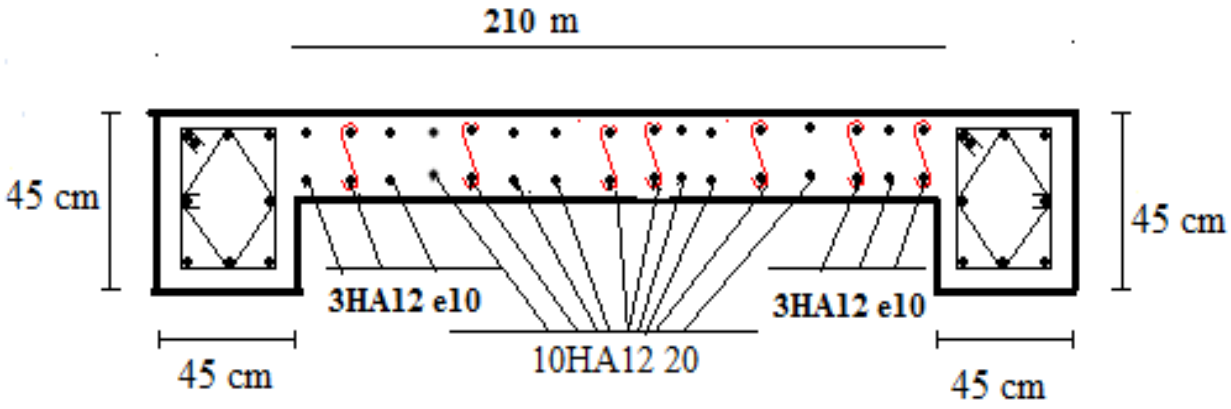


Figure .V.13 . Disposition des armatures dans les voiles 15x210

VI. CALCUL DES FONDATIONS :

VI.2 Etude des fondations :

VI.2.1 Introduction :

L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions Suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les Charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage a construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.3 Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

a) Fondations superficielles :

- ✓ Semelles isolées
- ✓ Semelles filantes
- ✓ Radier général

b) Fondations profondes :

- ✓ Fondations sur puits (semi profondes)
- ✓ Fondations sur pieux (profondes)

c) Fondations spéciales :

- ✓ Fondation avec sous pression d'eau
- ✓ Fondation en terrain instable

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de L'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis Radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \mapsto S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}\right]$ avec : $A = \sqrt{S}$; $\bar{\sigma}_{sol}$= 1.50 bars

VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées :

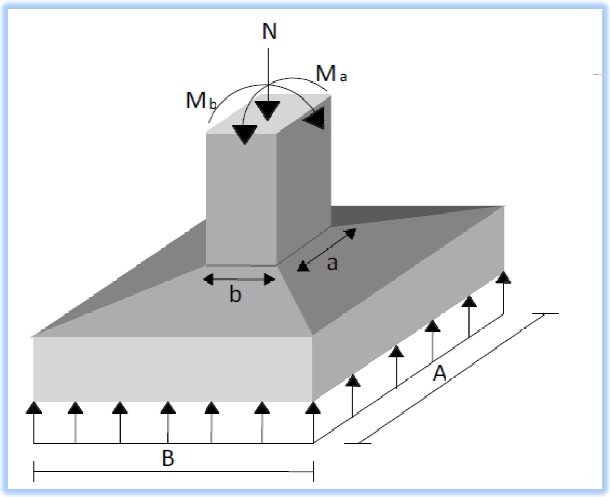


Figure VI.1. Schéma des Semelles isolées sous poteaux

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

S_{semll}= $\frac{1728.09}{150}$ = 11.52 m^2

A=B=$\sqrt{S}$ =3.39 m.

L_{min} =4.5 m.

Il faut vérifier que : L_{min} >1,5xB

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux:

On a 1,5xB=6.78 m > L_{min} =4.5 m…….non vérifiée.

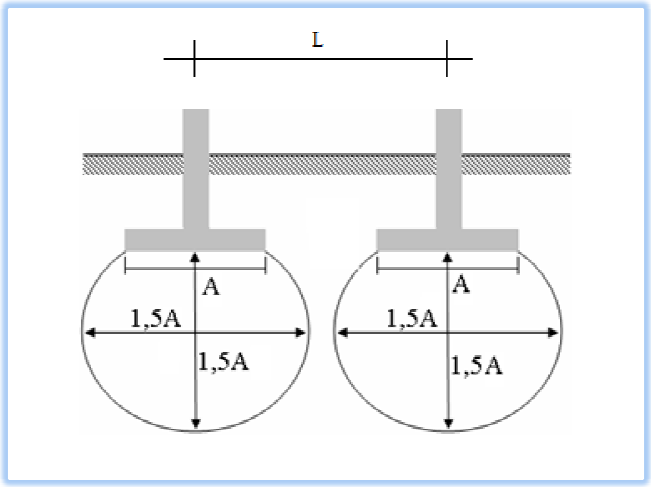


Figure VI.2.les bulle de pression

***Conclusion*:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de deux Natures :

- Semelles filantes sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile

.

VI.3.2. SEMELLES FILANTES :

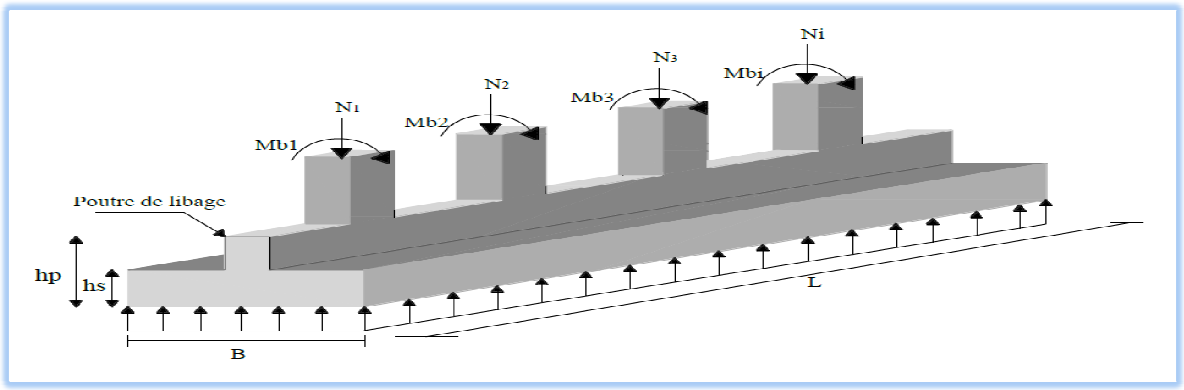


Figure VI.3. Semelle filante

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N=\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S=B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	*N (kN)*	*A*	*L (m)*	*B (m)*	$B^{choisie}$*(m)*
A	*1396.56*	*0.45*	*18*	*3.05*	*3.5*
B	*1382.63*	*0.45*	*18*	*3.03*	*3.5*
C	*1556.93*	*0.45*	*18*	*3.22*	*3.5*
E	*408.58*	*0.45*	*18*	*2.72*	*3.5*
F	*1371.22*	*0.45*	*18*	*3.5*	*3.5*

- **Vérification de la mécanique des sols :** (Vérification de l'interférence entre deux semelles filantes)

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1{,}5xB$

Tel que :

L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$1.5xB = 5.25m > L_{min} = 4.5\ m$…… non vérifie

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on opte un radier général.

VI.3.3. RADIER GÉNÉRAL :

VI.3.3.1. INTRODUCTION :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement générale da la construction.
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas car le sous-sol est une AIR de STOCKAGE.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.3.3.2. SURFACE NÉCESSAIRE :

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = 98544.23kN \\ \sigma_{sol} = 1.5bars \end{cases}$

On trouve : $S_{nec} \geq \frac{N}{2\sigma_{sol}}$

La surface du bâtiment $S_b = 729m^2$

Donc la surface totale du radier est 476.17 m^2

VI.3.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER :

1. DETERMINATION DE L'EPAISSEUR DU RADIER :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. <u>Condition forfaitaire</u> :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max}: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4.50m \Rightarrow 18cm \leq h_1 \leq 22.5cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 22cm$$

b. <u>Condition de la raideur</u> :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$pour un très mauvais sol.
- $K=4\ [kg/cm^3] \rightarrow$pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3] \rightarrow$pour un très bon sol.

On aura : $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 44.859cm$

$$\Rightarrow h_2 = 45cm$$

c. Condition de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ [2]

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

N_u=98544.23 kN

L=4.50 m ; b=1m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.d} = 303.95$$

$$\frac{N_u L}{2S_{rad}.b.(0{,}9h)} \le \bar{\tau}$$

$$h \ge \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0{,}9\bar{\tau})} = 28.88m$$

$$\Rightarrow h_3 \ge 28.88cm$$

Conclusion

$h \ge Max\ (h_1 ; h2 ; h3) = 50\ cm$

On prend : $h=50\ cm$.

2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES

a. largeur des nervures

- ***Condition de coffrage***

$$b \ge \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$$

On opte pour : $b=45cm$

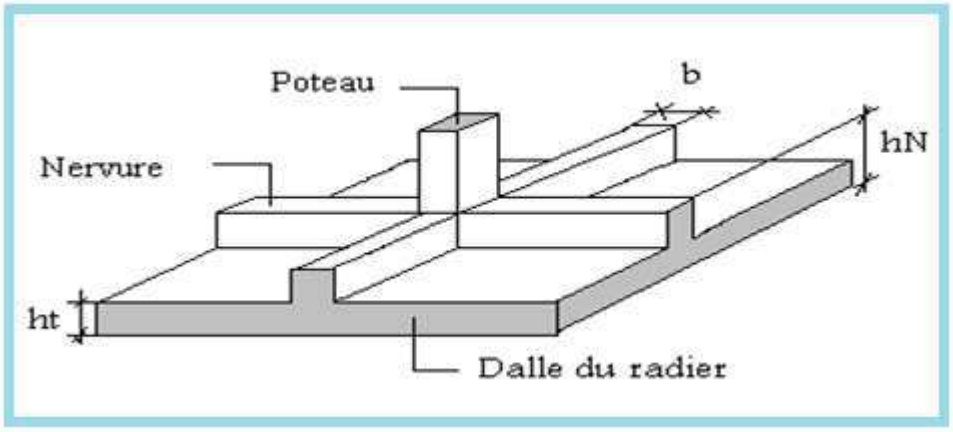


Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b. La hauteur des nervures

- ***Condition de non poinçonnement***

$N_u \leq 0{,}045 U_c . h3 . f_{c28}$ [2]

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u =98544.23)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen (U_c = 2 [(a + b) + 2h])

a, b = Dimensions du poteau du sous sol *(45 x45).*

$N_u \leq 0{,}045\ (2a + 2b + 4h).h.f_{c28} \quad \Rightarrow h_1 \geq 40cm$

- ***Condition de la flèche :***

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} \prec h_2 \prec \frac{L_{max}}{10}$$

On a : L_{max}= *4.50 m*

$\Rightarrow 30cm \prec h_2 \prec 45cm$

On prend : h_2 = *45cm*

***Conclusion* :**

$h_N \geq Max(h_1 ; h_2) = 42.5cm$

On prend : h_N=*60 cm*.

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier : *h=50cm*
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 60cm \\ b = 45cm \end{cases}$

VI.3.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

a. Position du centre de gravité

x_G = *13.54m*

y_G = *13.48m*

b. Moments d'inertie

I_{xx} = *237129.13m*^{4}

I_{yy} = *240776.30 m*^{4}

VI.3.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} \succ 1{,}5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

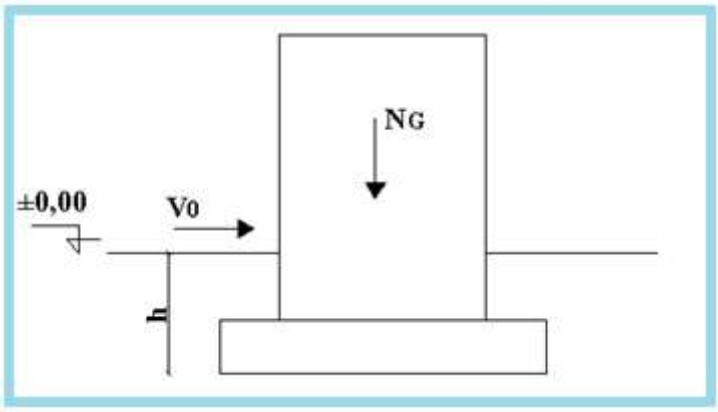


Figure VI.5 : Schéma statique du bâtiment

***Sens x-x*:**

Donc: M_R=*243804.84kNn*

M_s= *2571352.45 kNm*

$\frac{M_s}{M_R} = 10.54 \succ 1{,}5$.....*Vérifiée*

Sens y-y :

Donc: M_R=*309286.56 kNm*

M_s=*2560977.92kNm*

$\frac{M_s}{M_R} = 8.28 \succ 1{,}5$.....*Vérifiée*

➧ ***Conclusion***

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à *1,5;* donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.3.3.6. CALCUL ET VERIVICATION DES CONTRAINTES

σ_{sol}= 1.5bars

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre :

À l'ELS: $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{71425.86}{729} = 97.97kN/m^2$

$$\sigma_{ser} = 97.97kN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 150kN/m^2 \text{.....} Vérifiée$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

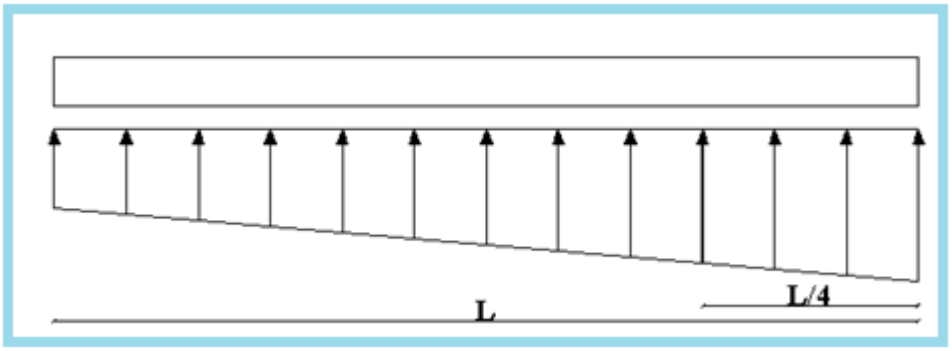


Figure VI.5. Contraintes sous le

On vérifie que :

σ_1: Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

❖ **ELU**

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	*149.09*	*121.25*	*142.13*
Sens y-y	*152.48*	*117.86*	*143.82*
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)\prec 1{,}33\sigma_{sol}$

❖ **ELS**

$N_{ser}=71425.86\ kN$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol}=150kN/m^2$

Tableau VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	*111.89*	*84.05*	*83.94*
Sens y-y	*152.48*	*117.86*	*143.82*
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)\prec 1{,}33\sigma_{sol}$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

VI.3.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier

a.1. Détermination des efforts [2] **:**

- Si $0{,}4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1{,}0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ……sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ ……sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée : $M_{tx}=0{,}85M_x$

  $M_{ty}=0{,}85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0{,}3M_x$ (appui de rive)

  $M_{ax}=M_{ay}=0{,}5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire

- Moment en travée : $M_{tx}=0{,}75M_x$

  $M_{ty}=0{,}75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0{,}5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} \prec 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t=0{,}85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0{,}5M_0$

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

a.2. ***Valeur de la pression sous radier***

ELU

$$q_u = \sigma_m^u .1m = 143.89kN/m$$

ELS

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 106.62kN/m$$

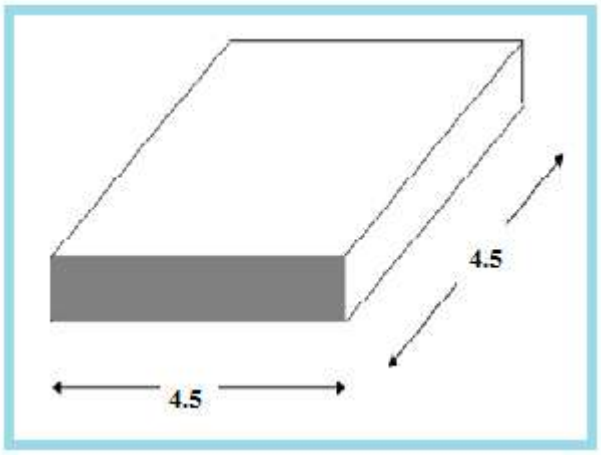


Figure VI.6. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

- **CALCUL DES MOMENTS**

On prend le panneau le plus sollicité avec :

$L_x = 4.50m ; L_y = 4.50m$

a.3. ***Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)***

On a le rapport des panneaux $0{,}4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1{,}0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	L_x *(m)*	L_y *(m)*	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u *(kN/m)*	M_x *(kNm)*	M_{tx} *(kNm)*	M_y *(kNm)*	M_{ty} *(kNm)*	M_a *(kNm)*
P	*4.50*	*4.50*	*1*	*0.0368*	*1*	*143.82*	*107.17*	*91.09*	*107.17*	*91.09*	*32.15*

a.4. ***Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν=0,2)***

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS

Panneaux	L_x *(m)*	L_y *(m)*	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} *(kN/m)*	M_x *(kNm)*	M_{tx} *(kNm)*	M_y *(kNm)*	M_{ty} *(kNm)*	M_a *(kNm)*
P	*4.5*	*4.5*	*1*	*0.0441*	*1*	*106.62*	*95.21*	*80.92*	*95.21*	*80.92*	*24.27*

-

a.5. ***Calcul du ferraillage***

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_e=400MPa$; $\sigma_s=348MPa$; $b=100cm$; $h=50cm$

$d=0,9h=45cm$

Tableau VI.6. Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	M_u(kNm)	μ		Z(cm)	A_s^{cal}(cm^2)	Choix	A_s^{adp}(cm^2)	S_t(cm)
Travée	x-x	107.17	0.037	0.981	45	6.97	5T14	7.70	15
	y-y	32.15	0.011	0.994	45	2.06	3T14	4.62	15
Appui	x-x	107.17	0.037	0.981	45	6.97	5T14	7.70	15
	y-y	32.15	0.011	0.994	45	2.06	3T14	4.62	15

Espacement : [2]

$$Esp \leq Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq Min(150cm;33cm) = 33cm$$

Travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28cm \prec 33cm$$

On opte : S_t=15cm

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28cm \prec 33cm$$

On prend : S_t=15cm

Appuis :

$$S_t = \frac{100}{5} = 25cm \prec 33cm$$

On prend : S_t=25cm

a.6. *Vérifications nécessaires*

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.42cm^2 \prec 7.70cm^2 \quad [2]$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS [2]

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	80.92	6.97	12.95	15	201.6	202	oui
	y-y	24.27	2.06	13.71	15	173.5	202	oui
Appuis	x-x	80.92	6.97	12.95	15	201.6	202	oui
	y-y	24.27	2.06	13.71	15	173.5	202	oui

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- **Redimensionnement de la section d'armature**

Tableau VI.8 . Redimensionnent des armatures

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	x-x	6.97	5T14	7.70
	y-y	2.06	3T14	4.62
Appui	x-x	6.97	5T14	7.70
	y-y	2.06	3T14	4.62

b. Ferraillage des nervures :

b .1. ***Calcul des efforts :***

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "***BAEL91 modifier 99***" [2]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée **:** $M_t=0,85M_0$

Sur appuis **:** $M_t=0,50M_0$

b.2. ***Calcul des armatures***

$b = 45cm$; $h=60cm$; $d=54cm$

- **Sens non porteur (x-x)**

$L=4.5$; $q=43.14/ml$

Tableau VI.9. Ferraillage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(kNm)$	M	B	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	87.04	0.136	0.927	63	6	6T14	9.23
Appuis	54.06	0.084	0.956	63	3.61	4T12	4.52

- **Sens porteur (y-y)**

Tableau VI.10. Ferraillage des nervures (sens non porteur)

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	63.34	8	4.7	15	177.3	202	ok
Appuis	46.41	6	4	15	179.7	202	ok

b.3. *Vérifications nécessaires*

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80cm^2 \prec 14.73cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	177.17	7.90	7.40	15	201.60	240	OK
	y-y	299.39	13.60	10.20	15	201.60	240	OK
Appuis	x-x	102.72	4.50	5.40	15	201.60	240	OK
	y-y	176.13	7.80	7.40	15	201.60	240	OK

2.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u \prec \overline{\tau}_u = Min(0{,}1f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{139.93x4}{2} = 295.58kN$$

$$\tau_u = \frac{295{,}58.10^3}{520x630} = 0.90MPa \prec \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa.....Vérifier$$

2.2. Armatures transversales

- ***BAEL 91 modifié 99*** [2]

$$*\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e} \qquad (K = 1 pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage)$$

$$* S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) = 40cm$$

$$*\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}45MPa$$

- ***RPA99 version 2003*** [1]

$$*\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0$$

$$* S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 17.5cm.....Zone\ nodale$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 35cm.....Zone\ courante$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2{,}00cm$$

f_e=400MPa ; τ_u=2,01 Mpa ; f_{t28}=2,1Mpa ; b=52cm ; d=63cm

On trouve :

S_t=15cm……Zone nodale.

S_t=30cm……Zone courante.

$A_t \geq 2{,}70cm^2$

On prend : $6T8 = 3{,}02cm^2$

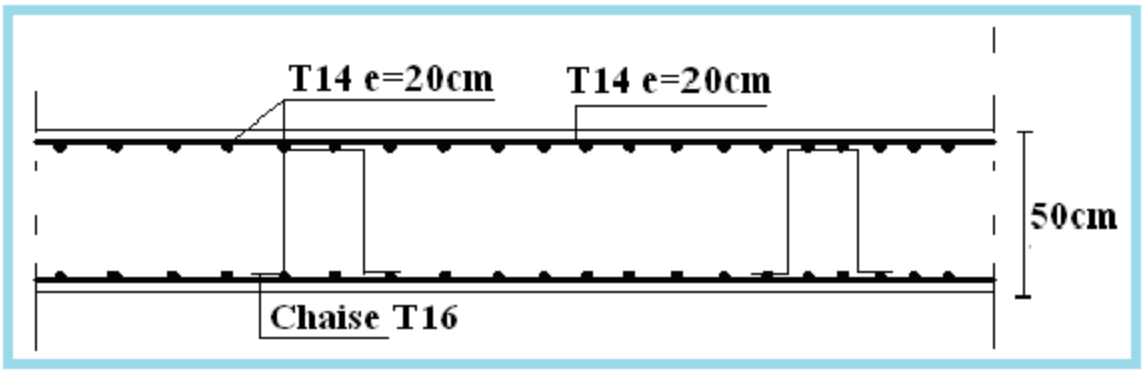


Figure VI.7. Ferraillage de la dalle du radier

VI.6. Etude des murs de soutènements : « voile périphérique » [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄:

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.6.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2,5KN/m² qui vient du commerce.

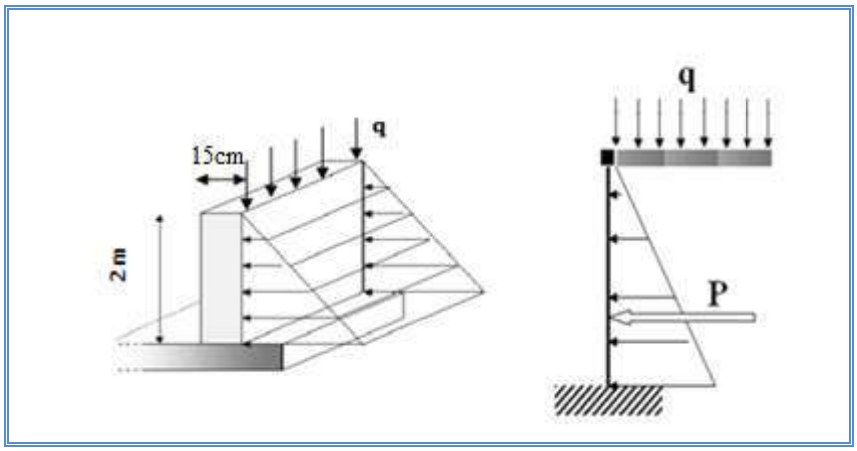


Figure.VI.8. Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.

❖ **Charge permanente :**

Nous avons pour notre bloc:

- un terrain plat =>β=0
- mur droit =>λ=0
- le poids volumique du terrain: γ=19 (KN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=30°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.333

Alors :

G= 0,333×19× 4=50.61KN/m²

❖ **Charge d'exploitation :**

- Q=k_q .q
- k_q= k_γ /cos (β- λ)=0.333

Alors : Q= 0.333 x 2,5=0.8325 KN/m²

❖ **Combinaisons d'actions :**

- q_u=1,35G+1,5Q=69.57 KN/m²
- q_{ser}=G+Q=51.44 KN/m²

Pour une bande de 1m:

- q_u=69.57KN/mℓ
- q_{ser}=51.44 KN/mℓ

VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

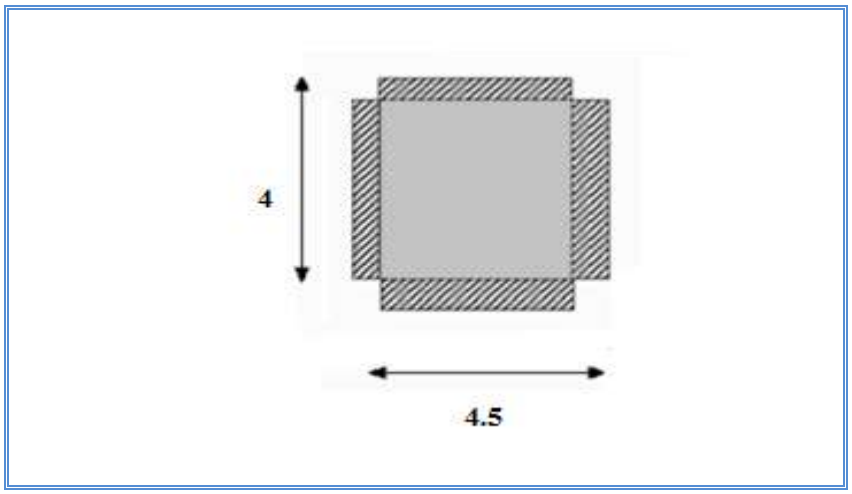


Figure.VI.9. Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\rho = \frac{4.0}{4,50}$=0.888 >0,4 ⇒ dalle travaillant suivant les deux direction

En utilisant la méthode forfaitairedes panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes

Tableau.VI.12.Détermination des moments par laméthode forfaitaire.

Direction	X	Y
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0,75M_x$	$M_{ty} = 0,75M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,5\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,5\ M_x$

Tableau.VI.13.Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M_X,M_Y	0.0476x69.57x (4)² = 52.98 KN.m		0.7438x52.98 =39.40 KN.m		0.0546x69.57(4)² = 60.77 KN.m		0.8216x60.77= 49.92 =KN.m	
Direction	travée	appui	travée	appui	Travée	Appui	travée	appui
Moment	52.98	45.03	39.04	33.49	51.65	15.49	44.43	12.72

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

Tableau.V.14. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{min}/2$ (cm²)	$A_{calcul} \geq A_{min}/2$	A_{final}/m (cm²)
Travée	X	39.40	13	5.5	1,70	0,85	C.V	6T12=6.79
	Y	52.98	13	5.5	1,70	0,85	N.V	6T12=6.79
Appui	X	45.03	13	5.5	1,70	0,85	C.V	6T12=6.79
	Y	33.49	13	5.5	1,70	0,85	C.V	6T12=6.79

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.15. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	6.79	51.65	201.6	14.9	C.V	C.V
	Y	6.79	42.43	201.6	12.9	C.V	C.V
Appui	X	6.79	15.49	110.1	5	C.V	C.V
	Y	6.79	12.79	124.1	4.6	C.V	C.V

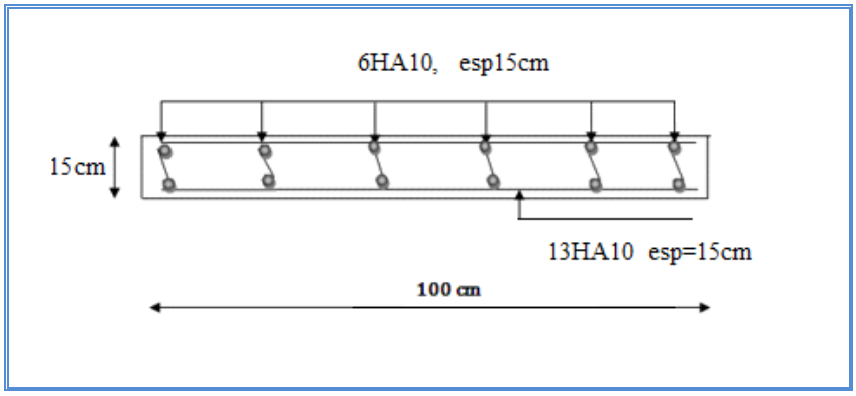


Figure.VI.10. Disposition de ferraillage du voile périphérique.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ suivant X : $T_X = \frac{q_u . l_X . l_Y}{2 . l_Y . l_X} = 34.78 KN$

❖ suivant Y : $T_Y = \frac{q_u . l_X . l_Y}{3 . l_Y} = 92.76 KN$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 . d} = \frac{34.78 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,26 MPa \leq \frac{0,07 . f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 MPa \qquad (c,v)$$

VI.7. Les longrines :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.7.1. Pré dimensionnement des longrines : (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Pour un sol de fondation de catégorie '' S3'', les dimensions minimales de la section Transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de (b x h) = (40x 30) cm².

VI.7.2. Charges sollicitant les longrines : (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:
F = (N/α) ≥ 20KN

Avec :
N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.
α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour notre cas : **α** = 10. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

Tableau VI.16. de coefficient α

Site	Zone		
	I	Iia	**IIb** et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

a) l'E L U :

N_u = 2356.35 Kn

$$f_u = \frac{2356.35}{10} = 235.35 \text{ Kn}$$

b) **l'E L S :**

N_{ser} = 1656.35Kn

$$f_{ser} = \frac{1656.35}{10} = 165.56 \text{ Kn}$$

VI.7.3. Ferraillage:

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales Doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :
À l'état limite ultime
Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{235.6*10^3}{348} = 687.01 mm^2 = 6.87 cm^2$$

A_{choisi} = 6HA14 = 9.24cm^2

Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

B= bxh = 30x40 = 1200 $cm^2 \leq B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}} = \frac{924*400}{2.1}$ = 176000mm^2 = 1760.33 cm^2

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes a l'etat limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{165.63*10^3}{924}$ =179.25MPa

$\bar{\sigma}_s$ = min $\left[\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$ = 202 MPa

Donc $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Section minimale donnée par le RPA 99version 2003**(Art 10.1.1.b)**

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$A_{min} = \frac{0.6*40*30}{100}$= 7.2$cm^2$

Alors on adopte : A_{chosi} = 9.24 cm^2

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les Longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à Maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ)

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3}$ = 4.66 mm

On adopte φ_t = 8 mm

A_t = 4T8 = 201 mm^2

❖ **Espacement:**

$S_t \leq$ min [20 cm ; 15 φ_l] = min [20 cm ; 18 cm]

On adopte : S_t = 15 cm

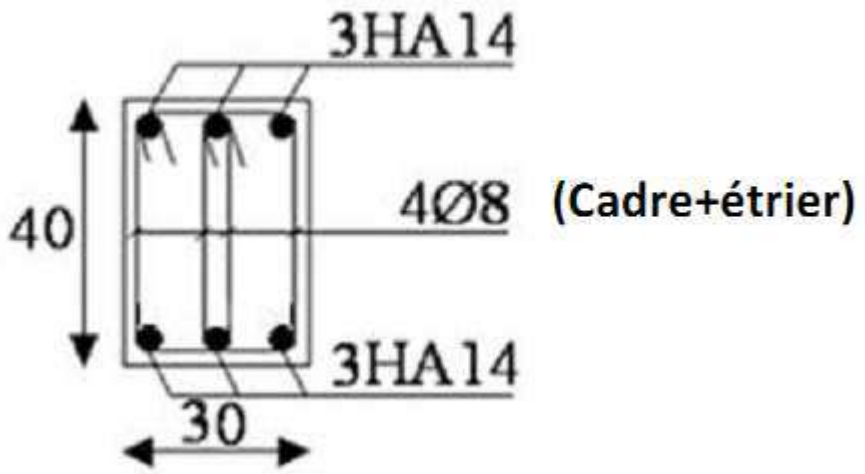


Figure VI.11. Ferraillage des longrines

Conclusion Générale

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre connaissances scientifique et techniques essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes et des règlements en vigueurs.

La disposition système de du contreventement choisi dans ce projet (Portiques voiles) a été exigée par le règlement R.P.A.99 version 2003.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concrète vers l'accumulation d'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : les cours de Béton Armé. MD.BOUCHRITE.

Logiciels :

- ROBOT version 23.0
- SOCOTEC version 1.01
- AUTO CAD 2008.