République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie de la matière
Filière Génie civil

Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option: Construction et Matériaux

Thème

Etude d'un bloc en béton armé (S/Sol + RDC + 5 Etages) contrventé par des voiles

Dirigée par :

Mme : HERIHIRI Ouided

Etudié par :

Me : AHMEDI Hichem

PROMOTION JUIN 2018


بسم الله الرحمن الرحيم

Sommaire

Table des matières

Résumé ..... *I*
Remerciement.. ..... *II*
Dédicace.. ..... *III*
Notations ..... *IV*
Introduction générale ..... *V*
Dossier d'architecture ..... *VI*

Chapitre I

I. Introduction *2*
I.1. Présentation de l'ouvrage *2*
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage *2*
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment *3*
I.2.2. Dimension en élévation du bâtiment *3*
I.2.3. Système de contreventement *3*
I.2.4. Planchers *3*
I.2.5. Maçonnerie *3*
I.2.6. Revêtements *3*
I.2.7. L'acrotère *4*
I.2.8. Les escaliers *4*
I.2.9. L'ascenseur *4*
I.2.10. Infrastructure *4*
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux *4*
I.3.1. Béton *5*
I.3.1.1. Résistance du béton *5*
I.3.1.1.a. Résistance caractéristique à la compression *5*
I.3.1.1.b. Résistance caractéristique à la traction *5*
I.3.1.2. Module d'élasticité *5*
I. 3.1.2.a. Module d'élasticité longitudinale *5*
I.3.1.2.b. Module d'élasticité transversale *6*
I.3.1.3. Contraintes limites *6*
I. 3.1.3.a. Contraintes de cisaillement *6*
I.3.1.3. b. Contraintes – déformation *6*
I.3.2. Acier *7*
I.3.2.1.Type d'acier *7*
I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier *7*
I.3.2.3. Contraintes limites *8*
I.3.2.3.a. Etat limite ultime (ELU) *8*
I.3.2.3.b. Etat limite de service (ELS) *8*
I.4.Taux de travail du sol *8*

Chapitre II

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges *10*
II.1.Introduction *10*
II.2.Les planchers *10*
II.2.1.Plancher à corps creux *10*
II.2.2.Les dalles pleines *11*

II.3.Evaluation des charges et surcharges *12*
II.3.1.Maçonnerie *12*
II.3.1.1.Murs intérieurs (simple cloison) *12*
II.3.1.2.Murs extérieurs (double cloison) *12*
II.3.2.plancher terrasse *13*
II.3.2.1.Charges permanentes *14*
II.3.2.2.Charges d'exploitations *14*
II.3.3.plancher courant *14*
II.3.3.1.Charges permanentes *15*
II.3.3.2.Surcharges d'exploitation *15*
II.3.4.Dalle pleine *15*
II.3.4.1.Charges permanentes *16*
II.3.4.2.Charges d'exploitation *16*
II.4.Pré dimensionnement des poutres *16*
II.5.Pré dimensionnement des poteaux *19*
II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement *19*
II.5.2.Calcul de la longueur de flambement *21*
II.5.3.Calcul de l'effort Nu *21*
II.5.4.La surface reprise par le poteau *22*
II.5.5.Descente des charges *25*
II.5.5.1.Charge d'exploitation *25*
II.5.5.2.Charge permanente *26*
II.5.5.3.Effort normal de résistance *27*
II.5.6.Vérification selon le RPA99 version 2003 ..... *27*
II.6.Pré dimensionnement des voiles *28*

Chapitre III

III.1. l'acrotère *30*
III.1. 1.Introduction *30*
III.1.2. Principe de calcul *30*
III.1.3. Évaluation des charges et surcharges *31*
III.1.4.Détermination des efforts *31*
III.1.5.Calcul de ferraillage *32*
III.1.5.1. A l'E.L.U *32*
III.1.5.2. Vérification à l'ELS *34*
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant *36*
III.1.7.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton *37*
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme *37*
III.2. Plancher à corps creux *38*
III.2.1.Dalle de compression *39*
III.2.2.Les poutrelles *40*
III.2.2.1. Méthode de calcul *42*
III.2.2.2. Sollicitations de calcul *43*
III.2.2.3. Calcul du ferraillage *50*
III.2.2.4. Vérification au cisaillement *53*
III.2.2.5.Vérifications préliminaires de la flèche *53*
III.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche *54*
III.3.Les escaliers *56*
III.3.1. Introduction *56*
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier *56*
III.3.4.Dimensionnement *57*
III.3.5. Evaluation des charges et surcharges *60*
III.3.5.1. Charges permanentes *60*
III.3.5.2. Surcharge d'exploitation *60*

III.3.6. Détermination des sollicitations *61*
III.3.7. Détermination des efforts *61*
III.3.7.1. Condition de non fragilité *69*
III.3 .7.2. Les armatures de répartition *69*
III.3.7.3. Vérification de l'espacement *70*
III.3.7.4. Vérification à l'E.L.S *70*
III.3.7.5. Vérification de l'effort tranchant *71*
III.3.7.6. Vérification de la flèche *71*
III.3.8. Calcul de la poutre palière *71*
III.3.8.1. Pré dimensionnement *71*
III.3.8.2. Charges revenants à la poutre *72*
III.3.8.3. Calcul des efforts *72*
III.3.8.4. Ferraillage de la poutre palière *73*
III.4. Les balcons *76*
III.4.1 Introduction *76*
III.4.2. Evaluation des charges *76*
III.4.3. Schéma statique *76*
III.4.4. Combinaison des charges *76*
III.4.5. Calcul des efforts internes *76*
III.4.6. Calcul de ferraillage *77*
III.4.7. Vérifications *77*
III.5. La dalle machine *79*
III.5.1. Introduction *79*
III.5.2. Pré dimensionnement *80*
III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation *80*
III.5.3.1. Charges permanentes *80*
III.5.3.2. Poids de la machine supportée *81*
III.5.3.3. La charge d'exploitation *82*
III.5.4. Calcul des sollicitations *82*
III.5.4.1. Méthode de calcul *82*
III.5.4.2. Hypothèses (ligne de rupture) *82*
III.5.4.3.Principe de calcul *82*
III.5.4.4.Calcul du ferraillage *85*
III.5.4.5. Condition de non fragilité *86*
III.5.4.6. Condition d'espacement *86*
III.5.4.7. Vérification de l'effort tranchant *86*
III.5.5. Vérification à l'E.L.S *86*
III.5.6. Vérification de la flèche *88*
III.5.7. Vérification de non poinçonnement *88*

Chapitre IV

IV.1. Introduction *90*
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure *90*
IV.2.1.Centre de masse *90*
IV.2.2.Centre de torsion *91*
IV.2. 3. Excentricité *94*
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) *94*
IV.2. 3.2. Excentricité accidentelle *94*
IV.2. 3.3. Effets de la torsion accidentelle *95*
IV. 3. Choix la méthode de calcul *96*
IV. 3.1. Introduction *96*
IV.3.2. Méthode statique équivalente *96*
IV.3.2.1. Principe *96*
IV. 3.2.2. Modélisation *97*
IV.3.2.3. Calcul de la force sismique totale *93*

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique *95*
IV.4.1.Vérification de comportement *96*
IV. 4. 2. Vérification de participation massique *100*
IV. 4.3.Vérification des périodes *101*
IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul *101*
IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement *103*
IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur *103*
IV. 4.5.2. Moment de renversement *107*
IV. 4.5.3. Moment stabilisant *107*
IV.4.6.Vérification des déplacements *108*
IV. 4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ *110*
IV.5. Conclusion *111*

Chapitre V

V.1. Introduction *113*
V.2.Ferraillage des poutres *113*
V.2.1. Introduction *113*
V.2.2.Recommandations du R.P.A.99 ..... *114*
V.2.2.1.Armatures longitudinales *114*
V.2.2.2.Armatures transversales *114*
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service *116*
V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93 ..... *117*
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants *119*
V.2.6. Calcul des armatures transversales *120*
V.2.7. Vérification de la flèche *121*
V.3. Ferraillage des poteaux *124*
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales *124*
V.3.1.1.Recommandations des règlements *124*
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes de ferraillage *125*
V.3.1.3.Etat limite de stabilité de forme *125*
V.3.1.4.Détermination des armatures à l'ELU de résistance *126*
V.3.2.Vérification des poteaux selon les conditions RPA et CBA *128*
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS *128*
V.3.4. Détermination des armatures transversales *129*
V.3.4.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu *129*
V.3.4.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$ *129*
V.3.4.3. Vérifications des contraintes tangentielles *130*
V.3.4.4.Calcul des armatures transversales *131*
V.3.4.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale *133*
V.4.Ferraillage des voiles *135*
V.4.1.Introduction *135*
V.4.2.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 ..... *135*
V.4.3.Armatures transversales CBA93 ..... *136*
V.4.4.Calcul des armatures verticales des voiles *139*
V.4.5.Vérification des voiles à l'effort tranchant *140*

Chapitre VI

VI.1. Introduction *144*
VI.2. Type de la fondation *144*
VI.3. Connaissance du site et du sol *144*
VI.4. Choix du type de fondation *145*
VI.4.1. Calcul des semelles isolées *146*
VI.4. 1.1.Dimensionnement des semelles isolées *146*
VI.4.2. Calcul des semelles filantes *147*

VI.4.2.1. Semelles filantes sous poteaux *147*
VI.4.3. Semelles filantes sous poteaux et voiles *148*
VI.4.3.1. Dimensionnement *149*
VI.4.4. Radier général……. *150*
VI.4.4.1. Pré dimensionnement du radier *150*
VI.4.4.1.a. Détermination de N_u et N_{ser} *150*
VI.4.4.1.b. Surface nécessaire du radier *150*
VI.4.4.1.c. Hauteur du radier *151*
VI.4.4.2. Ferraillage du radier *151*
VI.4.4.2.a. Calcul des Charges du radier *151*
VI.4.4.2.b. Calcul des moments *152*
VI.5. Etude du mur de soutènement-voile périphérique……..*153*
VI.5.1. Evaluation des charges ……...*154*
VI.5.1.a. charge permanente……...*154*
VI.5.1.b. charge d'exploitation ……*154*
VI.5.1.c. combinaisons d'actions ……....*155*
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques ……..*155*
VI.5.2.a. Détermination des moments a l'ELU ……..*155*
VI.5.2.b. Détermination des moments a l'ELS ……..*156*
VI.5.2.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple ……...……...*156*
VI.5.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS ……...……*157*
VI.5.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement ……...*157*
VI.6. Les longrines *157*
VI.6.1.Introduction *157*
VI.6.2. Pré dimensionnement *157*
VI.6.3.Sollicitations *158*
VI.6.4. Ferraillage *158*
Conclusion générale ..... *VII*

Résumé

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (طابق سفلي + طابق أرضي+ خمسة طوابق) والمقرر بناؤها ببلدية المدية ولاية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا (II_b)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«ROBOT version 2 3.0»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation (S/Sol+RDC+ cinq étages) qui sera implanté à MEDEA, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_b

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 for office purpose (between ground+ground+ five stories), as part of MEDEA, the region is classified as a medium seismicity area II_b

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.

REMERCIEMENTS

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq années de maîtrise m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je tiens à la fin de ce travail à remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver là.

je tenus à saisir cette occasion et adresser mes profonds remerciements et mes profondes reconnaissances à :

A Madame HERIHIRI OUIDED mon encadrement de mémoire de fin d'étude, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de notre recherche, Les conseils qu'elle nous a prodigué, la patience, la confiance qu'elle nous a témoignés ont été déterminants dans la réalisation de notre travail de recherche.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dedicace

Je tiens à dédier ce mémoire à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les Plus pénibles de ce long chemin, ma très chère Mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

À toute ma famille sans exception

A tous mes amis et mes collègues de l'université de MEDEA

A toute la promotion de G.C 2018.

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : 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.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : 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.
v: 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 GENERALE

Introduction générale

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bloc situés a «chrachrea» wilaya de MEDEA, à usage d'habitation constitué d'un S/Sol+Rez-de-chaussée et de 5 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.23 »

On présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquème chapitre. Finalement, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.

CHAPITRE I

I. Introduction :

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par l'URBAB consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un 62 logement, pour cela on a choisie un bloc.
Le bloc en béton armé comportant cinq (05) niveaux sur rez-de-chaussée avec entre sol et terrasse inaccessible ; (R+5) à usage d'habitation et S/Sol à usage local.

L'ouvrage en question sera implanté à MEDEA « CHRACHREA » wilaya de MEDEA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb).
Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Le bloc est de forme régulière (barre), dont les caractéristiques sont :

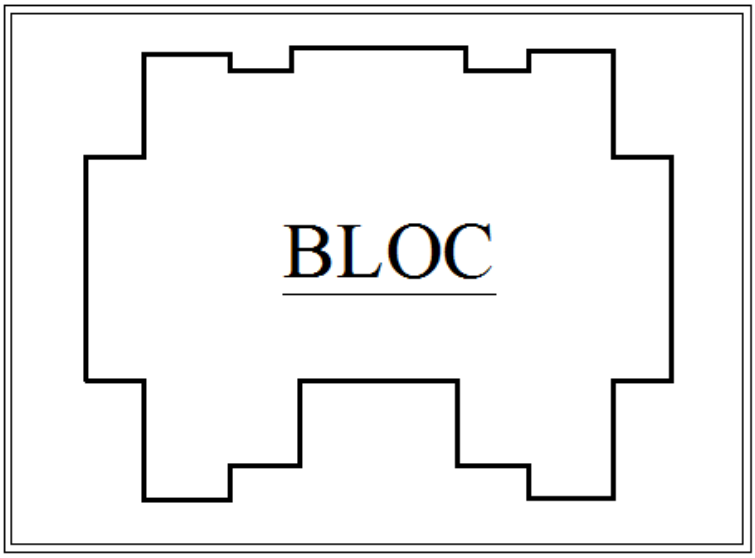


Figure I.1. Vue en plan

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- La longueur du bâtiment: 25.13m;
- La largeur du bâtiment : 19.45m.

I.2.2. Dimension en élévation du bâtiment :

- Hauteur du E/Sol : -3.24m;
- Hauteur du RDC : +3.24m;
- Hauteur de l'étage courant : +3.24m;
- Hauteur totale du bâtiment : 19,44+0.6m.

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 14 m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.4. Planchers:

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les chambres, 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.

I.2.7. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé, 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.
Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.8. Les escaliers:

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volets.

I.2.9. L'ascenseur:

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis (voir hors-structure) d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur, une trémie verticale fermée (sorte de puits de la bâtisse) en général à l'intérieur de l'édifice.
Il peut aussi être construit sans cage fermée et être accessible en rebord de la dalle de chaque niveau pour des édifices ayant un noyau évidé de circulation centrale, sans séparation dans la vision des modes de déplacement verticaux, ou se situer en périphérie et même en façade sur l'extérieur avec une cage discernable. Le mouvement des cabines dans des cages en périphérie peut être vu parfois dans des cages transparentes.
Les ascenseurs visibles sont alors des éléments architecturaux identiques à ce que sont les escaliers architecturaux à volées visibles.

I.2.10. Infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure-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.

I.3. Caractéristiques mécaniques 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 ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m3 ce donne une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25MPa.
Donc une résistance à la traction f_{t28}=2.1MPa.

I.3.1.1. Résistance du béton : [2]

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.
Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28.

I.3.1.1.a. Résistance caractéristique à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93

$$f_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad Pour \quad f_{c28} \leq 40Mpa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0{,}95\,j} \times f_{c28} \qquad Pour \quad f_{c28} > 40Mpa$$

I.3.1.1.b. Résistance caractéristique à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- f_{tj}= 0.6 + 0.06f_{cj} avec f_{cj} et f_{tj} en MPa

I.3.1.2. Module d'élasticité: [2]

I. 3.1.2.a. Module d'élasticité longitudinale:

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa) E_{i28}=32164,195 MPa. ►►Art [A.2.1.2.1] ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa) E_{v28}=10721,40 MPa. ►►Art [A.2.1.2.2] ◄◄

I.3.1.2.b. Module d'élasticité transversale:

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

I.3.1.3. Contraintes limites:

I. 3.1.3.a. Contraintes 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.

I.3.1.3. b. Contraintes - déformation: *[2]* ►►Art [A.4.3.4.1] ◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante:

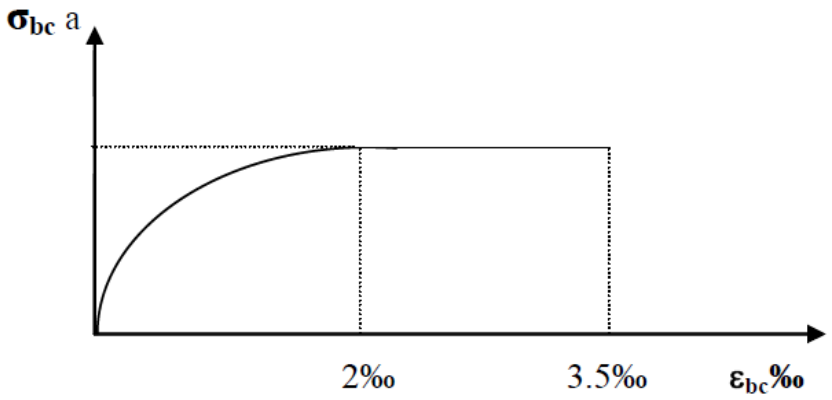


Figure I.2. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2]

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta.\gamma_b} \quad [2]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1,5 Pour une combinaison fondamentale;

γ_b =1,15 Pour une combinaison accidentelle.

θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24heures;
θ =0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;
θ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1heure.

I.3.2. Acier:

I.3.2.1.Type 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.1.Les types d'aciers utilisés et leur nuance

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe(Mpa)
Barre à haut adhérence	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	0<Φ≤6	520

I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : $Es = 2 \times 10^5 Mpa$

I.3.2.3. Contraintes limites:

I.3.2.3.a. Etat limite ultime (ELU):

Le diagramme contraint (σs) – déformations (εs) est conventionnellement défini ci dessous:

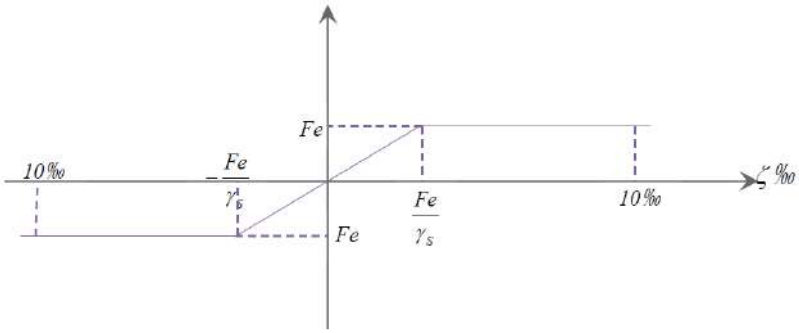


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations

$$\overline{\sigma s} = \frac{F_e}{\gamma s}$$

Avec : $\overline{\sigma s}$: contrainte de l'acier ;
F_e : contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;
γs : Coefficient de sécurité γs =1,15 situation durable ;
γs =1 situation accidentelle.

I.3.2.3.b. 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 [2]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma s} = Min[2\,fe/3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}]Mpa$ [2]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma s} = Min[\,fe/2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}]Mpa$ [2]

Avec : η coefficient de fissuration tel que :
- η=1 pour les ronds lisses et les treillis soudés ;
- η=1.6 pour les armatures à haut adhérence.

I.4.Taux de travail du sol:

- Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le bureau des études géotechniques **SARL/SOIL TEST CONSULT** cité des 148 Logts N°3 Ouled Heddadj W.Boumerdess ; les vérifications de la stabilité le long du profil le plus défavorable C-C sont concluante avec des coefficients de sécurité au dessus de 1.5 sous réserve de :

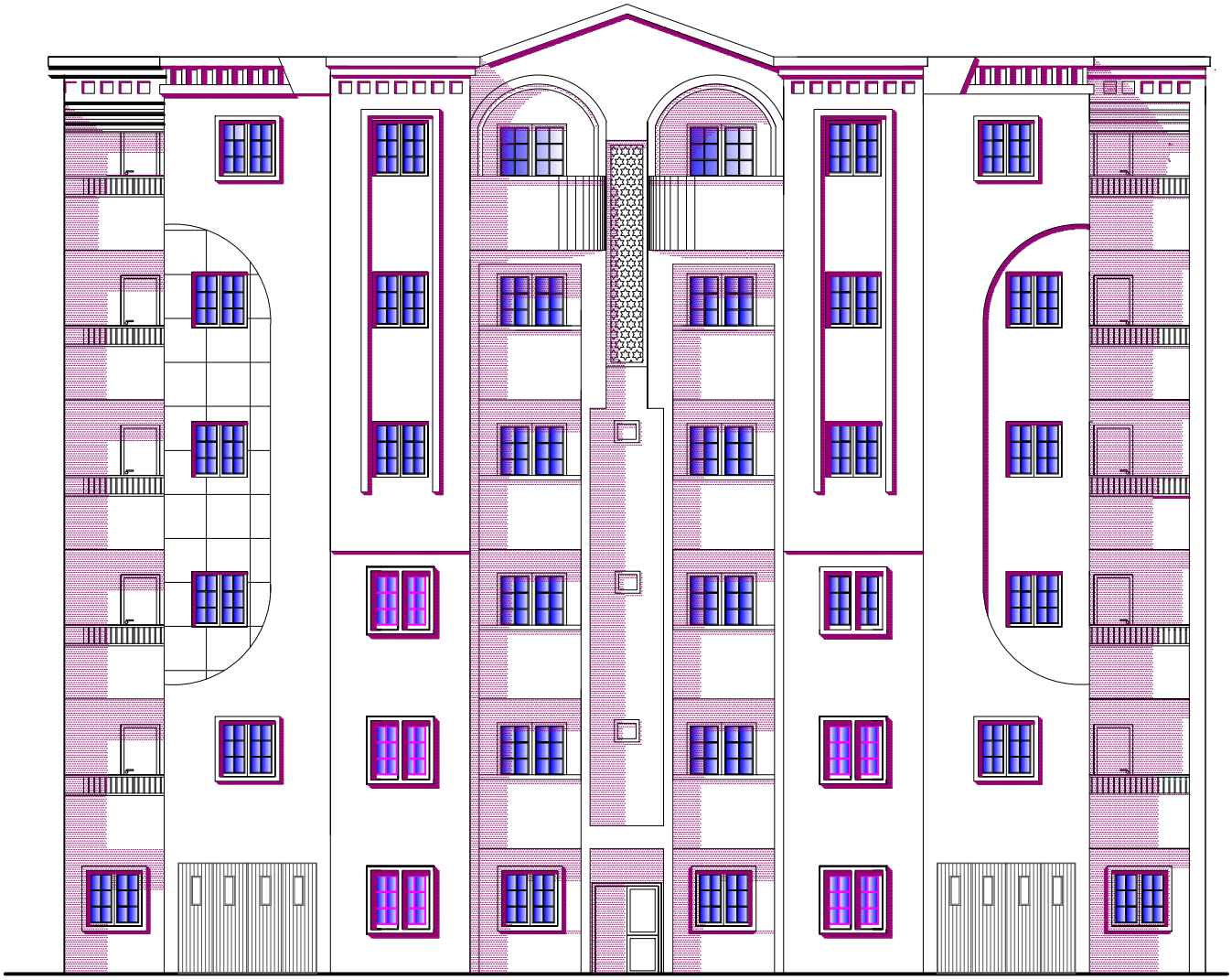
- Enlèvement et nettoyage des remblais mis en place en amont du bâtiment (surcharge) ;
- Remise en état du relief de terrain ;
- Respecter une minimale 17x1.5=25.5 (26m) entre le bâtiment existant et les fondations du bâtiment afin d'annuler toute interférence ;
- Réaliser une plate forme à la même cote de la chaussée ;
- Ancrer les fondations à 2.00 mètre à comporter de la cote de la plate forme ;
- Contrainte admissible : 1,50 bars ;
- Le site est classé (selon RPA99/version 2003) dans la catégorie S2 (site ferme) ;
- Le site ne présente aucun risque d'instabilité.

Dossier d'Architecture

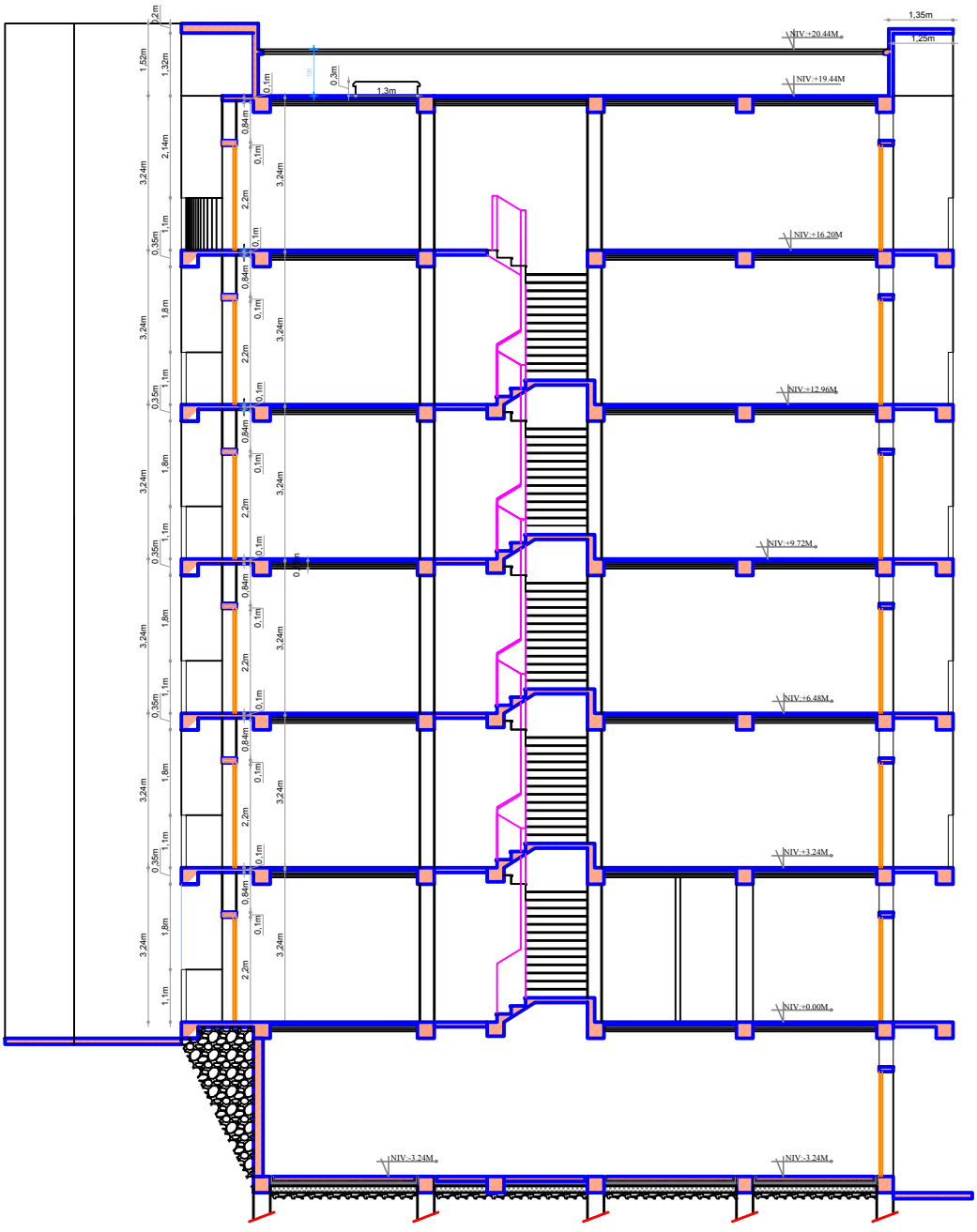
LA FACADE PRINCIPALE



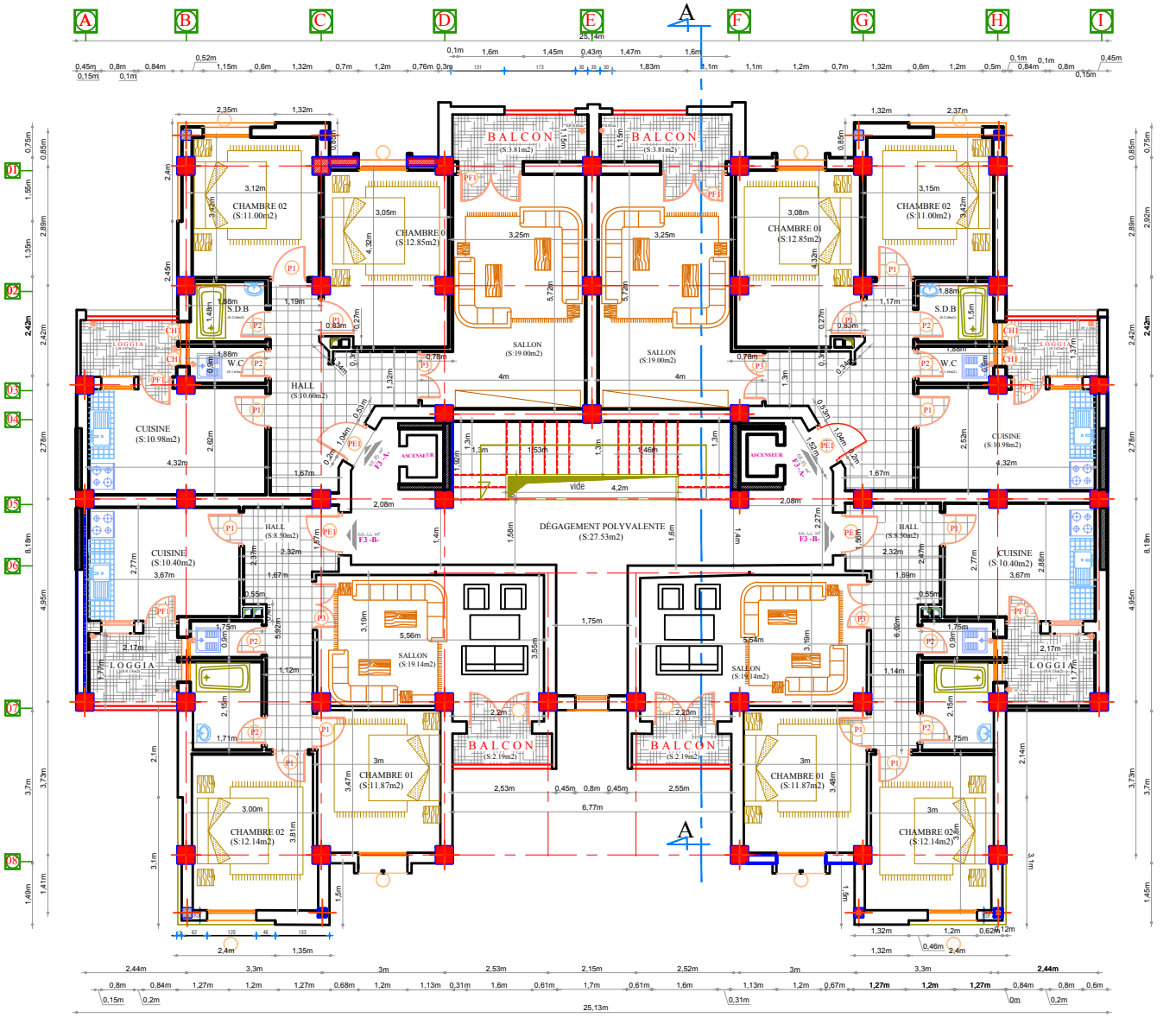
LA FACADE POSTERIEURE



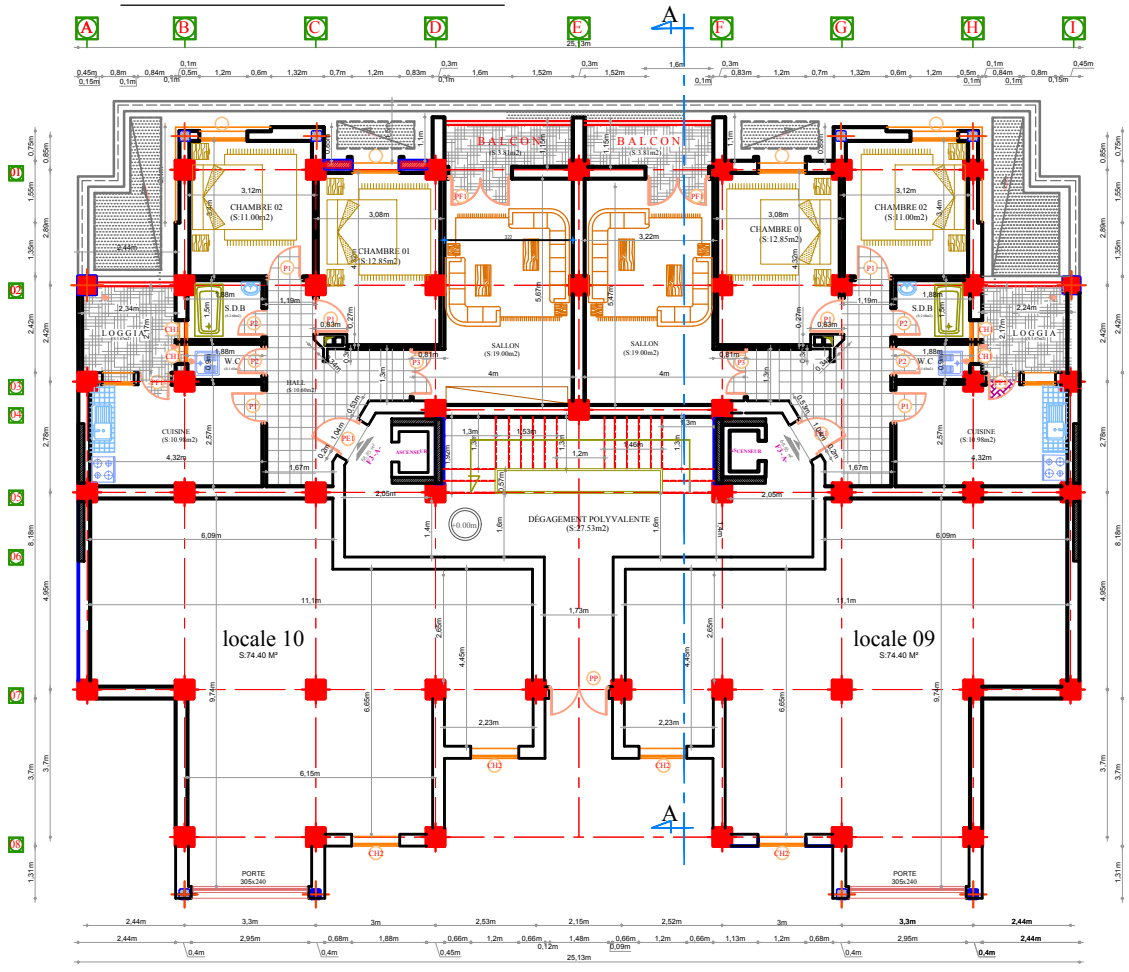
COUPE -AA-


NIV:+20.44M
NIV:+19.44M
NIV:+16.20M
NIV:+12.96M
NIV:+9.72M
NIV:+6.48M
NIV:+3.24M
NIV:+0.00M
NIV:-3.24M
NIV:-3.24M
1,35m
1,25m
1,3m

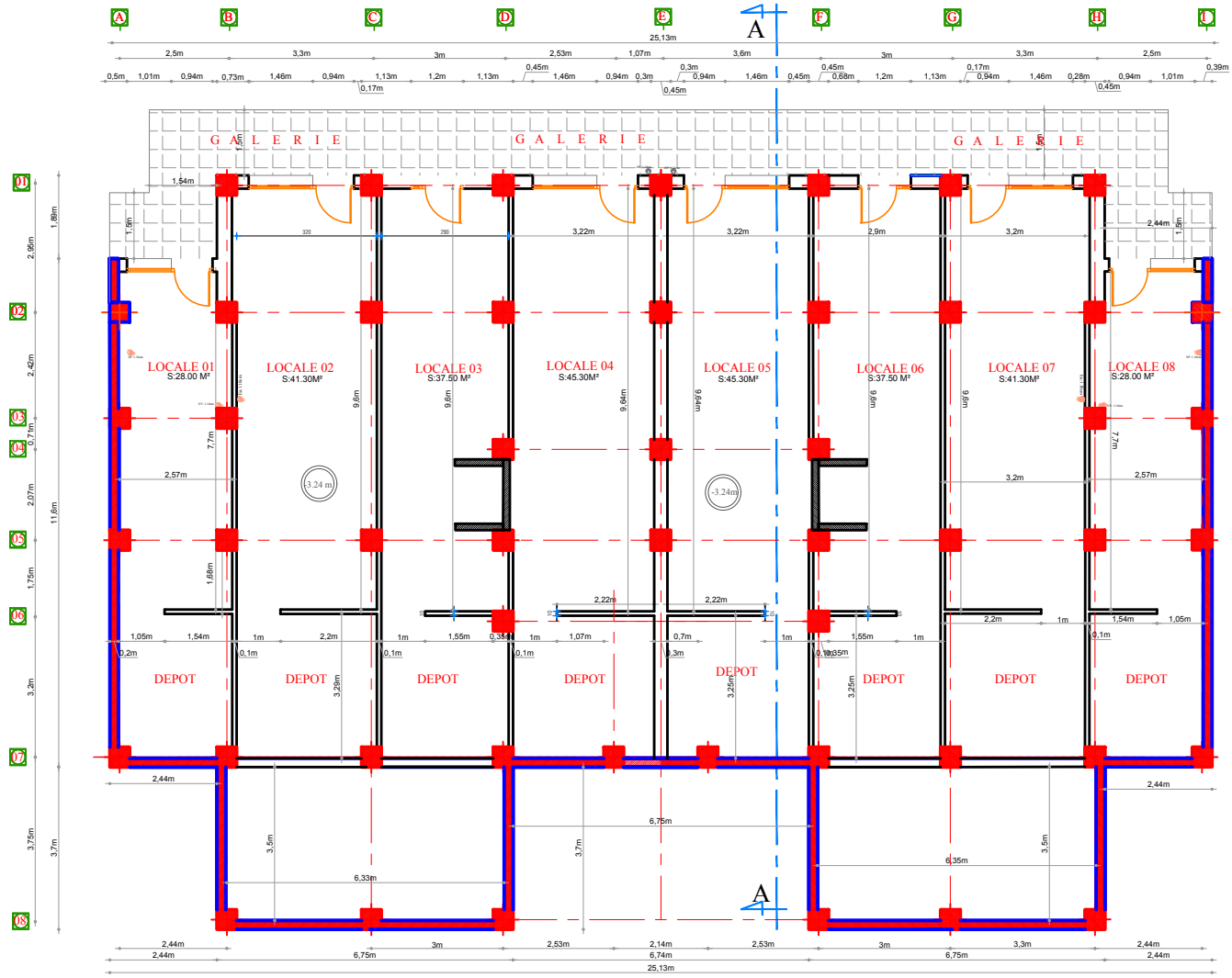
VUE EN PLAN 1er 2eme 3eme 4eme et 5emeETAGE



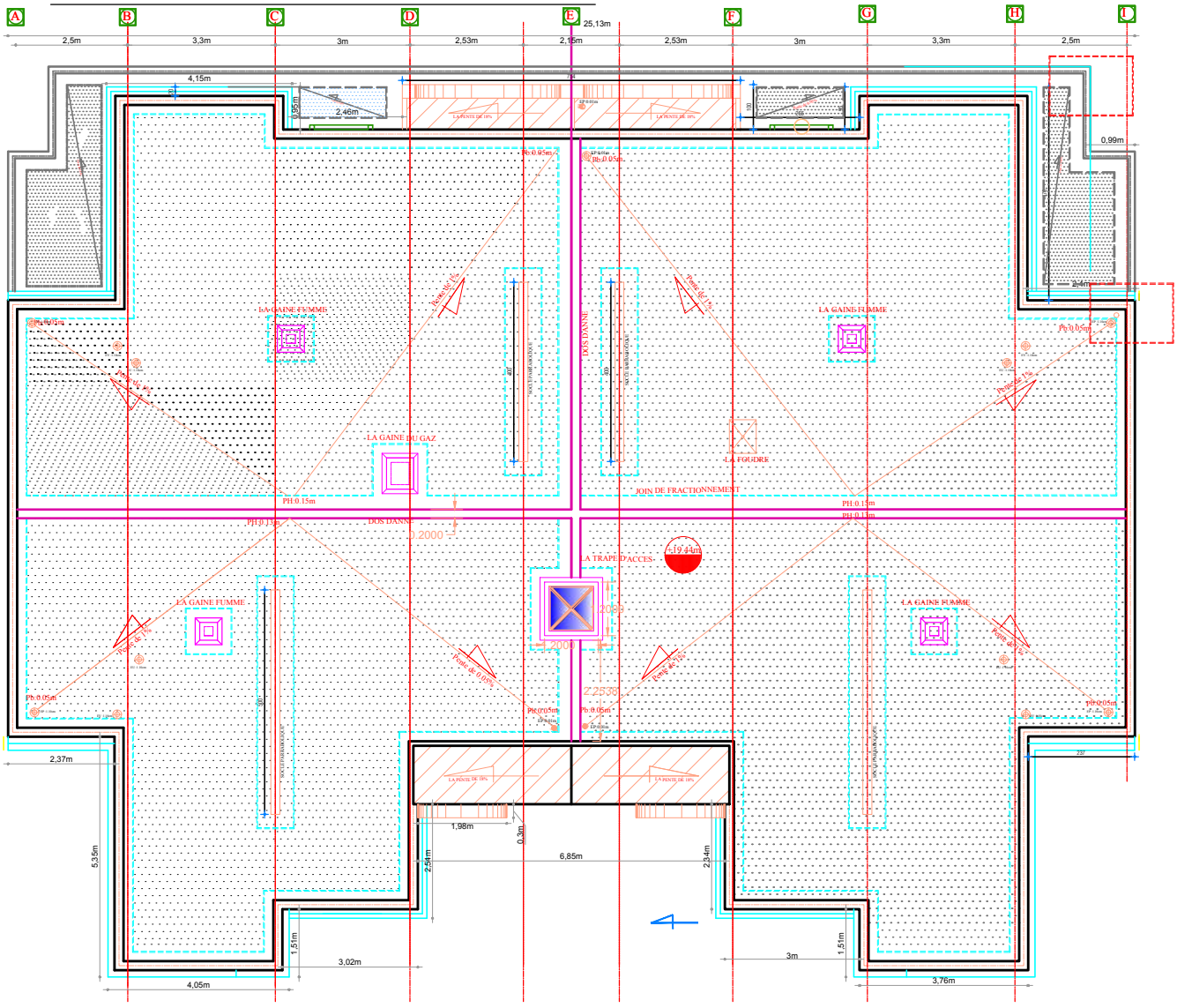
VUE EN PLAN R.D.C



VUE EN PLAN ENTRE SOL



VUE EN PLAN TERRASSE



CHAPITRE II

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction:

Il s'agit de déterminer dans une première étape les dimensions des éléments de l'ossature telle que planchers, poutres, poteaux et voiles.

II.2. Les planchers:

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.
La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq ht \leq (L/20)$$

Le règlement CBA93 n'exige que $ht \geq L/22.5$ d'où la nouvelle fourchette est

$$(L/22,5) \leq ht \leq (L/20)$$

Avec :

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

L=3,15m 14.00≤ht≤15.75cm

On prend pour le bloc : ht = 20cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : ht = d + e
d= 16cm (hauteur de corps creux).
e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).
Donc ht = (16+4) cm.
Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :
ht ≥16 cm
D'où on a : 20 cm > 16cm (C.V).

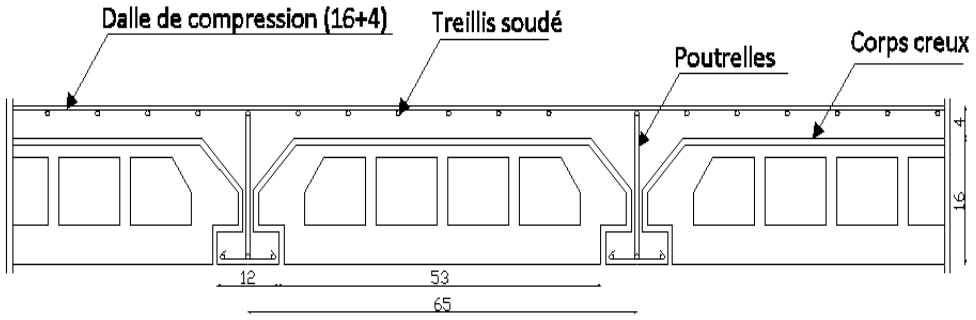


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle.
Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….[CBA 93]

$(Lx/50) \leq ep \leq (Lx/40)$

$(315/50) \leq ep \leq (315/40) \Rightarrow 6.30 \leq ep \leq 7.88$

- dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx/35) \leq ep \leq (Lx/30)$

$(315/35) \leq ep \leq (315/30) \Rightarrow 9.00 \leq ep \leq 10.5$

où : ep : épaisseur de la dalle.
L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Sécurité contre l'incendie:

ep = 7cm: peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

condition d'isolation acoustique : $ep \geq 15$ cm.

- Critère de résistance : $(315/35) \leq ep \leq (315/30) \Rightarrow 9.00 \leq ep \leq 10.5$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera :

ep=15cm

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

II.3.1. Maçonnerie:

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison):

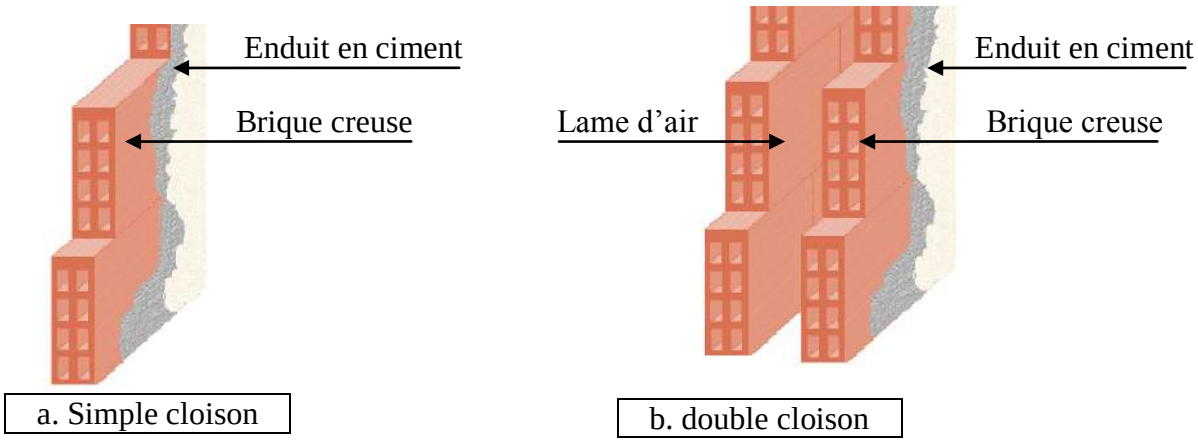
Tableau II.1.Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,01	90	0,9
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			TOTAL	1,62

II.3.1.2. Murs extérieurs (double cloison):

Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs (double cloison)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,01	90	0,9
3	Lame d'air	0,02	18	0,36
4	Brique creuse	0,01	90	0,9
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			TOTAL	2,88



a. Simple cloison

b. double cloison

Figure II.2.Coupe de mur en maçonnerie

II.3.2.plancher terrasse :

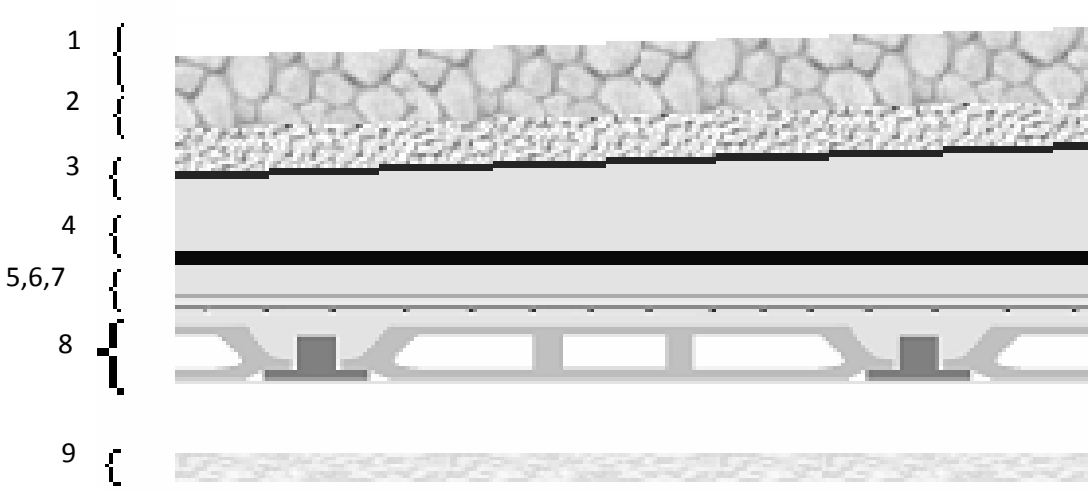


Figure II.3.Composant d'un plancher terrasse

II.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0,05
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Par vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher corps creux	0,16+0,04		2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			TOTAL	6,54

II.3.2.2. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m².

II.3.3.plancher courant:

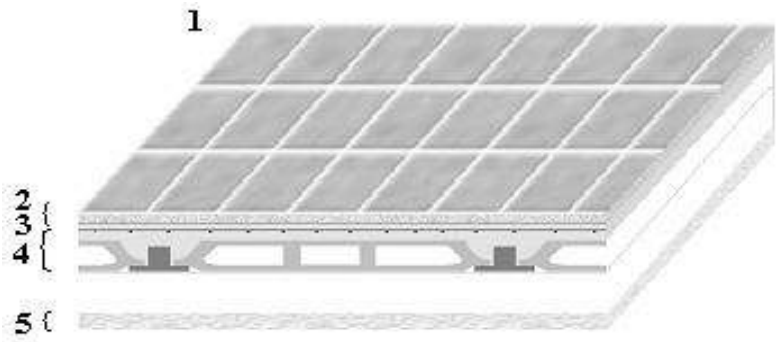


Figure II.4.Composant d'un plancher courant

II.3.3.1.Charges permanentes :

Tableau II.4.Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Mur simple cloison	0,14		1,62
			TOTAL	6,00

II.3.3.2. Surcharges d'exploitation:

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m².

II.3.4.Dalle pleine:

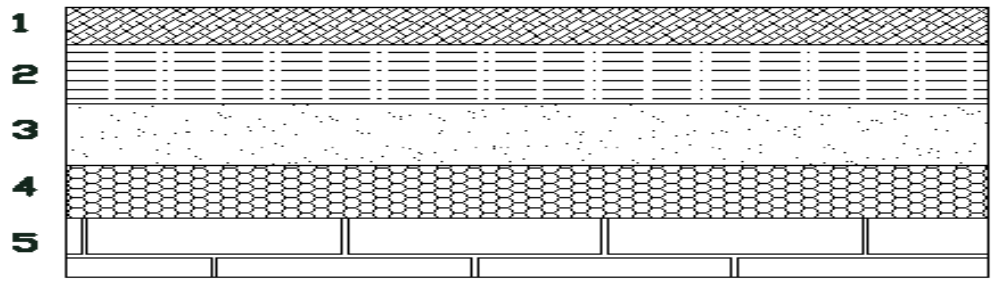


Figure II.5.Composant de la dalle d'étage

II.3.4.1 Charges permanentes :

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

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			TOTAL	5,49

II.3.4.2. Charges d'exploitation:

Q=3.5KN/m²

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).

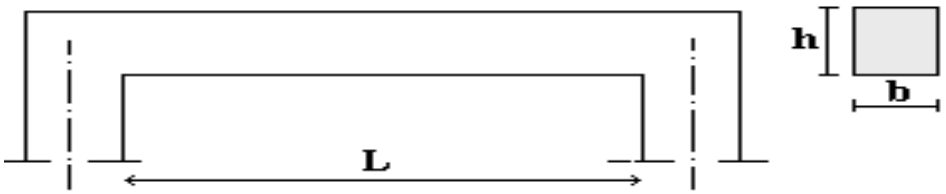


Figure II.6.Dimensionnement de la poutre

- 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:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10;
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone II_b sont: [1] ►► Art [7.5.1] ◄◄

- h≥ 30cm;
- b ≥20 cm;
- h/b ≤ 4;
- b_{max} ≤ 1.5h+b1.

Tableau II.6.Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistances	L_{max}= 4.75 m ⇒ 31.67cm ≤ h ≤ 47.50cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm	L_{max}= 3.15 m ⇒ 21.00cm ≤ h ≤ 31.5cm on adopte : h = 30cm ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité h/L≥1/16	(h/L=0.0752) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.103 ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 40cm ; b = 30cm**	**h = 30cm ; b = 30 cm**

Vérification de la flèche : *[2]* ***► Art [B.6.5] ◄:***

L= 4.75 m $<$ 5 m $\Rightarrow$ $F_{limite} = \frac{L}{500} = 0.95$cm.

Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.30 x 0.40x 25 = 3 KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 6.54 x (3.15 - 0.3) = 18.64 KN/ml.
- $Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.15) = 3.15KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 24.79 KN/ml.

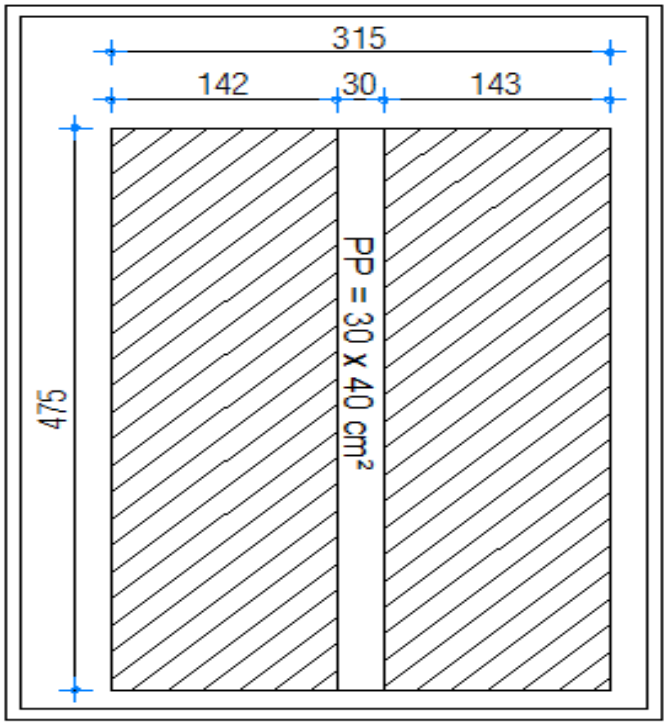


Figure II.7.Charges supportés par la poutre principale (plancher terrasse)

Plancher courant:

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.40 \times 25 = 3$ KN/ml.
- Poids propre du plancher courant : $G_{plancher} = 6.00 \times (3.15 - 0.3) = 17.10$ KN/ml.
- $Q_{plancher} = 1.5 \times (3.15) = 4.73$ KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher} = 24.83$ KN/ml.

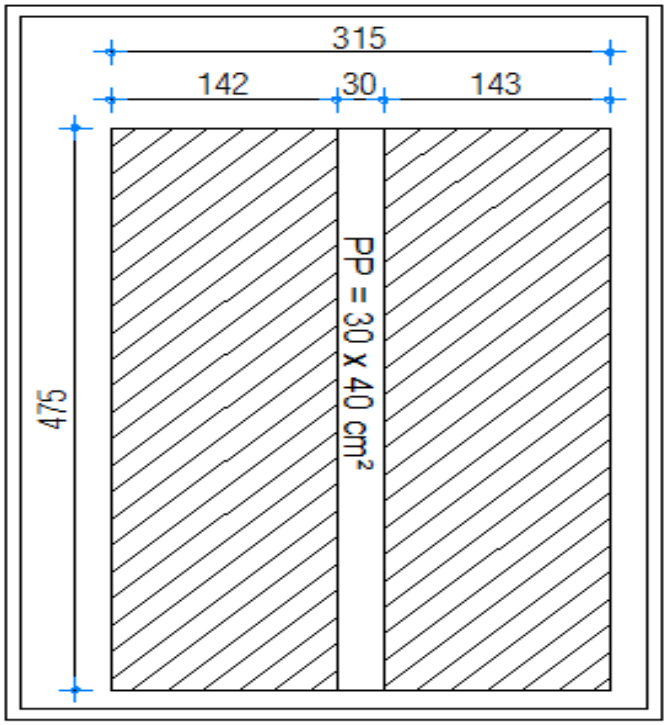


Figure II.8.Charges supportés par la poutre principale (plancher courant)

Alors: on prend $P_{tot,\,max}$=24.83KN/ml
La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5PL^4}{348EI} \quad \text{et} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

F ≤ F_{limite}

$$F = 12 \times 5 \times 24.83 \times (4.75)^4 / (384 \times 32164.2 \times 10^3 \times 0.3 \times (0.4)^3) = 0.003\,\text{m}$$

F = 0.3 cm < F_{limite}= 0.95 cm (C.V)

Conclusion :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :
(b x h) = (30 x 40) cm².

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.
On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu*=1.1Nu).

II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité;
- calcul de la surface reprise par le poteau;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.1]** ◄◄.

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- $Min(b_1; h_1) \geq 30cm$
- $Min(b_1; h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

On a : $N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

- N_u : Effort normal admissible à l'ELU;
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « B_r = (b-2cm)×(h-2cm) »;
- γ_b= 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable) ;
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier;
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/1000);
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

- $\alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2(\dfrac{\lambda}{35})^2} \; Pour \lambda \leq 50;$
- $\alpha = 0.6(\dfrac{50}{\lambda})^2 Pour 50 \leq \lambda \leq 70;$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Section carrée, où :
i : Rayon de giration;
λ: L'élancement géométrique;
Lf : Longueur de flambement.

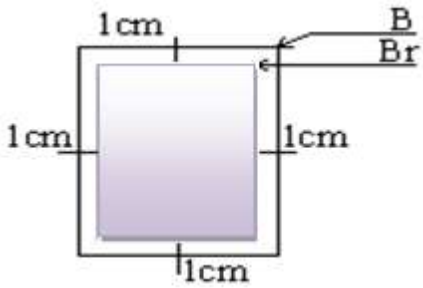


Figure II.9.Section réduite du poteau

II.5.2.Calcul de la longueur de flambement:

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

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités ;
- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur (I/L) que lui dans le sens considéré ;
- L_0 : dans les autres cas.

Dans notre cas on a :
L_0 =3.24m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs
Et L_f =0.7 L_0

II.5.3.Calcul de l'effort Nu:

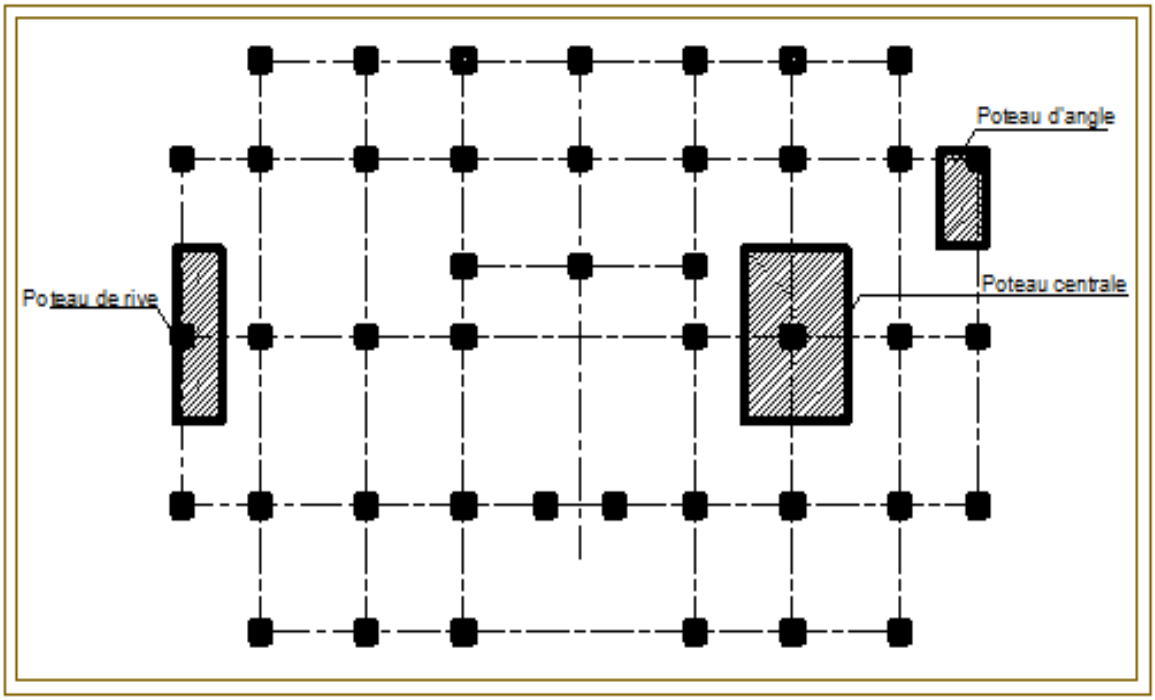
On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (45x45) cm² pour le S/Sol et le RDC.
- Une section de (40x40) cm² pour le 1^{ier}, le 2ème et le 3ème étage.
- Une section de (35x35) cm² pour, 4ème, et 5ème étage.

Tableau II.7.Calcul de Nu du Bloc

	Dimension	B_r(mm²)	L_f	λ	α	A_s(mm²)	N_u(KN)
5eme	35X35	108900	2,27	22,45	0,79	122,5	1617,33
4eme	35X35	108900	2,27	22,45	0,79	122,5	1617,33
3eme	40X40	144400	2,27	19,64	0,80	160,0	2182,78
2eme	40X40	144400	2,27	19,64	0,80	160,0	2182,78
1er	40X40	144400	2,27	19,64	0,80	160,0	2182,78
RDC	45X45	184900	2,27	17,46	0,81	202,5	2829,52
E/Sol	45X45	184900	2,27	17,46	0,81	202,5	2829,52

II.5.4.La surface reprise par le poteau :



Nous avons trois types de poteaux

A. ***Poteau centrale :***

- Surface du plancher revenant au poteau :
  Sp= (3.15-0.3)x(5.07-0.3)=13.59m².

- Surface totale :
  St= 3.15x5.07=15.97m².

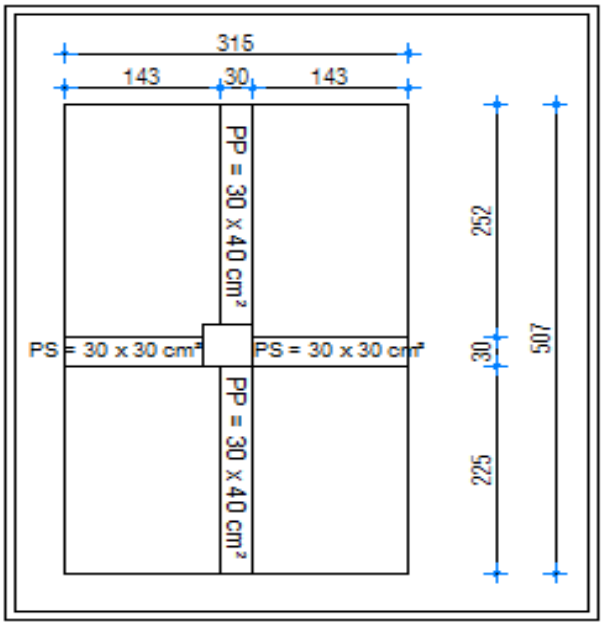


Figure II.10.Représentation du poteau centrale

B. ***Poteau de rive :***

- Surface du plancher revenant au poteau :
  Sp= (1.45-0.3)x(5.07-0.3)=5.49m².

- Surface totale :
  St= 1.45x5.07=7.35m².

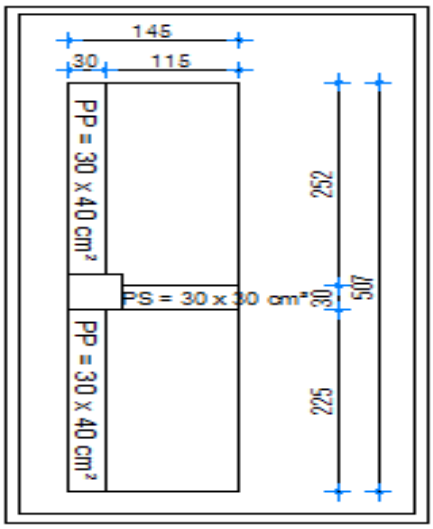


Figure II.11.Représentation poteau de rive

C. ***Poteau d'angle :***

- Surface du plancher revenant au poteau :
  Sp= (1.43-0.3)x(2.81-0.3)=2.84m².

- Surface totale :
  St= 1.43x2.81=4.02m².

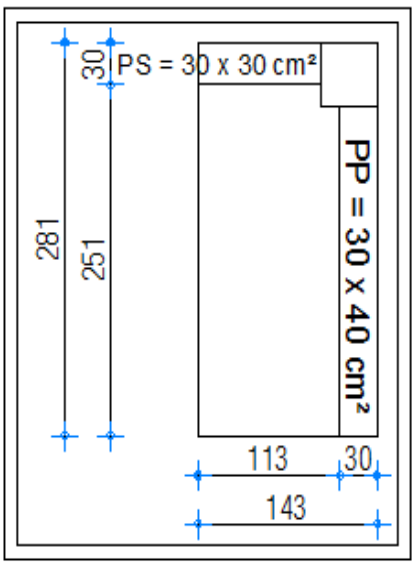


Figure II.12.Représentation poteau d'angle

Conclusion:
Le poteau central est le plus sollicité.

II.5.5.Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

II.5.5.1 .Charge 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 à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + ... + Qn$$

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,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du sixième étage.

Tableau II.8.Détermination des charges d'exploitations

	q(KN)	Q(KN)		(3+n)/2n	Q_{cum}(KN)
5^{eme}	1	Q_0	15,97	-	15,97
4^{eme}	1,5	Q_1	23,96	1,00	39,93
3^{eme}	1,5	Q_2	23,96	0,95	61,48
2^{eme}	1,5	Q_3	23,96	0,90	80,65
1^{er}	1,5	Q_4	23,96	0,85	97,42
RDC	1,5	Q_5	23,96	0,80	111,79
E/Sol	1,5	Q_6	23,96	0,75	123,77

II.5.5.2 .Charge permanente:

Tableau II.9.Détermination des charges permanentes

	Elément	G(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
5^{eme}	PP	14,25	120,14	120,14
	PS	7,09		
	POT	9,92		
	Plancher	88,88		
4^{eme}	PP	14,25	112,77	232,91
	PS	7,09		
	POT	9,89		
	Plancher	81,54		
3^{eme}	PP	14,25	115,80	348,71
	PS	7,09		
	POT	12,92		
	Plancher	81,54		
2^{eme}	PP	14,25	115,80	464,50
	PS	7,09		
	POT	12,92		
	Plancher	81,54		
1^{er}	PP	14,25	115,80	580,30
	PS	7,09		
	POT	12,92		
	Plancher	81,54		
RDC	PP	14,25	119,23	699,53
	PS	7,09		
	POT	16,35		
	Plancher	81,54		
S/Sol	PP	14,25	119,23	818,76
	PS	7,09		
	POT	16,35		
	Plancher	81,54		

II.5.5.3 .Effort normal de résistance :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$\overline{Nu} = Nu + 10\%Nu = 1.1Nu$$

Tableau II.10Vérification du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)

	G_{cum}(KN)	Q_{cum}(KN)	N_u(KN)	$1,1N_u$(KN)	$\overline{Nu}(KN)$	$1.1N_u \leq \overline{Nu}$
5eme	120,14	15,97	186,14	204,76	1617,33	CV
4eme	232,91	39,93	374,31	411,74	1617,33	CV
3eme	348,71	61,48	562,98	619,28	2182,78	CV
2eme	464,50	80,65	748,05	822,86	2182,78	CV
1er	580,30	97,42	929,53	1022,48	2182,78	CV
RDC	699,53	111,79	1112,05	1223,26	2829,52	CV
E/Sol	818,76	123,77	1290,98	1420,07	2829,52	CV

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 *[Art 7.4.1]*

D'après le RPA99version2003, les causes suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.11.Vérification de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b_1, h_1) ≥ 25cm	Min (b_1, h_1) = 35cm≥25 cm	CV
Min (b_1, h_1) ≥ h_e /20	Min (b_1, h_1) =35cm ≥ he/20 (he/20) = (324 - 30)/20=14,70cm	CV
1/4 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	0.25 < (b_1/h_1)=1< 4	CV

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment 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, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

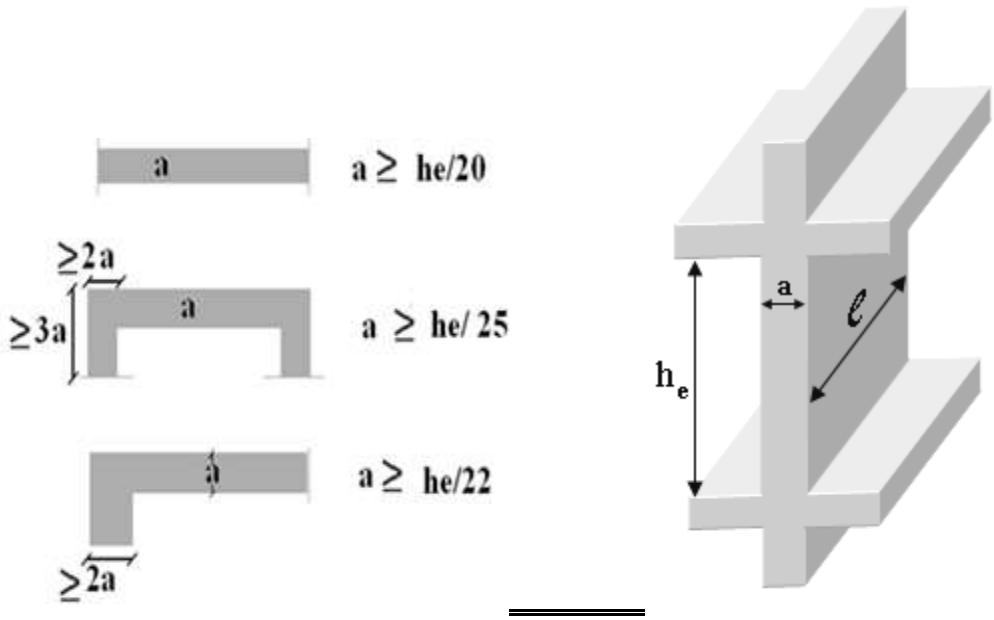


Figure II.13.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Pour notre structure: a ≥ max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 ; 15cm).
h_e = 3.24 - 0.30 = 2.94m
h_e /25 = 11.76 cm ; h_e /22 = 13.36cm ; h_e /20 = 14.70cm.
Donc: a ≥ max (11.76cm ; 13.36cm ; 14.70cm ; 15cm).

Tableau II.13.Pré dimensionnement des voiles

Niveau	RDC	1er	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme
h_e (cm)	294	294	294	294	294	294	294
a (cm)	15	15	15	15	15	15	15

CHAPITRE III

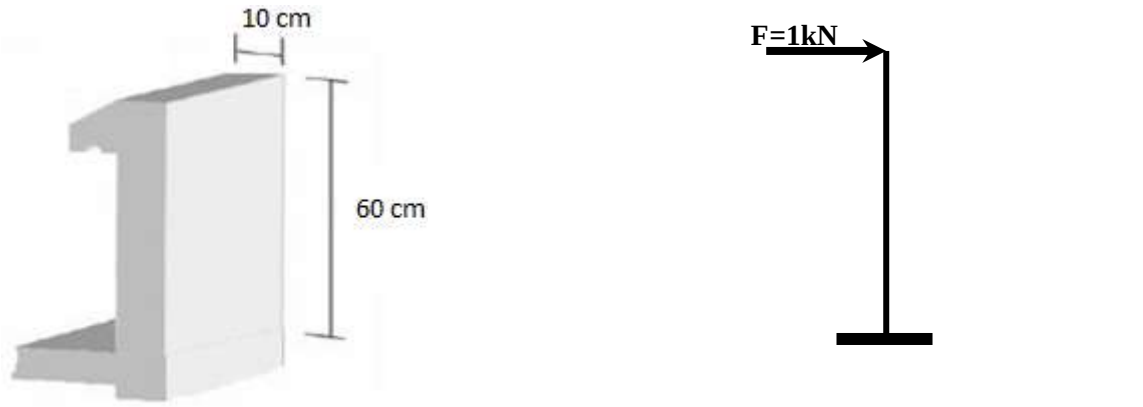
III.1. l'acrotère :

III.1. 1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.
Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité.
La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.



a. Schéma de l'acrotère

b. Schéma statique de l'acrotère

Figure III.1.L'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1.Evaluation des charges et surcharges

Charge permanent
• **Poids propre :** 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml. • **Revêtement :** 2(0,015x0,6 x18) = 0,324 kN/ml. **G = 1,824 kN/ml**
Charge d'exploitation
Q = 1 kN

III.1.4.Détermination des efforts :

Tableau III.2. Les efforts à ELU et ELS

L'E.L.U	
L'effort normal	N_U =1,35×G = 1,35×1,824 = 2,46 KN
Moment d'encastrement	M_u = 1,5xQxh =1.5x1x0.6=0,90 kN.m
Effort tranchant	T_u = 1,5xQ = 1,5 kN.
L'E.L.S	
L'effort normal	N_{ser} = G = 1,82 kN.
Moment d'encastrement	M_{ser} = Q x h = 0,60 kN.m
Effort tranchant	T_{ser} = Q =1 KN

III.1.5.Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3. Les données

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	**Sollicitations**		
C_2	2,5	cm	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
			N_u	2,46	KN
			M_u	0,9	KN.m
			N_{ser}	1,82	KN
			M_{ser}	0,6	KN.m

III.1. 5.1. A l'E.L.U :

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

A l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{246} = 36.59cm$

On a : $e_0 = 36.59 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ ***Calcul du moment de flexion:***

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

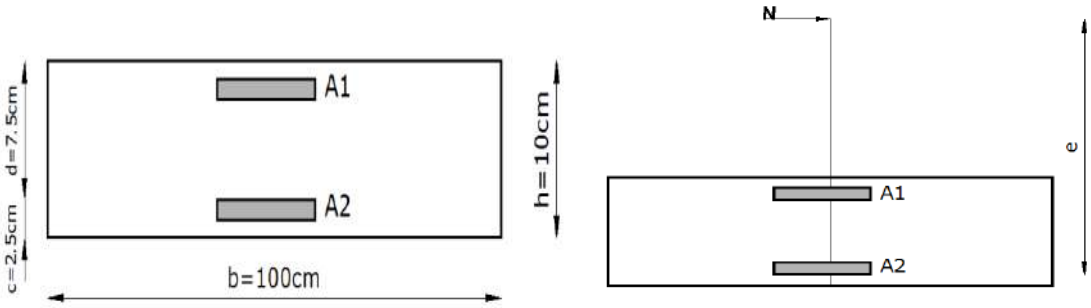


Figure III.2. Section de béton armée à l'ELU

$$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c_2) = 36.59 + 2.5 = 39.09cm$$

$$M_1 = N \times e = 2.46 \times 0.3909 = 0.96KN.m$$

❖ ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{(\sigma_{bc} \times b \times d^2)} = \frac{0.96 \times 10^3}{(14.17 \times 100 \times 7.5^2)} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392$ ⟶ $A'_1 = 0$ cm² et β=0.993

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.96 \times 10^3}{348 \times 0.993 \times 7.5} = 0.371cm^2 = 37.1m$$

N : effort de compression alors $A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_S} = 0.371 - \frac{2.46}{100 \times 348} = 0.37cm^2$

$A' = A'_1 = 0mm^2$

Donc : A=37mm².

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{100 \times 10}{1000} = 1cm^2$$

$$A_{\min} = 1cm^2 > A = 0.37cm^2$$

On adoptera : A= 5HA8 =2,31cm².

❖ ***Armatures de répartition :***

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58cm^2 \le A_r \le 1.16cm^2$

Donc on prendra $A_r = 4\phi 6 = 1{,}13cm^2$.

❖ ***Espacement :***

$$S_p = 20cm \le S_{\min} = Min[3h = 30cm; 33cm] = 30cm$$
$$S_r = 15cm \le S_{\min} = Min[4h = 30cm; 45cm] = 40cm$$

III.1. 5. 2. Vérification à l'ELS :

Données :

N_{ser}=1.82KN.
M_{ser}=0.6KN.m

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.82} = 0.33m$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5cm < e_0 = 33cm$$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M_{G'}}{N_{ser}} > \frac{I_G^{'}}{B_0 \times \upsilon_2}$

Où : $B_0 = b \times h + 15(A + A') = 100 \times 10 + 15(2.31 + 0) = 1034.65cm^2$

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A_1 C_1 + A_2 d)\right] = \frac{1}{1034.65}\left[\frac{100 \times 10^2}{2} + 15 \times (0 \times 2.5 + 2.31 \times 7.5)\right] = 5.084cm$$

$$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 10 - 5.084 = 4.916cm$$

$$I_G^{'} = \frac{b}{3} \times (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15 \times \left[(A_1 (\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2 (\upsilon_2 - c_2)^2 \right]$$

$$I_G^{'} = \frac{100}{3} \times (5.084^3 + 4.916^3) + 15 \times \left[0 \times (5.084 - 2.5)^2 + 2.31 \times (4.916 - 2.5)^2 \right] = 8542.60cm^4$$

$$\frac{I_G}{B_0 \times \upsilon_2} = 1.68cm$$

$M_G' = N_{ser} \times CG'$

$CG' = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 33 - 2.5 + 5.073 - 5 = 30.75$cm

$CG' = M_G'/N_{ser} = 30.75$cm > $I_G/(B_0 \times \upsilon_2) = 1.68$cm.

Donc on a une section partiellement comprimée (SPC)

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (fissuration préjudiciable).

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" tel que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2259.98$ cm^2

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 40784.74$ cm^2.

Où: c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " c = h/2 – e = -34.09cm < 0".

D'où l'équation "*" devient : $y_2^3 + (-2259.98)\, y_2 + 40784.74 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2^{'}$ = 30.04 cm

$y_2^{''}$ = 24.70 cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

$y_2^{'''}$ = -54.30 cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y_1 = 30.04 + (-27.89) = 2.15$ cm $< h = 10$ cm

Donc on prend : y_2 = 30,04 cm.

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15 [A'_s (y_1 – c') - A_s (d- y_1)]. \Rightarrow S_{xx}=45.75$ cm^3

D'où alors : k = 1820/45750 $\Rightarrow$ k=39.78 x 10^{-3} N/mm^3

Donc : $\sigma_b = ky_1=(39.78 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \sigma_b = 0.85$ MPa

Et : $\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 39.78 \times 10^{-3}(75 - 21.5) \Rightarrow \sigma_s = 31.92$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.85$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa (cv).

σ_s=31.92MPa$\leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$(cv)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III. 1.8.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.1.9. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

Fp = 4ACpWp [1] ►►Art [6.2.3] ◄◄

A: coefficient d'accélération;

Cp: facteur de force horizontal;

A = 0,15 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage2, zone IIb)]

Cp = 0,8 [1] ►► Tab [6.1] ◄◄:

Wp: poids propre de l'élément

Wp= 1,880 kN.

D'où alors : Fp = 4 x 0,15 x 0,8 x 1,880 ⇨ Fp = 0,902 kN < 1,5Q = 1,5kN (C.V)

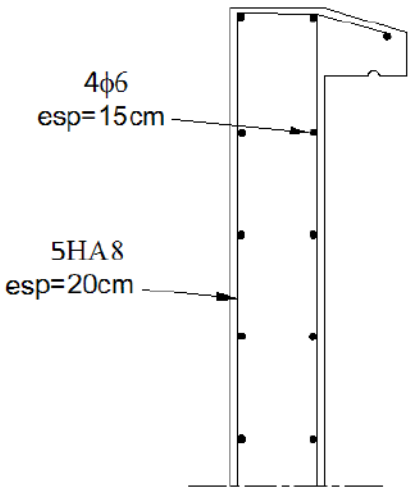


Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage:

- Il assure une bonne isolation phonique et thermique
- Il est plus léger que la dalle pleine.

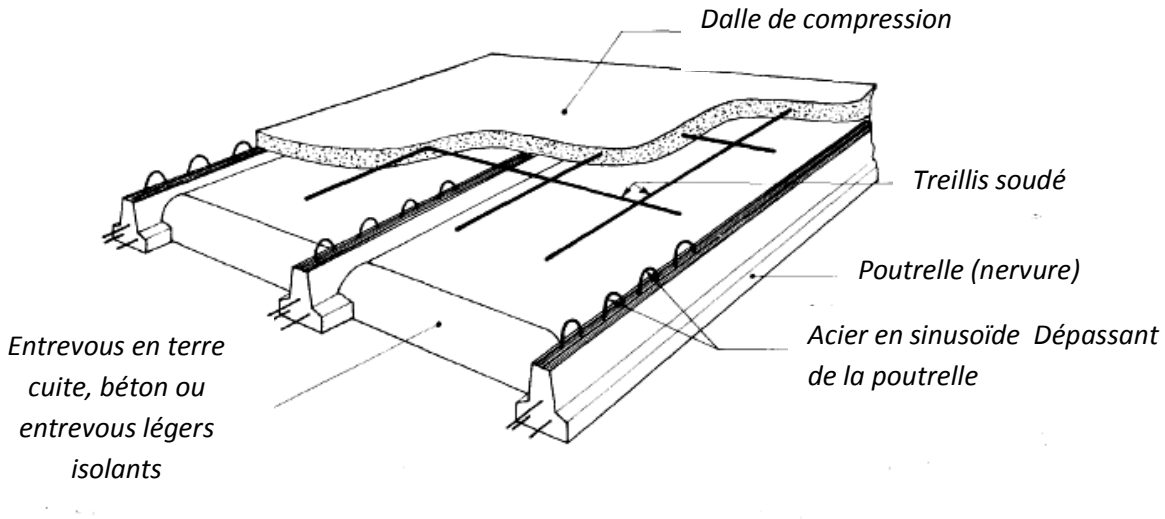


Figure III.4. Schéma statique de la coupe du plancher

III.2.1.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 4cm avec un espacement de 65cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20cm$;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33cm$;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par : $A_\perp \geq 200/f_e(Mpa)$ si $L \leq 50cm$;
  $A_\perp \geq 0.02 \times L \times 200/f_e = 4 \times L/f_e$ si $50cm \leq L \leq 80cm$.

Avec :

- L : espacement entre axes des nervures (65cm dans notre projet) ;
- f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520Mpa), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

$50cm \leq L=65cm \leq 80cm$ $A_\perp \geq 4 \times L/f_e = 0.5cm^2/ml$

La section d'armatures dans le sens parallèles aux nervures est données par :

$$A_{//} \geq A_\perp/2 = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_\perp = 5\phi5 = 0.98cm^2$ esp=20cm
$A_{//} = 5\phi5 = 0.98cm^2$ esp=20cm

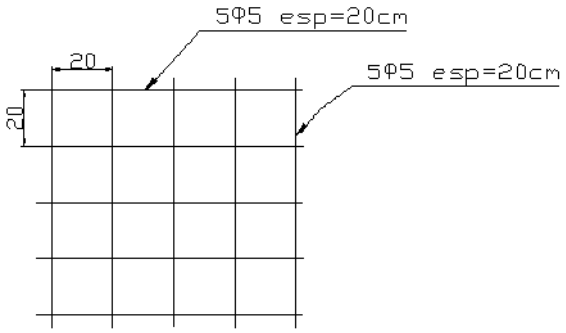


Figure III.5. Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*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. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5*L)kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

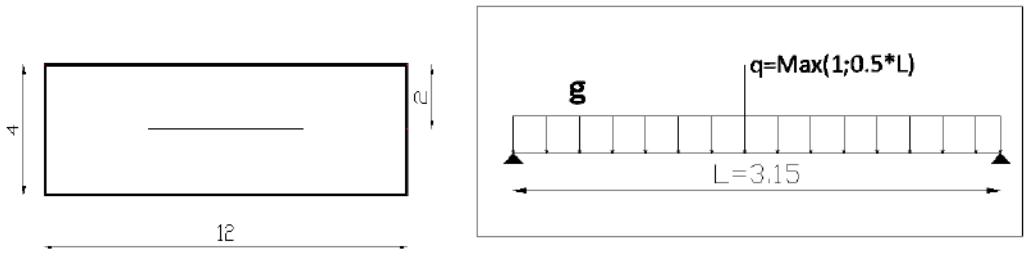


Figure III.6. Dimensionnement de la poutrelle

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12x4 cm² :

Tableau III.4. Les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN)	
		poids de poutrelle	**poids du corps creux**
3.15	1,58	0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

Le calcul en flexion simple:

Tableau III.5. Calcul des moments

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 0{,}96$	$\frac{QL}{4} = 1{,}24$	$1{,}35M_G+1{,}5M_Q=2{,}76$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{2.76 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 1.79 \gg \mu max = 0.392$$

Cette valeur de μ=1.73 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

b . <u>Après coulage :</u>

- G = poids du plancher (16+4)= 3,15×0,65=2.05 kN/ml
- Q =1×0,65=0,65 kN/ml
- $f = \frac{2{,}05*(1{,}35G+1{,}5Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5$ cm pour L > 5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L< 5m

Tableau III.6. Calcul des moments

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+1.5Q (kN/ml)	L (m)	**f** (**cm**)	$\bar{\mathbf{f}}$ (cm)	**f ≤ $\bar{\mathbf{f}}$** (cm)
0	2,08	0,65	3,432	3,15	6,42	0,63	Non
1				1,58	0,77		Non
2				0,79	0,12		Oui

On place 2 étaiements à une distance L=3.15m pour les poutrelles.

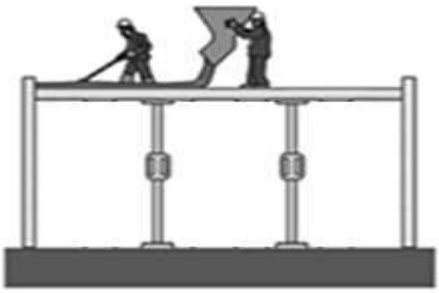


Figure III.7. Choix de disposition des étaiements

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

- Poutrelle à 6 travées.
- Poutrelle à 8 travées.

III.2.2.1. Méthode de calcul :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable.

La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode *[1]*

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Tableau III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G(KN/m)	Q(KN/m)	q_u(KN/m)	q_{ser}(KN/m)
Terrasse	6,54x0,65=4,25	1*0,65=0,65	6,71	4,90
Plancher courant	6x0,65=3,90	1,5*0,65=0,975	6,73	4,88

III.2.2.2. Sollicitations de calcul :

On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- Q = 1kN/m² $\leq \begin{cases} 2G = 13.08\, kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ (C.V)

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0,8 < L_{AB} / L_{BC} < 1,25$ (C.V)

- La fissuration est peu nuisible

Poutrelle à six travées Type 1:

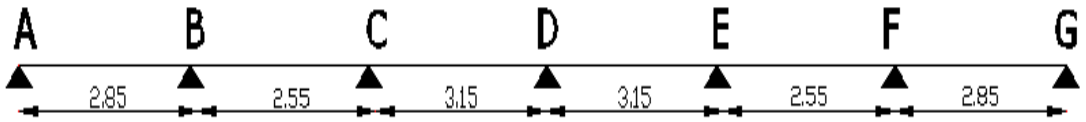


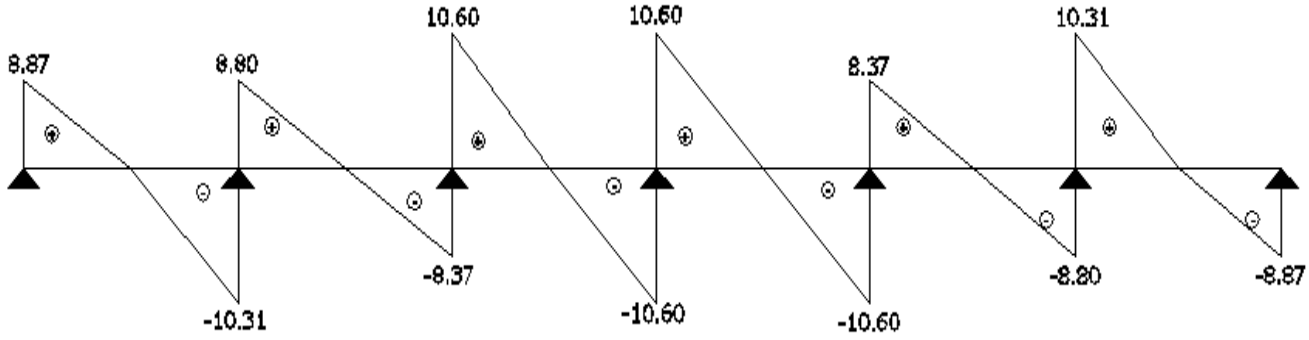
Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU)

TRAVEES	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	6,83	4,29	1,37	3,42	8,87	-10,31
B-C	5,47	2,89	2,74	2,19	8,80	-8,37
C-D	8,35	4,41	3,34	3,34	10,60	-10,60
D-E	8,35	4,41	3,34	3,34	10,60	-10,60
E-F	5,47	2,89	2,19	2,74	8,37	-8,80
F-G	6,83	4,29	3,42	1,37	10,31	-8,87

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

TRAVEES	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	4,98	3,13	1,00	2,49	6,46	-7,51
B-C	3,98	2,10	1,99	1,59	6,40	-6,09
C-D	6,08	3,21	2,43	2,43	7,72	-7,72
D-E	6,08	3,21	2,43	2,43	7,72	-7,72
E-F	3,98	2,10	1,59	1,99	6,09	-6,40
F-G	4,98	3,13	2,49	1,00	7,51	-6,46

T(KN)



M(KN.m)

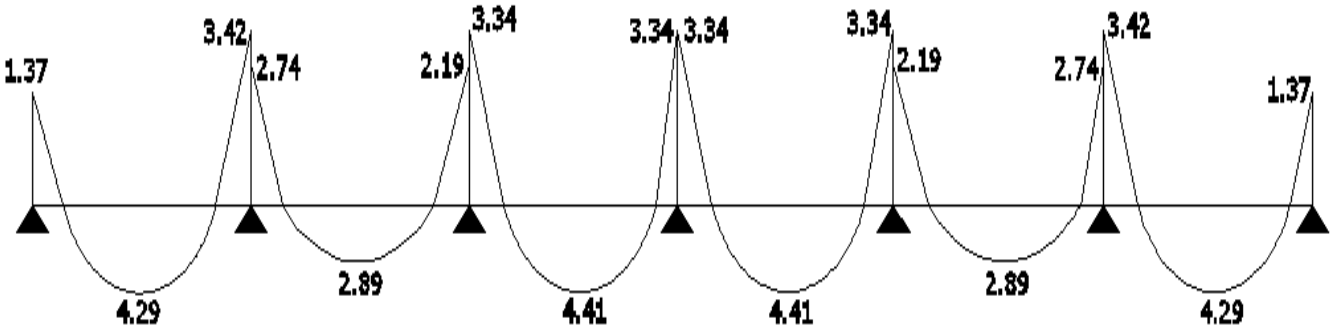
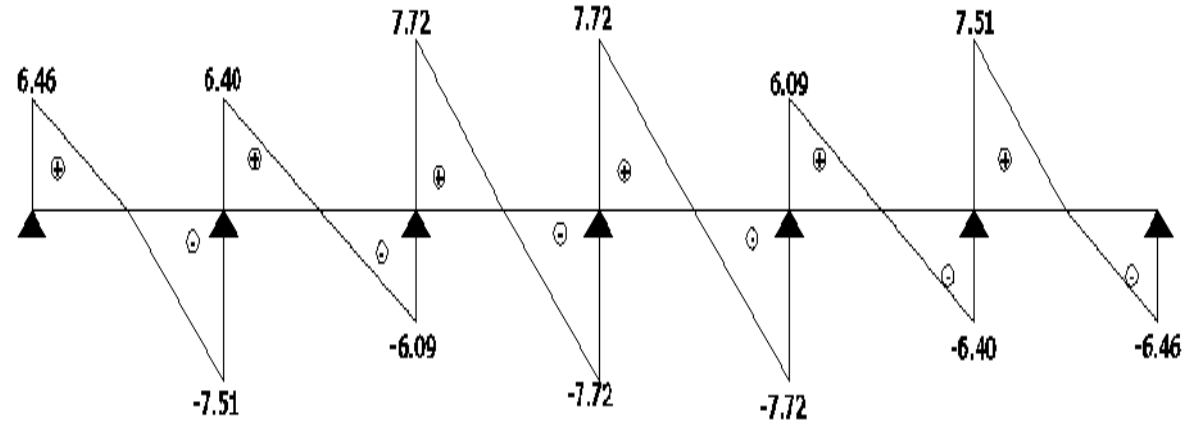
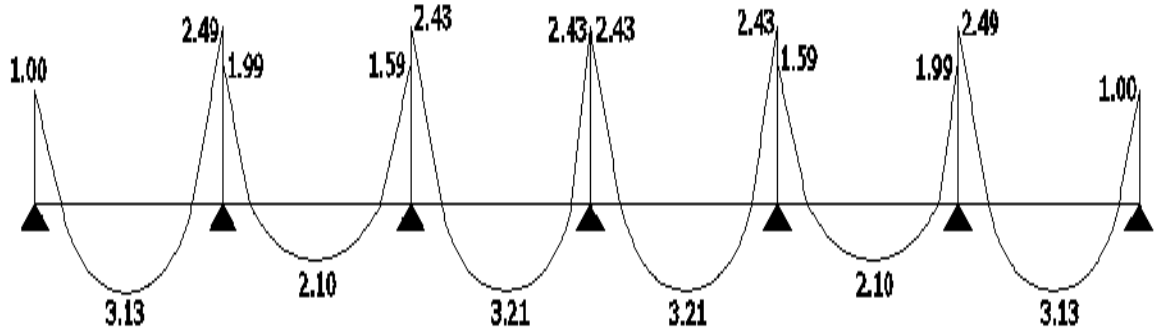


Figure III.8. Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELU)

T(KN)





M(KN.m)

Figure III.9. Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

Poutrelle à huit travées Type 2:



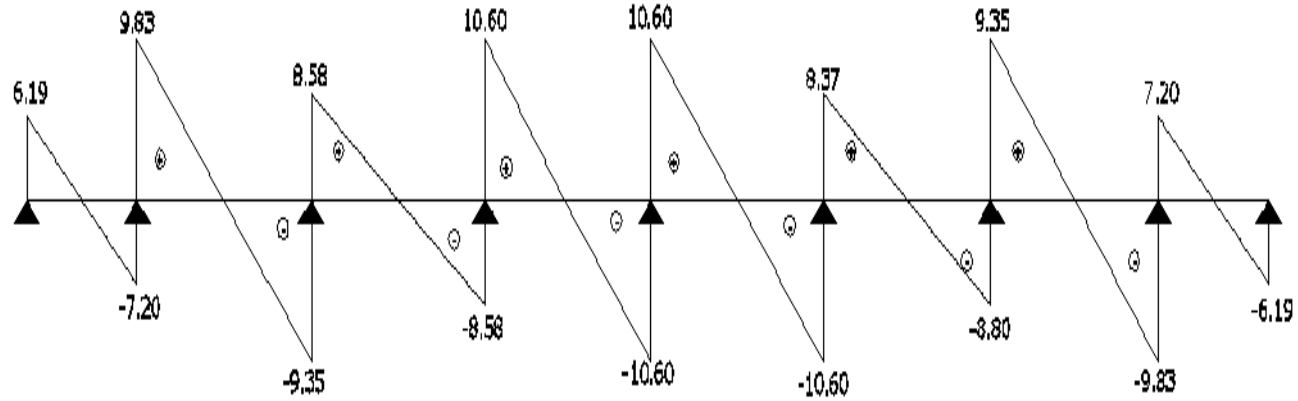
Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à huit travées (ELU)

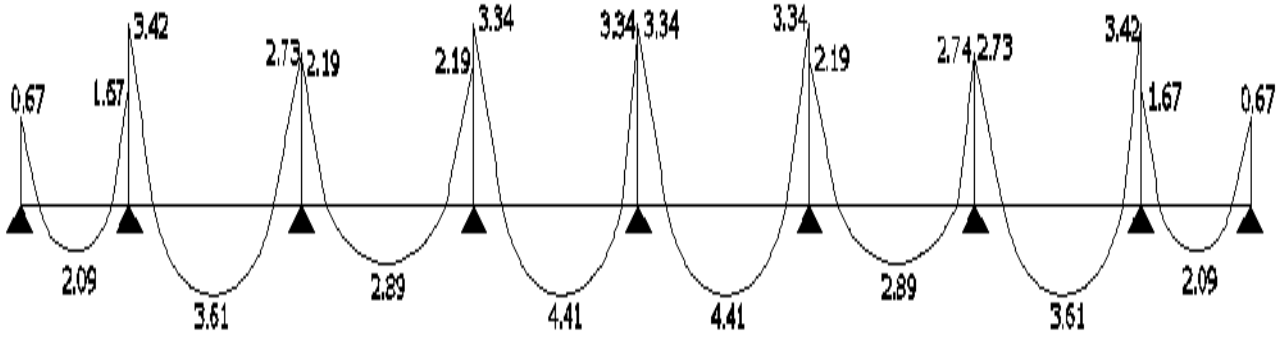
TRAVEES	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	3,33	2,09	0,67	1,67	6,19	-7,20
B-C	6,83	3,61	3,42	2,73	9,83	-9,35
C-D	5,47	2,89	2,19	2,19	8,58	-8,58
D-E	8,35	4,41	3,34	3,34	10,60	-10,60
E-F	8,35	4,41	3,34	3,34	10,60	-10,60
F-G	5,47	2,89	2,19	2,74	8,37	-8,80
G-H	6,83	3,61	2,73	3,42	9,35	-9,83
H-I	3,33	2,09	1,67	0,67	7,20	-6,19

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à huit travées (ELS)

TRAVEES	M_0 (KN m)	M_t(KN m)	M_w(KN m)	M_e(KN m)	T_w(KN)	T_e(KN)
A-B	2,43	1,52	0,49	1,21	4,51	-5,24
B-C	4,98	2,63	2,49	1,99	7,16	-6,81
C-D	3,98	2,10	1,59	1,59	6,25	-6,25
D-E	6,08	3,21	2,43	2,43	7,72	-7,72
E-F	6,08	3,21	2,43	2,43	7,72	-7,72
F-G	3,98	2,10	1,59	1,59	6,25	-6,25
G-H	4,98	2,63	1,99	2,49	6,81	-7,16
H-I	2,43	1,52	1,21	0,49	5,24	-4,51

T(kN)

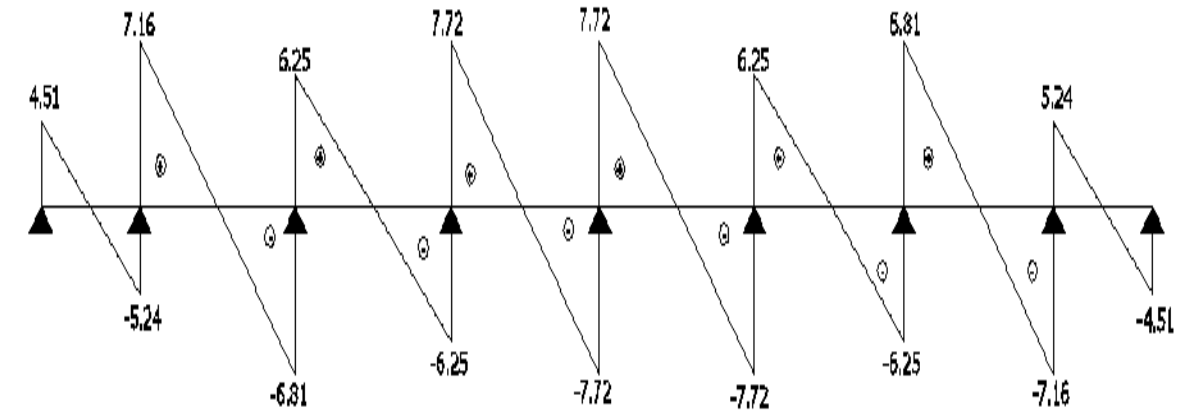


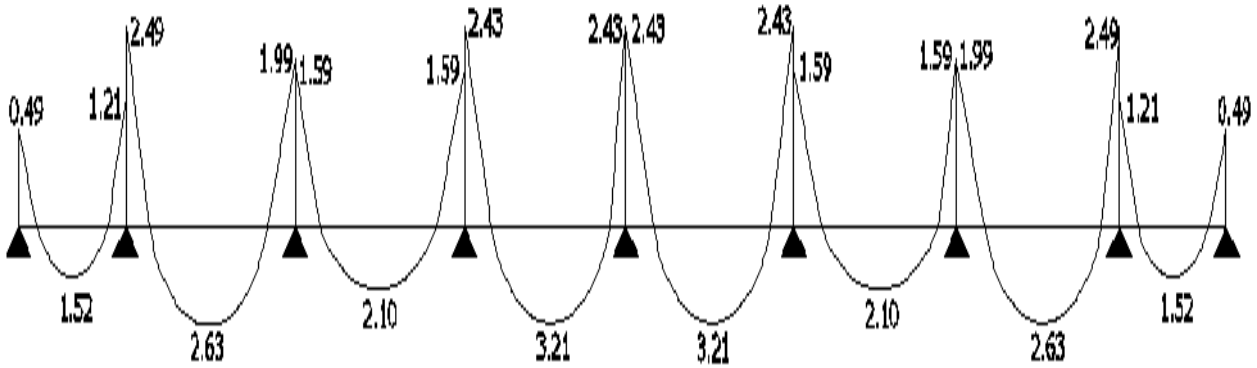


M(kN.m)

Figure III.10. Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)

T(kN)





M(kN.m)

Figure III.10. Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

	ELU			ELS	
	M_{au}(KN.m)	M_{tu}(KN.m)	T_u(KN)	$M_{a\ ser}$(KN.m)	$M_{t\ ser}$(KN.m)
Sollicitations	3.34	4.41	10.60	2.49	3.21
Référence	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 8 travées	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 6 travées	Poutrelle à 8 travées

Tableau III.12. Récapitulations des efforts

III.2.2.3. Calcul du ferraillage :

- ***Armatures longitudinales :***

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

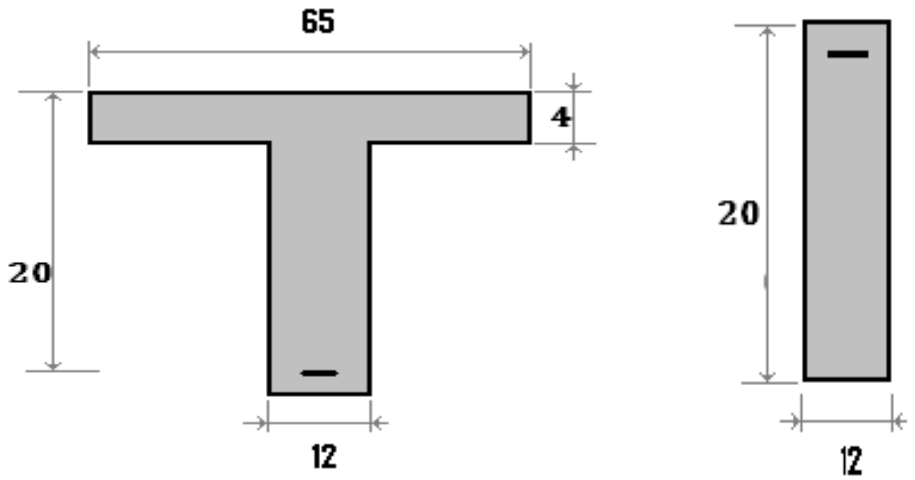


Figure III.11. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.13.Calcul des ferraillages

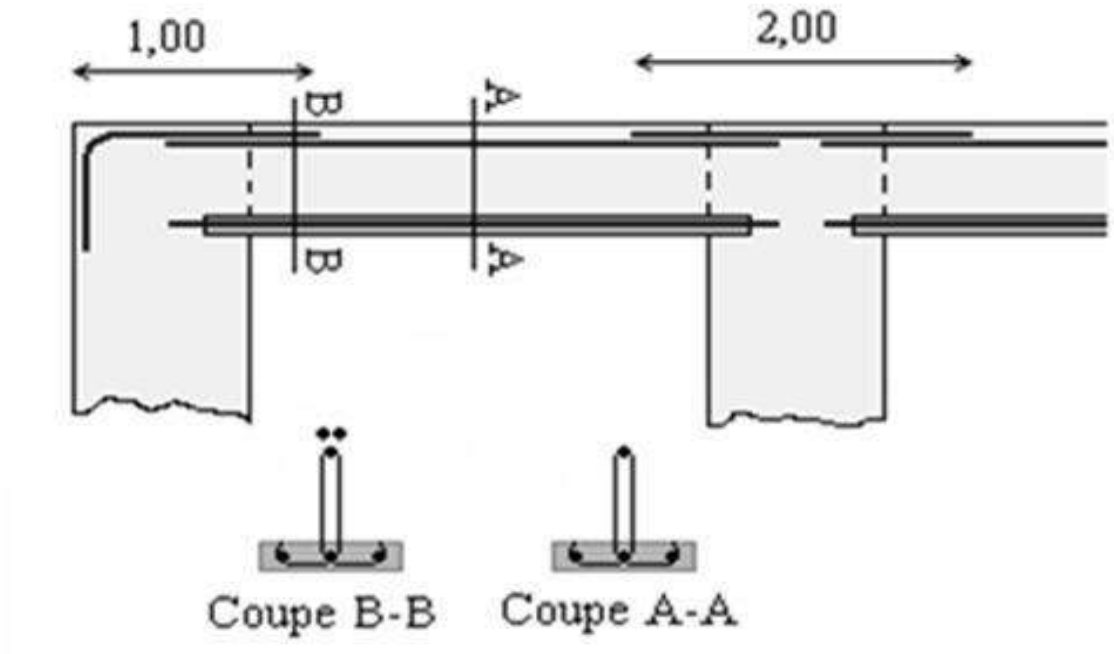
		En travée section T	**Aux appuis section rectangulaire**
ELU	M_u (kN.m)	4,41	3,34
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma_{b\ adm}*(d-(h0/2))$ =59,072 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0,075	0,053
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,993	0,916
	A (cm^2)	0,90	0,72
	Le choix	3HA10=2,35 cm^2	1HA10+1HA12=1,91cm^2
	B/1000	1,3	0,24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	3,21	2,49
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	1,55	7,94
	I_G (cm^4)	12940,90	5586,40
	K (N/cm^3)	0,023	0,042
	σb (Mpa)	0,36	3,41
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.14.Ferraillage longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	**En travée**	**Aux appuis**
	A_t=3HA10	A_a=1HA10+1HA12

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de Φ8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.



Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Diamètre des armatures transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}=\{5.71;14;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$ on prend : $\phi_t=5$ mm $\Rightarrow a_t=\frac{\pi\phi_t^2}{4}=19.63$ mm²

a_t : section d'une barre;

n_t: nombre des barres $a_t=0{,}19$ cm² et $n_t=2$ ➔ $A_t=a_t.n_t=0.38$cm².

Espacement S_t:

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases}=(16.2;40\text{ cm})$$

$A_{t\,min} \leq 0.003.s_t.b$ RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$\Longrightarrow$ $s_t \geq A_t/0.003.b = 10.56cm$, on adopte: St = 15cm.

Tableau III.15.Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	**15cm**

III.2.2.4. Vérification au cisaillement : [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{10.60*10^3}{120*180} = 0.49\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\,\text{Mpa}$$

Vérifications nécessaires : [1]

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{38 \times 400}{120 \times 150} = 0.84\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.02 > -0.022 \ \text{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.5.Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.15. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.15 = 0.063 $M_t/(15M_0)$=4.41/(15*6.60)=0.042	ρ=A/(b_0*d)=3.39/(12*18)=0.016 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
CV	Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche *[1]*

L=3.15 m

3.15 m< 5 m ⇒ $\bar{f}$ = L/500= 0.63 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 38.77\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=b_0/b=12/65=0.185
- $\boldsymbol{\alpha}$=h_0/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 6.73 * 10^3 * 2.95^4}{384 * 32164.2 * 38.77} = 0.005\ m$$

$$f = 0.5\ cm < \bar{f} = 0.63\ cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

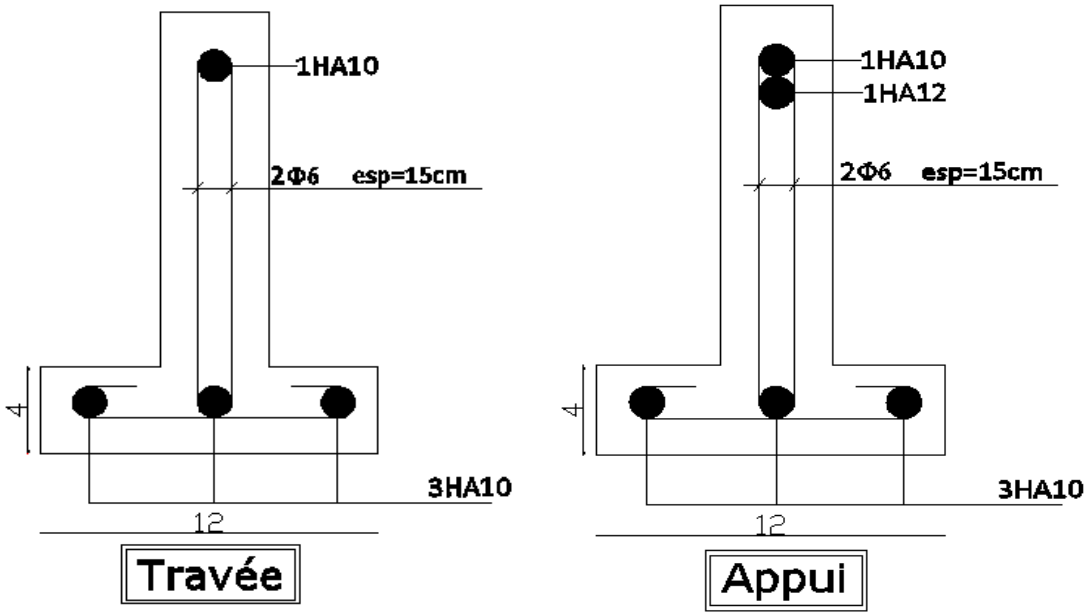


Figure III.12. Ferraillage des poutrelles

III.3.Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III .3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- **La ligne de foulée :** C'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 1.30 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

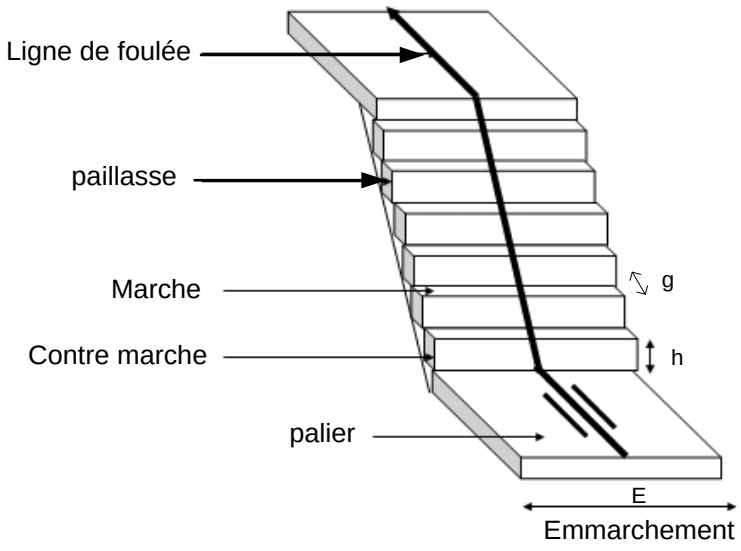


Figure III.13. Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.3.4.Dimensionnement

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,\text{cm} \le g + 2h \le 66\,\text{cm}$

Il porte un palier et une paillasse.

1er volée

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

n: nombre de contres marches.
(n-1): nombre de marches.

$x = g + 2h \Rightarrow H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$ on pose :

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \quad \text{.....(*)}$$

Pour la formule générale (*): $59\,\text{cm} \le g + 2h \le 66\,\text{cm}$ on prend :

g+2h = 64 cm.

$$64.n^2 - (64 + 2\times 170 + 300).n + 2\times 170 = 0$$

$$64n^2 - 704.n + 340 = 0 \qquad \Rightarrow n = 10$$

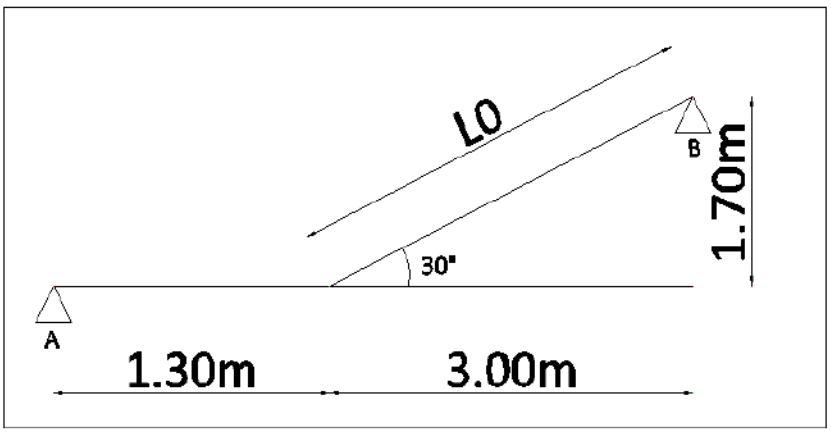


Figure III .14.Modalisation d'escalier 1er volée

Nombre de marches: n - 1 = 9

Nombre de contres marches: n = 10

Le giron: g = L / n-1 = 300 / 9 = 33.33cm

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\ cm$

- ***Vérification de la formule de blondel***

  59cm ≤ g + 2h = 64cm ≤ 66cm

- ***Vérification d'inclinaison α :***
  Tg α = H / L = 170 / 300 = 0.57 ⟹ **α = 30°**

- ***Longueur de la paillasse e_p :***
  L_{total}= 340 cm

- ***Epaisseur de la paillasse:***
  L_{total} / 35 ≤ e_p ≤ L_{total} / 30 ⟹ 9.71cm ≤ e_p ≤ 11.30 cm

On adoptera **: e_p = 15 cm**

2eme volée

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

n: nombre de contres marches.
(n-1): nombre de marches.

$x = g + 2h \Rightarrow H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$ On pose :

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$ ……..(*)

Pour la formule générale (*): $59\ cm \le g + 2h \le 64\ cm$ on prend

g+2h = 64 m.

$64.n^2 - (64 + 2 \times 153 + 270).n + 2 \times 153 = 0$

$64n^2 - 640.n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$

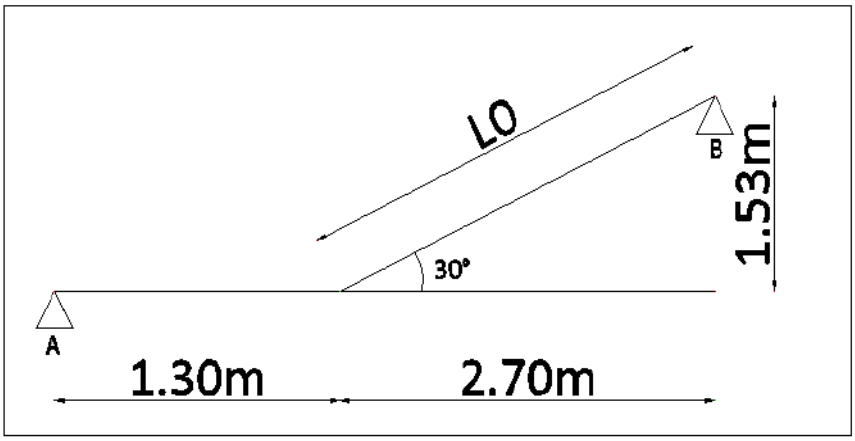


Figure III .15.Modalisation d'escalier 2eme volée

Nombre de marches: n - 1 = 8

Nombre de contres marches: n = 9

Le giron: g = L / n-1 = 270 / 8= 33.75cm

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.7}{10} = 17\ cm$

- ***Vérification de la formule de blondel***

  59cm ≤ g + 2h = 64cm ≤ 66cm

- ***Vérification d'inclinaison α :***

  Tg α = H / L = 153 /270 = 0.57 ⟹ **α = 30°**

- ***Longueur de la paillasse e_p :***

  L_{total}= 340 cm

- ***Epaisseur de la paillasse:***

  $L_{total} / 35 \leq e_p \leq L_{total} / 30$ ⟹ $9.71cm \leq e_p \leq 11.30\ cm$

On adoptera **: e_p = 15 cm**

III.3.5. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.5.1. Charges permanentes :

Tableau III.16. Charge permanente du palier de l'escalier

N_0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/*2*	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos	25	3.00
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.86

Tableau III.16. Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N_0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.49

III.3.5.2. Surcharge d'exploitation:

Le palier: $Q = 2.5kN/m^2$
La paillasse: $Q = 2.5kN/m^2$

III.3.6. Détermination des sollicitations:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.17. Combinaison des charges de l'escalier

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	P_U(KN/ml)	P_{ser}(KN/ml)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	6.86	2.5	13.02	9.36

III.3.7. Détermination des efforts:

Volée -1-

A l'E.L.U:

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (13.02 x 3.0) + (11.16x 1.30) = 53.56 KN

R_a+R_b = 53.56 KN

$\sum M/B = 0$

R_a× 4,3- (13,02x 3,0)x2.8 + 11.16x1,3x0,65= 0

R_a = 23.24 KN et R_b = 30.32 KN

(0 ≤ x ≤ 3.00)

Moment fléchissant : $M(x)= 23.24x – 13.02x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = -13.02x + 23.24

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 23.24KN

M (3.0) = 11.13 KN.m ; T (3.0) = -15.82 KN

(0 ≤ x ≤ 1.3)

Moment fléchissant : $M(x) = 11.13–15.82x– 11.16x^2/2$

Effort tranchant: $d_m(x)/d_x=T(x)=-15.82-11.16x$

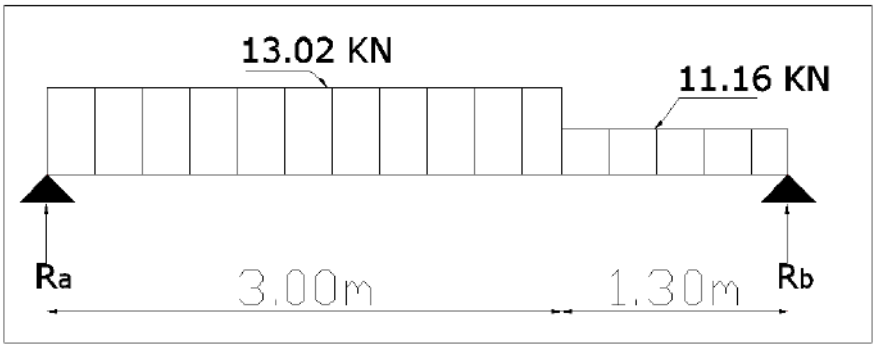
M (0) = 11.13 k N.m; T (0) = -15.82 kN.m

M (1.3) =0 KN.m; T (1.3) = -30.32kN .m

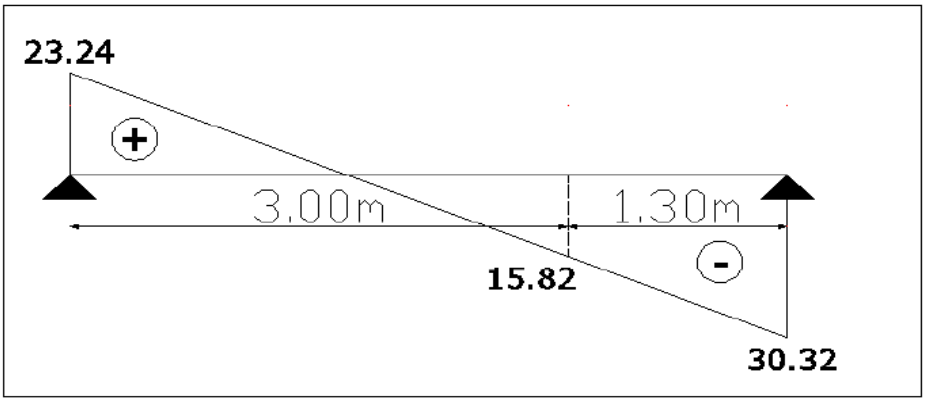
Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

$M_t=0.85M_0=0.85×11.13=9.46$ KN.m

$M_a=M_b=0.5\ M_0=0.5×11.13=5.57$ KN.m



T(kN)



M(KN.m)

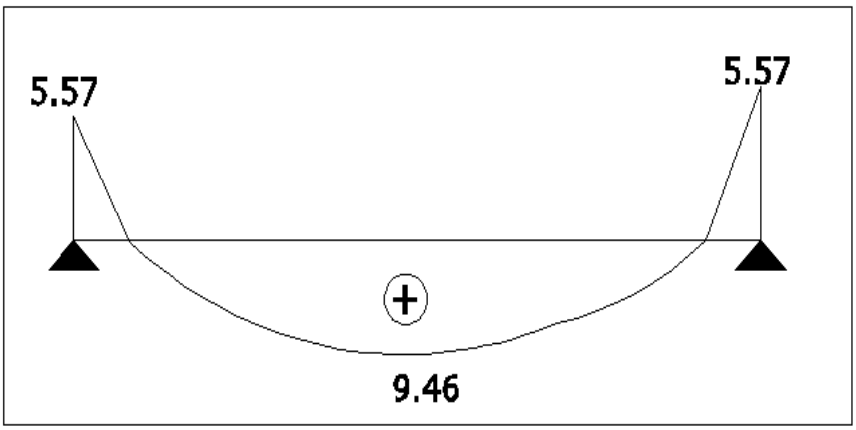


Figure III .16. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

A l'E.L.S

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (9.36 x 3.00) + (7.99 x 1.30)

R_a+R_b=38.47

$\sum M/B = 0$

R_ax4.3- (9.36x 3.0)x2,8 -7.99x1.3x0,65= 0

R_a = 19.85 KN et R_b = 18.62 KN

(0 ≤ x ≤ 3.0)

Moment fléchissant : M(x) = 19.85x – 9.36 x^2/2

Effort tranchant: T(x) = - 9.36 x +19.85

M (0) = 0 k N.m ; T (0) = 19.85 KN

M (3.0) = 17.43 k N.m ; T (3.0) = -8.23 k N

(0 ≤ x ≤ 1.30)

Moment fléchissant : M(x) = 17.43+8.23x– 7.99 x^2/2

Effort tranchant dm(x)/dx = T(X)= - 8.23-7.99x

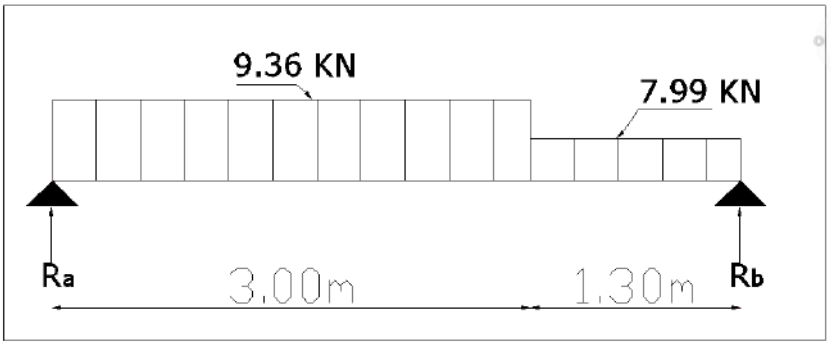
M (0) = 17.43 k N.m; T (0) = -8.23 KN

M (1.3) =0 KN.m; T (1.3) =-18.62 KN

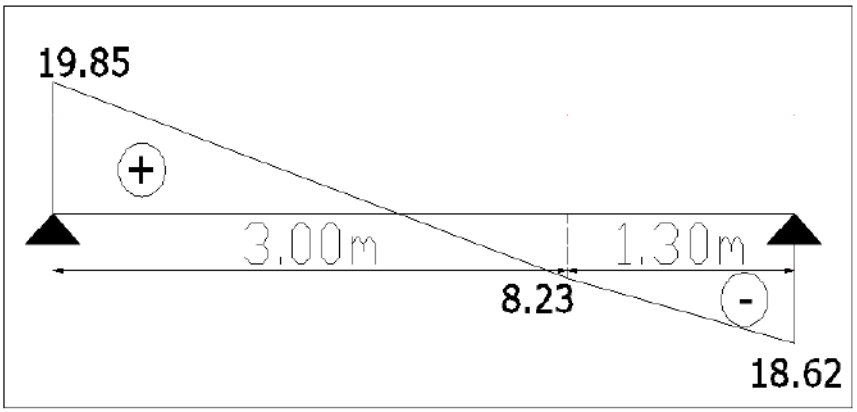
Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

M_t=0.85M_0=0.85*17.43=14.82 k N.m

M_a=M_b=0.5 M_0=0.5*17.43=8.72 k N.m



T(kN)



M(KN.m)

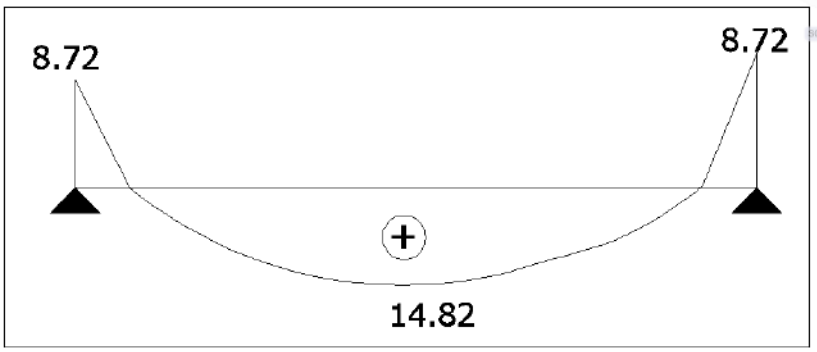


Figure III .17. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

Volée -2-

A l'E.L.U:

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (13.02 x 2.7) + (11.16x 1.30) = 45.75 kN

R_a+R_b = 49.66 k N

$\sum M/B = 0$

R_a.4 - 13,02x 2,70x2.65 + 11.16x 1,3x 0,65= 0

R_a = 25.65 KN et R_b = 24.01 KN

(0 ≤ x ≤ 2.7)

Moment fléchissant : M(x)= 25.65x – 13.02x^2/2

Effort tranchant: T(x) = -13.02x+ 25.65

M(0) = 0 k N.m ; T (0) = 25.65 KN

M(2.7) = 21.79 k N.m ; T (2.7) = -9.50 KN

(0 ≤ x ≤ 1.3)

Moment fléchissant : M(x) = 21.79–9.5x– 11.16x^2/2

Effort tranchant: dm(x)/dx=T(x)=-9.5-11.16x

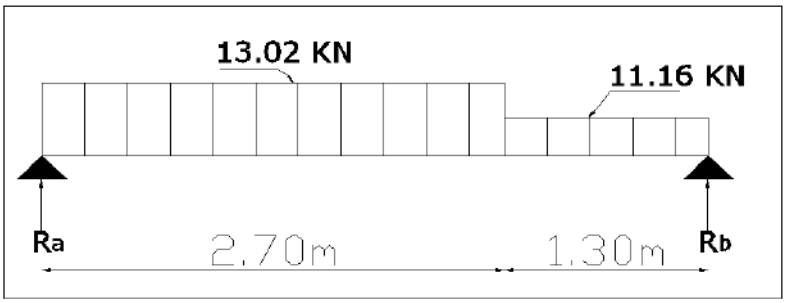
M(0) = 21.79 k N.m; T(0) = -9.5KN.m

M(1.3) =0 KN.m; T(1.3) =-24.01 KN .m

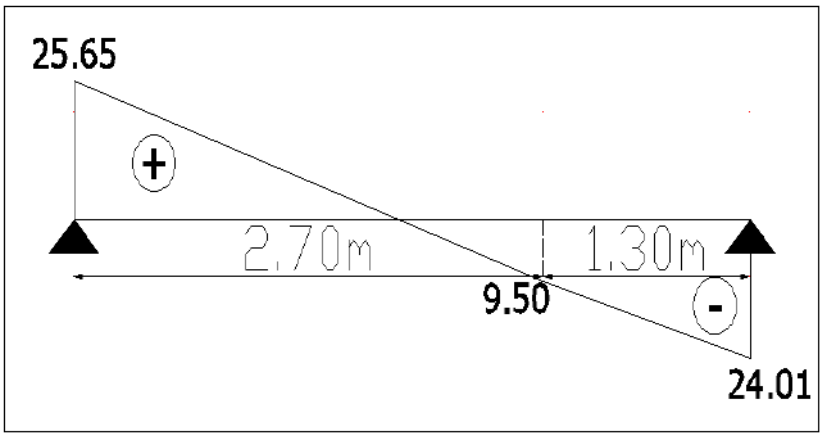
Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

M_t=0.85M_0=0.85*21.79=18.52 k N. m

M_a=M_b=0.5 M_0=0.5*21.79=10.90 k N.m



T(kN)



M(KN.m)

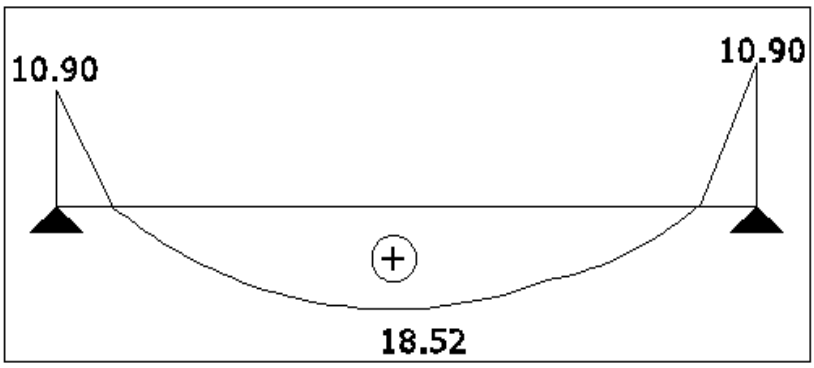


Figure III .18. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

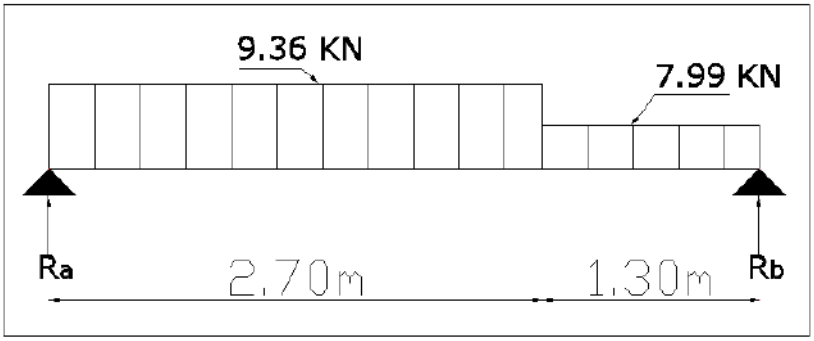
A l'E.L.S

$\sum F = 0$
R_a+R_b= (9.36 x 2.70) + (7.99 x 1.30)
R_a+R_b=36.10
$\sum M/B = 0$
R_a. 4- 9.36x 2.7x2,65 -7.99x 1.3x 0,65= 0
R_a = 18.43 kN et R_b = 17.67 kN

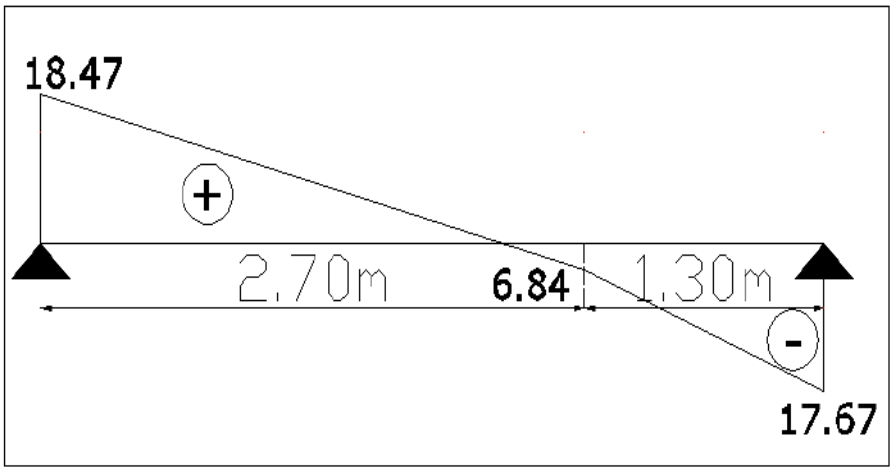
(0 ≤ x ≤ 2.7)
Moment fléchissant : M(x) = 18.43x – 9.36 x^2/2
Effort tranchant: T(x) =- 18.43+ 9.36 x
M (0) = 0 k N.m ; T (0) = 18.43 k N
M (2.7) = 15.64 k N.m ; T (2.7) = 6.84 K N

(0 ≤ x ≤ 1.30)
Moment fléchissant : M(x) = 15.64–6.84x– 7.99 x^2/2
Effort tranchant d M(x)/d x = T(X)=-6.84-7.99x
M (0) = 15.64 k N.m; T (0) =6.84kN
M (1.3) =0 k N.m; T (1.3) =-17.67 KN

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :
M_t=0.85M_0=0.85*15.64=13.29 KN. m
M_a=M_b=0.5 M_0=0.5*15.64=7.82 KN. M



T(kN)



M(KN.m)

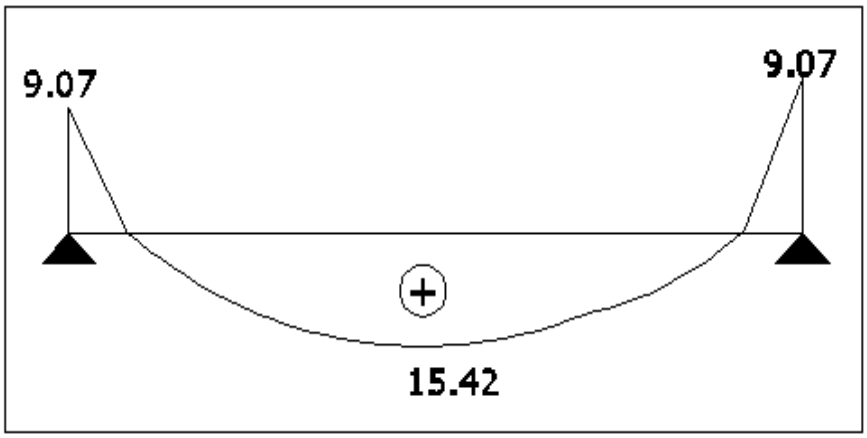


Figure III .19. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

On remarque que les moments de la 2ème volée sont plus grands que les moments de la 1ere volée, alors on adopte les moments de la 2ème volée pour ferrailler.

Tableau III.18. Les données

Béton	**f_{c28} = 25 M_{Pa}**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 2 cm**
	f_{t28} = 2.1 M_{Pa}	b = 100 cm	h= 15cm	d=13cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

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

	M_u (kN.m)	**μ**	**B**	**A(cm²)**	**A'(cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
En travée	18.52	0,0894	0,954	4,97	0	4HA14=6,16
En appuis	10.90	0,0526	0,973	2,86	0	4HA12=4,52

III.3.7.1. Condition de non fragilité :

On vérifie que:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 6.16\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c .v)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c. v)

Par rapport à :A_t+A_a

III.3 .7.2. Les armatures de répartition :

Tableau III.20. Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	**on adopte**
En travée	A/4=6.16/4=1.54	4HA8=2.01
En appuis	A/4=5.42/4=1.35	4HA8=2.01

III.3.7.3. Vérification de l'espacement :

Tableau III.21.Vérification de l'espacement des armatures

	les armatures longitudinales	**les armatures de répartitions**
En travée	St=25cm≤min[3h=45cm;33cm] =33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=60cm;45cm] =45cm	St=35cm≤min[4h=40cm;45cm] =40cm

III.3.7.4. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

Tableau III.22. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	6.16	4.52
Mser (kN.m)	13.29	7.82
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.06$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.57$
I (cm4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9615.72$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7317.78$
σb (MPa)	15	
σb (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ =5.60	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.81$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.7.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{25.65\times10^3}{1000\times130} = 0.197\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.197\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (c.v)

III.3.7.6. Vérification de la flèche [2]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.0375 \geq \frac{18.52}{20\times21.79} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{100\times13} = 0.0047 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

✓ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.23. Vérification de la flèche de l'escalier

A(cm²)	**M(KN.m)**	**ρ%**	**σ_s (MPa)**	**μ**	**y(cm)**	**I_0 (cm^4)**
6.16	13.29	0.47	214.90	0.99	7.82	30757.89
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i(mm)	F_v(mm)	ΔF(mm)	F_{adm}(mm)	ΔF < F_{adm}
$3.25*10^4$	$3.06*10^4$	2.367	3.506	1.139	5.4	Oui

III.3.8. Calcul de la poutre palière:

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

III.3.8.1. Pré dimensionnement

La longueur de la poutre: L =2.70 m
L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0.3h ≤ b ≤ 0.7h
L = 2.7 m => 18 ≤ h ≤ 27=> h = 30 cm

L = 2.7 m => 8.1 ≤ b ≤ 19 => b = 30 cm

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

b = 30cm ≥ 20cm. (c. v)
h = 30cm ≥ 30cm. (c .v)
h / b = 1 < 4 (c. v)

III.3.8.2. Charges revenants à la poutre:

R_u = 25.65 KN; R_{ser} = 18.47 KN
Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 k N/ml.
G_T =2.25N
Donc: Pu = 1.35 x GT + R = 1,35x 2.25+ 25.65 = 28.68 k N/ml
P_{ser} = G + R= 2.25+18.47 =20.72 KN/ml.

III.3.8.3. Calcul des efforts:

On a pris les valeurs données par l'aide mémoire de la résistance des matériaux.
On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (RA,RB) avec la méthode de RDM.

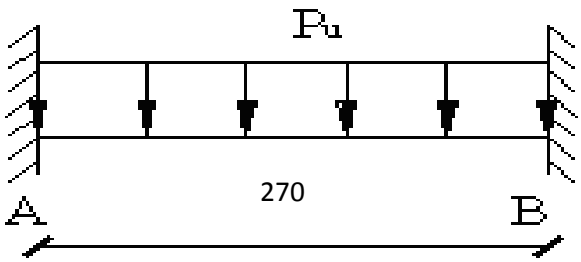


Figure III .20. Schéma statique de la poutre palière

• $R_A = R_B = PL/2$
M max (Appuis) = MA = MB = $PL^2/12$
M max (Travée) = $PL^2/24$

A .L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ =39.43 k N
Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ =39.43 k N
Moment fléchissant : M_{max} (Travée) =9.03 KN.m et M_{max} (Appuis) =18.07 KN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 28.43 k N
Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 28.43 k N
Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 6.51 KN.m et M_{max} (Appuis) = 13.03 KN.m.

III.3.8.4. Ferraillage de la poutre palière:

- ***Armatures longitudinales:***

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.
Acier: FeE400 ; γs = 1.15 ; σ s = 348 M Pa
Béton : fc28 = 25 M Pa ; γb = 1.5 ; σ b = 14.2 M Pa
b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III.24.Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A min(cm^2)	A_{adopt} (cm2)	A(cm^2)
En travée	9.03	0.029	0.986	0.98	0.9	4HA12	4.52
En appuis	18.07	0.058	0.970	1.96	0.9	4HA12	4.52

Vérifications:

- ***à L'ELS :***

Tableau III.25.Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser}(kN.m)	A (c m^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Travée	6.51	4.52	349922.68	0.018	7.61	1.37	C.V
appuis	13.03	4.52	34992.68	0.037	7.61	2.81	C.V

- ***RPA99Version2003 Art [7.5.2.1]***

Amin = 0,5% b h
A max = 4% b h zone courante
A max = 6% b h zone de recouvrement

Tableau III.26. Vérification vis-à-vis RPA 99 version 2003 de la poutre palier

	A(cm^2)	**A min=4.5cm^2**	**A max=36cm^2**
Travée	4.52	C .V	C.V
appuis	4.52	C.V	C.V

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0.35\,MPa$$

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

$\tau_u = 0.35\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ C.V

Vérification des armatures longitudinales :

Al ≥ (γs .Vu/ e)⟹4.52 cm^2≥1.13cm^2 (C.V)

Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

- ***Armatures transversales:***

$$\varphi_t \le Min\left[\frac{h}{35} = 8.57\ ;\ \varphi_l = 10; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 14\right] = 8.57mm$$

$\varphi_t = 8\,mm$ $a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}502\,cm^2$

At = at.nt (nt = 4).

At =2,009 cm^2 , At =4HA8=2.01 cm^2

On doit vérifier:

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}[0.9d;40cm] = 24.3cm$$

$$S_t \le \frac{A_t \cdot f_e \cdot \gamma_s}{b\tau_u - 3f_{t28}} = -44.01cm$$

On prend : **$S_t = S_t$ =24.3 cm**

Section minimale d'armatures transversales:
A_t= 2,01cm^2

Vérification vis-à-vis RPA99Version2003. Art [7.5.2.2]

$S_t \le$ [h/4; 12$\emptyset_l$]

$S_t \le$ [7.5; 16.8] = 7.5cm en zone nodale

$S_t \le$ h/2 = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

$$A_t \begin{cases} S_t = 7\,cm & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\,cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$$

$A_{t\,min}$ =0,003. S_t. b≤ A_t

0, 003.15.30=1.35 cm^2 <2.01 cm^2 (C.V)

- ***<u>Vérification de la flèche:</u>***

$$\frac{h}{L_x} \ge \frac{30}{275} = 0{,}109 \ge \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}109 \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.085 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \equiv 0.002 \le \frac{4{,}2}{f_e} = 0.0105 \qquad \text{(C.V)}$$

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

III.4. Les balcons :

III.4.1 Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$L/35 < e < L/30 \Rightarrow$ *on a : L = 3,70m*

III.4.2. Evaluation des charges:

- Charge permanente: G=5.49kN/m²
- Charge d'exploitation: Q=3,50kN/m²

III.4.3. Schéma statique :

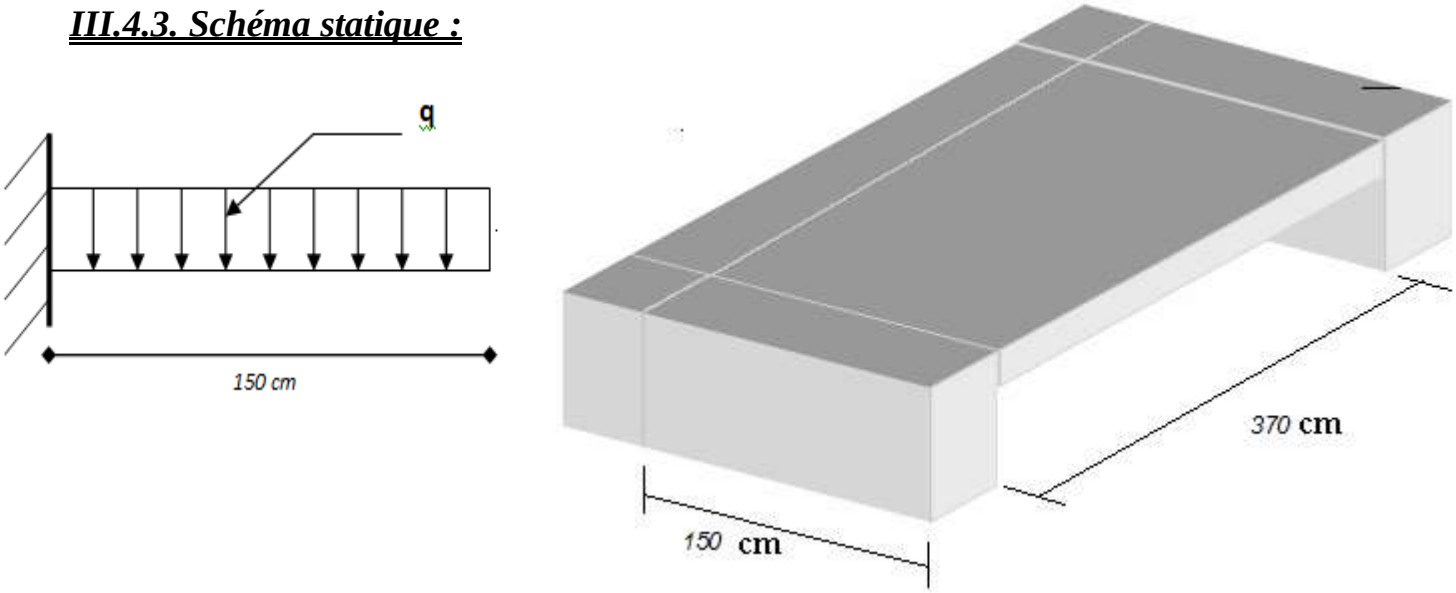


Figure III .21. Schéma statique du balcon

III.4.4. Combinaison des charges :

- E.L.U : q_u=1.35 G +1.5 Q q_u=12.66 kN/ml
- E.L.S : q_{ser}= G + Q q_{ser}=8.99 kN/ml

III.4.5. Calcul des efforts internes :

La section la plus sollicitée est au niveau de l'encastrement.

Tableau III.27. Calcul des efforts internes

	La formule	ELU	ELS
Moment fléchissant M(KN.m)	$M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2\right)$	-14.24	-10.11
Effort tranchant T(KN)	$T(x) = qx$	18.99	13.49

III.4.6. Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1.5 m de largeur.

Tableau III.28. Ferraillage des balcons

M_u(kNm)	μ	μ<μ_l	A's(cm^2)	β	A_{cal}(cm^2)	Choix	A_{adp}(cm^2)
14.24	0.120	Oui	0	0.733	4.30	9HA8	4,52

Espacement:

$$S_t \le Min\begin{cases}3h\\33cm\end{cases}$$

$$S_t \le Min\begin{cases}45cm\\33cm\end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm.....vérifiée$$

Armatures de répartitions:

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13cm^2 \le A_r \le 2.21cm^2$$

Le choix est de:9HA8/ml=4,52cm2 avec: St=20cm

III.4.7. Vérifications

A. Condition de non fragilité

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s = 4.52cm^2 > A_s^{\min} = 2.35cm^2.....vérifiée$$

B. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Avec: $\overline{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{18.99 * 10^3}{150x1300} = 0{,}097MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa.....vérifiée$$

C. Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.29. Vérification des contraintes du balcon

M_{ser} (kNm)	A_s(cm²)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
10.11	4.52	2.93	7467.09	3.98	Oui	194.16	Oui

D. Vérification de la flèche :

Tableau III.30. Vérification la flèche du balcon

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(20M_0)$	$h/L \geq M_t/(20M_0)$	$\rho = A_t/(b_0 * d)$	$4.2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 4.2/fe$
0,041	0,040	oui	0,0023	0,0105	oui

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5. La dalle machine :

III.5.1. 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 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.

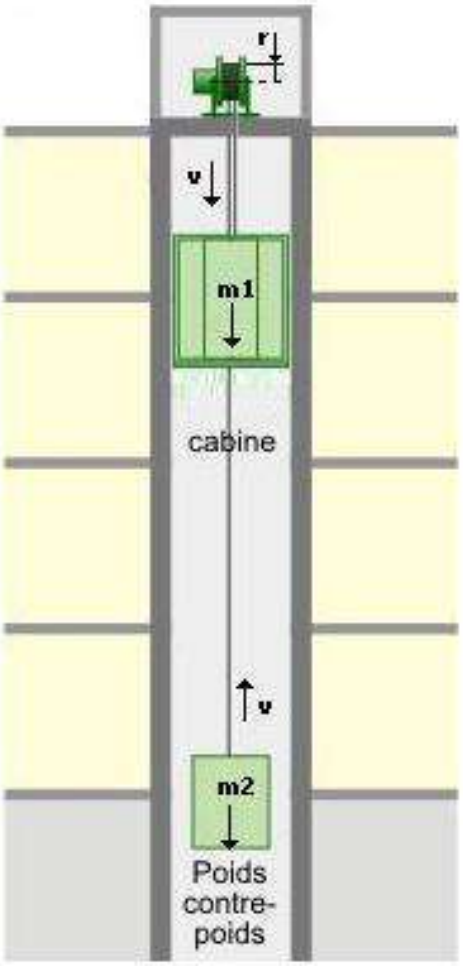


Figure III .22. Système à traction classique

III.5.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

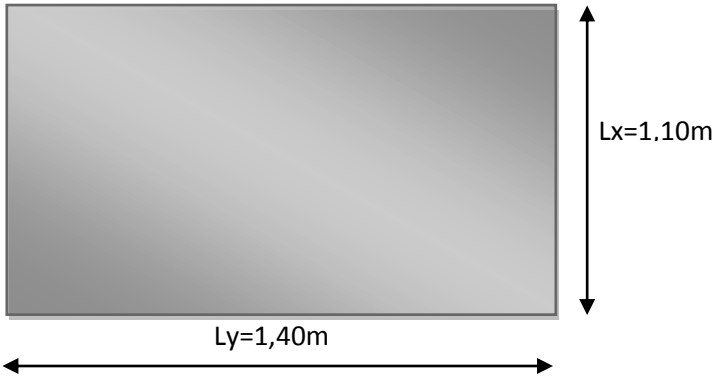


Figure III .23.Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion : [1]**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{110}{50} \le e \le \frac{110}{40} \Rightarrow 2.20cm \le e \le 2.75cm$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.5.3.1. Charges permanentes G:

Tableau III.30. Charge permanente G

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0,25	25	6,25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				6.61

III.5.3.2. Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées

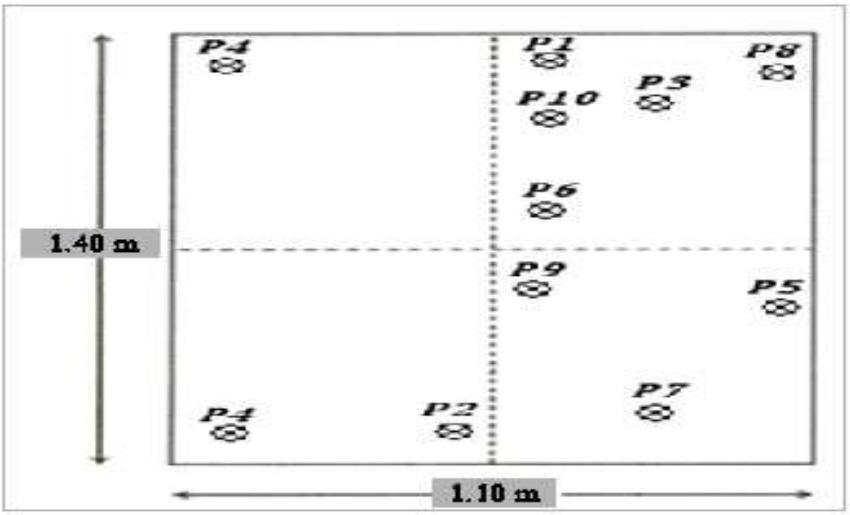


Figure III .24. Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III.31. Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 5125.92 kg/m^2 = 5.125 kN/m^2$$

G_{tot}=6.61 + 5.125 = 11.73KN/m^2

III.5.3.3. 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

Tableau III.32. Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
11,73	5	23,34	16,73

III.5.4. Calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.10}{1.40} = 0.79$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

III.5.4.1. 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.5.4.2. 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.5.4.3.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.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

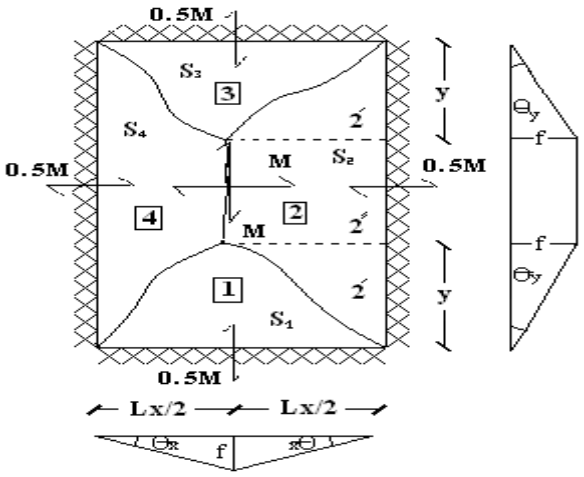


Figure III .25. Les lignes de rupture

❖ ***Travail externe :***

$$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$$

Avec :

- $T^1_{ext} = T^3_{ext}$
- $T^2_{ext} = T^4_{ext}$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2} L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

❖ ***Travail interne :***

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\,M.L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

❖ ***Principe du travail virtuel :***

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.1}{y} + 3\right)}{1.687 - 0.25y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 0.75\,y^2 + 0.75\,y - 2.53 = 0 \Rightarrow y = 1{,}05\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.107q

$M_t = M = 0.107.q_u = 0.107 \times (85{,}62) = 9.16\,\text{KN.m}$

$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 9.16 = 4.58\,\text{KN.m}$

III.5.4.4.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

f_{c28}	**25 MPa**	**h**	**25 cm**
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\,\text{cm} \\ d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\,\text{cm} \end{cases}$

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

		M_u (kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{min} (cm²)**
Sens x	En travée	9.16	0.012	0.994	1.17	0	2.5
	En appuis	4.64	0.006	0.997	0.59	0	2.5
Sens y	En travée	9.16	0.014	0.993	1.23	0	2.5
	En appuis	4.64	0.007	0.996	0.62	0	2.5

III.5.4.5. 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.5.4.6. Condition d'espacement : [1]

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,cm\,,\,22\,cm] = 22\,cm$$

On prend : S = 25 cm

III.5.4.7. Vérification de l'effort tranchant: [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 48.16KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{48{,}16 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.214\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ (Condition vérifié)

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 42.81KN$$

$$\tau_u = \frac{42.81 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.199\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ (Condition vérifié)

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5. Vérification à l'E.L.S : *[1]*

Béton : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.35. Calcul le moment service

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	En travée	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	En appuis	0.5*M_t=0.5*6.72=3.36
Sens y	En travée	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	En appuis	0.5*M_t=0.5*6.72=3.36

- ***Détermination de la valeur de « y » :***

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \dfrac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

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

		M_{ser} (Kn.m)	**A_s (cm^2)**	**Y (cm)**	**I (cm^4)**	**K (N/mm^3)**	**σ_{bc} (MPa)**	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	En travée	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	OUI
	En appuis	3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	OUI
Sens y	En travée	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	OUI
	En appuis	3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	OUI

III.5.6. 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 :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}166 > 0{,}0425 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}166 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 1{,}115.10^{-4} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.7. Vérification de non poinçonnement [1]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 84 KN , γ_b = 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

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc_{28}/γ_b) =1875 KN…… (Condition vérifiée)

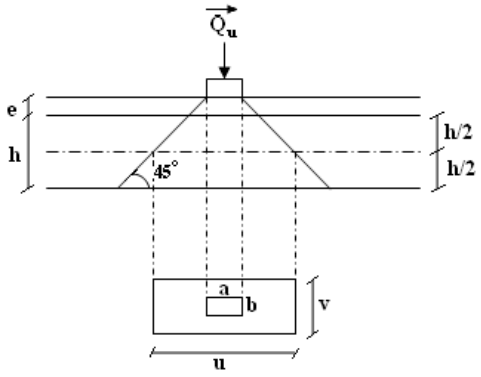


Figure III .25. La vérification de non poinçonnement

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1.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 (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque 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 provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

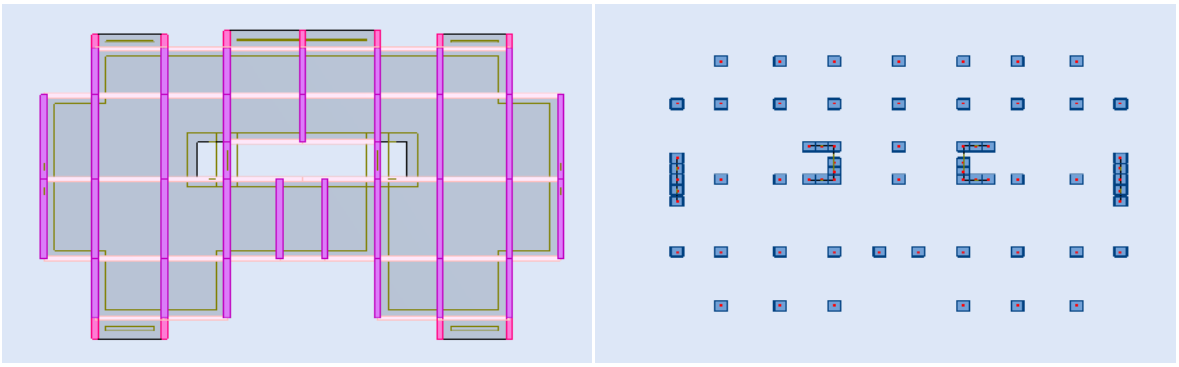
Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein 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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Vue 2D



Voile

Vue 3D

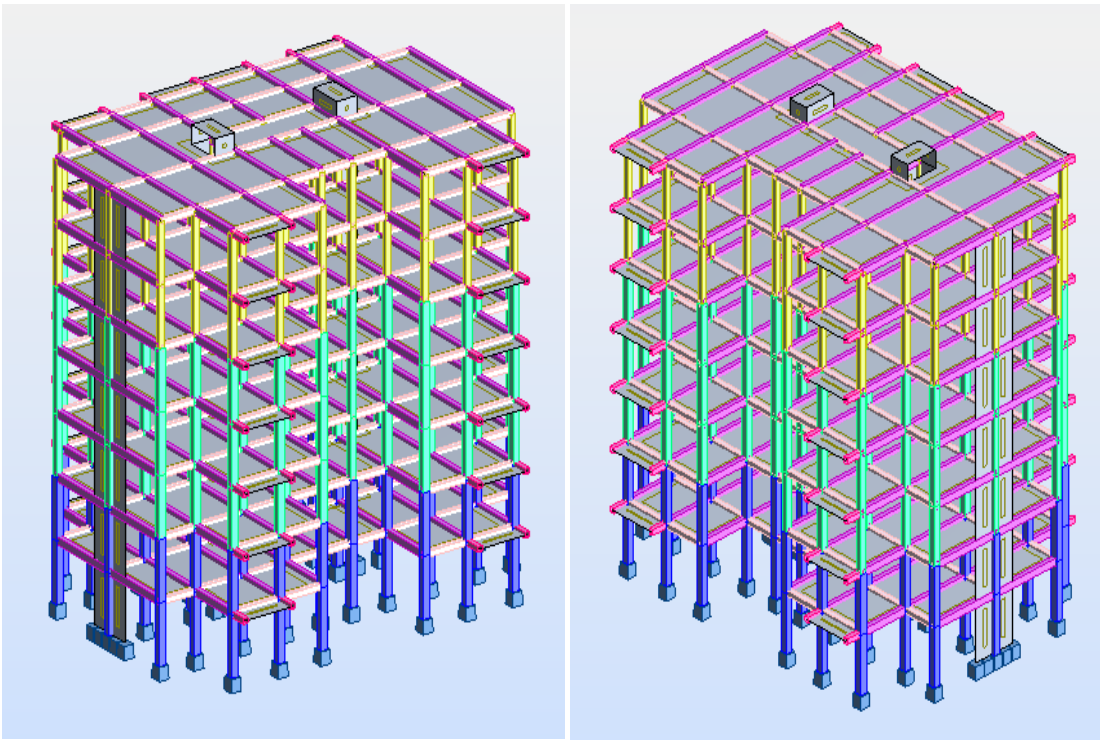


Figure IV.1.Disposition des voiles

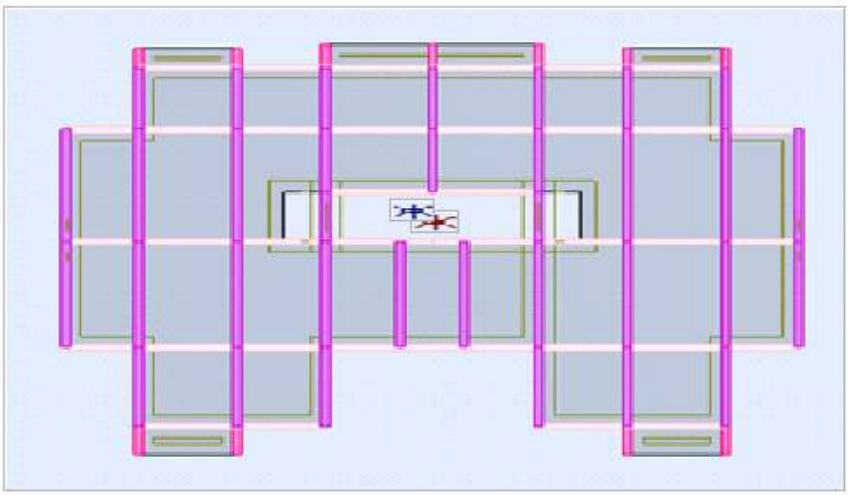




Figure IV.2.Vue en plan centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.1.Résultats du centre de masse et de torsion d'après le logiciel ROBOT

	G(m)		R(m)	
	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Etage 1	12,35	8,99	12,35	9,46
Etage 2	12,35	8,99	12,35	9,46
Etage 3	12,35	9,00	12,35	9,55
Etage 4	12,35	9,00	12,35	9,55
Etage 5	12,35	9,00	12,35	9,55
Etage 6	12,35	9,01	12,35	9,63
Etage 7	12,35	9,01	12,35	9,63

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2.3.1. 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 :

$$E_x = \left|X_R - X_G\right| \qquad E_Y = \left|Y_R - Y_G\right|$$

Tableau IV.2. Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
	X_R(m)	X_G(m)	$E_{X\ théo}$(m)	Y_R(m)	Y_G(m)	$E_{Y\ théo}$(m)
Etage 1	12,35	12,35	0,00	9,46	8,99	0,47
Etage 2	12,35	12,35	0,00	9,46	8,99	0,47
Etage 3	12,35	12,35	0,00	9,55	9,00	0,55
Etage 4	12,35	12,35	0,00	9,55	9,00	0,55
Etage 5	12,35	12,35	0,00	9,55	9,00	0,55
Etage 6	12,35	12,35	0,00	9,63	9,01	0,62
Etage 7	12,35	12,35	0,00	9,63	9,01	0,62

IV.2. 3.2. Excentricité accidentelle : [2]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité accidentelle

	L_X(m)	L_Y(m)	$E_{X\ ACC}$(m)	$E_{Y\ ACC}$(m)
Etage 1	24,70	19,15	1,235	0,958
Etage 2	24,70	19,15	1,235	0,958
Etage 3	24,70	19,15	1,235	0,958
Etage 4	24,70	19,15	1,235	0,958
Etage 5	24,70	19,15	1,235	0,958
Etage 6	24,70	19,15	1,235	0,958
Etage 7	24,70	19,15	1,235	0,958

IV.2. 3.3. Effets de la torsion accidentelle : [2]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
	$E_{X\ Théo}$ (m)	$E_{X\ ACC}$ (m)	$E_{X\ Théo}±E_{X\ ACC}$		$E_{Y\ Théo}$ (m)	$E_{Y\ ACC}$ (m)	$E_{Y\ Théo}±E_{Y\ ACC}$	
			$E_{XThéo}+E_{X\ ACC}$	$E_{XThéo}-E_{XACC}$			$E_{YThéo}+E_{YACC}$	$E_{YThéo}-E_{YACC}$
Etage 1	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,47	0,958	1,428	-0,488
Etage 2	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,47	0,958	1,428	-0,488
Etage 3	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,55	0,958	1,508	-0,408
Etage 4	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,55	0,958	1,508	-0,408
Etage 5	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,55	0,958	1,508	-0,408
Etage 6	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,62	0,958	1,578	-0,338
Etage 7	0,00	1,235	1,235	-1,235	0,62	0,958	1,578	-0,338

IV. 3. Choix la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- ❖ Méthode statique équivalente
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2. Méthode statique équivalente :

IV.3.2.1. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deus directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.
Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous l'effet d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.
C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV. 3.2.2. Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés ;
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2.3. Calcul de la force sismique totale:

L a force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone II_b, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,20.

b. Facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (ROBOT) qui sont données ci-après :

Somme de réactions totales à la base : Fz=138541,570 KN
Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=27245,630 KN
Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=110742,65 KN
Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles est 20 %
et le pourcentage des efforts repris par les poteaux est 80 %

A partir des résultats ci-dessus on a dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément [2] [Art.3.4.A.2]
Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- ❖ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R=4**

d. Facteur de qualité Q : [2 : 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 :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0,2 = 1,2$$
$$Q_Y = 1 + 0,2 = 1,2$$

e. Périodes caractéristiques : [2 : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

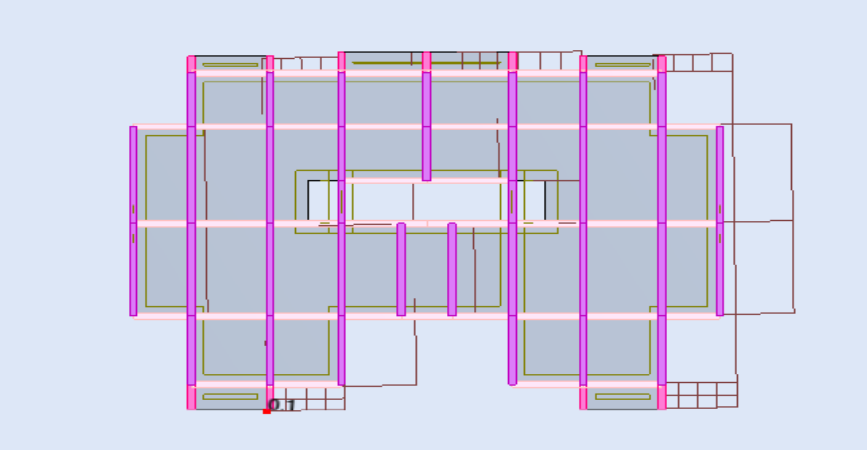
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

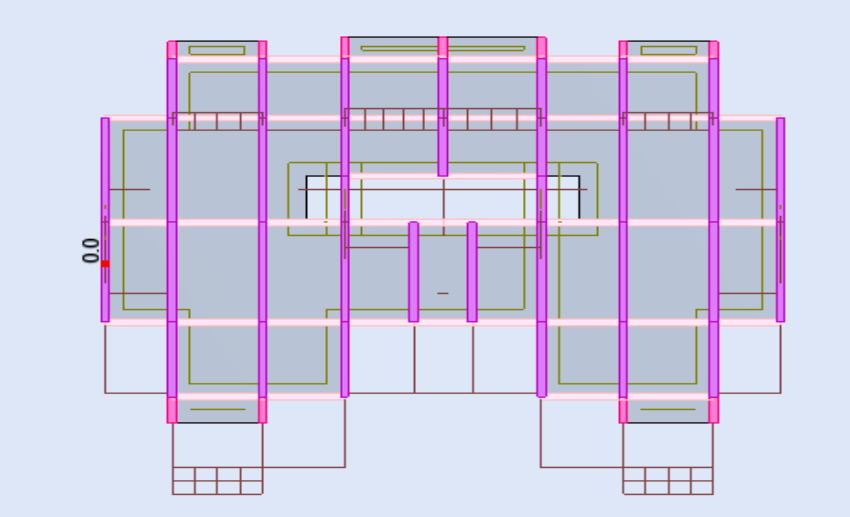
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification des périodes ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de déplacement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ .

IV.4.1.Vérification de comportement :

Mode 01



Mode 02



Mode 03

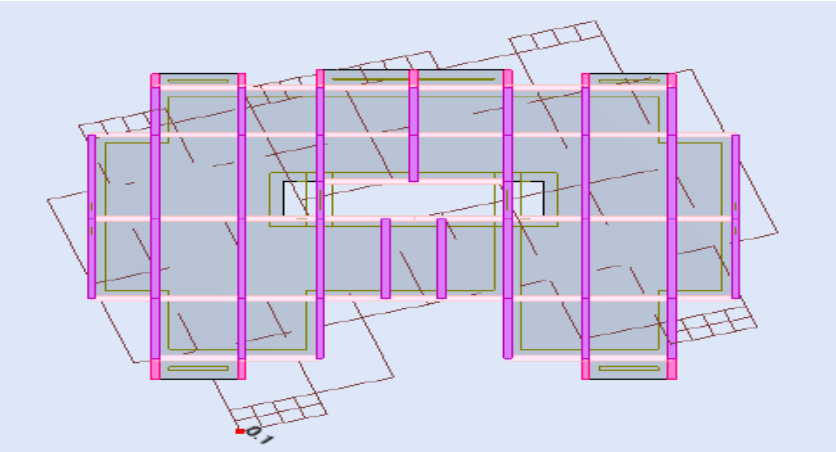


Figure IV.3. : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.6. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
1	72,86	0,00
2	0,00	69,45
3	0,08	0,00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant X	translation pure suivant Y	rotation autour de l'axe z

IV. 4. 2. Vérification de 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.Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0,51	72,86	0,00
2	0,48	72,94	0,00
3	0,44	72,94	69,45
4	0,32	85,77	69,45
5	0,22	85,79	69,45
6	0,20	85,79	86,26
7	0,16	91,61	86,26
8	0,10	91,62	86,26
9	0,10	94,68	86,26
10	0,09	94,68	92,71

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 10ème mode pour notre bloc.

IV. 4.3.Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$$

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

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul condidérée.

Tableau IV.7. Vérification des périodes

$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1,3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
0,41	0,51	0,53	CV

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t 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 [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

***Calcul de la force sismique totale** [2. Art 4.2.3] :*

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**
  A = 0,20

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,4s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2,17

Dy= 2,17

- **R : coefficient de comportement global de la structure**
  R = 4
- **Q : facteur de qualité**
  Q_x=Q_y=1,2

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,2 tableau 4.5

W=10715 kN

Tableau IV.8. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0,20	2,17	2,17	4	1,20	1,20	10715	1046,32	1046,32

Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	V_t (kN)	0.8*V	$V_t \ge 0.8*V$
X	1046,32	2177,41	837,06	CV
Y	1046,32	2643,17	837,06	CV

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement:

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx}=Y_G.W_i$, $M_{tY}=X_G.W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

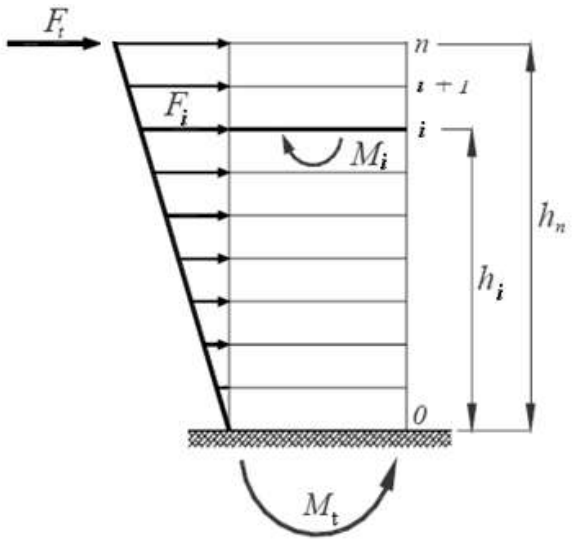


Figure IV.4. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- T_X = 0,41 s → Ft = 0
- T_Y = 0,41 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

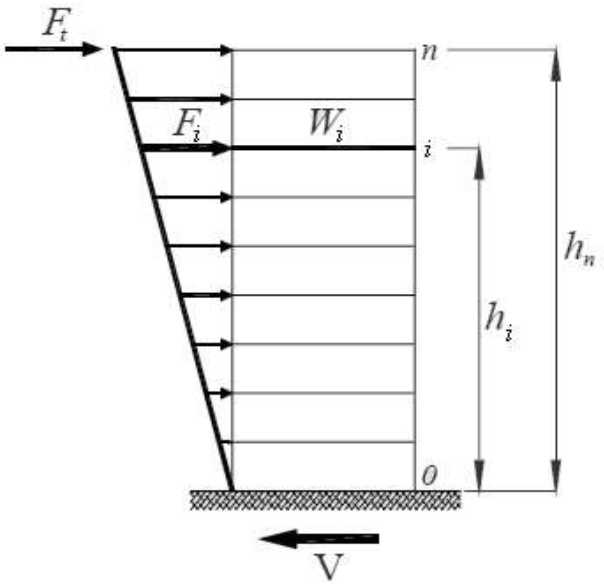


Figure IV.5.Distribution des forces sismiques

V_X = 2177,41 KN

Tableau IV.10. Forces sismiques selon la hauteur suivant X

h_i (m)	W_i (kN)	W_ih_i	α_x	F_{ix} (kN)
22,68	1410,88	31998,76	0,24	512,43
19,44	1410,88	27427,51	0,20	439,23
16,20	1544,61	25022,68	0,18	400,72
12,96	1544,61	20018,15	0,15	320,57
9,72	1544,61	15013,61	0,11	240,43
6,48	1696,16	10991,12	0,08	176,01
3,24	1696,16	5495,56	0,04	88,01
SOMME		135967,38	1,00	2177,41

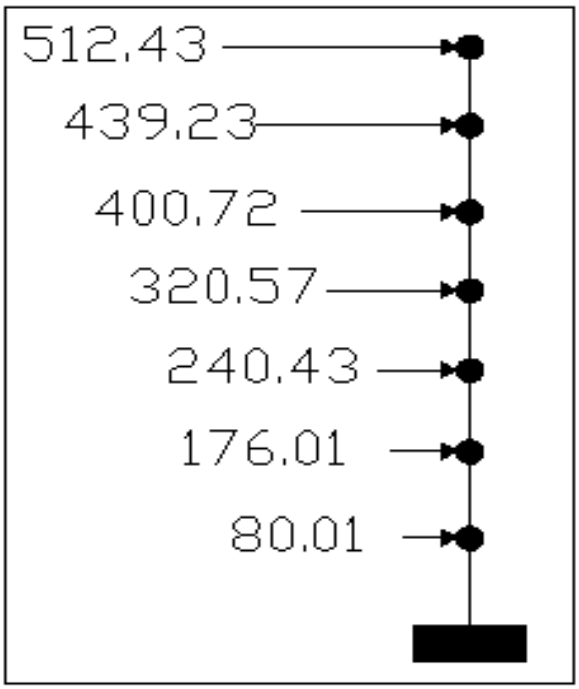


Figure IV.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_y = 2643,17 KN

Tableau IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
22,68	1410,88	31998,76	0,24	622,05
19,44	1410,88	27427,51	0,20	533,18
16,20	1544,61	25022,68	0,18	486,43
12,96	1544,61	20018,15	0,15	389,15
9,72	1544,61	15013,61	0,11	291,86
6,48	1696,16	10991,12	0,08	213,66
3,24	1696,16	5495,56	0,04	106,83
SOMME		135967,38	1,00	2643,17

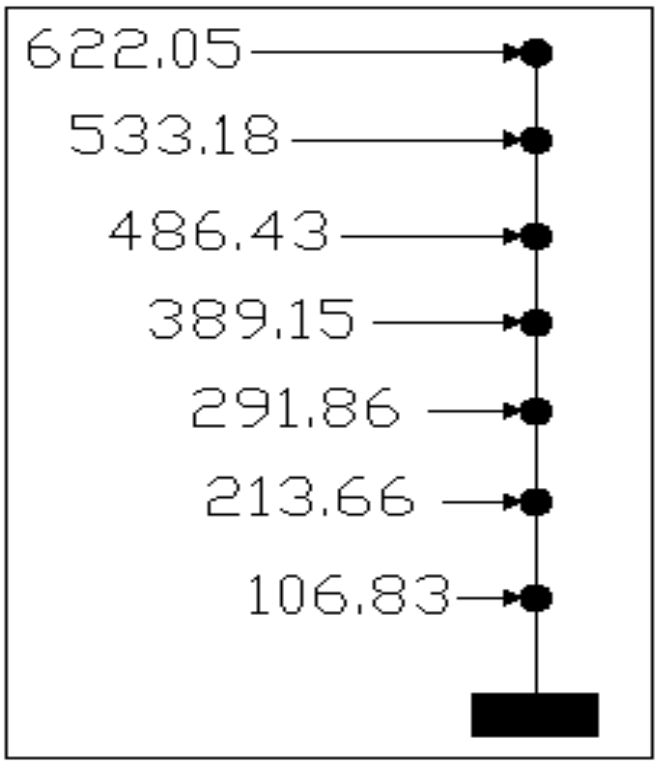


Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau IV.11.Calcul le moment de renversement

h_i (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
22,68	512,43	622,05	11621,91	14108,09
19,44	439,23	533,18	8538,63	10365,02
16,20	400,72	486,43	6491,66	7880,17
12,96	320,57	389,15	4154,59	5043,38
9,72	240,43	291,86	2336,98	2836,88
6,48	176,01	213,66	1140,54	1384,52
3,24	88,01	106,83	285,15	346,13
$\sum M_o$			34569,47	41964,19

IV. 4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau IV.12.Calcul le moment stabilisant

h_i (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	$M_{t\,xi}$ (KN.m)	$M_{t\,yi}$ (KN.m)
22,68	1410,88	12,35	8,99	12683,81	17424,37
19,44	1410,88	12,35	8,99	12683,81	17424,37
16,20	1544,61	12,35	9,00	13901,49	19075,93
12,96	1544,61	12,35	9,00	13901,49	19075,93
9,72	1544,61	12,35	9,00	13901,49	19075,93
6,48	1696,16	12,35	9,01	15282,40	20947,58
3,24	1696,16	12,35	9,01	15282,40	20947,58
$\sum M_t$				97636,90	133971,69

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.13. Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	$\frac{M_{tx}}{M_{0x}}$	$\frac{M_{ty}}{M_{0y}}$	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
97636,90	133971,69	34569,47	41964,19	2,82	3,19	CV

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:
Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niv (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+19,44	1,8	7,2	0,4	3,24	CV
+16,20	1,7	6,8	0,4	3,24	CV
+12,96	1,6	6,4	0,4	3,24	CV
+9,72	1,5	6,0	0,4	3,24	CV
+6,48	1,4	5,6	1,2	3,24	CV
+3,24	1,1	4,4	1,2	3,24	CV
+0,00	0,8	3,2	2,0	3,24	CV
-3,24	0,3	1,2			

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niv (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+19,44	1,3	5,2	0,4	3,24	CV
+16,20	1,2	4,8	0,4	3,24	CV
+12,96	1,1	4,4	0,4	3,24	CV
+9,72	1,0	4,0	0,4	3,24	CV
+6,48	0,9	3,6	0,4	3,24	CV
+3,24	0,8	3,2	1,6	3,24	CV
+0,00	0,4	1,6	0,4	3,24	CV
-3,24	0,3	1,2			

IV. 4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, 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 $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.16.Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq$ 0,10
22,68	1410,88	512,43	512,43	0,4	$0,49\times10^{-3}$	CV
19,44	2821,76	439,23	951,66	0,4	$0,61\times10^{-3}$	CV
16,20	4366,37	400,72	1352,38	0,4	$0,80\times10^{-3}$	CV
12,96	5910,98	320,57	1672,95	0,4	$1,09\times10^{-3}$	CV
9,72	7455,59	240,43	1913,38	1,2	$4,83\times10^{-3}$	CV
6,48	9151,75	176,01	2089,39	1,2	$8,14\times10^{-3}$	CV
3,24	10847,91	88,01	2177,4	2,0	0,03	CV

Tableau IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY} (KN)	Δ_{kY} (cm)	θ	$\theta \leq 0,10$
22,68	1410,88	622,05	622,05	0,4	$0,40\times10^{-3}$	CV
19,44	2821,76	533,18	1155,23	0,4	$0,50\times10^{-3}$	CV
16,20	4366,37	486,43	1641,66	0,4	$0,66\times10^{-3}$	CV
12,96	5910,98	389,15	2030,81	0,4	$0,90\times10^{-3}$	CV
9,72	7455,59	291,86	2322,67	0,4	$1,33\times10^{-3}$	CV
6,48	9151,75	213,66	2536,33	1,6	$8,94\times10^{-3}$	CV
3,24	10847,91	106,83	2643,16	0,4	$5,08\times10^{-3}$	CV

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.

CHAPITRE V

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q + E
  - ✓ E.L.S: G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
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
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b =1,5	γ_s =1,15
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b = 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

- 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 de recouvrement.
- Les poutres supportant de 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 II_b.

V.2.2.2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.St.b$.
  b: largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

- $St \leq h/2$ en Zone courante.
- $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	54,43	879	1,35G+1,5Q	0	5,62	6HA14=9,23
		Appui	-94,90	854	1,35G+1,5Q	0	9,08	6HA14=9,23
	Etages	Travée	88,65	517	$G+Q-E_Y$	0	9,15	6HA14=9,23
		Appui	-42,38	517	$G+Q+E_Y$	0	4,37	6HA14=9,23
Rive	Terrasse	Travée	46,33	847	$G+Q-E_Y$	0	4,78	6HA14=9,23
		Appui	-71,04	875	$G+Q+E_Y$	0	7,33	6HA14=9,23
	Etages	Travée	44,87	744	1,35G+1,5Q	0	4,63	6HA14=9,23
		Appui	-87,66	719	1,35G+1,5Q	0	9,05	6HA14=9,23

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-50,70	820	1,35G+1,5Q	0	6,10	6HA12=6,78
	Etages	Appui	-52,94	694	1,35G+1,5Q	0	6,42	6HA12=6,78
Rive	Terrasse	Appui	-28,45	824	1,35G+1,5Q	0	3,99	6HA12=6,78
	Etages	Appui	-34,92	689	1,35G+1,5Q	0	4,89	6HA12=6,78

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa , et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=201,63 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élement	$A_{adopté}$ (cm²)	σ_b (MPa)	$[\sigma_b]$ (MPa)	σ_s (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	39,51	879	9,23	5,54	15	131,11	201,63	CV
		Appui	-59,02	854	9,23	9,68		189,02		CV
	Etages	Travée	32,41	719	9,23	4,54	15	107,55	201,63	CV
		Appui	-53,69	719	9,23	7,53		178,16		CV
Rive	Terrasse	Travée	39,61	829	9,23	5,56	15	131,44	201,63	CV
		Appui	-41,53	829	9,23	5,82		137,81		CV
	Etages	Travée	32,62	744	9,23	4,75	15	108,24	201,63	CV
		Appui	-53,53	204	9,23	7,51		177,63		CV

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N^o élement	$A_{adopté}$ (cm²)	σ_b (MPa)	$[\sigma_b]$ (MPa)	σ_s (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-36,86	829	6,78	4,66	15	143,60	201,63	CV
	Etages	Appui	-38,48	694	6,78	4,87	15	149,91	201,63	CV
Rive	Terrasse	Appui	-20,69	824	6,78	2,62	15	80,60	201,63	CV
	Etages	Appui	-25,40	689	6,78	3,21	15	98,95	201,63	CV

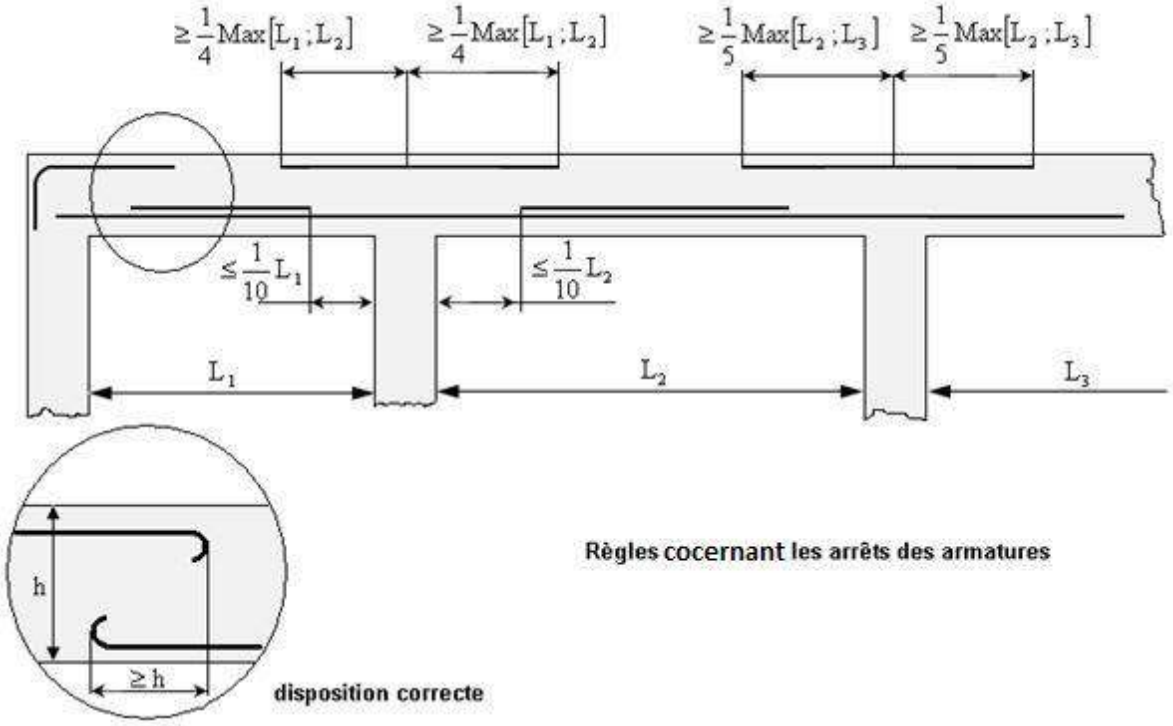


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{adoptée} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA =1,35cm^2	A_{min} RPA =6cm^2	A_{max} $RPA_{travée}$ =48cm^2	A_{max} RPA_{apui} =72cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9,23	CV	CV	CV	-
		Appui	9,23	CV	CV	-	CV
	Etages	Travée	9,23	CV	CV	CV	-
		Appui	9,23	CV	CV	-	CV
Rive	Terrasse	Travée	9,23	CV	CV	CV	-
		Appui	9,23	CV	CV	-	CV
	Etages	Travée	9,23	CV	CV	CV	-
		Appui	9,23	CV	CV	-	CV

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA =0,97cm^2	A_{min} RPA =4,35cm^2	A_{max} RPA =54cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Appui	6,78	CV	CV	CV
	Etages	Appui	6,78	CV	CV	CV
Rive	Terrasse	Appui	6,78	CV	CV	CV
	Etages	Appui	6,78	CV	CV	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V.8. 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	$\overline{\tau}_u = 2,5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3,3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3,26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4,34\,MPa$

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	**Vu (KN)**	**N° élément**	**Combinaison**	τ_u **(Mpa)**	$\overline{\tau_u}$ **(Mpa)**	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	105,94	854	1,35G+1,5Q	1,41	3,3	CV
	Etages	98,37	719	1,35G+1,5Q	1,31	3,3	CV
Rive	Terrasse	81,65	879	1,35G+1,5Q	1,09	2,5	CV
	Etages	81,09	204	1,35G+1,5Q	1,08	2,5	CV

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu(KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	60,81	829	1,35G+1,5Q	0,81	3,3	CV
	Etages	67,88	691	1,35G+1,5Q	0,91	3,3	CV
Rive	Terrasse	25,40	831	1,35G+1,5Q	0,34	2,5	CV
	Etages	30,64	689	1,35G+1,5Q	0,41	2,5	CV

VI.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :
D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003 \times b \times S_t \\ S_t \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & : \text{ Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopté}$ (cm)**		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S_t (ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×40	1,41	33,3	2,01	10	20	0,90	10	20	2,01=4Φ8
30×30	0,91	24,3	2,01	7,5	15	0,67	10	20	2,01=4Φ8

VI.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

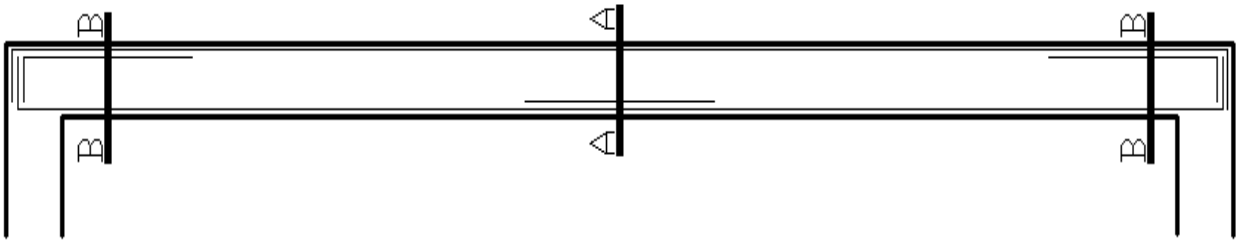
Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0,80.

Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			**2eme condition**			**3eme condition**		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP (30X40)	0,084	0,062	CV	0,084	0,080	CV	0,0018	0,0105	CV
PS (30X30)	0,095	0,062	CV	0,095	0,080	CV	0,0024	0,0105	CV

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



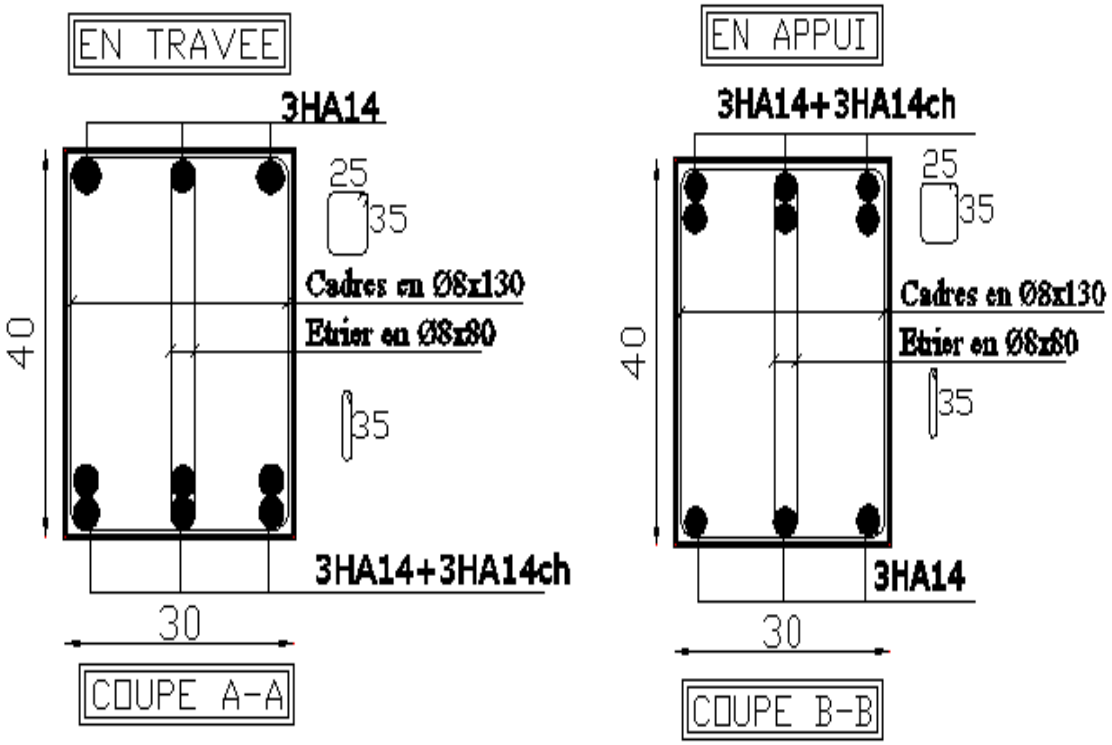


Figure VI.2. Ferraillages des poutres principales

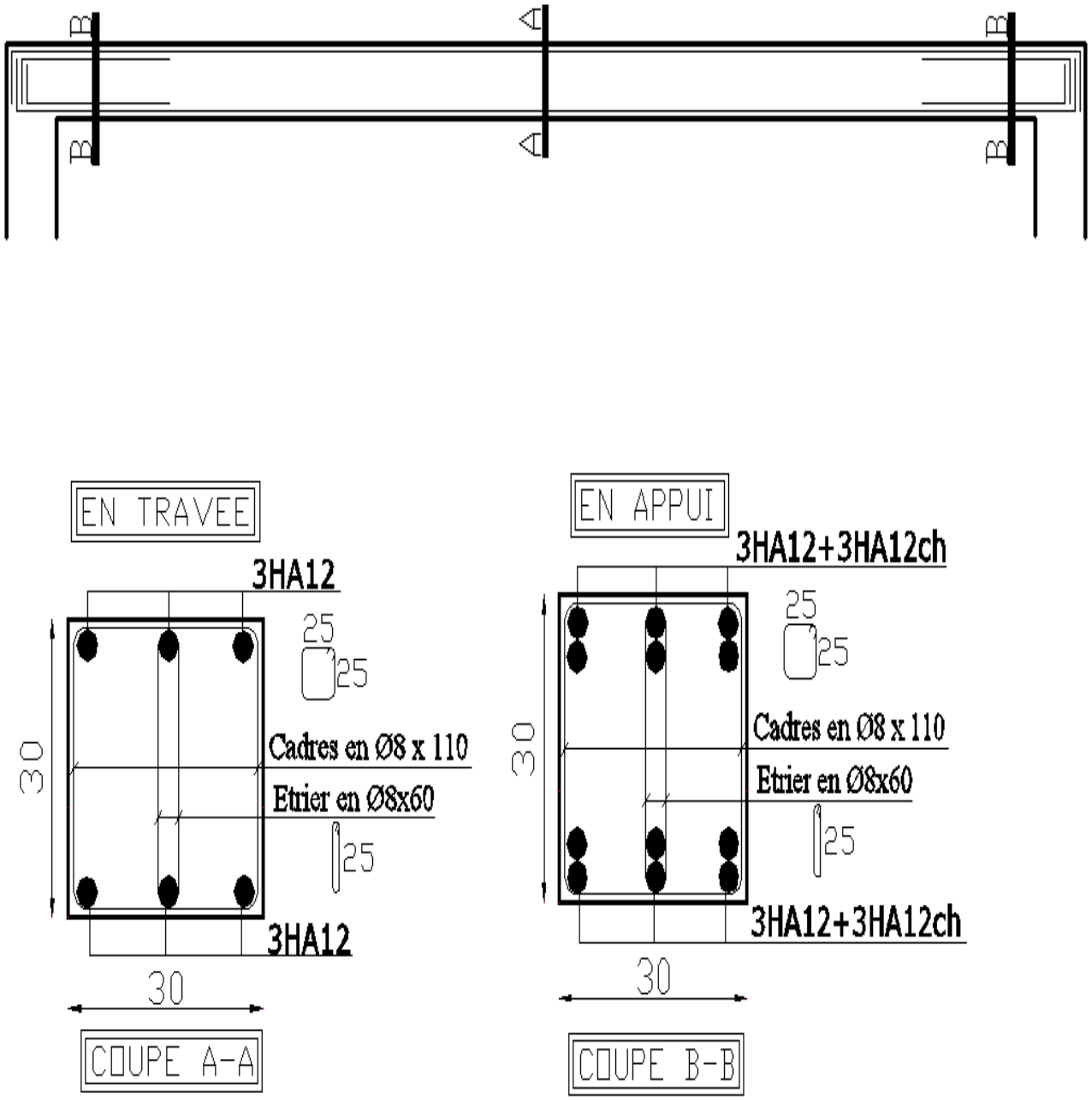


Figure V.3. Ferraillages des poutres secondaires

VI.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

VI.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

VI.3.1.1. Recommandations des règlements :

- ***Selon le CBA :***

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- ***Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]***

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

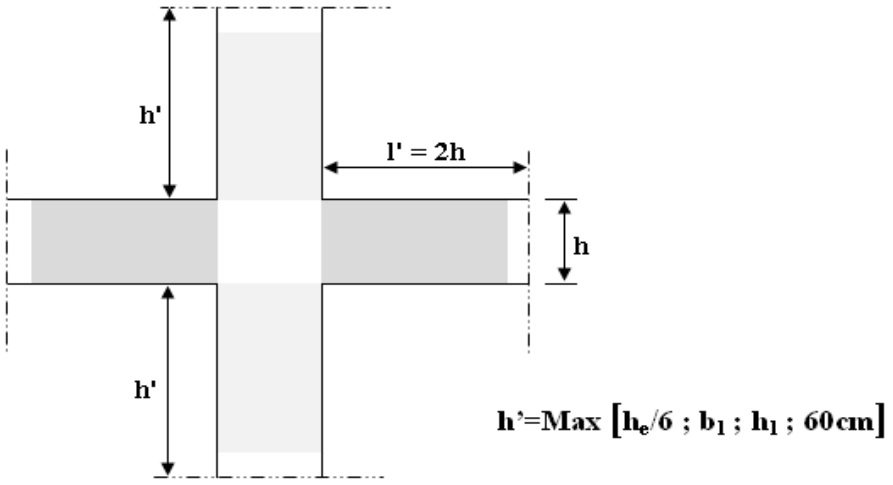


Figure V.4. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone II_b par:

$$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\%$$: En zone courante

$$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone II_b.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone II_b.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ***1er cas : Influence du moment :***

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- ***2eme cas : Influence de l'effort normal :***

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- ***3eme cas : Effort normal minimum :***

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

VI.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm\right]$$

V.3.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier: γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
- Acier: γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Tableau V.13: Ferraillages longitudinaux des poteaux

	Elément	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	Cas de section	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Pot (45x45) Rive	71	N_{max} (kN)	1110,12	1,35G+1,5Q	SEC	0,55	2,21	8HA16+4HA14 =22,24
		M_{corres}(kN.m)	4,55	G+Q-EY				
	241	M_{max} (kN.m)	12,84	1,35G+1,5Q	SEC	0,33	1,23	8HA16+4HA14 =22,24
		N_{corres} (kN)	631,20	1,35G+1,5Q				
	222	N_{min} (kN)	172,56	0,8G-EY	SEC	0,10	0,32	8HA16+4HA14 =22,24
		M_{corres}(kN.m)	7,12	1,35G+1,5Q				
Pot (45x45) Intermédiaire	85	N_{max} (kN)	1267,81	1,35G+1,5Q	SEC	0,62	2,53	8HA16+4HA14 =22,24
		M_{corres}(kN.m)	4,66	G+Q-EX				
	228	M_{max} (kN.m)	12,62	1,35G+1,5Q	SET	1,32	1,16	8HA16+4HA14 =22,24
		N_{corres} (kN)	-994,41	1,35G+1,5Q				
	253	N_{min} (kN)	-167,20	0,8G-EY	SET	0,24	019	8HA16+4HA14 =22,24
		M_{corres}(kN.m)	5,02	G+Q-EX				
Pot (40x40) Rive	344	N_{max} (kN)	780,63	1,35G+1,5Q	SEC	0,33	1,60	8HA16=16,08
		M_{corres}(kN.m)	1,58	G+Q-EX				
	635	M_{max} (kN.m)	14,93	1,35G+1,5Q	SET	0,31	0,98	8HA16=16,08
		N_{corres} (kN)	-166,43	1,35G+1,5Q				
	627	N_{min} (kN)	68,33	0,8G-EY	SPC	12,02	0,00	8HA16=16,08
		M_{corres}(kN.m)	14,93	1,35G+1,5Q				
Pot (40x40) Intermédiaire	358	N_{max} (kN)	881,00	1,35G+1,5Q	SEC	0,39	1,80	8HA16=16,08
		M_{corres}(kN.m)	8,94	1,35G+1,5Q				
	633	M_{max} (kN.m)	26,90	1,35G+1,5Q	SEC	0,24	0,82	8HA16=16,08
		N_{corres} (kN)	472,67	1,35G+1,5Q				
	632	N_{min} (kN)	59,84	0,8G-EY	SEC	0,10	0,12	8HA16=16,08
		M_{corres}(kN.m)	9,04	1,35G+1,5Q				
Pot (35x35) Rive	749	N_{max} (kN)	-311,09	1,35G+1,5Q	SET	0,39	0,38	8HA14=12,31
		M_{corres}(kN.m)	1,01	G+Q-EX				
	897	M_{max} (kN.m)	20,02	1,35G+1,5Q	SPC	10,09	0,00	8HA14=12,31
		N_{corres} (kN)	47,83	1,35G+1,5Q				
	897	N_{min} (kN)	7,92	0,8G-EX	SPC	9,83	0,00	8HA14=12,31
		M_{corres}(kN.m)	20,02	1,35G+1,5Q				
Pot (35x35) Intermédiaire	763	N_{max} (kN)	353,49	1,35G+1,5Q	SEC	0,15	0,72	8HA14=12,31
		M_{corres}(kN.m)	12,43	1,35G+1,5Q				
	903	M_{max} (kN.m)	34,08	1,35G+1,5Q	SET	0,52	0,10	8HA14=12,31
		N_{corres} (kN)	-186,77	1,35G+1,5Q				
	902	N_{min} (kN)	6,46	0,8G-EY	SPC	9,19	0,00	8HA14=12,31
		M_{corres}(kN.m)	8,41	1,35G+1,5Q				

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T : section entièrement tendue.

V.3.2. Vérification des poteaux selon les conditions RPA et CBA

Tableau V.14. Vérification des poteaux selon les conditions RPA et CBA

Dimension	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA cm^2	A_{min} RPA cm^2	A_{max} RPA courante cm^2	A_{max} RPA recouvrement cm^2	Vérification
(35x35)	12,31	1,23	11,03	49,00	73,50	CV
(40x40)	16,08	1,60	14,40	64,00	96,00	CV
(45x45)	22,24	2,03	18,23	81,00	121,50	CV

VI.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.v_1}{I_G^{'}}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(v_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 201,63MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Vérification des armatures à ELS des poteaux

	Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Intermédiaire	45x45	9,18	923,82	20,60	peu	0,60	-	CV	CV
	40x40	19,56	641,93	16,08	peu	1,41	-	CV	CV
	35x35	24,79	257,59	12,31	peu	1,95	-	CV	CV
Rive	45x45	9,27	806,07	20,60	préj	0,60	11,50	CV	CV
	40x40	10,86	566,77	16,08	préj	0,78	18,27	CV	CV
	35x35	14,56	225,81	12,31	préj	1,14	31,55	CV	CV

Préj : fissuration préjudiciable
peu : fissuration peu nuisible

V.3.4. Détermination des armatures transversales :

V.3.4.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (τ_u).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.4.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- ***Selon le CBA93 :***

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- ***Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]***

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.4.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V.15: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	élément	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	903	G+Q+E_X	57,50	0,30	22,38	0,075	1,875	4,32	CV
40x40	627	G+Q+E_X	67,18	0,45	19,58	0,075	1,875	4,32	CV
45x45	227	G+Q-E_X	77,35	0,69	17,41	0,075	1,875	4,32	CV

V.3.4.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ ***Selon le CBA93 :***

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{\eta}{35}, \frac{\beta}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$\text{K} = 1 + 3.\frac{N_u}{\text{B.}\,\text{f}_{\text{c28}}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et : $\frac{\text{A}_\text{t} * \text{f}_\text{et}}{\text{b}_0 * \text{S}_\text{t}} \geq 0.4$ MPa

❖ ***Selon le RPA99 version 2003 :***

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la
- rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $S_t \leq 10$ cm en zone II_b.
  - Dans la zone courante: $S_t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\,\Phi_1)$ en zone II_b.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations :

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau V.16: Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
35x35	57,50	2,01	6,46	2,5	36,13	courante	15	4Ø8
						nodale	10	4Ø8
40x40	67,18	2,01	5,65	2,5	30,92	courante	15	4Ø8
						nodale	10	4Ø8
45x45	77,35	2,01	5,05	2,5	26,38	courante	15	4Ø10
						nodale	10	4Ø10

V.3.4.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau V.17: Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0,3\%$
35x35	courante	0,37	CV
	nodale	0,57	CV
40x40	courante	0,33	CV
	nodale	0,50	CV
45x45	courante	0,45	CV
	nodale	0,89	CV

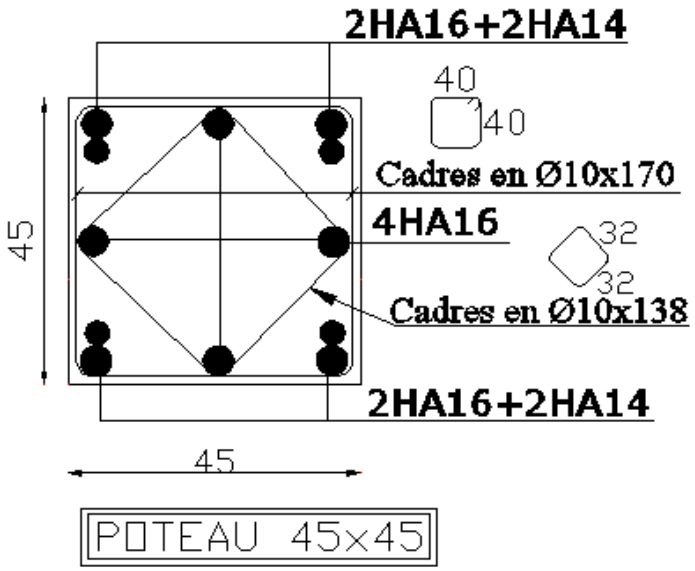


Figure V.5. Ferraillage des poteaux (45×45)

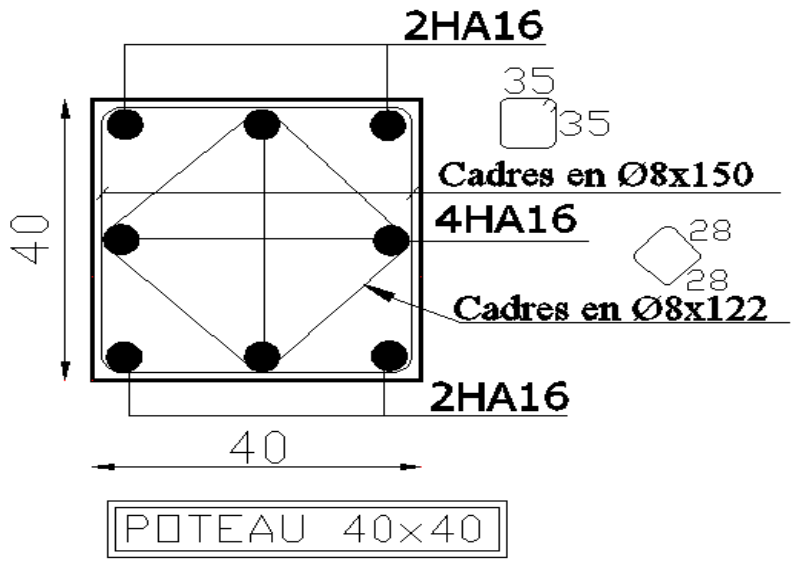


Figure V.6. Ferraillage des poteaux (40×40)

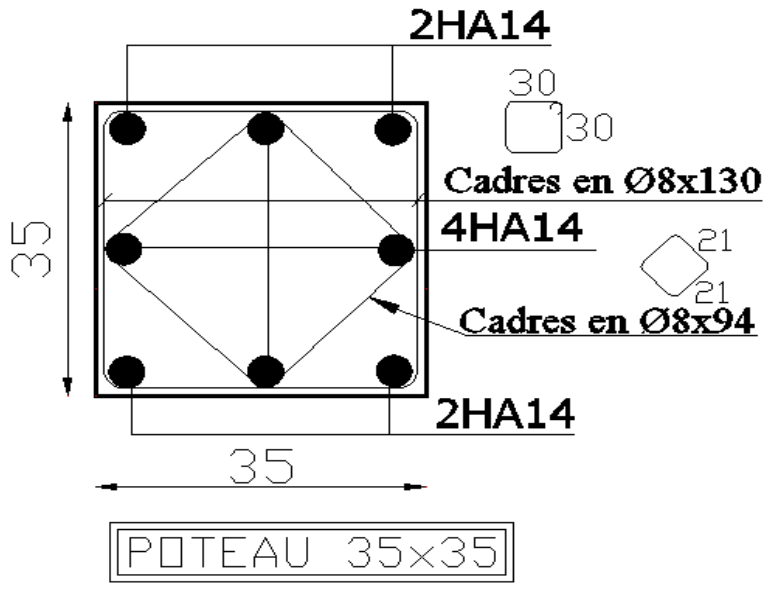


Figure V.7. Ferraillage des poteaux (35×35)

V.4.Ferraillage des voiles

V.4.1.Introduction

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

V.4.2.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003

Aciers verticaux :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

Règles communes :

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec :

e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 50Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.4.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

A. *Calcul du ferraillage vertical :*

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes
Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=15 cm

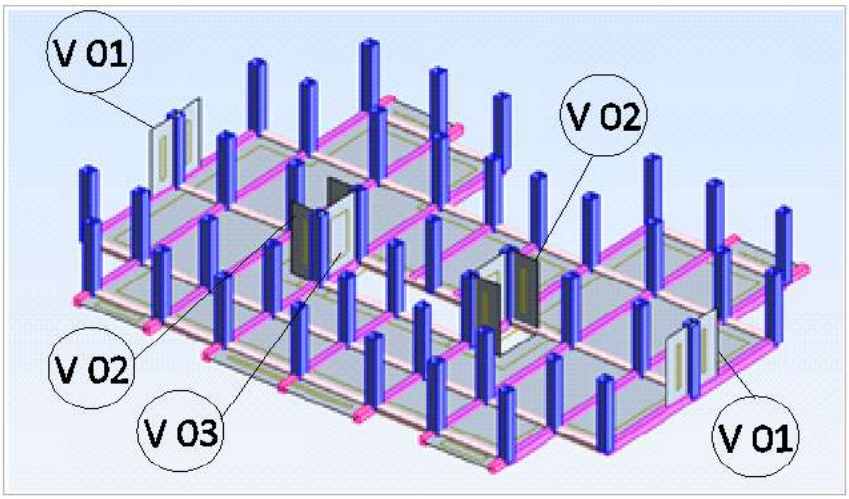


Figure V.8: Disposition des voiles

Méthode de calcul :

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :
N : l'effort normal.
M : moment de flexion.
T : l'effort tranchant.
Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{V}$; $\frac{I}{V'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- ***Section entièrement tendue (SET): σ1 et σ2 < 0***

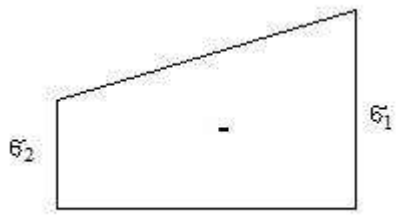


Figure V.9. Diagramme des contraintes (SET)

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] x e x L$$

2- Section entièrement comprimée (SEC): σ1 et σ2 > 0

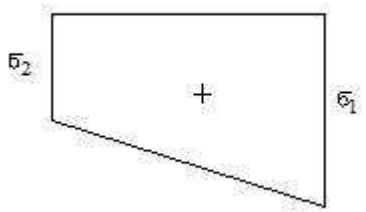


Figure V.10. Diagramme des contraintes (SEC)

$A_{s\,min}$= 0.15%∗e*L

3- Section partiellement comprimée σ1 et σ2 de signes opposées

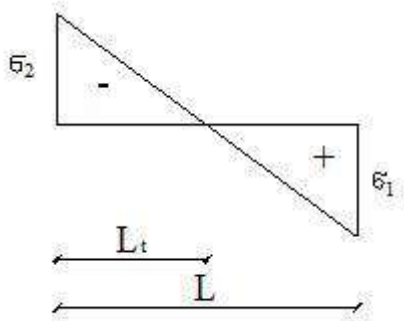


Figure V.11. Diagramme des contraintes (SPC)

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

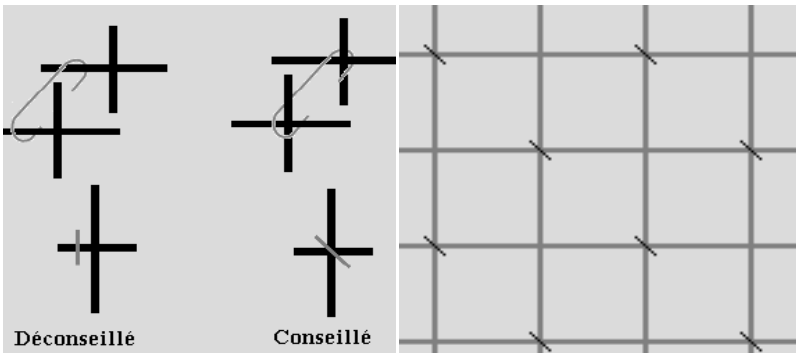
V.4.4.Calcul des armatures verticales des voiles

Tableau V.17 Les armatures verticales des voiles

Epaisseur	**15(cm)**		
Voile	V1	V2	V3
L(m)	3,00	1,40	2,30
σ_{min}(Mpa)	-3,87	-13,23	-7,33
σ_{max}(Mpa)	1,27	8,64	2,19
Nature	SPC	SPC	SPC
L_t(m)	1,69	1,17	1,73
F(KN)	580,56	85,55	272,76
σ_s(Mpa)	400	400	400
A_S(cm²)	3,62	3,08	3,92
A_{min} CBA	2,72	2,72	2,72
A_{min} RPA	7,20	3,37	5,06
St $_{d'about}$ (cm)	10	10	10
St $_{courante}$ (cm)	20	20	20
2 armatures $_{d'about}$ (cm)	2×4HA12 =9,05	2×4HA12 =9,05	2×4HA12 =9,05
2 armatures courantes (cm)	2×12HA10 =18,84	2×5HA10 =7,85	2×9HA10 =14,12

b. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤Øv.



Disposition des épingles

Figure V.12. Les armatures transversales et les épingles

Pour notre bloc, toutes les longueurs de recouvrement sont :

Lr=50ϕ =60 cm

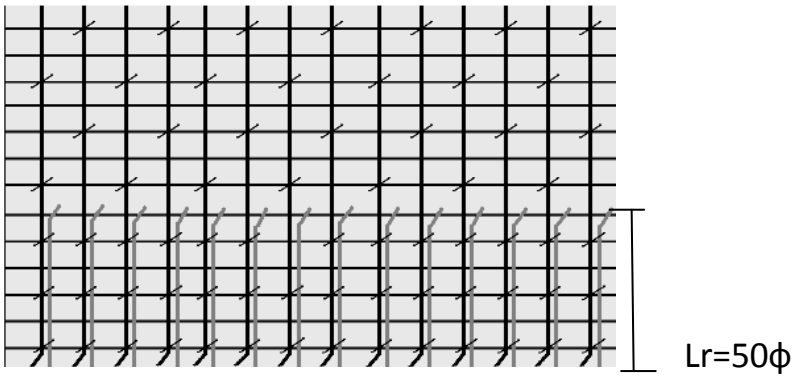


Figure V.13. La zone de recouvrement des voiles

V.4.5.Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$$

Avec : T : l'effort tranchant a la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute.

L a contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.16. Vérification a l'effort tranchant des voiles

C. Ferraillage horizontal :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant

Comme A_t est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, ϕ_t =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

B=L×a : (section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
V1	15	178,25	0,57	5	CV
V2	15	123,82	0,40	5	CV
V3	15	75,48	0,24	5	CV

Et on doit vérifier que :

$$\begin{cases} St \leq Min\ [0,9d,\ 40cm] \\ St \leq min\ (1,5a,\ 30cm) \end{cases}$$

Tableau V.17. Détermination des armatures horizontales

VOILE	Ep (cm)	N(KN)	K	S_{tCBA93}	S_{tRPA99}	$S_{tchoisis}$	Ah choisis (cm^2)	Amin =0,15/ B	Ah≥ Amin
V1	15	854,21	0,65	148,05	22,50	20	2×(16Ø8)= 8,04	2,4	CV
V2	15	846,48	1,36	122,77	22,50	20	2× (16Ø8)= 8,04	1,12	CV
V3	15	720,48	0,70	195,17	22,50	20	2× (16Ø8)= 8,04	1,87	CV

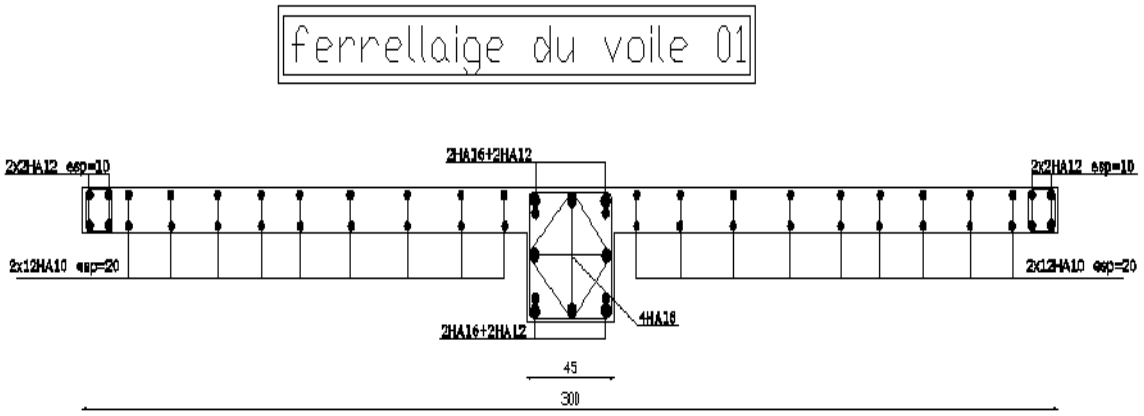


Figure V.15.Ferraillage du voile 01

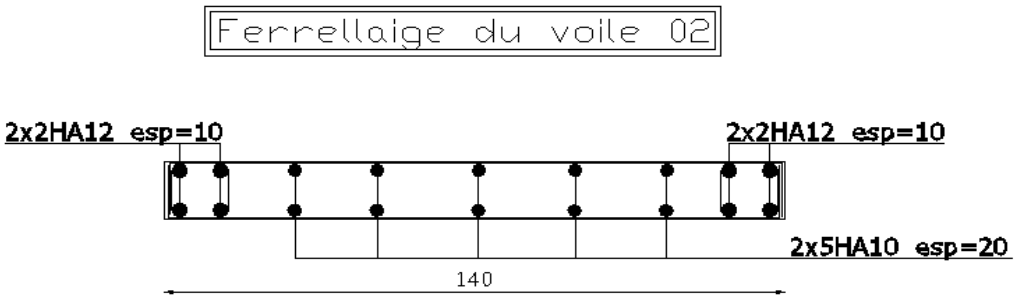


Figure V.16.Ferraillage du voile 02

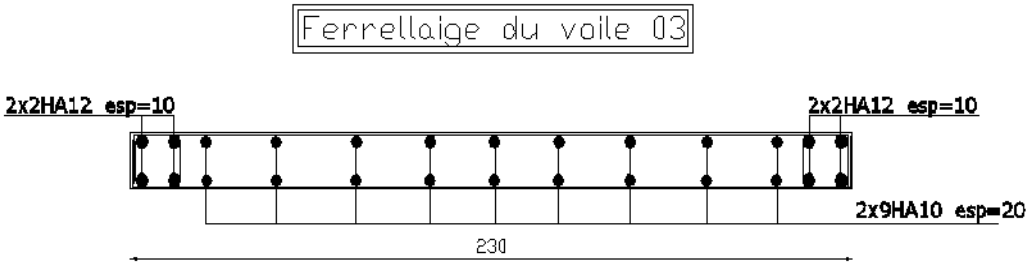


Figure V.17.Ferraillage du voile 03

CHAPITRE VI

VI.1. Introduction

Une fondation est un ouvrage de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Type de la fondation

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture ;
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment ;
- Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le bureau des études géotechniques **SARL/SOIL TEST CONSULT** cité des 148 Logts N°3 Ouled Heddadj W.Boumerdess ; les vérifications de la stabilité le long du profil le plus défavorable C-C sont concluante avec des coefficients de sécurité au dessus de 1.5 sous réserve de :

- Enlèvement et nettoyage des remblais mis en place en amont du bâtiment (surcharge) ;
- Remise en état du relief de terrain ;
- Respecter une minimale 17x1.5=25.5 (26m) entre le bâtiment existant et les fondations du bâtiment afin d'annuler toute interférence;
- Réaliser une plate forme à la même cote de la chaussée;
- Ancrer les fondations à 2.00 mètre à comporter de la cote de la plate forme;

- Contrainte admissible : 1,50 bars;
- Le site est classé (selon RPA99/version 2003) dans la catégorie S2 (site ferme);
- Le site ne présente aucun risque d'instabilité.

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire;
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation;
- ❖ L'exigence économique;
- ❖ La facilité de réalisation;
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de :

- ➢ Radier général.

Le schéma suivant montre la disposition initiale des semelles :

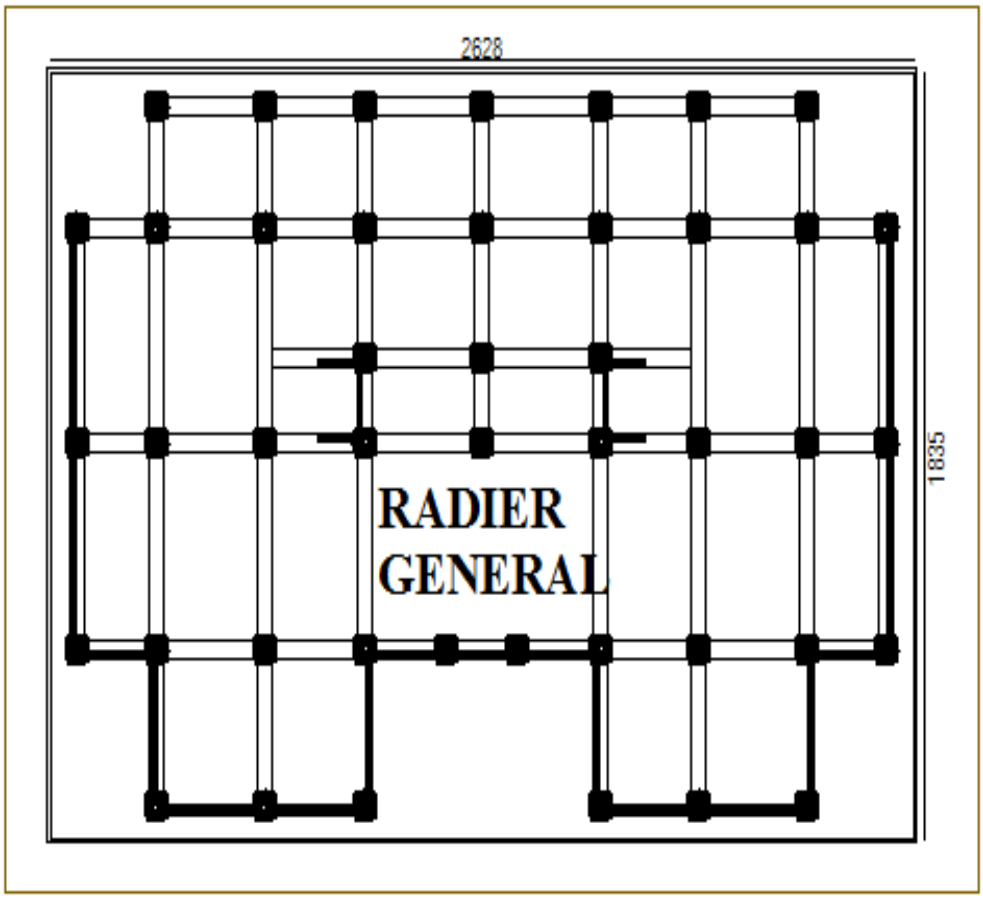


Figure VI.1.Représentation initiale des semelles

VI.4.1. Calcul des semelles isolées:

VI.4. 1.1.Dimensionnement des semelles isolées:

Le dimensionnement des semelles se fait par la combinaison suivante :

- G+Q

Données :

- N : Effort normale agissant à l'ELS ;
- σsol : Contrainte admissible du sol ;
- a : Petit côté du poteau ;
- b : Grand côté du poteau ;

$$\sigma = \frac{N}{AB} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A.B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

avec : S=A×B
S : surface de la semelle
A : longueur de la semelle
B : largeur de la semelle

On peut considérer que : $A = \frac{a}{b} B$

Donc on aura : $B \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b}\sigma_{sol}}}$

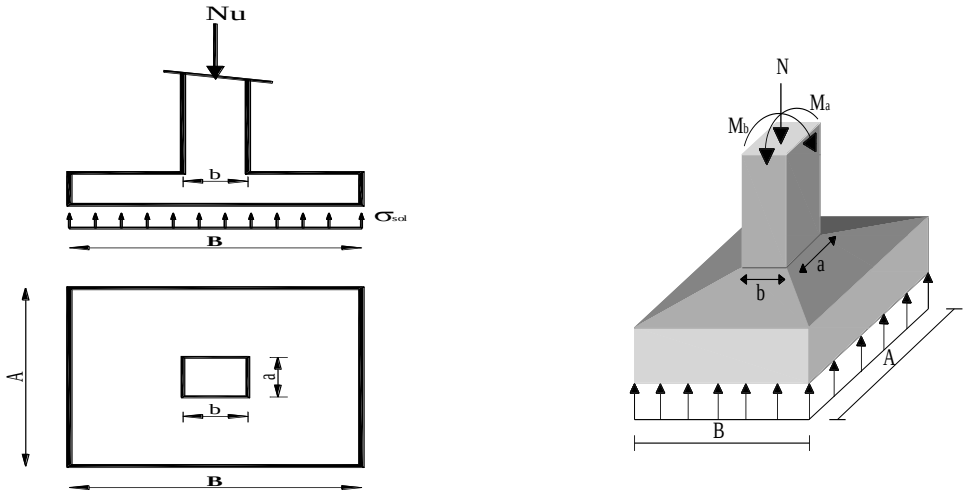


Figure VI.2.Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Tableau VI.1. *Dimensionnement des semelles isolées*

Sem-elle	N_{ELS} (KN)	a (m)	b (m)	a/b	B (m)	A (m)	A_{adopt} (m)	B_{adopt} (m)	h (cm)
S1	433,16	0,45	0,45	1	1,56	1,56	2,00	2,00	35
S2	315,42	0,45	0,45	1	1,28	1,28	1,60	1,60	30

VI.4.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

❖ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
❖ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
❖ Bon enrobage des armatures ;
❖ Non poinçonnement ;

VI.4.2.1. Semelles filantes sous poteaux:

La semelle filante sous deux poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.
- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

Le dimensionnement des semelles se fait par la combinaison suivante :

- G+Q

Données :

- N : Effort normale agissant à l'ELS ;
- σsol : Contrainte admissible du sol ;
- L : Longueur entre les poteaux ;
- L1 : Longueur du premier débord ;
- L2 : Longueur du deuxième débord.

$$B \geq \frac{\sum N}{\sigma_{Sol}.(L + L_1 + L_2)}$$ avec : ΣN = N1+N2+…+Nn

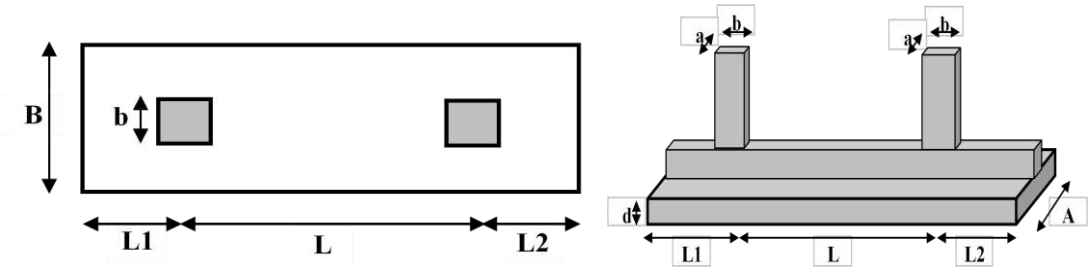


Figure VI.4.Représentation des semelles filantes sous deux poteaux

Tableau VI.9. Dimensions des semelles filantes

Semelle	ΣN_{ELS}	b	L	L1	L2	B	B_{adopt}	h(min)	h_{adopt}
SF1	978,89	0,45	2,70	0,80	0,80	1,53	1,80	0,43	0,45

VII.4.3. Semelles filantes sous poteaux et voiles:

On dimensionne cette semelle avec la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles aux niveaux de la semelle.

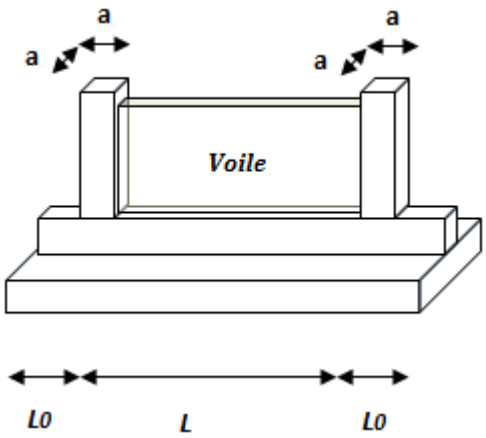


Figure VI.5. Semelle sous poteaux et voile

VII.4.3.1.Dimensionnement :

$$B \geq \frac{\Sigma N}{L.\bar{\sigma}_{sol}}.$$

h = d+c.

L **:** Longueur de la semelle;

B: la largeur de la semelle;

a : la largeur du poteau;

h **:** la hauteur de la semelle.

$\sum N_U = \sum N_{U\ POT} + \sum N_{U\ voile}$

Tableau VI.15. Dimensionnement de la semelle sous voile

Semelle	ΣN_{ELS}	b	L	L1	L2	B	B(ad)	h(min)	h_{adopt}
SF2	1225,19	0,45	3,30	0,80	0,80	1,53	1,60	0,43	0,45

La surface totale des semelles est :

$S_{semelle}$ =491,20m²

La surface totale de bâtiment est :

S_{bati} = 432,24m²

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

S_{bati} /$S_{semelle}$ =0,87

Conclusion

La surface totale des semelles représente 87% de la surface du sol d'assise, donc on écarte les semelles filantes et on se ramène au choix d'un radier général.

VI.4.4. Radier général

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

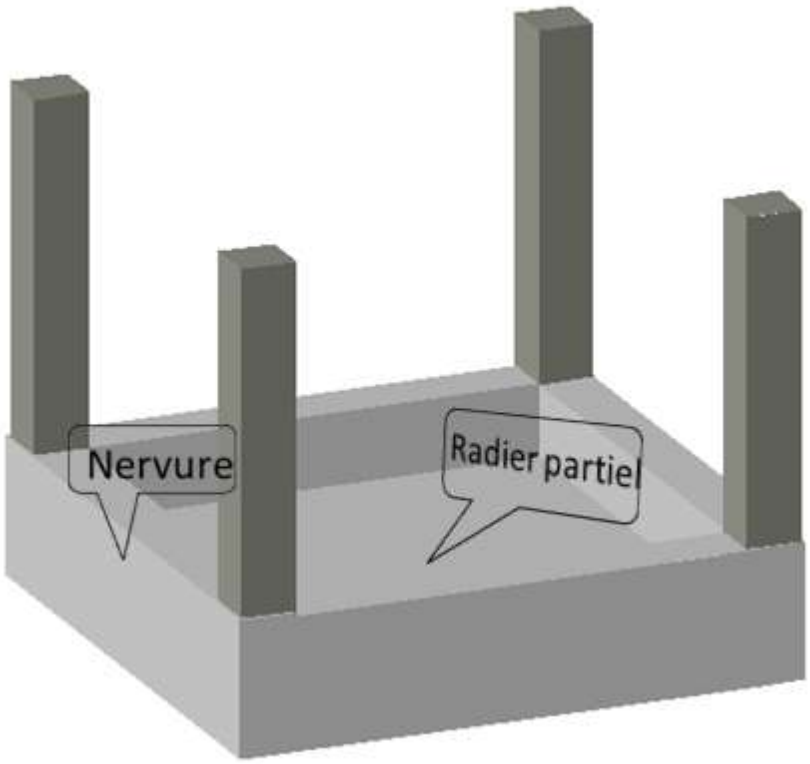


Figure VI.7. Schéma d'un radier nervuré

VI.4.4.1. Pré dimensionnement du radier :

VI.4.4.1.a. Détermination de N_u et N_{ser} :

N_u : l'effort ultime agissant sur le radier.
N_u = 9853,54KN.

N_{ser} : l'effort Normale de service agissant sur le radier.
N_{ser} = 98023,67KN

VI.4.4.1.b. Surface nécessaire du radier :

$\sigma = N_{ser} / Sr \leq \sigma_{sol} \Rightarrow Sr \geq N_{ser} / \sigma_{sol} = 98023,67 \times 10^3 / 0,2 = 490,11\ m^2$

$Sr \geq 490,11 m^2$

On prend directement la surface du radier tout en prévoyant un bord de 80 cm.
La surface du radier sera : Sr = 500 m²

* ***Vérification sous Nu :***

$\sigma = Nu / Sr \leq \sigma_{sol} \Rightarrow$ 0,19 Mpa ≤ 0,2 Mpa CV

La surface du radier est suffisante.

VI.4.4.1.c. Hauteur du radier :

La hauteur **h** du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{262,8}{10} = 36,28cm$$

On adopte : h=40 cm.

VI.4.4.2. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.
La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.
Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μx ,μy qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{26,28}{18,35} = 1,43 > 0,4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

VI.4.4.2.a. Calcul des Charges du radier :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.
$q_{rad}=PP+P_{remblai}=25\times0,40 + 18\times(2-0,40)=38,45kN/m^2$.
à l'ELU: $q_u=1,35\times q_{rad} =51,91kN/m^2$.
à l'ELS: $q_s= q_{rad} =38,45kN/m^2$.

VI.4.4.2.b. Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

- ***Détermination des moments à l'ELU:***

$M_x = \mu_x.q_u.l_x^2 = 0,06x51,91x\ (3,50)^2 = 20,89$ kN.m.
$M_y = \mu_y.\ M_x = 0,544x27,16 = 11,36$ kN.m.

En travée:

$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 20,89 = 17,76$ kN.m
$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 11,36 = 9,66$ kN.m.

Aux appuis:

$M_{ax} = -0,3\ M_x = -0,3 \times 20,89 = -6,27$ kN.m.
$M_{ay} = -0,3\ M_x = -0,3 \times 20,89 = -6,27$ kN.m.

- ***Détermination des moments à l'ELS:***

$M_x = \mu_x.q_{ser}.l_x^2 = 0,0661 \times 38,45 \times (3,50)^2 = 17,05$ kN.m.
$M_y = \mu_y.\ M_x = 0,671 \times 17,05 = 11,44$ kN.m.

En travée:

$M_{tx} = 0,85Mx = 0,85 \times 17,05 = 14,49$ kN.m.
$M_{ty} = 0,85My = 0,85 \times 11,44 = 9,72$ kN.m.

Aux appuis:

$M_{ax} = -0.3\ M_x = -0,3 \times 14,49 = -4,35$ kN.m.
$M_{ay} = -0.3\ M_x = -0,3 \times 18,22 = -4,35$ kN.m

- ***Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:***

Tableau VI.23.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M_u (kN.m)	h (cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	17,76	40	19,62	18HA12=20,36
	Y	9,66	40	23,54	21HA12=23,75
Appui	X	- 6,27	40	19,62	18HA12=20,36
	Y	- 6,27	40	23,54	21HA12=23,75

❖ ***Vérification des contraintes à l'ELS:***

Tableau VI.24.Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤ [σs]	σb≤ [σb]
Travée	X	20,36	14,49	23,26	0,33	CV	CV
	Y	23,75	9,72	78,45	0,75	CV	CV
Appui	X	20,36	-4,35	148,25	0,93	CV	CV
	Y	23,75	-4,35	172,93	1,08	CV	CV

On remarque que les contraintes sont vérifie.

❖ ***Vérification de la contrainte de cisaillement:***

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 48{,}40 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 44{,}82 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \,.\, d} = \frac{48{,}40.10^3}{1000 * 300} = 0.161 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \,.fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.5. Etude du mur de soutènement-voile périphérique :

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.
La hauteur de voile périphérique = 3,24 m.

VI.5.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement -voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=2,5kN/m² qui vient du couloir.

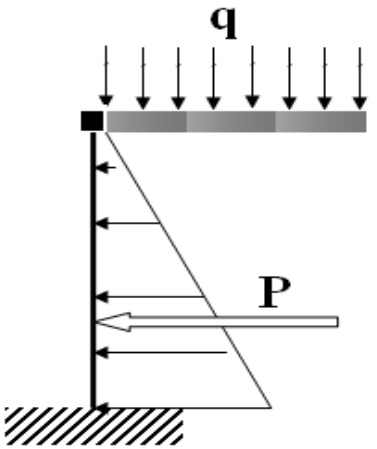


Figure VI.8.Le chargement qui vient au mur de soutènement

VI.5.1.a. charge permanente :

Nous avons :

- un terrain plat : β=0
- mur droit : λ=0
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18kN/m^3.
- l'angle de frottement interne : φ=20^o
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : P=1/(2.kγa.γ.h²)
  G= kγa.γ.h
- Le coefficient de contrainte : kγa=tg2 [(π/4)-(φ/2)] ;D'où : kγa =0.490
- Alors : G= 0.490 * 18 * 4.08=32 kN/m²

VI.5.1.b. charge d'exploitation :

Nous avons :

- Q=kq .q
- kq= kγ /cos (β- λ)=0.490
- Alors : Q= 0.409 x 2.5=1.225 kN/m².

VI.5.1.c. combinaisons d'actions :

- q_u=1,35G+1,5Q=45kN/m².
- q_{ser}=G+Q=33,225 kN/m².

Pour une bande de 1m :

- q_u=45kN/mℓ.
- q_{ser}=33,225 kN/mℓ.

VI.5.2. 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, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.68}{5.30}$=0.694 > 0.4

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

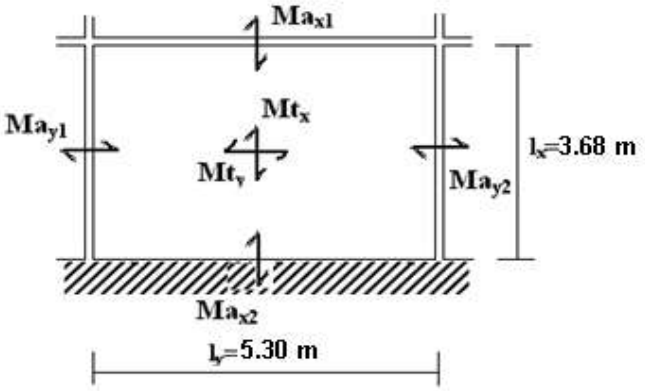


Figure VI.9.Les moments subissant par le mur de soutènement

VI.5.2.a. Détermination des moments a l'ELU :

$$\begin{cases} Mx = \mu x * qu * \ell x^2 = 0{,}0697 * 45 * (3{,}68)^2 = 42.47 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.4181 * 42.47 = 17.76 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

En travée :

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 36.09 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 15.09 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = 12.74 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = 21.23 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.2.b. Détermination des moments a l'ELS :

$$\begin{cases} Mx = Mx = \mu x * qSER * \ell x^2 = 0{,}0755 * 33{,}225 * (3{,}68)^2 = 33.97 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.5704 * 33.97 = 19.37 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 28.87 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 16.47 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = 10.19 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = 16.98 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.2.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VI.25.Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A_{choisi}
Travée	X	36.09	17.5	6.00	6HA12=6.78
	Y	15.09	17.5	2.5	4HA10=3.14
Appui	X	12.74	17.5	2.2	3HA10=2.35
	Y	21.23	17.5	3.5	5HA10=3.92

VI.5.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.26.Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs ≤ [σs]	σb ≤ [σb]
Travée	X	6.78	28.87	43.0	0.4	Oui	Oui
	Y	3.14	16.47	54	0.5	Oui	Oui
Appui	X	2.35	10.19	17.4	1.5	Oui	Oui
	Y	3.92	16.98	44.3	0.4	Oui	Oui

VI.5.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **suivant X :**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 61.462 \text{ kN}$$

- **suivant Y :**

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 55.200 \text{ kN}$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \,.d} = \frac{61.462 * 10^3}{1000 * 175} = 0.350\text{MPa} \leq \frac{0.07 \,.fc28}{\gamma b} = 1.167\text{MPa}$$

VI.6. Les longrines :

VI.6.1.Introduction :

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.6.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².
On adopte: (b x h) = (30 x 40) cm².

VI.6.3.Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ KN

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1267,81 KN
α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
Dans notre cas : α = 20 (Zone II_b ; Site S_2)
=> $F = \frac{1267,81}{20} = 63,39$ KN

VI.6.4. Ferraillage:

- ***A l'ELU***

  Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \frac{N}{\sigma_S}$

  Donc : A = 7,13 cm²

- ***Condition de non fragilité: (CBA 93)***

$A_{min} \geq \frac{b \times h}{1000} = \frac{40 \times 30}{1000} = 1,2$ cm²

Alors : A_{min} = 1,2 cm²

- ***Etat limite de service: (CBA 93)***

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\overline{\sigma_S} = \min[\frac{2}{3}F_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}] = 202$ MPa

Avec : N_{ser} = 932,82 KN

Alors : A_{ser} = 8,54 cm²

- ***Section minimale donnée par le RPA99 Version2003***

$A_R \geq 0,6\%B$

Alors : $A_R \geq \frac{0,6}{100} \times (40 \times 30)$

A_R = 7,2 cm²

- ***Résultat***

A = Max [A_U ; A_{min} ; A_{ser} ; A_R] = 8,54 cm²

On adopte : A = 6HA14 = 9,23 cm²

❖ ***Armatures transversales***

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}67 \text{ mm}$$

On adopte : ϕ = 8 mm

❖ ***Espacement***

$S_t \leq$ Min [20 cm ; 15φ_l] = Min [20cm ; 21cm]

On adopte : S_t = 15 cm.

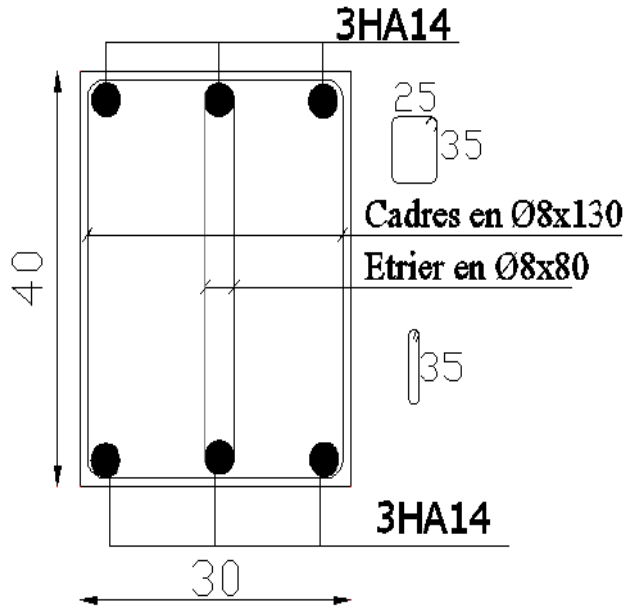


Figure VI.8. Ferraillage des longrines

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

  (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] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- [6] : Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».

Logiciels :

- ROBOT version 23.0
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2013
- Excel 2007
- TURBOFONDA
- SOCOTEC