République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:Structure

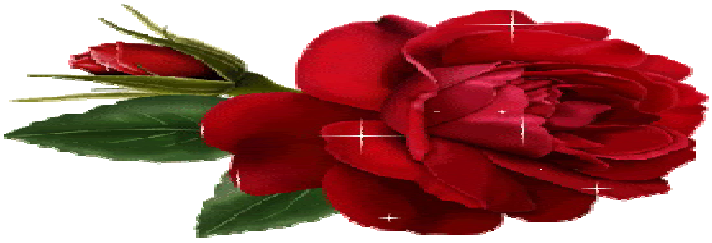
Thème :

Conception et etude d'une tour en béton armé à usage commercial composé d'un sous sol, RDC et dix étages)

Etudié par :
-Benaichouche Amina
-Safiddine Asmaa

Encadré par :
-Mr.KHELLADI MOHAMED

Promotion Juin 2018



REMERCIEMENT

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. KHELADI Mohamed pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordé.

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

Encore des remerciements les ingénieures OUL TURKI Benaissa, SAFIDDINE Morade, et les architectes DJELLALE Nadire, GHAZGHAZI Keltome, CHIKHE ETOHAMI Zhore qu'ils ont toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer

Pour leur disponibilité, puis leur sympathie malgré l'importance de leurs responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à leurs côtés.

Nos remerciements vont aussi à nos chèrs camarades de groupe qui nous ont été d'une grande aide « SEKKI RADHIA, HAMOUDI TAKIA, O.SADOUKE, M.BELAGHOUNE».

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

« من كان في عون أخيه كان الله في عونه»

الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم
(قل اعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون)
صدق الله العظيم

إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا يطيب النهار إلى بطاعتك .. ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك .. ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك .. ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك
"الله جل جلاله"

إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة .. ونصح الأمة .. إلى نبي الرحمة ونور العالمين
"سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم"

إلى المنبع الصافي والقلب الكبير و الصدر الدافئ إلى أجدادي(قويدر،خدوجة،يمينة ومولود) رحمهم الله وأسكنهم فسيح جناته

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار .. إلى من علمني العطاء بدون انتظار .. إلى من أحمل أسمه بكل افتخار .. أرجو من الله أن يمد في عمرك لترىثماراً قد حان قطافها بعد طول انتظار وستبقى كلماتك نجوم أهتدي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد ..... ***والدي العزيز***

إلى ملاكي في الحياة .. إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان و التفاني ..إلى بسمة الحياة وسر الوجود
إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أغلى الحبايب .... ***أمي الحبيبة***
إلى الإخوة و الأخوات(سهام و زوجها مراد،خديجة و زوجها عبد الرزاق، أمينة و زوجها أبوبكرومريم وأخواي إسماعيل، أيوب وزوجته) إلى من تحلو بالإخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى من معهم سعدت، وبرفقتهم في دروب الحياة الحلوة والحزينة سرت إلى من كانوا معي على طريق النجاح والخير،و إلى فلذات أكبادهم (إسحاق،سهيل، لجين،ليان، محمد ريان،محمد إياد و هند سجود)
إلى خالاتي (غنية و حبيبة)و أخوالي(عاشور و محمد) ،و أعمامي(الطاهر والحسين)وعمتي زبيدة.
و إلى عائلتي صفي الدين و عبد الله الحاج دون استثناء
و الى من جمعتنا صلة القرابة قبل الصداقة (رانية،أنفال،وسام،رزيقة،سناء،نادية،زوليخة ،صبرين ،هدى،مريم)
إلى أروع الصديقات اللواتي قابلتهن في حياتي ،إلى من عرفت كيف أجدهم وحرصت على أن لا أضيعهم (ياسمين،دليلة،أمينة،عزيزة، كلثوم، خديجة، زهور، زكية،سلمى، شهيرة،نسرين،راضية،راضية سقي،تقية،جازية،غنية،كريمة...)

إلى كل صخرهم الله تعالى لي ليكونوا سببا في نجاحي و خاصة الأساتذة : خلادي، ولد تركي بن عيسى ، غزغازي كلتوم...

إلى من قاسمتني وسهرة معي علي انجاز هذا العمل رفيقة دربي (أمينة بن عيشوش).

إهداء:

. إلى الذي وهبني كل ما يملك حتى أحقق له آماله، إلى من كان يدفعني قدما نحو الأمام لنيل المبتغى، إلى الإنسان الذي إمتلك الإنسانية بكل قوة، إلى الذي سهر على تعليمي بتضحيات جسام مترجمة في تقديسه للعلم، إلى مدرستي الأولى في الحياة،

أبي الغالي على قلبي أطال الله في عمره؛

إلى التي وهبت فلذة كبدها كل العطاء و الحنان، إلى التي صبرت على كل شيء، التي رعتني ح ا قلرء ّاية و كانت سندي في الشدائد، و كانت دعواها لي بالتوفيق، تتبعتني خطوة خطوة في عملي، إلى من إرتحت كلما تذكرت ابتسامتها في وجهي نبع الحنان **أمي** أعز ملاك على القلب و العي ن جزاها الله عني خير الجزاء في الدارين؛

إليهما أهدي هذا العمل المتواضع ليك أُدخل على قلبهما شيئا من السعادة إلى

أ خواتي حفيظة ز ينب و وفاء. و إلى سندي و أخي الوحيد الذين تقاسم ا معي عبء الحياة

إلى صديقتي و رفيقة دربي صاحبة الفضل الأول في اكتمال هاته المذكرة

أسماء صفي الدين

وإلى أفراد أسرتي، سندي في الدنيا ولا أحصي لهم فضل

إلى كل أقاربي و إلى كل الأصدقاء و اخص بالذكر خلود خديجة راضية و نسرين و الأحباب من دون استثناء

إلى أساتذتي الكرام و كل رفقاء الدراسة

و إلى كل من ساعدنا على إكمال المذكرة

و في الأخير أرجوا من الله تعالى أن يجعل عملي هذا نفعا يستفيد منه جميع

الطلبة المتربصون المقبلين على التخّرج

أمينة

SOMMAIRE

Introduction Générale…….
Résumé……..
Dédicace .....
Remerciement…….
Liste de Figuré……
Liste de Tableaux……
Conclusion Générale…….
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage
I.1.Introduction …….....1
I.2.Présentation de l'ouvrage..... 1
I.3.Description de l'ouvrage.....1
I.3.1Caractéristiques Géométriques de la Tour 2
I.4.Structure Porteuse……...2
I.4.1.Planchers……..…….... .2
I.4.2.Les escaliers 2
I.4.3.Ascenseur 2
I.4.4.L'acrotère 2
I.4.5.Coupole 3
I.4.6.Maçonnerie.....3
I.4.7.Revêtement Et Enduits ……...3
I.4.8.Fondation.....3
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.
II.1.Introduction.....4
II.2.Pré dimensionnement 4
II.2.2.Plancher dalle pleine.....4
II.3.Evaluation des charges et surcharges 4
II.3.1.Maçonneries 4
II.3.2.Planchers étages courants (dalle pleine) 5
II.3.3.Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)..... 5
II.4.Pré dimensionnement des poutres..... …. 5
II.5.Les poteaux 6
II.5.1.Etapes de pré dimensionnement..... 6
II.5.2.Calcul l'effort normal ultime Nu..... 6
II.5.3.Descente des charges 7
II.5.4.Les poteaux circulaire……...11
II.5.4.1.Descente des charges… 12
II6. Pré dimensionnement des voiles……15

Chapitre III : Les éléments secondaires

III.1. L'acrotère……..16
III.1.1Introduction..... ...16
III.1.2.Calcul du ferraillage l'acrotère à L'ELU … 16
III.2.L'escalier 17
III.2.1. Introduction……17
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier ……..17
III.2.3. Les déférents types d'escaliers ……18

A. 1ere Type……..…….18
A .1.Pré dimensionnement……..……18
A.2.Evaluation des charges et surcharges…… ..,……18
A .3.Détermination des efforts ……...…..19
A.4.Ferraillage de l'escalier 19
B. 2eme type ……..21
B .1.Pré dimensionnement ….……21
B.2.Evaluation des charges et surcharges 22
B .3.Détermination des efforts……..22
B.4. Ferraillage de l'escalier..... ...22
III.3.6.Calcul de la poutre palière ……....25
III.3.6.2. Evaluation des charges ……25
III.3.6.3. Calcul des efforts…….....25
III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière ……25
III.3. Etude des dalles pleines ……....28
III.3.1.Définition……..……..…….....28
III.3.2.Principe de calcul……..…….....41
III.4.Calcul de coupole ……41
III.4.1.Introduction……..……...……...41
III.4.2.Le chargement sur la coupole ……42
III.4.3.Méthode de calcul des coques ……...42
III.4.4.Console de coupole……45
III.4.4.1.Calcul des efforts ……45
III.4.4.2.Ferraillage……...……..46
Chapitre IV : Etude dynamique
IV.1. Introduction ..... ….49
IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure 49
IV.2.1. Centre de masse ..... ….49
IV.2.2.Centre de torsion..... ….50
IV.2.3.Excentricité..... ….50
IV.2.3.a. Excentricité statique ..... ….50
IV.2.3.b. Excentricité statique..... ….51
IV.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle..... ….52
IV.3.Choix de la méthode de calcul..... ….52
IV.3.1.Introduction ..... ….52
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale..... ….53
IV.3.2.1.Principe..... …53
IV.3.2.2.Le spectre de réponse de calcul……53
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique..... …55
IV.4.1Vérification de comportement modal de la structure..... …56
IV.2.4.b. Vérification de la participation massique..... …57
IV.2.4.c. Résultante des forces sismiques de calcul ..... …57
IV.4.2.d. Vérification de la stabilité au renversement ..... …57
IV.2.4.e. Vérification des déplacements ..... …59
IV.2.4.f. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ ……59
IV.2.4.g. Vérification au cisaillement des éléments ..... ….60
IV.2.4.h. Vérification des sollicitations normales……..……...……60
IV.2.5.Caractéristique mécaniques de matériaux……..……..……..60
Conclusion ……..……..……61
Chapitre VI : Etude des éléments résistants

V.1.INTRODUCTION..... 62
V.2.Ferraillage des poutres..... 62
V.3.1.Introduction..... 62
VI.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 62
VI.3.2.1.Les armatures longitudinales 62
VI.3.2.2.Les armatures transversales 62
A-Les poutres porteuses I……...63
A.1.Ferraillage longitudinal……....63
A.2.Vérification des armatures longitudinales selon le RPA et le CBA……..63
A.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……....64
A.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……..……..64
B-Les poutres porteuses II ……..65
B.1. Ferraillage longitudinal……...…65
B.2.Vérification des armatures longitudinales selon le RPA et le CBA……..65
B.2. Vérification des contraintes à l'ELS……65
B.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……66
V.2.1.3. Calcul des armatures transversales……66
V.2.1.4. Vérification de la flèche……67
V.2.1.5.Dessin de ferraillage……68
V.3. Ferraillage des poteaux…….……..70
V.3.1.1.Introduction ……..……70
V.3.1.2.a. Recommandations des règlements……70
V.3.1.2. Détermination des armatures longitudinales ……70
V.3.1.2.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage……70
V.3.1.2.c. Détermination des armatures à l'ELU de résistance……71
V.3.1.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS ……72
V.3.1.3. Détermination des armatures transversales ……74
V.3.1.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu……..……74
V.3.1.3.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$ ……74
V.3.1.3.c. Vérifications des contraintes tangentielles……75
V.3.1.3.d. Calcul des armatures transversales……75
V.3.2.Dessin de ferraillage ……..77
V.4.Ferraillage des voiles…….……78
V.4.1.1.Introduction……..…...78
V.4.1.2.Recommandations des règlements…….…..79
A-Trumeaux……..……79
V.4.2. Armatures verticales……...…79
V.4.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance……79
B-Linteaux……..83
Conclusion…….……....89
Chapitre VII Etude de l'infrastructure
VI.1.Introduction……...90
VI.2.Les semelles isolées ……..……90
VI.2.1.Calcul des semelles filantes ……..……91
VI.3.Le radier partiel……..……92
A-Calcul le radier partielle……..……92
1. Dimensionnement initial à l'ELS……..……92
2. Vérification des contraintes à l'ELS ……..……92
3. Vérification de poinçonnement à l'ELU ……..……..93
B.Calcul des nervures……...93

1.Pré dimensionnement……..…....93
2.Vérification de non poinçonnement à l'ELU……93
3.Evaluation des charges……93
4.Dimensionnement et ferraillage des nervures……93
4.1.Vérification du cisaillement de la nervure……93
4.2.Ferraillage des armatures longitudinales……..94
4.3.Vérification des contraintes à l'ELS……..……...94
4.4.Vérification des contraintes de cisaillement……95
4.5.Vérification de la flèche…….……..95
C.Ferraillage du radier…….……....95
VI.4.Les semelles filantes……..98
VI.5. Etude du voile périphérique ……...…….100
VI.5.1. Calcul des charges…..……...……100
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques……..……101
VI.6. Les longrines…….…….……..102
VI.6.1. Pré dimensionnement ……...102
VI.6.2. Sollicitations ……102
VI.6.3. Ferraillage…….……...……...…103
VI.6.3.d. Armatures transversales……103

Conclusion générale

Sommaire

Notation

Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min}:Section d'acier maximale et minimale

A_t : section d'armature transversale.

A_{ver}: Section d'armatures verticales.

A_h: Section d' d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser}: Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

R : force résultante.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

N : effort thermique

Notation

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

c_t : coefficient de topographie.

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

q_j: la pression due au vent.

Majuscules grecques

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Notation

Minuscules grecques

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

Ɛ : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ : poids volumique du béton.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les couts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Ce projet est une conception et étude d'une tour à usage commercial contient sous-sol, rez-de-chaussée et dix étages implantés à wilaya de BOUMERDASSE, cette région est classée selon le RPA 99 version 2003 en Zone III.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

• Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments.

• Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles).

• le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les planchers et la coupole). Sont présente au troisième chapitre

• Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000V_20.

• Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le cinquième chapitre.

• Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les couts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Ce projet est une conception et étude d'une tour à usage commercial contient sous-sol, rez-de-chaussée et dix étages implantés à wilaya de BOUMERDASSE, cette région est classée selon le RPA 99 version 2003 en Zone III.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

• Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments.

• Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles).

• le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les planchers et la coupole). Sont présente au troisième chapitre

• Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000V_20.

• Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le cinquième chapitre.

• Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال تجاري ، تتألف من عشرة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي وطابق تحت الأرض. تقع هذه البناية في ولاية بومرداس وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **RPA99 ;CBA93**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا علي تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج **S.A.P 2000**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage commercial comportant: **SOUS SOL + RDC + 10 ETAGES** qui sera implanté à Boumerdes, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de haute sismicité (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CAB 93 et RPA 99**)

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel **SAP 2000**.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a commercial building, Including: undergrounds **+ first floor + 10 floors.** Which will be established in Boumedes, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone **III**).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (**CAB 93 and RPA 99).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software **SAP 2000.**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles le concepteur génie civil prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation De L'ouvrage

Le présent rapport de projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une tour en un rez-de-chaussée et dix étages en forme circulaire, d'un ouvrage composé principalement de un bloc à usage commercial.

Notre bâtiment repose sur une infrastructure d'un sous sol.

Le site d'implantation est situé à dans la willaya de Bombardasse, considéré comme zone de forte sismicité (zone III), groupe 1B d'après le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

I.3. Description de l'ouvrage :

La tour est de forme circulaire, comportant dix niveaux sur rez-de-chaussée et sous sol.

1.3.1. Caractéristiques Géométriques :

a. dimensions de bâtiment :

Tableau I.1 : dimensions de bâtiment

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Rayon(Rx=Ry)= 27.4m	La hauteur totale de la Tour (avec coupoles) H= 45.14 m
	La hauteur du RDC et les étages courants :.. h= 3.74 m
	La hauteur du sous sol…… hss= 3.40 m

b. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble. (S3).

1.4 Structure Porteuse :

1.4.1. Plancher :

Tenant compte des surcharges importantes sur les planchers ainsi que les longues travées entre les poteaux et la forme irrégulière des planchers, les diaphragmes horizontaux sont conçus en dalles pleines.

1.4.2. Escalier :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place.

La structure comporte 2 types d'escaliers droits.

En plus des escaliers, la structure comporte des ascenseurs**.**

1.4.3. Ascenseurs :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Notre assesseur panoramique (simples cabines).

.**I.4.4.L'acrotère**

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la Tour est entourée d'un acrotère réalisé en béton armé.

I.4.5. Coupole :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme. Dans notre structure deux demi-coupoles défirent.

I.4.6. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.
- Murs rideaux Façade en panneau de verre.

I.4.7.Fondation

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.

CHAPITRE II :

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, pour estimer approximativement les dimensions des éléments résistance de la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de la structure se base sur le principe de la descente des charges verticales et les règles qui sont mentionnées dans les règlements **RPA99 version 2003** et **CBA 93**.

Les éléments résistances de la structure du projet sont :

- Les planchers **[Ouvrage en béton armé, H.Renaud].**
- Les poutres **[Ouvrage en béton armé, H.Renaud].**
- Les poteaux **RPA 2003 [Art 3.2].**
- Les voiles **RPA 2003[Art 7.7.1].**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase de calcul.

II.2.PREDIMENSIONNEMENT :

II.2.1.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Ce sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par un faible épaisseur par rapport aux dimensions en plans.

Ils ont pour fonction :

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

Pour notre projet, un seul type de plancher est utilisé qui est plancher dalle pleine, vue la forme irrégulière dans les différents panneaux et le chargement appliqué et les dimensions des panneau.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

II.2.1.1.Plancher a dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles plein dépend des critères suivants :

- **Résistance à la flexion : [Ouvrage en béton armé, H.Renaud, page 179]**

  Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < ep < \frac{Lx}{30}$

  Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{45} < ep < \frac{Lx}{40}$

  Avec : **L max** : la plus grande portée mesurée entre axe.

  ep: épaisseur de la dalle.

- **Sécurité contre l'incendie : [Ouvrage en béton armé, page 179]**

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

  ep= 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heure.

- **Condition d'isolation acoustique : ep≤15cm.**

Le tableau en dessous représente le calcul de différent type des dalles de notre projet.

Dalle reposant sur 2	Dalle reposant sur 3ou 4 appuis
Lmax=3.48m	**Lmax=5.30m**
9.94≤ ep ≤11.6	**11.77≤ ep ≤13.25**
ep =15cm	**ep =15cm**

A cause de condition minimal de l'épaisseur des dalles pleine (Condition d'isolation acoustique), on prendre : **ep=15 cm.**

II.3.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1.Maçonnerie [DTR B.C.2.2]

II.3.1.1. Murs intérieurs (simples cloisons) :

Les charges permanentes des maçonneries sont déterminées à partir de Document Technique Réglementaire Algérienne dont les références sont ci-dessous.

Tableau II.1 : Charges du mur simple cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Références
1	Enduit en ciment	0.002	0.18	0.18x2	DTR B.C.2.2 C.2-Enduit
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2C.1Maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.18x2	DTR B.C.2.2 C.2-Enduit
G (**charges permanentes)=1.62 KN/m^2**					

II.3.1.2. Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II.2 : Charges du mur double cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Références
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.18x2	DTR B.C.2.2 C.2-Enduit
2	Brique creuse	0.01	0.90	0.90	DTR B.C.2.2C.1Maçonnerie
3	Lame d'air	-	-	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2C.1Maçonnerie
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.018x2	DTR B.C.2.2 C.2-Enduit
G (**charges permanentes)=2.52 KN/m^2**					

D'après le DTR on a : Charge permanente Murs simple=1.62Kn/m².
Charge permanente Murs double cloison=2.52Kn/m².

II.3.1.3.Murs rideaux (double vitrage) : [DTU 331, NFP 208_601]

Les murs rideaux sont des murs étanches à l'air et résistants aux intempéries. Ils comportent une structure en verre connectée à la structure.

Tableau II.3 : Charge permanente du mur rideau

Composants	Epaisseur (cm)	Caractéristique	type	Poids volumiques (Kn /m^3)	Poids surfaciques (Kn /m^2)
Alucobande	5	Largeur inférieur 5 cm Largeur extérieure 5 cm Profondeur montante 4.2 à 23 cm Profondeur traversé 0.5 à 19.3cm	CW50	27	1.35
Verre	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
L'âme d'aire	1			-	-
Verre	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.15
G (**charges permanentes)=1.75 KN/m^2**					

D'après le DTU 331, NFP 208_601 on a la Charge permanente de Murs rideau qui est de 1.75Kn/m².

II.3.2.Les planchers :

II.3.2.1.Plancher courant : [DTR B.C.2.2]

a)- charge permanente :

Tableau II.4 : Charge permanente plancher courant.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Références
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.N.2.2 C.4-Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2 ANEXESVI-A
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.N.2.2 C.4-Revêtement du plancher
4	Plancher dalle	0.15	-	3.75	DTR B.C.2.2

	plein				C.3-Plancher
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduit
6	Simple cloison	0.10	45	1.62	DTR .C.2.2 C.1Maçonnerie
G (charges permanentes)=6.91 KN/m^2					

D'après le DTR B.C.2.2 on a la Charge permanente de plancher courant qui est de 6.91Kn/m².

b)- Surcharge d'exploitation (Q) :

Cette valeur est définie par le DTR B.C.2.2 dans l'article [7.1, page 17].

- Usage commercial : Q=5Kn/m².

Les valeurs de "Q" ont été déterminées du DTR (charge et surcharge).

II.3.2.2.Plancher terrasse : [DRT B.C.2.2]

a)- charge permanente :

Tableau II.5 : Charge permanente plancher terrase.

N	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumiques (KN /m^3)**	**Poids surfaciques (KN/m^2)**	**Références**
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.8	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
4	Forme de pente	0.1	22	2.2	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
5	Plaque de liège	0.04	-	0.03	DTR B.C.2.2 B-Poids volumique
6	Par vapeur	0.01	6	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
7	Film polyane	-	-	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-Toitures
8	Plancher dalle plein	0.15	25	3.75	DTR B.C.2.2 C.3-Planchers
9	Enduits de plâtre	0.02	2	0.2	DTR B.C.2.2 C.2-Enduit
G (charges permanentes)=7.22 KN/m^2					

D'après le DTR B.C.2.2 on a : Charge permanente plancher terrasse =7.22Kn/m².

b)- Surcharge d'exploitation :

- Terrasse inaccessible: Q=1Kn/m².

Cette valeur est définie par le DTR B.C.2.2 dans l'article [. , page].

II.4.Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.
Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les [Ouvrage en béton armé, H.Renaud, page 152], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).
Dans notre projet il y'a uniquement des dalles plein, alors, on fait le pré dimensionnement des deux types des poutres porteur selon deux directions.
Estimation de la hauteur et de la largeur des poutres : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12}$ et : $0.3h \leq b \leq 0.5h$.

Tableau II.6 **:** pré dimensionnement des poutres.

Elément	**Poutre principale I**	**Poutre principale II**
Longueur	L=5.30m	L=3.48m
Pré dimensionnement [Ouvrage en béton armé, H.Renaud, page152]	$35.33 \leq h \leq 44.16$ h=40cm $12 \leq b \leq 20$ b=30cm	$25.2 \leq h \leq 29$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 17.5$ b=30cm
Section choisir	b=30cm ; h=40cm	b=30cm ; h=35cm
Vérification RPA99v2003 [RPA99v2003Art 7.5.1; Page 68]	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{40}{30} = 1.3 \leq 4$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$ .. cv
Condition de la rigidité (h/L ≥ 1/16)	h/L=.0.4/5.3=0.075 ≥ 1/16=0.062(CV)	h/L=0.35/3.48=0.10 ≥ 1/16=0.062(CV)
Conclusion	b=30cm ; h=40cm	b=30cm ; h=35cm

II.5.LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003, page 98] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- On le site S3 donc la section des longrines: selon le RPA les dimensions minimales :

25cm x 30cm, mais on choisir des longrines de dimension **: 30x30cm** pour de raison de porté les murs double cloison; les longrines ou le dispositif équivalent être calculés pour résister à la traction.

II.6.LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.
- Evaluation de l'effort normal.
- La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le RPA99 version 2003.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003, page 64].**

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)
- Min (b, h) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après l'article [**B.8.4.1 de CBA93, page 156]** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

Avec : N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires …….B r = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

- γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.
- γ_b =1,15 situation accidentelle.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

- γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire
- γ_s = 1 situation accidentelle.

α: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$\lambda = \dfrac{Lf}{i}$: L'élancement du poteau considéré ; L_f=0.7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement

i=$\sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où: $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

B= b x h : aire total de la section du poteau ; section d'acier minimale $A = \dfrac{B}{1000}$

fc_{28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25 MPa)

II.6.2.Calcul l'effort normal ultime Nu :

On calcul les charges permanente et les surcharges d'exploitation reprisent par le poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

II.6.2.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

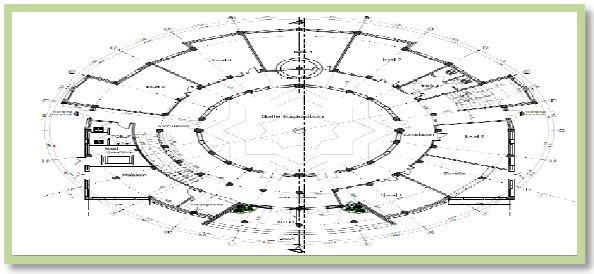


Figure II-2 : position de poteau le plus sollicité

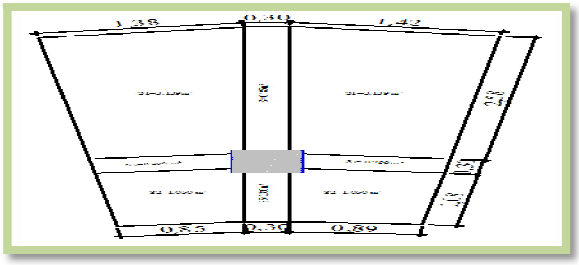


Figure II-3 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Tableau II.7: Pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		**10éme**	**9éme**	**8éme**	**7éme**	**6éme**	**5éme**
Dimension des poteaux	b1(cm)	35	35	35	40	40	40
	h1(cm)	35	35	35	40	40	40
Niveau d'étage		**4éme**	**3éme**	**2éme**	**1er**	**RDC**	**Sous sol**

Dimension des poteaux	b1(cm)	45	45	45	50	50	50
	h1(cm)	45	45	45	50	50	50

Tableau II.8: La Surface reprise par le poteau plus sollicité**.**

La surface partielle	Sp=8.378 m²
La surface totale	St=10.103 m²

II.6.2.2. Calcul l'effort normal ultime de chaque niveau :

Tableau II.9 : calcul de l'effort ultime de chaque niveau.

(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B (cm2)	Br (cm2)	AS (cm2)	α	NU (kN)
35	2.618	0.101	25.911	25	1225	1089	1.225	0.766	14229.84
35	2.618	0.101	25.911	25	1225	1089	1.225	0.766	14229.84
35	2.618	0.101	25.911	25	1225	1089	1.225	0.766	14229.84
40	2.618	0.115	22.673	25	1600	1444	1.600	0.784	19309.18
40	2.618	0.115	22.673	25	1600	1444	1.600	0.784	19309.18
40	2.618	0.115	22.673	25	1600	1444	1.600	0.784	19309.18
45	2.618	0.130	20.153	25	2025	1849	2.025	0.797	25126.67
45	2.618	0.130	20.153	25	2025	1849	2.025	0.797	25126.67
45	2.618	0.130	20.153	25	2025	1849	2.025	0.797	25126.67
50	2.618	0.144	18.138	25	2500	2304	2.500	0.807	31677.65
50	2.618	0.144	18.138	25	2500	2304	2.500	0.807	31677.65
50	2.38	0.144	16.489	25	2500	2304	2.500	0.814	31960.40

II.6.3.Descente des charges : [DTR charge et surcharge B.C.22]

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

a).Surcharges d'exploitation :

- La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05) $\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec : Q : Charge d'exploitation ; n: Nombre d'étage ; Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q1$, $Q2$,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.10 : Surcharge d'exploitation.

Poteaux	Q1 (Kn/m²)	Q2 (Kn/m²)	Surface Caffe	Surface Halle	Q total	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumm
35	1	1	7.353	2.75	10.103	-	10.103
35	5	4	7.353	2.75	47.765	1	57.868
35	5	4	7.353	2.75	47.765	0.95	103.245
40	5	4	7.729	2.731	49.569	0.90	147.857
40	5	4	7.729	2.731	49.569	0.85	189.991
40	5	4	7.729	2.731	49.569	0.80	229.646
45	5	4	7.552	2.708	48.592	0.75	266.090
45	5	4	7.552	2.708	48.592	0.714	300.784
45	5	4	7.552	2.708	48.592	0.687	334.216
50	5	4	7.334	2.688	47.422	0.666	365.799
50	2.5	4	7.334	2.688	29.087	0.650	384.705
50	2.5	2.5	7.334	2.688	25.055	0.636	403.205

✓ Les surcharges des planchers sont différentes d'un usage à un autre

b).Charges permanentes :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau II.11 : Charges permanentes de chaque niveau.

Etage	L0 (m)	G ppI (Kn)	G ppII (Kn)	G pot (Kn)	G plancher (Kn)	Gniv (Kn)	Gcumul (Kn)
10	3.74	6.18	9.765	11.4538	32.925	60.3238	60.3238
9	3.74	6.18	9.765	11.4538	32.925	60.3238	120.6475
8	3.74	6.18	9.765	11.4538	32.925	60.3238	180.9713
7	3.74	6	9.6075	14.96	32.8275	63.395	244.3663
6	3.74	6	9.6075	14.96	32.8275	63.395	307.7538
5	3.74	6	9.6075	14.96	32.8275	63.395	371.1413
4	3.74	5.76	9.5025	18.9338	32.145	66.3413	437.4825
3	3.74	5.76	9.5025	18.9338	32.145	66.3413	503.8238
2	3.74	5.76	9.5025	18.9338	32.145	66.3413	570.165
1	3.74	5.52	6.7043	23.375	31.3125	66.9118	637.0768
RDC	3.74	5.52	6.7043	23.375	31.3125	66.9118	703.9885
SS	3.4	5.52	6.7043	21.25	31.3125	64.7868	770.9003

❖ **Vérification de l'effort normal de chaque niveau :**

Effort normal de résistance : Nu =1.35G+1.5Q et : Nu ultime=Nu +10%Nu=1.1Nu

:

Tableau II.12: Vérification de 1.1Nu≤ Nu ultime

Etages	Gcum (Kn)	Qcum (Kn)	Nu (Kn)	1.1Nu (kN)	Nu ultim (kN)	1.1Nu≤Nu ultim
10	60.3238	10.1030	96.592	106.25	14229.84	c'est vérifier
9	120.6475	57.8680	249.676	274.64	14229.84	c'est vérifier
8	180.9713	103.2448	399.178	439.10	14229.84	c'est vérifier
7	244.3663	147.8569	551.680	606.85	19309.18	c'est vérifier
6	307.7538	189.9905	700.453	770.50	19309.18	c'est vérifier
5	371.1413	229.6457	845.509	930.06	19309.18	c'est vérifier
4	437.4825	266.0897	989.736	1088.71	25126.67	c'est vérifier
3	503.8238	300.7844	1131.339	1244.47	25126.67	c'est vérifier
2	570.1650	334.2157	1271.046	1398.15	25126.67	c'est vérifier
1	637.0768	365.7987	1408.752	1549.63	31677.65	c'est vérifier
RDC	703.9885	384.7053	1527.442	1680.19	31677.65	c'est vérifier
Sous sol	770.9003	403.2046	1645.522	1810.07	31960.40	c'est vérifier

Au niveau de chaque variation de dimensions des poteaux on se voit contraint de procéder à la vérification suivante 1.1Nu≤ Nu.RPA article …….

Toutes les valeurs de « 1.1Nu » sont inferieures aux valeurs de «Nu ultime »

- **Vérification de coffrage selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.1, page 64] :**

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Vérification des sections :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.13: Vérification de coffrage.

Condition à vérifier	Vérification	Remarque
Zone III **min(b1,h1)≥30cm** **min(b1,h1)≥he/20** **1/4<b1/h1<4** **[RPA99v2003Art 7.4.1;Page 64]**	10ème, 9ème, 8ème étage : min (b_1, h_1)=35cm≥30cm min (b_1, h_1)=35cm ≥ h_e/20= (374−35)/20 =14.15cm b_1/h_1=1	C'est vérifiée
	7ème, 6ème, 5ème étage : min (b_1, h_1)=40cm≥30cm min (b_1, h_1)=40cm ≥h_e/20= (374−35)/20 =16.95cm b_1/h_1=1	C'est vérifiée
	4ème, 3ème, 2ème étage : min (b_1, h_1)=45cm≥30cm min (b_1, h_1)=45cm ≥h_e/20= (374−35)/20 =16.95cm b_1/h_1=1	C'est vérifie

	1ere, RDC : min (b_1, h_1)=50cm≥30cm min (b_1, h_1)=50cm ≥ h_e/20= (374−35)/20 =16.95cm b_1/h_1=1	C'est vérifiée
	Sous sol: min (b_1, h_1)=50cm ≥30cm min (b_1, h_1)=50cm ≥h_e/20= (340−35)/20 =16.95cm b_1/h_1=1	C'est vérifiée

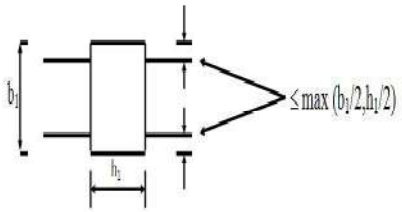
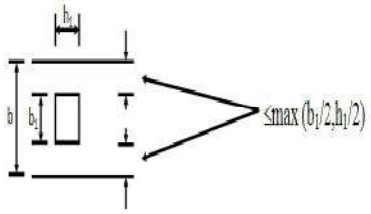
Vérification aux zones nodales :

Il reste à vérifier :

bmax ≤ 1.5h1+b1

d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau II.14: Vérification aux zones nodales.

Condition à vérifier	Vérification	Remarque
Zone III **bmax ≤ 1,5h + b1** **d ≤ Max (b1/2;h1/2)** **[RPA99v2003Art 7.5.1;Page 68]**   	10ème, 9ème, 8ème étage : bmax=30cm <1.5h1+b1=87.5cm d=5cm < Max (b1/2;h1/2)=17.50cm	C'est vérifiée
	7ème, 6ème, 5ème étage : bmax=30cm < 1.5h1+b1=100cm d=10cm ; Max (b1/2;h1/2)=20cm	C'est vérifier
	4ème, 3ème, 2ème étage : bmax=30cm<1.5h1+b1=112.5cm d=15cm<Max (b1/2;h1/2)=22.50cm	C'est vérifie
	1ere, RDC : bmax=30cm<1.5h1+b1=125cm d=20cm<Max (b1/2;h1/2)=25cm	C'est vérifie
	Sous sol: bmax=30cm <1.5h1+b1=125cm d=20cm<Max (b1/2;h1/2)=25cm	C'est vérifie

II.6.1.2.Les poteaux circulaire :

Selon RPAV 2003 : D min ≥35cm : zone III et: D≥he/15 [Art 7.4.1, page 64]

II.6.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

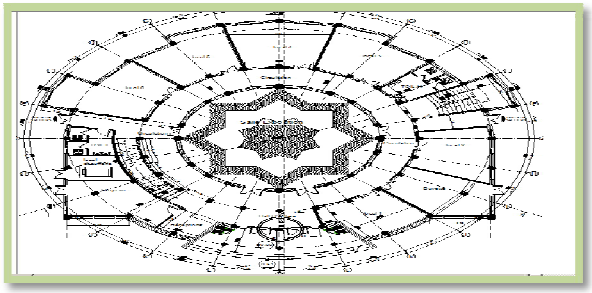


Figure II-3 : position de poteau plus sollicité dans la vue en plan

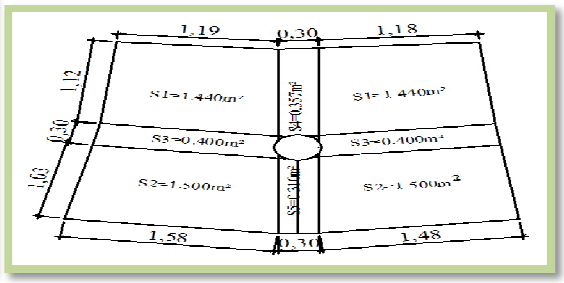


Figure II-2 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Tableau II.15: Pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		10éme	9éme	8éme	7éme	6éme	5éme
Dimension des poteaux	b1(cm)	35	35	35	35	35	35
	h1(cm)	35	35	35	35	35	35
Niveau d'étage		**4éme**	**3éme**	**2éme**	**1er**	**RDC**	**Sous sol**
Dimension des poteaux	b1(cm)	35	35	35	35	35	35
	h1(cm)	35	35	35	35	35	35

Tableau II.15: La Surface reprise par le poteau plus sollicité**.**

La surface partielle	**Sp=8.378 m²**
La surface totale	St=10.103 m²

II.6.1.2. Calcul l'effort normal ultime de chaque niveau :

Tableau II.16 : calcul de l'effort ultime de chaque niveau.

Φ (cm)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B (cm2)	Br (cm2)	AS (cm2)	α	NU (kN)
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.618	0.101	25.911	25	962.5	855.643	0.963	0.766	11180.6
35	2.38	0.101	23.556	25	962.5	855.643	0.963	0.779	11375.6

II.6.3.Descente des charges : [DTR charge et surcharge B.C.2.2]

a).Surcharges d'exploitation :

Tableau II.17 : Surcharge d'exploitation.

niveau	D (cm)	Q1 (Kn/m²)	Q2 (Kn/m²)	Sur balcon	Sur Halle	Q total	(3+n)/2n	Qcum (Kn/m²)
10	(cm)	**1**	**1**	**10.072**	**7.334**	**17.406**		**17.41**
9	**35**	**6**	**4**	**10.072**	**7.334**	**89.768**	**1**	**107.17**
8	**35**	**6**	**4**	**10.072**	**7.334**	**89.768**	**0.95**	**192.45**
7	**35**	**6**	**4**	**10.08**	**7.588**	**90.832**	**0.9**	**274.20**
6	**35**	**6**	**4**	**10.08**	**7.588**	**90.832**	**0.85**	**351.41**
5	**35**	**6**	**4**	**10.08**	**7.588**	**90.832**	**0.8**	**424.08**
4	**35**	**6**	**4**	**10.09**	**7.729**	**91.456**	**0.75**	**492.67**
3	**35**	**6**	**4**	**10.09**	**7.729**	**91.456**	**0.714**	**557.97**
2	**35**	**6**	**4**	**10.09**	**7.729**	**91.456**	**0.688**	**620.89**
1	**35**	**6**	**4**	**10.1**	**7.755**	**91.62**	**0.666**	**681.91**
RDC	**35**	**4**	**4**	**10.1**	**7.755**	**71.42**	**0.65**	**728.33**
SS	**35**	**4**	**4**	**10.1**	**7.755**	**71.42**	**0.636**	**773.75**

b).Charges permanentes :

Tableau II.18 : Charges permanentes de chaque niveau.

Etage	L0 (m)	G ppI (Kn)	G ppII (Kn)	G pot (Kn)	G plancher (Kn)	Gniv (Kn)	Gcumul (Kn)
10	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	36.7681
9	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	73.5363
8	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	110.3044
7	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	147.0725
6	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	183.8406
5	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	220.6088
4	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	257.3769
3	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	294.1450
2	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	330.9131
1	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	367.6813
RDC	3.74	4.110	3.1238	8.9994	20.5350	36.7681	404.4494
SS	3.4	4.110	3.1238	8.1813	20.5350	35.9500	440.3994

- Vérification de l'effort normal de chaque niveau :

Effort normal de résistance : $Nu = 1.35G + 1.5Q$ et : $Nu\ ultime = Nu + 10\%Nu = 1.1Nu$:

Tableau II.19: Vérification de 1.1Nu≤ Nu ultime

Etages	Gcum (Kn)	Qcum (Kn)	Nu (Kn)	1.1Nu (kN)	Nu ultim (kN)	1.1Nu≤Nu ultim
10	27.8650	17.4060	63.727	70.10	11180.59	c'est vérifié
9	55.7300	107.1740	236.00	259.60	11180.59	c'est vérifié
8	83.5950	192.45	401.50	441.69	11180.59	c'est vérifié
7	111.4600	274.20	561.80	617.95	11180.60	c'est vérifié

6	229.3650	351.41	836.80	920.43	11180.60	c'est vérifié
5	347.2700	424.08	1104.90	1215.42	11180.60	c'est vérifié
4	375.1350	492.67	1245.40	1369.98	11180.60	c'est vérifié
3	403.0000	557.97	1381.00	1519.10	11180.60	c'est vérifié
2	430.8650	620.89	1513.00	1664.30	11180.60	c'est vérifié
1	458.7300	681.91	1642.10	1806.36	11180.60	c'est vérifié
RDC	486.5950	728.33	1749.40	1924.34	11180.60	c'est vérifié
Sous sol	514.4600	773.75	1855.2	2040.67	11180.60	c'est vérifié

- Toutes les valeurs de « 1.1Nu » sont inferieur aux valeurs de «Nu ultime »
- Vérification de coffrage selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1, page 64] ◄◄ :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Vérification des sections :

Les dimensions de la section transversale des poteaux circulaires doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.20: Vérification de coffrage.

Condition à vérifier	Vérification	Remarque
Zone III **min(D1)≥30cm** **min(D1)≥he/20** **1/4<b1/h1<4**	Les étages courants et RDC : min (D_1)=35cm≥30cm min (D_1)=35cm ≥ h_e/20= (374−35)/20 =16.95cm b_1/h_1=1	C'est vérifier
	Sous sol : min (D_1)=40cm≥30cm min (D_1)=35cm ≥h_e/20= (340−35)/20 =15.25cm b_1/h_1=1	C'est vérifier

b) Vérification aux zones nodales :

Il reste à vérifier :

$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$

$d \leq Max(b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.21: Vérification aux zones nodales.

Condition à vérifier	Vérification	Remarque
Zone III **$b_{max} \leq 1,5D + D$** **$d \leq Max(b_1/2;h_1/2)$**	Les étages courant et RDC : bmax=30cm <1.5D1+D1=87.5cm d=5cm < Max (Φ1/2;Φ1/2)=17.50cm	C'est vérifiée
	Sous sol : bmax=30cm < 1.5h1+b1=100cm d=5cm ; Max (D1/2;D1/2)=20cm	C'est vérifier

II.7. 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.
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, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on a :

Tableau II.22: Pré dimensionnement des voiles **.**

Les voiles	**he=h-h_{ppI}** **(cm)**	**a ≥ MAX(15 cm ; $\frac{h_e}{25}$; $\frac{h_e}{22}$; $\frac{h_e}{20}$)**	**''a''adopte (cm)**
Etage courante	339	a ≥MAX(15 cm ; 13.56cm; 15.40cm; 16.95cm)	17

a (sous sol) =22cm.

Les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol, ils sont appuies sur touts les côtés, ils travaillent comme un mur des soutènements, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

III.1.L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm 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 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

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.

III.2.3.Calcul les sollicitations à ELU et ELS :

Tableau III.1 : Les sollicitations à ELU et ELS.

Evaluation des charges et surcharge	Les sollicitations à ELU	
G = (ht x a x 1ml) x ℑbéton = (0.75 x 0.1 x 1) x 25 G=1.875 kN/ml	**Effort normal**	N_u= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 kN
	Moment	M_u = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 kN
	Effort tranchant	T_u = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 kN
Q = 1 kN/ml	**Les sollicitations à ELS**	
	Effort normal	N_{ser}= G= 1.875 kN
	Moment	M_{ser} =Qxh=1x0.6=0.6 kN
	Effort tranchant	T_{ser}= Q = 1 kN

III.2.4.Calcul du ferraillage l'acrotère à L'ELU :

Le calcul du ferraillage se fait à L'ELU pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.2 : Les données sur l'acrotère.

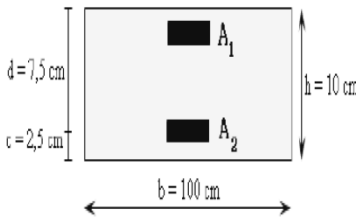
Dimension	Résistances	Sollicitations
b= 100 cm	**f_{c28} = 25Mpa**	Nu=2.53 Kn.
h=10cm	**f_{t28}= 2.1 Mpa**	Mu=0.90Kn.m.
C_1 = 2.5 cm	**Fe= 400 Mpa**	N ser=1.875 Kn.
C_2 =2.5 cm		M ser=0.60Kn.m.

D'après le calcul à L'ELU, on adopte les sections suivantes :

- Pour les armatures de répartition on a : Arép $\geq \frac{A}{4}$
- Pour les armateurs vertical : St =100/6=17cm ≤Min [hx3 ; 33cm]=30cm (C'est vérifier)
- Pour les armateurs horizontaux : St =100/3=33cm ≤Min [hx3 ; 33cm]=30cm(C'est vérifier)

Tableau III.3 : Les sections d'armatures.

A_1=4.4cm²	$A_{1\ choisie}$ =6HA10=4.71cm²	$S_{choisie}$ =15cm
$A_{rép-1}$= 1.17cm²	$A_{rép-1choisie}$ =3HA8=1.51 cm²	S choisie =20cm
A_2=4.4cm²	$A_{2choisie}$ =6HA10=4.71cm²	S choisie =15cm
$A_{rép-2}$= 1.17cm²	$A_{rép-2choisie}$ =3HA8=1.51 cm²	S choisie =20cm



❖ La vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification Les contraintes de béton et d'acier doit être vérifié à l'ELS et la fissuration est considérée comme préjudiciable. $\overline{\sigma}b=0.6x\ fc28$; $\overline{\sigma}s=Min\ [\frac{2}{3}Fe; 110\sqrt{1.6xf\ t28}]$

Tableau III.4 : vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes	Les contraintes admissibles	Vérification
$\sigma_{b=}$ 0.34 MPA	$\overline{\sigma}_{b=0.6x\ fc28=15}$ MPA	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ …C'est vérifier
σ_{s1}=2.19 MPA	$\overline{\sigma}_{s1=202MPA}$	$\sigma_{s1\leq}\overline{\sigma}_{s1...}$C'est vérifier
σ_{s2}=2.69 MPA	$\overline{\sigma}_{s2=202MPA}$	$\sigma_{s2\leq}\overline{\sigma}_{s2...}$C'est vérifier

❖ La vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier que : $\tau u \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau u = \frac{Vu}{bxd}$; $\bar{\tau} = \text{Min}\left[0.15\frac{fc28}{\gamma b}\ ; 4MPA\right]$

Tableau III.5 : vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU.

La contrainte de cisaillement	La contrainte de cisaillement admissible	Vérification
Tu=0.02MPA	$\bar{\tau}$=2.50MPA	C'est vérifier

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque : Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

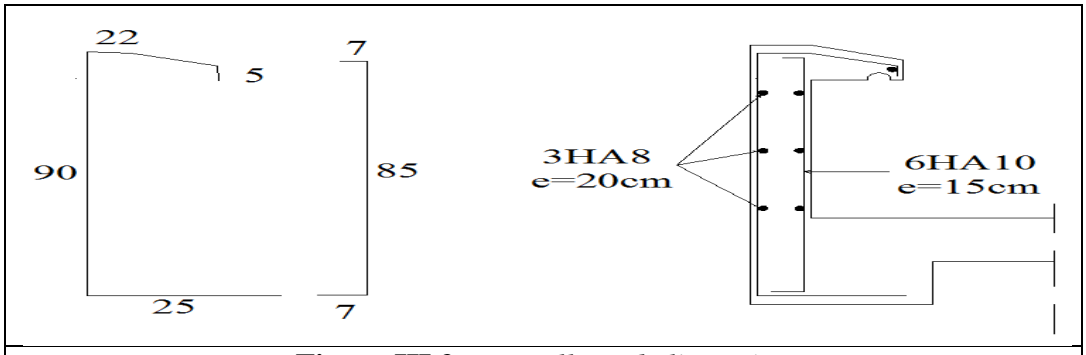


Figure III.2. *Ferraillage de l'acrotère*

III.2. Les escaliers :

III.2.1. Introduction

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située {l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

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

III.2.3. Les déférents types d'escaliers :

On a un deux types d'escalier droit à 2 volées avec 1 paliers intermédiaires.

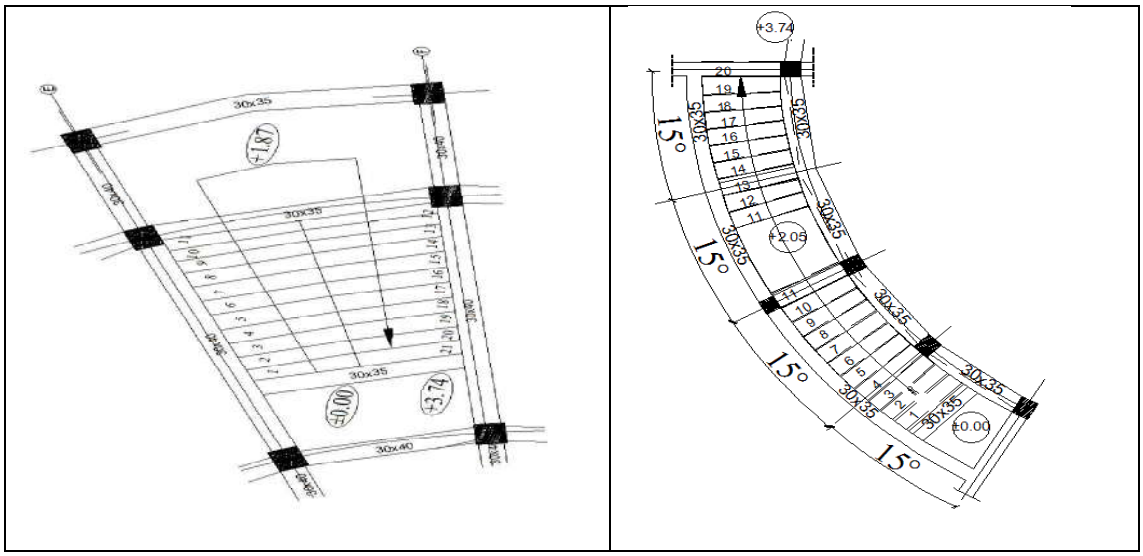


Figure III.3. VUE EN PLAN R.D.C / 1er ETAGE

A. 1^{ere} type :

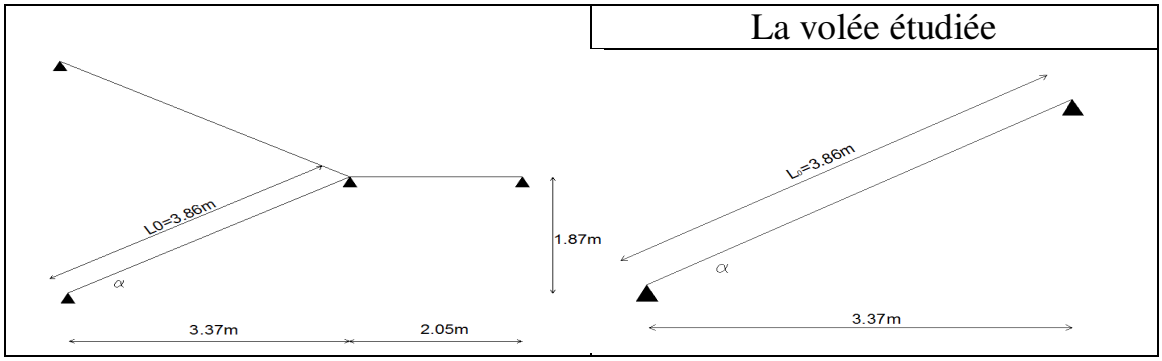


Figure III.4.dimensions de l'escalier (type 01)

A.1pré dimensionnement :

Calcul de l'angle d'inclinaison α :

$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.87}{3.37} = 0.55 \Longrightarrow$ α=29°

Calcul de longueur de la paillasse :

Lo=H/sinα =1.87/sin(29) $\Longrightarrow$ Lo=3.86m

Pour déterminer les dimensions des marches «g » et les contre marches « h » on utilise généralement la formule de BLONDEL ;

$$\begin{cases} 60 \leq 2h+g \leq 64 \\ h=H/n \text{ et } g=L/n-1 \end{cases}$$

On prendre g=30(préliminaire), Donc : 60 ≤ 30+2h ≤ 64

30+2h ≤ 64 2h≤34 h≤17 ;30+2h ≥ 60 2h≥30 h≥15 ;Donc : On prendre h=17cm

n=H/h=1.87/0.17= 11 Donc : n=11

Alors on reprendre le calcule avec de h avec n=11 :H=H/n=1.87/11=0.17

Conclusion :

- Le giron : g=30cm.
- La hauteur de contre marche : h=17cm.
- Le nombre de contre marche : n=11.
- Le nombre de marche : n-1=10.

L'épaisseur de la paillasse « ep » :

Lo/35≤ep≤Lo/30 → 11.02≤ep≤12.86cm →

D'après plusieurs essai de calcul la flèche n'est pas vérifier donc : On prendre (ep=17cm).

A.2.Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Tableau III.6. Charges permanentes

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.400
2	Lit de sable	0.03	18	0.540
3	Mortier de pose	0.02	20	0.400
4	Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.850
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.360
			G	**8.675**

- **Charge d'exploitation :** Usage commerciale : Q = 4 KN/m²

- **Combinaison des charges :**

Tableau III.7. Combinaison des charges de l'escalier (type 01)

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
			P_u =1.35 G + 1.5 Q (KN/m^2)	P_{ser} =G + Q (KN/m^2)

Paillasse	8.675	4	17.711	12.675

A.3.Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de sous-sol jusqu'à la dernière étage).

Tableau III.8. Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et

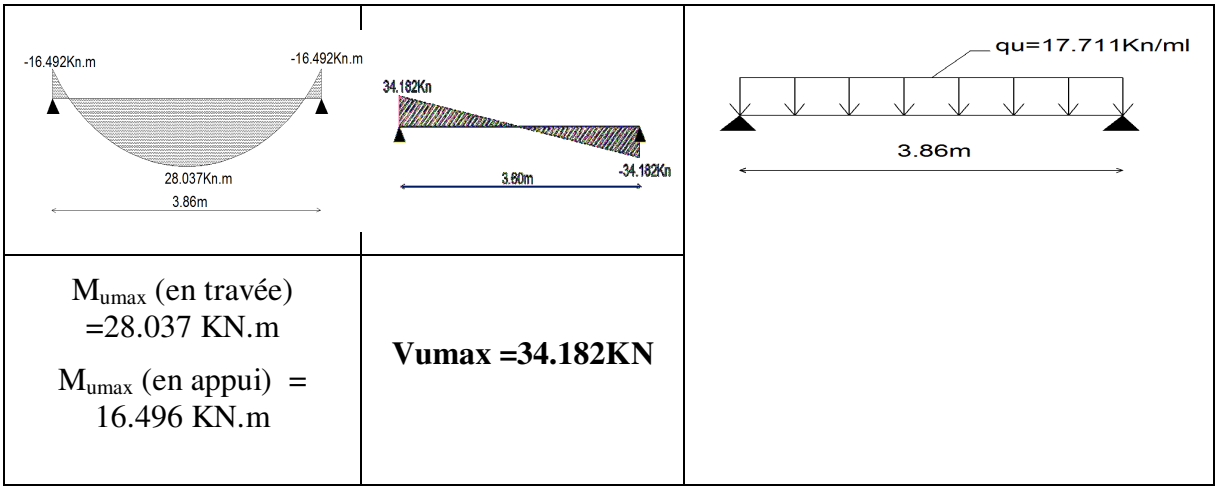
	RA (KN)	RB (KN)	Vmax (KN)	X (m)	Mo (KN.M)	Mt KN.M)	Ma (KN.M)
E.L.U	34.182	34.182	34.182	1.93	32.985	28.037	16.496
E.L.S	24.366	24.366	_	1.93	23.605	20.064	11.802

Les choix de l'effort maximal :

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

Tableau.III.9. résultats de calcule

	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Vmax (KN)
ELU	28.037	16.496	34.182
ELS	20.064	11.802	__

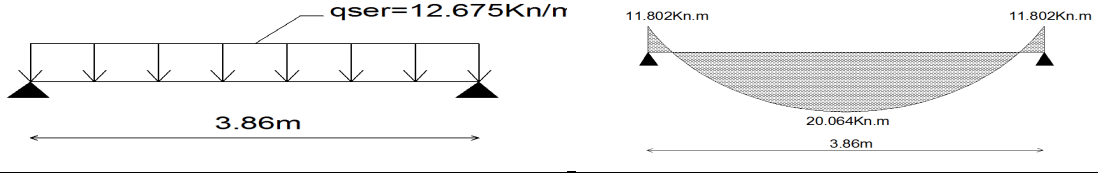


M_{umax} (en travée) =28.037 KN.m

M_{umax} (en appui) = 16.496 KN.m

Vumax =34.182KN

Figure III.5.Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



M_{umax} (en travée) =20.064 KN.m ;M_{umax} (en appui) = 11.802 KN.m

Figure III.6.Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

A.4.Ferraillage des escaliers :

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'&tat limite ultime.

Tableau.III.10. Les donnés des ferraillages d'escalier

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=15cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.11. Calcul des sections d'acier de

	M_u (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{chois} (cm²)**	**$A_{rép}$ (cm²)**	**$A_{rép\ chois}$ (cm²)**
En travée	28.037	0.087	0.9545	5.62	0	6.28 8HA10	1.57	2.01 4HA8
En appuis	16.492	0.051	0.9735	3.24	0	3.92 5HA10	1.57	2.01 4HA8

Pour les armateurs principaux on a une section d'acier de 6.28cm² en travée et de3.92 cm² en appuis.

Pour les armateurs de répartitions on a une section d'acier de 2.01 cm² en travée et de 1.50 cm² en appuis.

❖ **Condition de non fragilité :**

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

En travées: A=6.28cm² ≥ Amin=$\frac{100*17}{1000}$ = 1.7cm² …. C'est vérifié.

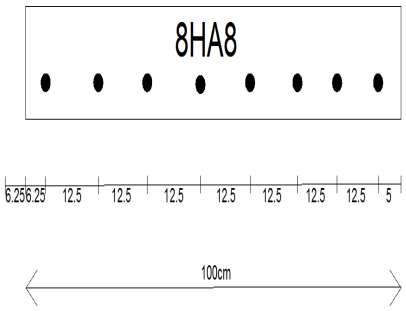
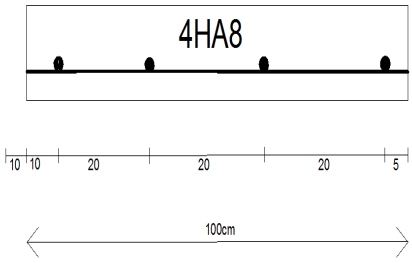
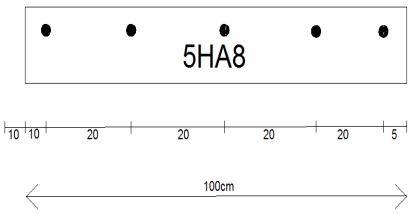
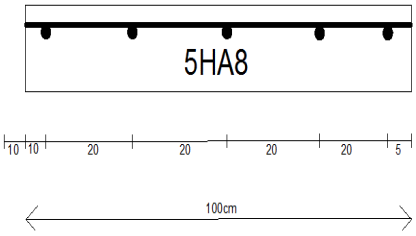
En appuis : A=3.92 ≥ $Amin$ = $\frac{100*17}{1000}$ = 1.7cm² …. C'est vérifié.

❖ **Vérification de l'espacement :**

Espacement maximal : S max≤min [3h;33cm].

Espacement minimal : S min=2.5cm.

Tableau III.12. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=12.5cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm 	St=20cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm 
En appuis	St=20cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=45cm 	St=20cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=33cm 

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

$$\tau x = \frac{\text{Vumax}}{\text{bo. d}} = \frac{(34.182 * 10^3)}{1000 * 150} = 0.227\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.227\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ ….. C'est vérifié.

❖ **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.13. Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.28	3.92
M_{ser} (kN.m)	20.064	11.802
Y (cm)	$50y^2+15.A.y-15.A.d=0 \rightarrow y=4.45$	$50y^2+15.A.y-15.A.d=0 \rightarrow y=3.65$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y + 15.A.(d-y)^2$ I=13422.041	$I = \frac{b}{3}y + 15.A.(d-y)^2$ I=9195.667
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=6.661$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=4.68$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{386} = 0.044 \geq \frac{27.925}{20 \times 32.853} = 0.042$$ (C'est vérifié.)

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.28}{100 \times 15} = 0.0041 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$ (C'est vérifié.)

Donc, Il n'est pas nécessaire fait le calcul de la flèche.

$B.2^{eme}$type :

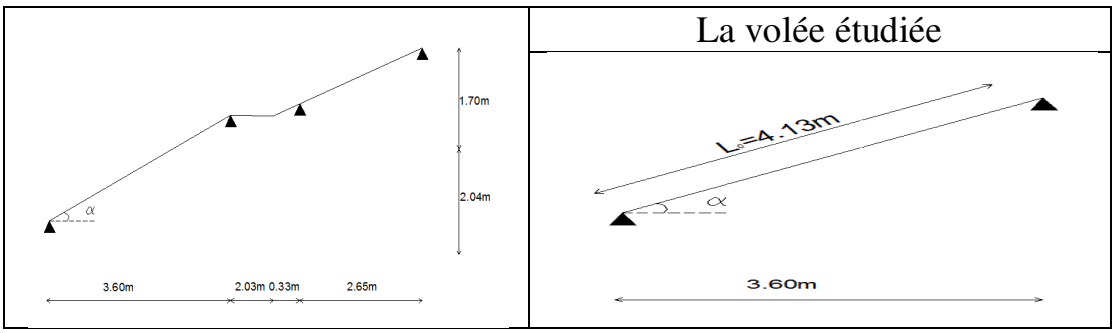


Figure III.7.dimensions de l'escalier (type 02)

B.1.pré dimensionnement :

Calcul de l'angle d'inclinaison α :$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.04}{3.60} = 0.566 \Longrightarrow \alpha = 29.53°$

Calcul de longueur de la paillasse :$Lo=H/\sin\alpha = 2.04/\sin(29.53) \Longrightarrow Lo=4.13m.$

Conclusion :

- Le giron : g=30cm.
- La hauteur de contre marche : h=17cm.
- Le nombre de contre marche : n=11.
- Le nombre de marche : n-1=10.

L'épaisseur de la paillasse « ep » :

Lo/35≤ep≤Lo/30 ; 11.80≤ep≤13.76m ; On prendre : ep=18cm.

B.2.Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Tableau III.14. Charges permanentes

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.400
2	Lit de sable	0.03	18	0.540
3	Mortier de pose	0.02	20	0.400
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	5.170
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.360
			G	**8.995**

Tableau 3-20 Poids propre de la paillasse de l'escalier

- **Charge d'exploitation :**

Usage commerciale : Q = 4 KN/m²

- **Combinaison des charges :**

Tableau III.15. Combinaison des charges de l'escalier (type 01)

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	E.L.U	E.L.S
			P_u =1.35 G + 1.5 Q (KN/m^2)	P_{ser} =G + Q (KN/m^2)
Paillasse	8.995	4	18.143	12.992

B.3. Détermination des efforts :

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de sous-sol jusqu'à la dernière étage).

Tableau III.16. Résultats des moments et des efforts tranchants à

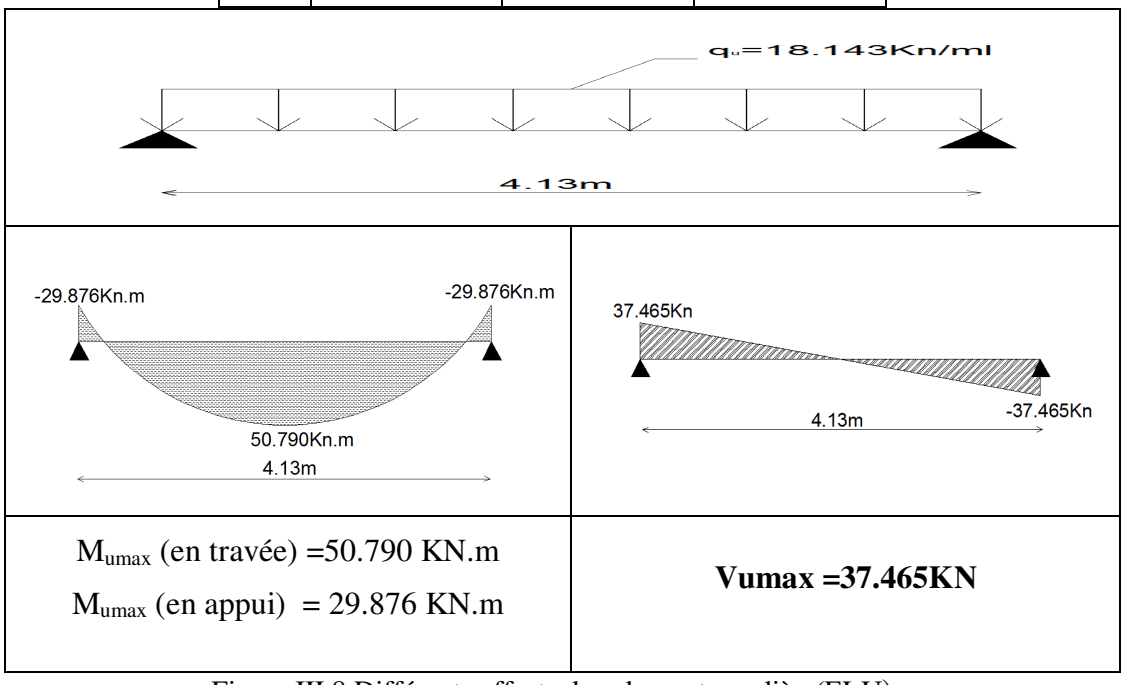
	RA (KN)	RB (KN)	Vmax (KN)	X (m)	Mo (KN.M)	Mt KN.M)	Ma (KN.M)
E.L.U	37.465	37.465	37.465	2.065	59.753	50.790	29.876
E.L.S	26.834	26.834	_	2.065	27.705	23.549	13.852

Les choix de l'effort maximal :

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

Tableau.III.17. résultats de calcule

	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Vmax (KN)
ELU	50.780	29.876	37.465
ELS	23.549	13.852	__

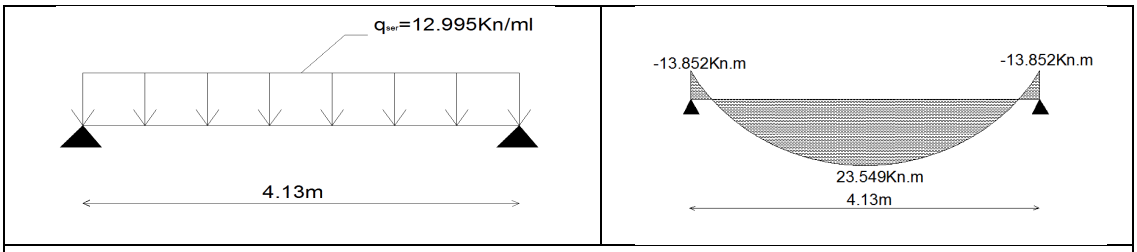


M_{umax} (en travée) =50.790 KN.m

M_{umax} (en appui) = 29.876 KN.m

Vumax =37.465KN

Figure III.8.Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



M_{umax} (en travée) =23.549 KN.m ; M_{umax} (en appui) = 13.852 KN.m

Figure III.9.Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

B.4.Ferraillage des escaliers :

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'&tat limite ultime.

Tableau.III.18. Les donnés des ferraillages d'escalier

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=15cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

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

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{chois} (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	$A_{rép\ chois}$ (cm²)
En travée	50.790	0.139	0.9245	9.86	0	10.18 9HA12	2.545	3.01 6HA8
En appuis	29.876	0.082	0.957	5.60	0	6.78 6HA12	1.695	2.01 4HA8

Pour les armateurs principaux on a une section d'acier de 10.18 cm² en travée et de6.78cm en appuis.

Pour les armateurs de répartitions on a une section d'acier de 3.01 cm² en travée et 2.01cm en appuis.

❖ **Condition de non fragilité :**

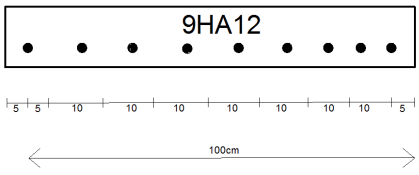
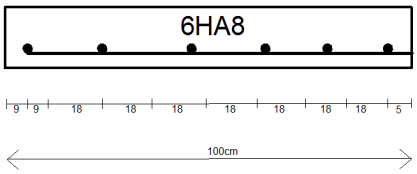
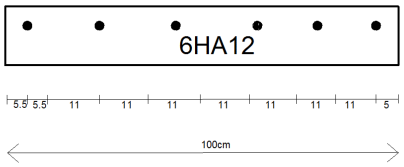
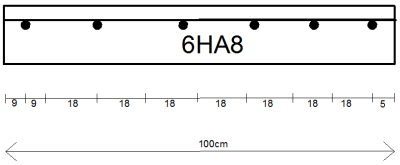
On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: A=10.18cm² ≥ Amin=$\frac{100*18}{1000}$ = 1.8cm² …. C'est vérifié.

En appuis : A=6.78 ≥ $Amin = \frac{100*18}{1000}$ = 1.8cm² …. C'est vérifié.

❖ **Vérification de l'espacement :**

Tableau III.20. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=10cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm 	St=18cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm 
En appuis	St=11cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=45cm 	St=20cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=33cm 

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

$$\tau x = \frac{\text{Vumax}}{\text{bo. d}} = \frac{(37.465 * 10^3)}{1000 * 160} = 0.234\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.234\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ ….. C'est vérifié.

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.21. Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	10.18	6.78
M_{ser} (kN.m)	23.549	13.852
Y (cm)	50y²+15.A.y-15.A.d=0 →y=5.68	50y²+15.A.y-15.A.d=0 →y=4.77

I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y + 15.A.(d-y)^2$ I=22371.260	$I = \frac{b}{3}y + 15.A.(d-y)^2$ I=16443.393
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.975$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.018$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{18}{413} = 0.043 \geq \frac{50.790}{20 \times 59.753} = 0.042 \qquad \text{(C'est vérifié.)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.18}{100 \times 16} = 0.006 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{(C'est non vérifié.)}$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) ; Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f} \quad : \quad \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

Tableau III.22.Évaluation de la flèche

A (cm^2)	Mser (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
10.18	23.549	0.0063	156.385	0.391	10.271	**56519.627**
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
62018.81	40904.554	2.01	9.159	7.140	9.12	Oui

III.3.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre paliers est la poutre située au niveau de palier de repos, elle à pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera en flexion simple.

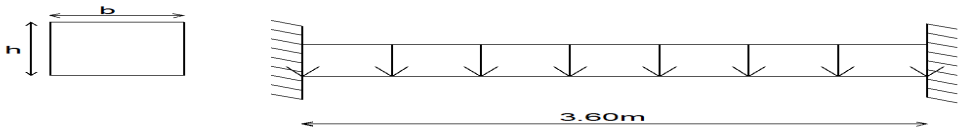


Figure 3-21 : Dimensionnement de la poutre palière

III.3.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.35) \times 25$ ➔ $p_p = 2.625 KN/m$

✓ Réaction d'escalier : $Ru = 34.182\ KN$, $Rs = 24.462\ KN$

P_u=1.35xP_p+R_u ➔ **P_u=37.725 KN/m ; P_s** = (P_p+R_{ser}) ➔ **P_s = 27.087 KN/m.**

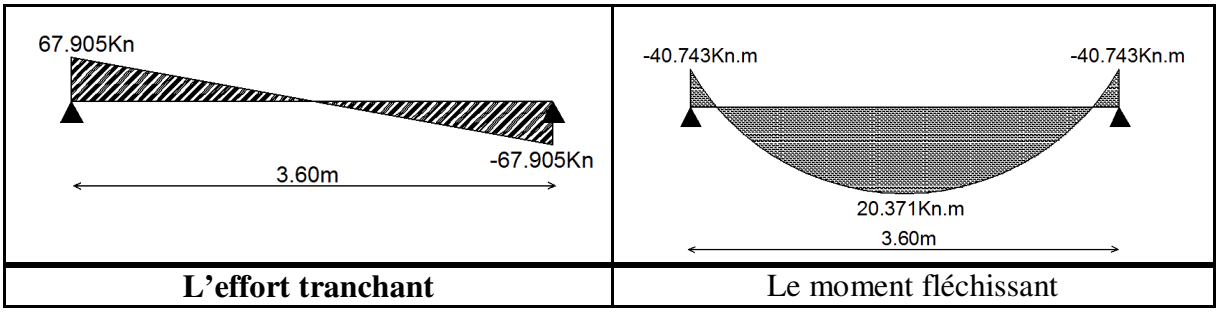
III.3.6.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$; $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$; $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

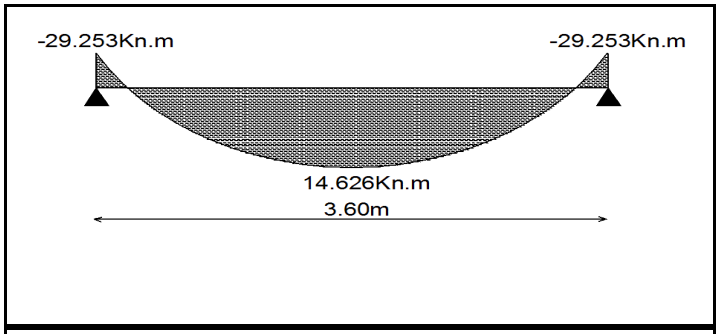
Tableau III.23. Les efforts agissants sur une poutre

Niveau	Ra(kN)	Rb(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	67.905	67.905	40.743	20.371
ELS	48.756	48.756	29.253	14.626



L'effort tranchant | Le moment fléchissant

Figure3-22 Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



Le moment fléchissant

Figure3-22 Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.3.64.4. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III.24. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=31.9 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- **. Armateurs longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à 'ELU' :

Tableau III.25.Calcul des sections d'acier de la poutre

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	Achois (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	20.371	0.046	0.976	1.88	1.05	3.39	3HA12
En appuis	40.743	0.093	0.9475	3.87	1.05	5.65	5HA12

Pour les armateurs longitudinaux on a une section d'acier de 4.52 cm² en travée et en appuis.

- **Section minimales et maximales :**

RPA2003.Art 7.5.2.1		CBA93.Art B.6.4
Au niveau de la zone courante : $\mathbf{0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%}$ Au niveau de la zone de recouvrement : $\mathbf{0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%}$	Amin=0.5%b.h. Amax=4%b.h.(Z.C) Amax=6%b.h.(Z.R)	**A min=0.1%.b.h (cm²)**

Tableau III.26.Vérification des aciers de la poutre palière

	A(cm²)	Amin=5.25cm²	Amax=63cm²	Correction de A choisi
En travée	3.39	C.N.V	C.V	**5.65cm²=5HA12**
En appuis	5.65	C.V	C.V	**5.65cm²=5HA12**

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

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{67.905\times10^3}{300\times319} = 0.709\text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0.709\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$ C'est vérifié.

❖ **Vérification de compression dans la bielle de béton:**

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

$$a = \text{Min}\left[b-c-2\,;\,0.9d\right] = \text{Min}\left[24.9\text{cm};\,28.71\text{cm}\right] = 24.9\,\text{cm}$$

$$V_u = 67.905\text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times30\times24.9 = 498\ \text{KN}$$ C'est vérifié.

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \longleftrightarrow \frac{2\times67.905\times10^3}{300\times24.9} = 4.545 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39$$ C'est vérifié.

$$A = 5.65\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times67.9054\times10^3}{400} = 1.952\ \text{cm}^2$$ C'est vérifié.

- **Armatures transversales:**

Sont disposé pour équilibrer les contraintes de cisaillement dû aux efforts tranchant :

$At = \frac{Tmax.\gamma s}{Fe} = \frac{67.905\times1.5}{400} = 0.254m^2$ Donc on adoptera: At = 3 HA 8 = 1.50 cm².

La quantité d'armateurs transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$ [RPA2003.Art7.5.2.2.page 70]

St : espacement entre deux cadres successifs, il est donné par :

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 8.75\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 12\,\text{cm}\right]$$ (Zone nodale).→St=8cm.

$$S_t' \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{2} = 17.5cm\right]$$ (Zone courante).→St'=15cm.

Pour les armateurs transversaux on a une section d'acier de 1.00 cm².

$S_t = 8\,cm \Rightarrow A_t = 1.50\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.720\,cm^2$ (Zone nodale)

$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1.50\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.350\,cm^2$ (Zone courante)

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante et nodale on a $A_t > A_{t\,min}$, donc on retiendra :

A_t =4 HA8=2.01 cm² ;et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

❖ $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k\right)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

avec :k = 1 (flexion simple) ; α = 90°

Zone nodale: $\frac{1.50\times10^2}{300\times8} = 0.062 \geq \frac{1.15(0.882 - 0.3\times1.50\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0013$ C'est vérifié.

Zone courante: $\frac{1.50\times10^2}{300\times15} = 0.033 \geq \frac{1.15(0.882 - 0.3\times1.50\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0013$ C'est vérifié.

❖ $$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 1.50cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times80}{400} = 0.24cm^2$ C'est vérifié

Zone courante: $A_t = 1.50cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,cm^2$ C'est vérifié

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6\times25 = 15$ MPa

Tableau III.24.Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	5.65	5.65
M_{ser} (kN.m)	14.626	29.253
Y (cm)	50y²+15.A.y-15.A.d=0→ y=6.55	50y²+15.A.y-15.A.d=0→ y=6.55
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}I^3$ + 15.A.(d-y)²→ I=54494.296cm^4	$I = \frac{b}{3}I^3$+ 15.A.(d-y)²→ I=54494.296cm^4
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	

σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 1.758$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.516$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

- **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 :

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**ℑ≤ 4.2/fe**
h/ L = 0.35 / 3.60 = 0.097 **Mt/(10 .Mo)= 20.371/(10*40.743)=0.049**	**ℑ=A/(bo*d)=5.65/(35*31.9)=0.0050** **4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01**
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

III.3.ETUDE DES DALLES PLEINES :

III.3.1.Définition :

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un deux type des dalles :

Dalles appuyées sur 03 et 04 cotés.

III.3.2.METHODE 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.3.3Hypothèses (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.3.4.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	
$T_{ext} = q.s.f_{cdg}.$	$T_{int} = M.L.\theta.$
q: Charge répartie. s: Surface de la région rigide. f_{cdg}: Flèche au niveau du centre de gravité de la région rigide.	***M***: Moment de flexion. ***L***: Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation. **θ**: L'angle de rotation.

1. Dalles appuyées sur 03 cotés :

$$\begin{cases} M_{tx}=M_{ty}=M. \\ M_{ax}=M_{ay}=0.5M. \end{cases}$$

On l'épaisseur de la dalles =15cm. (d'après le chapitre II).

Détermination des chargements de la dalle :

G(Kn/m²)	Q(Kn/m²)	P_u(Kn/m²)	P_{ser}(Kn/m²)
6.91	5	16.828	11.91

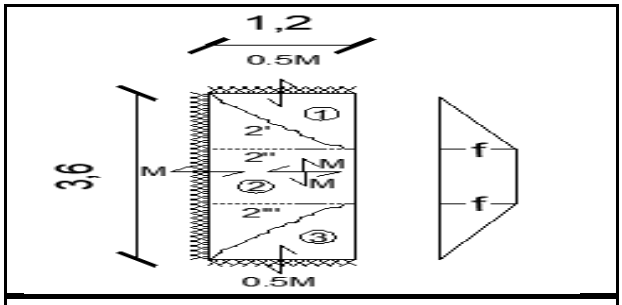


Figure.III. .Les lignes de rupture.

Les appuis sont considérés comme des encastrements

Principe de travail virtuel :

❖ Travail externe :

Le travail externe se calcul à partir d'air de chargement et de déplacement de centre de gravité :

Tableau III.25.Travail externe.

Eléments		Air de chargement	Déplacement de centre de gravité	Travail externe pour une charge qu
1		0.6y	f/3	0.2*y*f*q**u**
2	**2'**	0.6y	f/3	0.2*y*f*q**u**
	2''	(3.6-2y)*1.2	f/2	(2.16-1.2*y)*f*q**u**
	2'''	0.6y	f/3	0.2*y*f*qu
3		0.6y	f/3	0.2*y*f*q**u**
			∑	**(2.16-0.4*y)*f*qu**

1.2. Travail interne :

Le travail interne se calcul en fonction de moment de rupture, d'angle de rotation et de la langueur :

Tableau III.26.Travail interne.

Eléments		Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture(L)	Rotation (θ)	Travail interne= M. L. θ.
1	+	M	Lx=1.2m	f/y	1.2*M*f/y
	-	0.5M	Lx=1.2m	f/y	0.6*M*f/y
2	+	M	Ly=2ym	f/1.2	1.66*M*f
	-	M	Ly=3.60m	f/1.2	3*M*f
3	+	M	Lx=1.2m	f/y	1.2*M*f/y
	-	0.5M	Lx=1.2m	f/y	0.6*M*f/y
				∑	$(\frac{3.6}{y} + 1.66y + 3)$*f*M

1.3. Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

(2.16-0.4*y)*f*q_u = (1.66y+$\frac{3.6}{y}$+3)*f*M ; qu=M*$\frac{(1.66y+\frac{3.6}{y}+3)}{(2.16-0.4*y)}$

Il faut : 0 < y < 1.8m ; $\frac{dM}{dy}$ = 0 ⟹ y=1.00m

Donc : M_u=q_u*0.21=3.533Kn.m.

M_{ser}=q_{ser}*0.21=2.501Kn.m.

		M_u(Kn.m)	M_{ser}(Kn.m)
En travée	Suivant X	3.533	
	Suivant Y	3.533	
En appuis	Suivant X	1.766	-1.250
	Suivant Y	1.766	-1.250

2. Dalles appuyées sur 04 cotés :

M_{tx}=M_{ty}=M.

Max=May=0.5M.

On l'épaisseur de la dalles =15cm. (d'après le chapitre Ⅱ).

Détermination des chargements de la dalle :

Tableau III.27. Détermination des chargements de la dalle

G(Kn/m²)	Q(Kn/m²)	P_u(Kn/m²)	P_{ser}(Kn/m²)
6.91	5	16.828	11.91

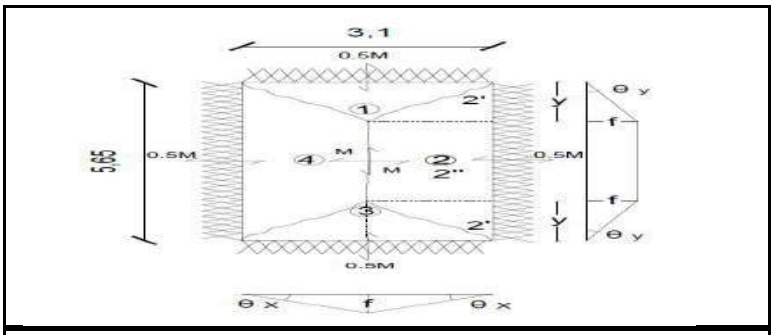


Figure.III. .Les lignes de rupture.

Les appuis sont considérés comme des encastrements

Principe de travail virtuel :

❖ Travail externe :

Le travail externe se calcul à partir d'air de chargement et de déplacement de centre de gravité :

Tableau III.28.Travail externe.

Eléments		Air de chargement	Déplacement de centre de gravité	Travail externe pour une charge qu
1		1.55y	f/3	(0.516*y)*f*q**u**
2	**2'**	2*(0.775*y)	f/3	(0.516*y)*f*q**u**
	2''	(5.65-2y)*1.55	f/2	(4.378-1.55*y)*f*q**u**
3		1.55y	f/3	(0.516*y)*f*q**u**
4	**4'**	2*(0.775*y)	f/3	(0.516*y)*f*q**u**
	4''	(5.65-2y)*1.55	f/2	(4.378-1.55*y)*f*q**u**
			∑	**(8.756-1.036*y)*f*qu**

1.2. Travail interne :

Le travail interne se calcul en fonction de moment de rupture, d'angle de rotation et de la langueur :

Tableau III.29.Travail interne.

Eléments		Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture(L)	Rotation (θ)	Travail interne= M. L. θ.
1	**+**	M	Lx=3.1m	f/y	3.1*M*f/y
	-	0.5M	Lx=3.1m	f/y	1.55*M*f/y
2	**+**	M	Ly=5.65m	2*f/Lx	3.645*M*f
	-	0.5M	Ly=5.65m	2*f/Lx	1.822*M*f
3	**+**	M	Lx=3.1m	f/y	3.1*M*f/y
	-	0.5M	Lx=3.1m	f/y	1.55*M*f/y
4	**+**	M	Ly=5.65m	2*f/Lx	3.645*M*f
	-	0.5M	Ly=5.65m	2*f/Lx	1.822*M*f
				∑	$\mathbf{(10.934+\frac{9.30}{y})*f*m}$

2.3. Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

$(8.756-1.036*y)*f*q_u = (10.934+\frac{9.3}{y})*f*M$

$qu=M*\frac{(10.934+\frac{9.3}{y})}{(8.756-1.039*y)}$

Il faut : $0 < y < 2.82m$ $\frac{dM}{dy} = 0$ ⟹ $y=1.96m$

ELU : $Mu=q_u*0.42=7.067Kn.m. \rightarrow Mt=7.067Kn.m; Ma=3.533Kn.m.$

ELS : $Mser=q_{ser}*0.42=5.002Kn.m. \rightarrow Mt=5.002Kn.m; Ma=2.501Kn.m.$

		M_u(Kn.m)	M_{ser}(Kn.m)
En travée	Suivant X	7.067	5.002
	Suivant Y	7.067	5.002
En appuis	Suivant X	3.533	-2.501
	Suivant Y	3.533	-2.501

2.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Données : f_{c28}=25 MPa, ft28 = 2,1 MPa , f_e=400 MPa , $\sigma_{b\,adm}$= 14.2 MPa , h=15cm

d_x=12cm, d_y=11cm, c=2.5cm, c'=2.5cm.

On a : $\jmath=\frac{Lx}{Ly}=0.54>0.4$; donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Calcul des sections d'acier.

		Mu (Kn.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Suivant X	En travée	7.067	0.034	0.983	1.72	0	1.5	3.51	7HA8
	En appuis	3.533	0.017	0.9915	0.85	0	1.5	3.51	7HA8
Suivant Y	En travée	7.067	0.041	0.9795	1.88	0	1.5	3.51	7HA8
	En appuis	3.533	0.020	0.990	0.93	0	1.5	3.51	7HA8

- ✓ **La vérification nécessaire :**
- ❖ **Vérification de l'espacement :**

St $\leq \overline{St}$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : St=15cm.

- ❖ **Vérification de l'ELS :**

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peut nuisible).

Béton : $\sigma b=\frac{Mser}{I}.y \leq \overline{\sigma}b=0.6.$ fc28=15MPA.

Tableau III.31. Vérification de l'ELS.

	Suivant X		Suivant Y	
	Ma	**Mt**	**Ma**	**Mt**
Mser (Kn.m)	2.501	5.002	2.501	5.002
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15			

Y (cm)	3.06	3.06	2.917	2.917
I (cm^4)	5163.046	5163.046	4267.229	4267.229
σ_b (MPA)	1.482	2.964	1.709	3.419
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**C'est vérifié**			

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

Tableau III.32. Vérification de l'effort tranchant.

	Suivant X	Suivant Y
V(Kn)	Vx= $\frac{P.L_x \cdot L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{16.828 * 3.1 * 5.65}{2 * 5.65 + 3.1}$ Vx= 20.468 Kn	Vy= $\frac{P \ . L_x \cdot L_y}{3 \ . Ly} = \frac{16.828 * 3.1 * 5.65}{3 * 5.65}$ Vy=17.388 Kn
τ_u	$\frac{Vx}{b_0 \cdot d} = 0.170 MPa$	$\frac{Vy}{b_0 \cdot d} = 0.144 MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.16MPa	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	C'est vérifié	C'est vérifié

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

❖ **Vérification préliminaire de la flèche (suivant y):**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

M_0=Pu*L_x^2/8=20.214 (KN.m).

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{310} = 0.048 \geq \frac{7.067}{20 \times 7.067} = 0.017 \qquad (C'est.vérifée)$$

$$\frac{A}{b_0.dy} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.51}{100 \times 12} = 0.0029 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C'est.vérifée)$$

Donc, Il n'est pas nécessaire fait le calcul de la flèche.

3. Dalles triangulaire appuyées sur 03 cotés :

$$\begin{cases} M_tx = M_ty = M. \\ Max = May = 0.5M. \end{cases}$$

On a l'épaisseur de la dalles =15cm. (d'après le chapitre Ⅱ).

Détermination des chargements de la dalle :

Tableau III.27. Détermination des chargements de la dalle

G(Kn/m²)	Q(Kn/m²)	P_u(Kn/m²)	P_{ser}(Kn/m²)
6.91	5	15.85	11.19

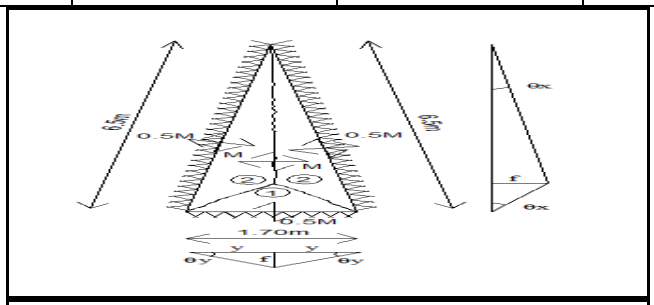


Figure.III. Les lignes de rupture

Remarque : Pour notre projet on a 2 types des dalles pleines triangulaires, on fait le calcul pour la plus défavorable, et on généralise sur l'autre modèle.

Principe de travail virtuel :

❖ Travail externe :

Le travail externe se calcul à partir d'air de chargement et de déplacement de centre de gravité :

Tableau III.28.Travail externe.

Eléments	Air de chargement	Déplacement de centre de gravité	Travail externe pour une charge qu
1	(1.7*y)/2	f/3	(0.850*y)*f*qu
2	[(1.7*6.44)/2]- [(1.7*y)/2]*2	f/3	(3.649-0.566*y)*f*qu
		∑	**(3.649-0.283*y)*f*qu**

2.2. Travail interne :

Le travail interne se calcul en fonction de moment de rupture, d'angle de rotation et de la langueur :

Tableau III.29.Travail interne.

Eléments			Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture(L)	Rotation (θ)	Travail interne= M. L. θ.
1		+	M	Lx=1.70m	f/y	1.70*M*f/y
		-	0.5M	Lx=1.70m	f/y	0.85*M*f/y
2	x	+	M	Lx/2=0.85m	f/Ly=f/6.44	0.131*M*f
		-	0.5M	Lx/2=0.85m	f/Ly=f/6.44	0.065*M*f
	y	+	M	Ly=6.44m	f/(Lx/2)=f/0.85	7.576*M*f/y
		-	0.5M	Ly=6.44m	f/(Lx/2)=f/0.85	3.788*M*f/y
					∑	$\mathbf{(0.196+\frac{13.914}{y})*f*m}$

2.3. Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

$(3.946-0.283*y)*f*q_u = (0.196+\frac{13.914}{y})*f*M$

$qu=M*\frac{(0.196+\frac{13.914}{y})}{(3.946-0.566*y)}$

Il faut : $0 < y < 3.25m$ $\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow$ $y=3.15m$

ELU : $Mu=q_u*0.662=10.495Kn.m. \rightarrow Mt=10.495Kn.m; Ma=5.247Kn.m.$

ELS : $Mser=q_{ser}*0.662=7.407Kn.m. \rightarrow Mt=7.407Kn.m; Ma=3.703Kn.m.$

		M_u(Kn.m)	M_{ser}(Kn.m)
En travée	Suivant X	10.495	5.247
	Suivant Y	10.495	5.247
En appuis	Suivant X	7.407	-3.703
	Suivant Y	7.407	-3.703

2.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Données : f_{c28}=25 MPa, ft28 = 2,1 MPa , f_e=400 MPa , $\sigma_{b\,adm}$= 14.2 MPa , h=15cm

d_x=12cm, d_y=11cm, c=2.5cm, c'=2.5cm.

On a : $\jmath=\frac{Lx}{Ly}=0.54>0.4$; donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Calcul des sections d'acier.

		Mu (Kn.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Suivant X	En travée	10.495	0.051	0.9735	2.58	0	1.5	3.51	7HA8
	En appuis	7.407	0.036	0.982	1.800	0	1.5	3.51	7HA8
Suivant Y	En travée	10.495	0.061	0.9685	2.830	0	1.5	3.51	7HA8
	En appuis	7.407	0.043	0.9785	1.977	0	1.5	3.51	7HA8

- ✓ **La vérification nécessaire :**
- ❖ **Vérification de l'espacement :**

St $\leq \overline{St}$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : St=15cm.

Vérification de l'ELS :

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peut nuisible).

Béton : $\sigma b=\frac{Mser}{I}.y \leq \overline{\sigma}b=0.6.$ fc28=15MPA.

Tableau III.31. Vérification de l'ELS.

	Suivant X		Suivant Y	
	Ma	**Mt**	**Ma**	**Mt**
Mser (Kn.m)	7.407	10.495	7.407	10.495
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15			

Y (cm)	3.06	3.06	2.917	2.917
I (cm^4)	5163.046	5163.046	4267.229	4267.229
σ_b (MPA)	4.340	6.220	5.063	7.174
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**C'est vérifié**			

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

Tableau III.32. Vérification de l'effort tranchant.

	Suivant X	Suivant Y
V(Kn)	Vx= $\frac{P.L_x \cdot L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{15.85*1.40*6.50}{2*6.50+1.40}$ Vx= 10.016 Kn	Vy= $\frac{P \ . L_x \cdot L_y}{3 \ . Ly} = \frac{15.85*1.40*6.50}{3*6.50}$ Vy=7.396Kn
τ_u	$\frac{Vx}{b_0 \cdot d} = 0.132 MPa$	$\frac{Vy}{b_0 \cdot d} = 0.061 MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.16MPa	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	C'est vérifié	C'est vérifié

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

❖ **Vérification préliminaire de la flèche (suivant y):**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

M_0=Pu*Lx^2/8=20.214 (KN.m).

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{8.920}{20 \times 10.495} = 0.042 \qquad (C'est.vérifée)$$

$$\frac{A}{b_0.dy} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.51}{100 \times 12} = 0.0029 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C'est.vérifée)$$

Donc, Il n'est pas nécessaire fait le calcul de la flèche.

III.5.7. Vérification de non poinçonnement :

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

$$Qu \leq 0.045 x Uc x hx \ f_{cj} / \gamma_b$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Nu= 517. KN , γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 15 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=50cm ;e=0cm

Uc = 260cm

Nu = 517.53 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =2925 KN…… (Condition vérifiée)

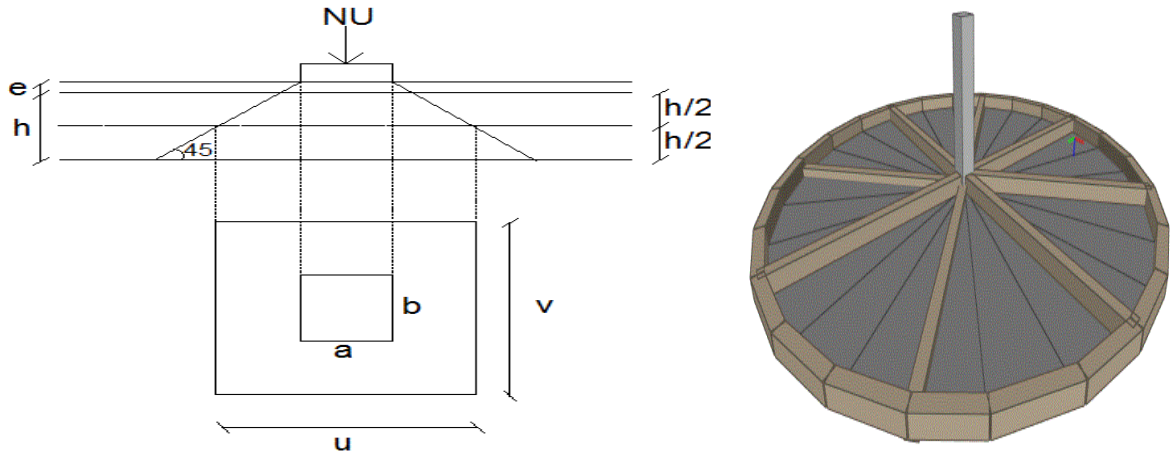


Figure III. / La vérification de non poinçonnement

3. La dalle de balcon :

3. Introduction :

Ce type de planchers se trouve au niveau des balcons, nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle appuyée sur 3 cotés et soumise à une charge uniformément répartie :

3.1. Pré dimensionnement :

Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{35} \le e \le \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \le e \le \frac{140}{30} \Rightarrow 4.00\ cm \le e \le 4.666\ cm$$

on prendre e=15cm.

3.2. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
6.19	6.00	17.35	12.45

3.3. Calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.40}{3.60} = 0.38 < 0.4.$

Donc la dalle travaille suivant une seule direction.

3.3. Calcul par la méthode des lignes de ruptures :

Deux types de rupture possible sont à envisager

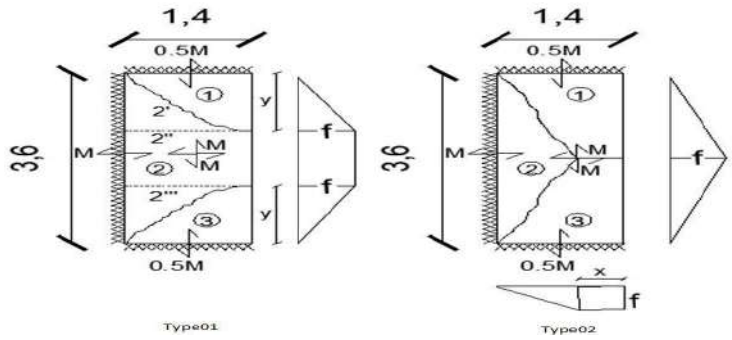


Figure 3-29: Les lignes de rupture

On procède en calcul par le type 1

Principe de travail virtuel :

1)-Travail externe

Le travail externe se calcul à partir d'air de chargement et de déplacement de centre de gravité :

Tableau III.36.Travail externe.

Eléments		Air de chargement	Déplacement de centre de gravité	Travail externe pour une charge qu
1		0.7y	f/3	0.23*y*f*q**u**
2	**2'**	0.7y	f/3	0.23*y*f*q**u**
	2''	(3.6-2y)*1.4	f/2	(2.52-1.4*y)*f*q**u**
	2'''	0.7y	f/3	0.23*y*f*qu
3		0.7y	f/3	0.23*y*f*q**u**
			∑	**(2.52-0.48*y)*f*qu**

2)-Travail interne :

Le travail interne se calcul en fonction de moment de rupture, d'angle de rotation et de la langueur :

Tableau III.37.Travail interne.

Eléments		Moment de rupture	Longueur de ligne de rupture(L)en(m)	Rotation (θ)	Travail interne= M. L. θ.
1	+	M	Lx=1.4	f/y	1.4*M*f/y
	-	0.5M	Lx=1.4	f/y	0.7*M*f/y
2	+	M	Ly=2y	f/1.4	1.42*M*f*y
	-	M	Ly=3.60	f/1.4	2.57*M*f
3	+	M	Lx=1.4	f/y	1.4*M*f/y
	-	0.5M	Lx=1.4	f/y	0.7*M*f/y
				∑	$(\frac{4.2}{y} + 1.42y + 2.57)$*f*M

3.4.Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

ELU : (2.52-0.48*y)*f*q_u = (1.42y+$\frac{4.2}{y}$+2.57)*f*M ; qu=M*$\frac{(1.42y+\frac{4.2}{y}+2.57)}{(2.52-0.48*y)}$

Il faut : $0 < y < 1.8m$; $\frac{dM}{dy} = 0 \rightarrow y=1.02m$

Donc : $Mu=q_u*0.24=4.164$ Kn.m.→Mt=4.164Kn.m;Ma=2.082Kn.m.

ELS: $Mser=q_{ser}*0.24=2.925$ Kn.m.→Mt=2.925Kn.m:Ma=1.462Kn.m.

		M_u(Kn.m)	M_{ser}(Kn.m)
En travée	Suivant X	4.164	
	Suivant Y	4.164	
En appuis	Suivant X	2.082	-1.462
	Suivant Y	2.082	-1.462

3.5. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Données : fc28=25 MPa, ft28 = 2,1 MPa , fe=400 MPa , σb adm= 14.2 MPa , h=15cm dx=12cm, dy=11cm, c=2.5cm, c'=2.5cm.

On a : $\mathcal{J}=\frac{Lx}{Ly}=0.38<0.4$; donc la dalle travaille suivant une seule direction.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu uisible.

$Øp \leq h/10 = 15/10 = 1.5$ cm, On adopte alors Ø=10 mm

d= 12.00 cm

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Calcul des sections d'acier .

	Mu (Kn.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
En travée	4.164	0.020	0.990	1.00	0	1.5	3.51	7HA8
En appuis	2.082	0.010	0.995	0.50	0	1.5	3.51	7HA8

- **l'espacement :**

St $\leq \overline{St}$ =Min {3h ;33cm}=33cm. Soit : St=15cm.

- **Armature de répartitions :**

A rép ≤A principale/4 ⟹ A rép=0.877cm²

Φrép≤Φprincipale ⟹ Φrép=8mm ; A rép=4HA8=2.01 cm².

(**Appuis et travée**) :S_t=30cm ≤ $S_{t\,adm}$=min(4h=60cm;45cm)=45cm.

- ✓ **La vérification nécessaire :**
  - **Vérification de l'ELS :**

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peut nuisible).

Béton : $\sigma_b=\frac{Mser}{I}.y \leq \overline{\sigma_b}$**=0.6.** fc28=15MPA.

Tableau III.39. Vérification de l'ELS

	Suivant y	
	Ma	**Mt**
Mser (Kn.m)	2.082	4.164
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
Y (cm)	3.066	3.066
I (cm^4)	5163.047	5163.047
σ_b (MPA)	1.236	2.472
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**C'est vérifié**	

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

Tableau III.40. Vérification de l'effort tranchant.

	Suivant X
V(Kn)	Vx= $\frac{P.L_x}{2.} = \frac{17.35*1.4}{2}$; Vx=12.110Kn
τ_u	$\frac{Vx}{b_0 \cdot d} = 0.100 MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj/γb = 1.16MPa
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	C'est vérifié

Donc le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

❖ **Vérification de la flèche (suivant y):**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

M_0=Pu*L_x^2/8=4.005 (KN.m)

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{\text{Mo}} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.0.107 \geq \frac{4.164}{20 \times 3.539} = 0.048 \qquad (C'est.vérifée)$$

$$\frac{A}{b_0.dy} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.51}{100 \times 12} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (C'est.vérifée)$$

Donc, Il n'est pas nécessaire fait le calcul de la flèche.

III.4.Calcul de coupole :

Introduction:

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou toute autre forme.

En principe, la coupole comporte une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervure, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens. Elle est mince généralement d'une ceinture de base, reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

Dans notre cas, on deux demi coupole, la premier reposant sur le chainage circulaire, la deuxième reposant sur quatre consol cette dernier reposant sur le chainage circulaire.

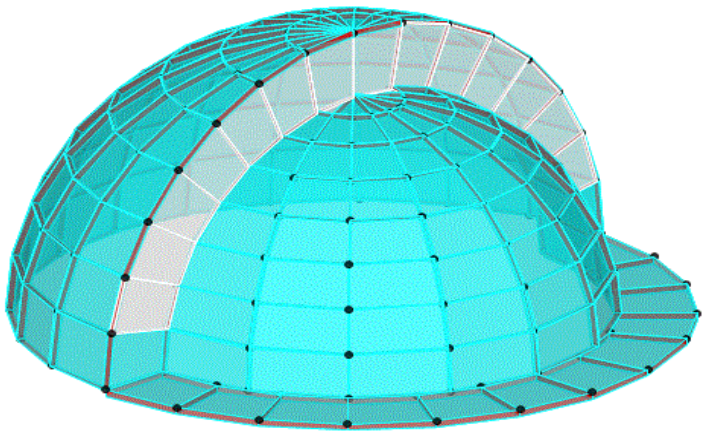


Figure III. .Vue en 3D des coupoles.

Le chargement sur la coupole :

La coupole est constituée d'une dalle en béton armé, isolation et étanchéité :

	Epaisseur(m)	Poids surfacique G(Kn/m²)
Dalle en béton armé	0.15	3.75
Isolation	0.05	0.16
Etanchéité	0.02	0.12
		G=4.03

Le poids total de la coupole :

Pt=S.G ;S=2.π.R² =2x3.14x6.5²=265.33m² →Sdemi coupole=132.665m².

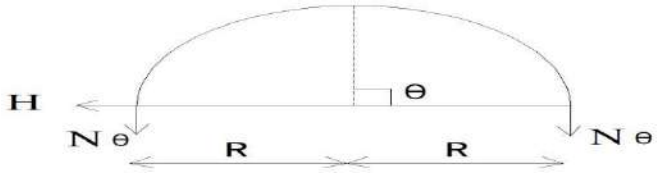
Pt=132.662x4.03=534.639Kn.

Méthode de calcul des coques :[Traité en BA]

Il faut distinguer les méthodes pratiques applicables seulement dans certains cas particuliers, la méthode de la membrane et un calcul rigoureux tenant compte des flexions.

❖ Méthode de la membrane :

Nous avons selon Timochenko pour une coque chargé symétriquement par rapport à l'axe (1), on a plusieurs cas, on intéresse par d'une coque sphérique d'épaisseur constante (voir Timochenko) :



Soit P le poids propre par mètre carré

1. Détermination des efforts :[9]

$$Nq = \frac{-\text{gxR}}{1 + \cos\emptyset}$$

Sous le poids de la coupole 'g' : $N\emptyset g = \frac{-4.03x6.42}{1+1} = \frac{-25.892}{2} = -12.946KN$

Sous la charge d'exploitation 'q' :$N\emptyset q = \frac{-1x6.425}{1+1} = \frac{-6.425}{2} = -3.212KN$

ELU : N∅u = 22.30 KN.

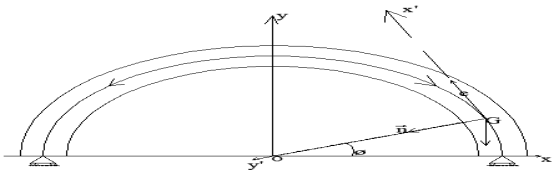
ELS : N∅S = 16.158 KN.

On a : H=N∅ x cos∅ avec H : effort suivant le méridien.

On aura l'effort de traction dans la ceinture :

N=H x R=N∅ x cos∅ x R $\Longrightarrow$ ELU: Nu =22.03x6.425x1=143.277KN/ml

$$Au = \frac{\text{Nu}}{\sigma sc} = \frac{143.277}{348} = 0.41$$



Une poutre à plan moyen (xoy) ; à section droite constante (S) ; a pour ligne moyenne un demi cercle de rayon ‹a›. Elle est située dans plan vertical (oy verticale ascendante) ; soumis à son propre poids P=π x α xp et repose en sens extrémités sur des appuis simples situés sur l'axe x'x .

Calculer sur la section droite courante, repérée par ‹O›, l'effet normale ‹N›, l'effort tranchant‹T› et le moment de flexion ‹M=Mz›.

- Solution :

Le problème est plan : Mx=0 ; My= 0 ; Mz=0

Les équations de l'équilibre local s'écrivent ; avec ; R=a :

N'-T=a× p× cosθ ; N-T=-a× p× sinθ ; M'+a× T = 0

Les conditions aux limites s'écrivent : d'autre part :

$$N(0) = -\frac{\pi}{2} \times a \times p \; ; T(0) = 0 \; ; M(0) = 0$$

Par l'intégration on a :

Compte tenu de ces de C.L: $\begin{cases} N = -a \times p\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \times \cos\theta; \\ T = a \times p \times \left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin\theta; \\ M = a^2 \times p \times \left[\left(\frac{\pi}{2} + \theta\right) \times \cos\theta + \sin\theta - \frac{\pi}{2}\right] \end{cases}$

Soit 'P' le poids propre par mètre carré de coupole ; si 'a' le rayon de la sphère :

r1=r2=a ; r0=ax sino.

R=2π.a.p.(1-coso) ;avec :P=$\frac{P\ coup}{s}$;Pcoup=S.G ;S=2π.R²=132.660m² ;G=4.03KN/m²

Pprop coup = 534..639KN/m² ; Pprop de 1m =4.03KN/ml.

Et les équations (3) et (4) donnent :$N\varphi = -\frac{axp}{1+\cos\varphi} = \frac{6.5x4.03}{1+\cos\varphi}$

On a : φ=π/2 ⟹Nφ=-axp=-26.195KN

Nφ= axp= 26.195KN.

On appel 'H' la composant horizontale de Nφ :H=1.88.a².p=49.246KN.

Le poids de variation des efforts est le point qui vérifier l'équation : H=0 dans l'intervalle : φ=43°→48°.

Détermination des armateurs longitudinaux

- **ELU de résistance :**

Du point de vue résistance, les deux matériaux béton et acier doivent équilibre l'effort de compression externe : $A = \frac{Nu-\sigma bc.B}{\sigma s} = \frac{26.195-14.2.1}{1.15} = 10.43cm^2$; A choi= 10.77cm²=7HA14

Espacement : St=15cm≤ St≡[3h=45 ;33cm].

Détermination de l'armature transversale :

$Arép = \frac{Apri}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.96cm^2 \rightarrow$ Arép=6HA8=3.01cm²

$St = 18cm \leq \overline{St} \ldots\ldots\ldots condition\ vérifier$.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{Vu}{b0.d} = \frac{49.246x10}{1000x12.2} = 2.69cm^2 \leq \tau u = \frac{0.07fc28}{\gamma} = 1.16Mpa$$

Donc : le béton qui supporter tout seul de cisaillement, donc les armateurs transversale ne sont pas nécessaire.

Vérification des sections min :On de va disposer une section minimal : $Amin = \frac{B}{1000} = \frac{1000x15}{1000} = 1.5cm^2 \ldots \ldots C.V$

❖ Vérification des contraintes :

Quelque soit la forme de la section de béton, la contrainte de béton a calculer tendra compte de la section homogenèse de béton :$\sigma b = \frac{Nser}{B+15A}$ et $\sigma s = 15\sigma b$

On a :Nser=18.234KN .

A comparer ces contraintes avec la contrainte admissible :

Si :$\sigma b \leq \sigma b = 0.6fc28$ *â l'ELS* ;

Et :$\sigma s \leq \sigma s = Min\left[\frac{2}{3}.fe\,;110\sqrt{n.ftj}\right] = 201.63Mpa.$

	Béton	Acier
σ	σb = 1.09	Σs=15.10.01=150.15
σadm	σb_ = 15	σs_=201.63
vérification	oui	oui

Dans ces conditions le ferraillage â l'ELU est bon et la section « A » calculée est bonne.

III.4.4.Console de coupole:

On adopte une section de **30 x 40 (cm^2)**

- Poids propre de la poutre console : 0. 40x0.30x25= **3 kN/ml**
- Poids dû au plancher : G plan=**18.411kN/ml**
- La charge concentrée due à la petite coupole:
  - ✓ G coupole =2xπxR^2=2x3.14x5^2=157 Kn/m^2

Le console est supporter un cinquième (1/5) de poids de coupole.

Donc : G=157/5=31.4 kn/m^2→ G=31.4x2.62=82.268Kn/ml→G=**82.268Kn/ml.**

- La charge d'exploitation : Q=3.93x1=**3.93Kn/ml**

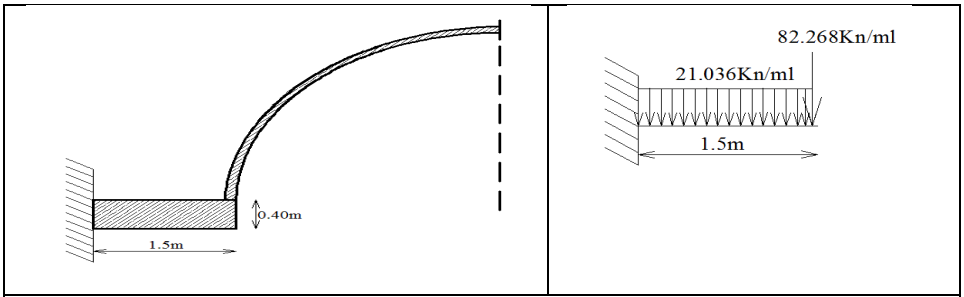


Figure III.12. Schéma statique de console.

III.4.4.1.Calcul des efforts :

1) Moment fléchissant:

❖ **à l'E.L.U :**

On a : P_u = 1.35 (3+18.411) +1.50(3.930) $\Rightarrow$ **P_u = 34.799 kN/ml**

Et : P_{ucls} = 1.35(**82.268**)$\Rightarrow$ **P_{ucls} = 111.061 kN/ml**

$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2}$ =39.149 kN.m et :$M_u = P_{ucls}.L$ = 166.592 kN.m$\Rightarrow$**M_u = 166.592 kN.m**

❖ **à l'E.L.S :**

P_{ser} = (3+18.411) + 3.930 $\Rightarrow$ **P_{ser} = 25.341 kN/ml**

Et : P_{ucls} = **82.268**$\Rightarrow$ **P_{ucls} = 82.268kN/ml**

$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2}$ = 28.086 kN.m et $M_{ser-cls}=P_{cls}.L$=123.402 kN.m$\Rightarrow$**$M_{ser=}$123.402 kN.m**

2) Effort tranchant : V(x)=-Pu-pu.x ; V(0)=-82.268Kn/ml ;V(1.5)=-100.301Kn/ml.

III.4.4.2.Ferraillage :

Béton: $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ;

$f_{t\,28}$ = 2.1 MPa ; h = 40 cm; b = 30 cm; d = 36.80cm.

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.48 : Calcul des sections d'acier de la console palière

	M_u kN.m	μ	β	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
A l'appui	166.592	0.288	0.869	14.969	0	1.20	**10HA14** **15.39**

- **Section minimales et maximales :**

Tableau III.49 :.Vérification des aciers de la poutre palière

	A(cm²)	Amin=6.00cm²	Amax=48cm²	Correction de A choisi
En appuis	15.39	C.V	C.V	**15.39cm²=10HA14**

Vérifications nécessaire :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

Vumax (kn)	$\tau x = \frac{Vumax}{bo.d}$	$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa ; 5MPa\right]$	$\tau_u < \overline{\tau}_u$
100.301	0.908	3.33 MPa	C'est vérifié

- **Vérification de compression dans la bielle de béton:**

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

$$a = Min\left[b - c - 2 ; 0.9d\right] = Min\left[24.80cm; 33.12cm\right] = 24.80\,cm$$

$$V_u = 100.301KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 24.80 = 496\ KN$$ C'est vérifié.

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \rightarrow \frac{2 \times 100.301 \times 10^3}{300 \times 248} = 2.696 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39$$ …C'est vérifié.

$$A = 4.52\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 100.301 \times 10}{400} = 2.88\,cm^2$$ …C'est vérifié.

- **Armatures transversales:**

Sont disposé pour équilibrer les contraintes de cisaillement dû aux efforts tranchant :

	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	At (cm²)	At min (cm²)	A (cm²) ≥Amin (cm²)
Zone nodale	10.00	8.60	1.50	0.720	C'est vérifié
Zone courante	15.00	20.00	1.50	1.350	C'est vérifié

Pour la zone courante et nodale on a $A_t > A_{tmin}$, donc on retiendra :

A_t =4 HA8=2.01 cm² ; et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

❖ $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k\right)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

Avec : k = 1 (flexion simple) ; α = 90°

Zone nodale: $\frac{1.50\times10^2}{300\times8}=0.062\geq\frac{1.15(0.882-0.3\times1.50\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0013$ C'est vérifié.

❖ $A_t\geq A_{\min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ **[1]**

	At (cm²)	At min (cm²)	A (cm²) ≥Amin (cm²)
Zone nodale	1.50	0.240	C'est vérifié
Zone courante	1.50	0.450	C'est vérifié

❖ Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on doit vérifier que :

Tableau III.50 : Vérification à l'E.L.S.

	En appuis
A (cm²)	15.39
M_{ser} (kN.m)	123.402
Y (cm)	50y²+15.A.y-15.A.d=0→ y=10.929
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15.A.(d-y)^2\rightarrow$ I=167363.037cm^4
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15
$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	201.60
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=8.05$
σ_s (Mpa)	201.60
$\sigma\leq\overline{\sigma}$	Oui

➢ Vérifications de la flèche : [7]

$f=\frac{ql^4}{8EI}+\frac{ql^3}{3EI}=\frac{21.036*1500^4}{8*32164*167363.037}+\frac{31.4*1500^3}{3*32164*167363.037}$=9.03mm $\overline{f}=2*(\frac{1500}{250})=12mm$

Alor : $f=9.03mm<\overline{f}=12mm$.

Donc, on garde les dimensions de la console **(b*h = 30*40).**

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

V.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G)
- Le centre de rigidité (R).

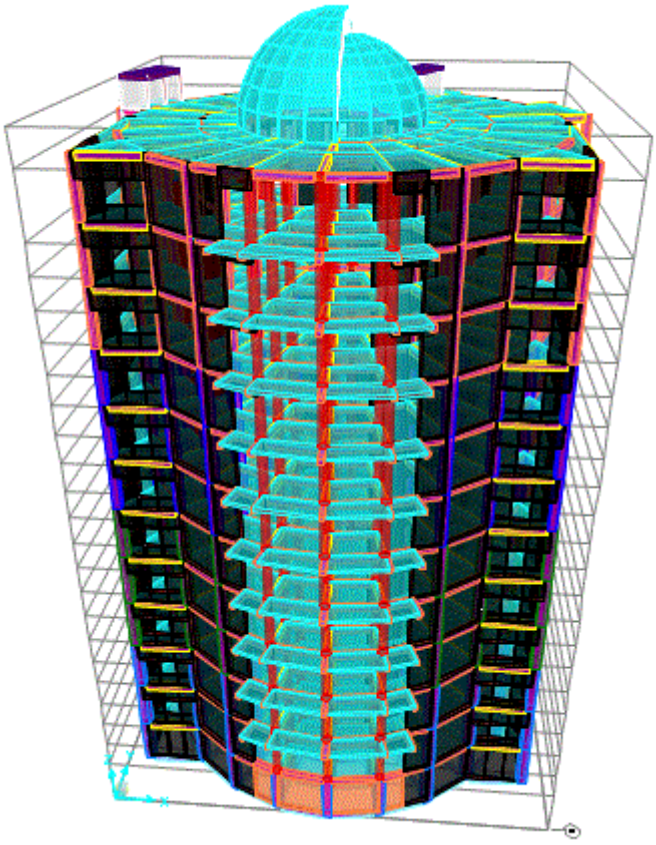


Figure V.1 : Vue de la structure en 3D

V.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales: $X_G = \frac{\sum Wi\ Xi}{\sum W_i}$ et $Y_G = \frac{\sum Wi\ Yi}{\sum W_i}$

Avec : Wi : Poids de la masse concentrée de l'élément « i » du niveau considéré.

Xi et Yi : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global ; XG et Y_G : Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

V.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes : $X_R = \frac{\sum Iyi\ Xi}{\sum Iyi}$ et : $Y_R = \frac{\sum Ixi\ Yi}{\sum Ixi}$

Avec :$I_x$et I_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapportau repère global choisi. XR, YR : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi

Tableau V.1 : centre de masse et centre de torsion

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
3.4	12114.516	15.243	14.021	11.389	5.298
7.14	10052.009	15.030	13.757	14.487	17.165
10.88	9953.021	15.048	13.751	13.778	16.925
14.62	9844.748	15.061	13.737	13.399	16.779
18.36	9833.431	15.056	13.727	13.14	16.697
22.1	9754.368	15.078	13.731	12.939	16.648
25.84	9679.704	15.101	13.737	12.772	16.619
29.58	9679.704	15.101	13.737	12.63	16.61
33.32	9610.015	15.132	13.711	12.507	16.618
37.06	9498.397	15.119	13.703	12.394	16.634
40.8	9358.727	15.116	13.614	12.289	16.649
44.54	7620.38	15.070	13.686	8.002	8.719

V.2.3.Excentricité :

V.2.3.a. Excentricité statique :

C'est le distance entre le de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $EX = |X_R - X_G|$ $E_Y = |Y_R - Y_G|$

Tableau V.2 : calcul de l'excentricité statique

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_R (m)	Ex (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	Ey (m)
Sous sol	15.243	11.389	3.854	14.021	5.298	8.723
RDC	15.029	14.487	0.543	13.757	17.165	3.422
1 er étage	15.047	13.778	1.270	13.751	16.925	3.188
2eme étage	15.061	13.399	1.662	13.737	16.779	3.057
3eme étage	15.056	13.14	1.916	13.727	16.697	2.984
4eme étage	15.078	12.939	2.139	13.731	16.648	2.932
5eme étage	15.101	12.772	2.329	13.737	16.619	2.897
6 eme étage	15.101	12.63	2.471	13.737	16.61	2.888
7 eme étage	15.132	12.507	2.625	13.711	16.618	2.922
8eme étage	15.119	12.394	2.725	13.703	16.634	2.946
9eme étage	15.116	12.289	2.827	13.614	16.649	3.050
Terrasse	15.069	8.002	7.068	13.686	8.719	4.949

V.2.3.b. Excentricité accidentelle:

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_X = 0.05\ L_X \qquad E_Y = 0.05\ L_Y$$

Ces valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_X(m)	L_Y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
Sous sol	30.43	29.80	1.5215	1.49
RDC	30.43	29.80	1.5215	1.49
1 er étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
2eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
3eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
4eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
5eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
6 eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
7 eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
8eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
9eme étage	30.43	29.80	1.5215	1.49
Terrasse	30.43	29.80	1.5215	1.49

V.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

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 V.4 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau (m)	**$Ex_{théo}$ (m)**	**Ex_{Accd} (m)**	**$Ex_{théo} - Ex_{Accd}$ (m)**	**$Ex_{théo}+Ex_{Accd}$ (m)**	**$Ey_{théo}$ (m)**	**E_{YAccd} (m)**	**$Ex_{théo} - Ex_{Accd}$ (m)**	**$Ex_{théo}+ Ex_{Accd}$ (m)**
Sous sol	3.854	4.56	0.706	8.414	8.723	4.47	4.253	13.193
RDC	0.543	4.56	4.017	5.103	3.422	4.47	1.048	7.892
1 er étage	1.270	4.56	3.29	5.83	3.188	4.47	1.282	7.658
2eme étage	1.662	4.56	2.898	6.222	3.057	4.47	1.413	7.527
3eme étage	1.916	4.56	2.644	6.476	2.984	4.47	1.486	7.454
4eme étage	2.139	4.56	2.421	6.699	2.932	4.47	1.538	7.402
5eme étage	2.329	4.56	2.231	6.889	2.897	4.47	1.573	7.367
6 eme étage	2.471	4.56	2.089	7.031	2.888	4.47	1.582	7.358
7 eme étage	2.625	4.56	1.935	7.185	2.922	4.47	1.548	7.392
8eme étage	2.725	4.56	1.835	7.285	2.946	4.47	1.524	7.416
9eme étage	2.827	4.56	1.733	7.387	3.050	4.47	1.42	7.52
Terrasse	7.068	4.56	0.706	8.414	4.949	4.47	0.479	9.419

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 30.43 m et : Largeur du bâtiment = 29.80 m.

Excentricité admissible **[Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003] :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.56 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 4.47 m

V.3.Choix de la méthode de calcul :

V.3.1.Introduction :

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

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

V.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

V.3.2.1.Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.3.2.2.Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}\begin{cases} 1.25\ A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\ \eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\leq T\leq T_2 \\ 2.5\ \eta\ (1.25A)\ \frac{Q}{R} & T_2\leq T\leq T_2 \\ 2.5\eta\ (1.25\ A)\ \left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\leq T\leq 3.0\ s \\ 2.5\eta\ (1.25\ A)\ \left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T\geq 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B) A = 0.30

b. facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi\xi)} = 10\ \%$ avec remplissage dense.

c. coefficient de comportement R : [1]

Système de contreventement mixte assuré par des voiles porteur (R=3.5).

- Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5] :

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Niveau (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (kN)
44.54	12284.074	7375.277	4908.797	1774.189	0.000	1774.189
40.8	22026.540	12792.121	9234.419	3101.990	0.000	3101.990
37.06	32153.174	18279.103	13874.071	4476.308	0.000	4476.308
33.32	42930.635	25254.465	17676.170	5586.719	0.000	5586.719
29.58	52798.222	31368.573	21429.649	6367.499	0.000	6367.499
25.84	63251.571	37666.959	25584.612	7104.834	0.000	7104.834

22.1	74678.442	46298.545	28379.897	8006.133	0.000	8006.133
18.36	85920.488	53161.965	32758.523	8804.156	0.000	8804.156
14.62	96267.663	60345.629	35922.034	8738.537	0.000	8738.537
10.88	109396.594	70667.350	38729.244	9506.508	0.000	9506.508
7.14	119491.948	78471.167	41020.781	9693.744	0.000	9693.744
3.4	135978.542	72933.569	63044.973	11824.396	0.000	11824.396

Valeurs en pourcentage :

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Niveau (m)	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Effort tranchant Tx (%)**	**Tx /Poteaux (%)**	**Tx /Voiles**
44.54	100	60.039	39.961	100	0.000	100.000
40.8	100	58.076	41.924	100	0.000	100.000
37.06	100	56.850	43.150	100	0.000	100.000
33.32	100	58.826	41.174	100	0.000	100.000
29.58	100	59.412	40.588	100	0.000	100.000
25.84	100	59.551	40.449	100	0.000	100.000
22.1	100	61.997	38.003	100	0.000	100.000
18.36	100	61.873	38.127	100	0.000	100.000
14.62	100	62.685	37.315	100	0.000	100.000
10.88	100	64.597	35.403	100	0.000	100.000
7.14	100	65.671	34.329	100	0.000	100.000
3.4	100	53.636	46.364	100	0.000	100.000

Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5] :

Suivant Y :

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Niveau (m)	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
44.54	13395.963	7375.277	6020.686	1813.056	0.000	1813.056
40.8	24138.453	12792.121	11346.332	3202.117	0.000	3202.117
37.06	35188.852	18279.103	16909.749	4785.107	0.000	4785.107
33.32	46892.857	25254.465	21638.392	6219.677	0.000	6219.677
29.58	57672.571	31368.573	26303.998	7428.328	0.000	7428.328
25.84	69029.661	37666.959	31362.702	8477.773	0.000	8477.773
22.1	81209.377	46298.545	34910.832	9396.453	0.000	9396.453
18.36	93271.000	53161.965	40109.035	10187.245	0.000	10187.245
14.62	104440.189	60345.629	44094.560	10677.969	0.000	10677.969
10.88	118184.201	70667.350	47516.851	11242.809	0.000	11242.809
7.14	128919.240	78471.167	50448.073	11526.771	0.000	11526.771

3.4	144645.265	72933.569	71711.696	13277.984	0.000	13277.984

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
44.54	100	55.056	44.944	100	0.000	100.000
40.8	100	52.995	47.005	100	0.000	100.000
37.06	100	51.946	48.054	100	0.000	100.000
33.32	100	53.856	46.144	100	0.000	100.000
29.58	100	54.391	45.609	100	0.000	100.000
25.84	100	54.566	45.434	100	0.000	100.000
22.1	100	57.011	42.989	100	0.000	100.000
18.36	100	56.997	43.003	100	0.000	100.000
14.62	100	57.780	42.220	100	0.000	100.000
10.88	100	59.794	40.206	100	0.000	100.000
7.14	100	60.868	39.132	100	0.000	100.000
3.4	100	50.422	49.578	100	0.000	100.000

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent 100 % de l'éffort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

d. facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à l'additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1+\sum P_q$

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1.05$

e. période caractéristique :

$T_1 = 0.15$ s $T_2 = 0.5$ s site S3

V.4. Résultat 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 la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements

- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Disposition des voiles :

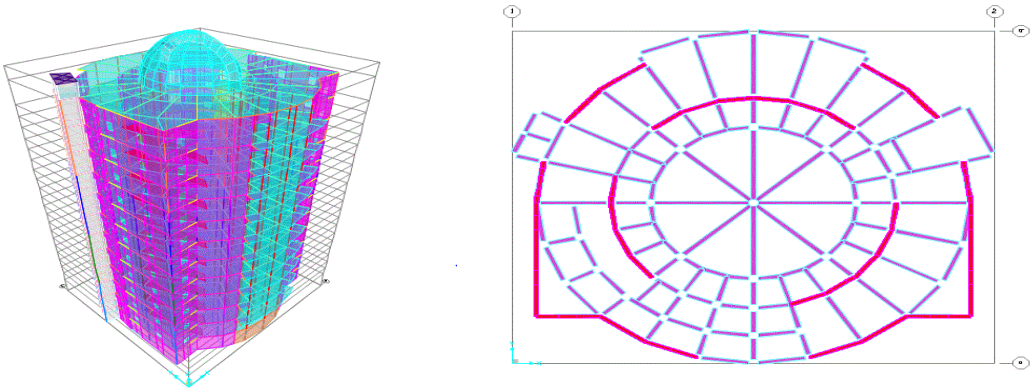


Figure V.2 : disposition des voiles en 3D

V.2.4.a. Vérification de comportement :

Tableau V.8 : le comportement des trois premiers modes

Modes	Mode 1 ; T=0.62 S	Mode 2 ; T=0.45 S	Mode 3 ; T= 0.29 S
Sens	**Participation massique**	**Participation massique**	**Participation massique**
Suivant X	64.454	0.828	0.167
Suivant Y	0.799	62.391	5.061
Autour de Z	0.016	6.041	68.098
Comportement	**Translation suivant X**	**Translation suivant X**	**Rotation Autour de Z**

1er mode : Translation suivant "X ", c'est le sens de faible rigidité "I min".

2eme mode : Translation suivant "Y", c'est le sens de fort rigidité "I max".

3eme mode : Rotation autour de "Z" due au moment de torsion $M_R < M_{RV}$ (moment d'inertie).

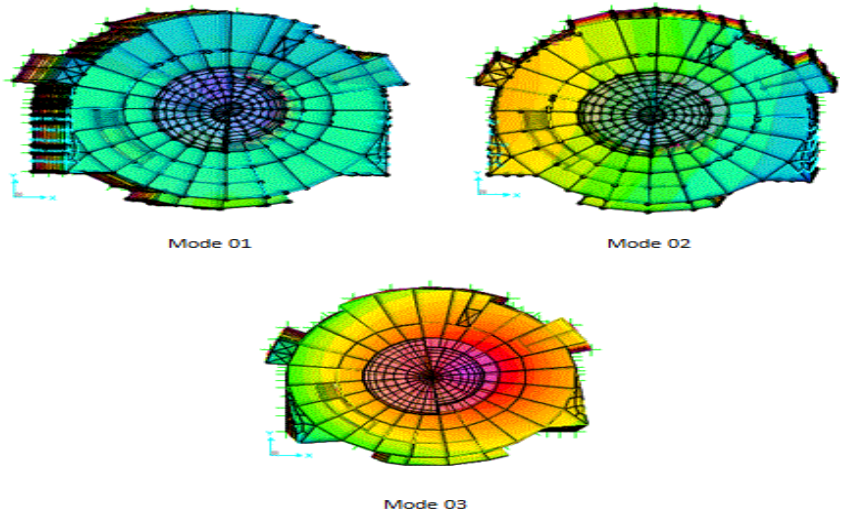


Figure V.3 : le comportement des trois premiers modes.

V.2.4.b. Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation

Tableau V.9 : Coefficient de participation massique

Mode	périodes	Cumul des masses modèles effectives (%)		
		Sens X	Sens-Y	Sens Z
74	7.876	89.878%	91.251%	86.474%
82	8.362	90.213%	91.722%	86.536%
154	11.8	93.008%	92.601%	90.016%

V.2.4.c. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Donc il faut vérifier que $V_t / V > 0.8$

Calcul de la force sismique totale :

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

$V_x = \frac{A.D_X.Q_X}{R} W$; $V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R} W$

D : facteur d'amplification dynamique moyen : $T_2 = 0.5$ s (site S3)

Tableau V.10 : calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑W (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.3(	1.910	1.910	3.5	1.05	1.05	139750.100	24023.042	24023.042

Tableau V.11. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V (KN)	V_t(KN)	0.8 .V	V_t> 0.8 V	Scale facteur≥ 0.8 V/Vt
X	24023.0	14493.863	19218.4	Non	0.898≈1.35
Y	24023.0	16132.013	19218.4	Non	0.839≈1.20

V.4.2.d. Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau V.12 : Calcul de moment de renversement.

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
44.54	4442.6253	4442.6253	197874.53	197874.53

40.8	3376.7307	3376.7307	137770.61	137770.61
37.06	3036.9926	3036.9926	112550.95	112550.95
33.32	2700.8036	2700.8036	89990.775	89990.775
29.58	2394.8959	2394.8959	70841.021	70841.021
25.84	2075.2721	2075.2721	53625.031	53625.031
22.1	1761.3179	1761.3179	38925.126	38925.126
18.36	1463.2487	1463.2487	26865.247	26865.247
14.62	1156.7908	1156.7908	16912.282	16912.282
10.88	850.86883	850.86883	9257.4529	9257.4529
7.14	550.17188	550.17188	3928.2272	3928.2272
3.4	213.32362	213.32362	725.30031	725.30031
Somme			759266.55	795422.09

Tableau V.13 : Calcul de moment de stabilité

hi (m)	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**W_i (KN)**	**M_{SX} (KN.m)**	**M_{SY} (KN.m)**
44.54	15.243	14.021	12114.516	79658.12	42505.70
40.8	15.029	13.757	10052.009	69217.61	38466.66
37.06	15.047	13.751	9953.021	69217.61	38466.66
33.32	15.061	13.737	9844.748	69217.61	38466.66
29.58	15.056	13.727	9833.431	69217.61	38466.66
25.84	15.078	13.731	9754.368	69217.61	38466.66
22.1	15.101	13.737	9679.704	69217.61	38466.66
18.36	15.101	13.737	9679.704	69076.39	38447.46
14.62	15.132	13.711	9610.015	130282.97	69566.90
10.88	15.119	13.703	9498.397	694323.12	381320.01
7.14	15.116	13.614	9358.727	79658.12	42505.70
3.4	15.069	13.686	7620.38	69217.61	38466.66
somme			116999.02	694323.12	381320.01

Donc il faut vérifier que$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau V.14 : Vérification de la stabilité

M_{RX} (KN.m)	**M_{RY} (KN.m)**	**M_{sx} (kN.m)**	**M_{sy} (kN.m)**	**M_{SX} /M_{RX}**	**M_{SY} /M_{RY}**	**M_{SX} /M_{RX} ≥1.5**
759266.550	759266.550	2917726.63	1608727	3.840	2.110	Vérifiée

V.2.4.e. Vérification des déplacements :

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

Tableau V.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
44.54	3.13	10.96	1.02	3.74	Ok
40.8	2.84	9.94	1.05	3.74	Ok
37.06	2.54	8.89	1.12	3.74	Ok
33.32	2.22	7.77	1.12	3.74	Ok
29.58	1.9	6.65	1.12	3.74	Ok
25.84	1.58	5.53	1.12	3.74	Ok
22.1	1.26	4.41	1.08	3.74	Ok
18.36	0.95	3.33	0.98	3.74	Ok
14.62	0.67	2.35	0.91	3.74	Ok
10.88	0.41	1.44	0.77	3.74	Ok
7.14	0.19	0.67	0.53	3.74	Ok
3.4	0.04	0.14	0.14	3.4	Ok

Tableau V.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δ_{ky} (cm)	R.δky (cm)	Δ_{ky} (cm)	0.01 h (cm)	vérification
44.54	2.54	8.89	0.77	3.74	vérif.
40.8	2.32	8.12	0.8	3.74	vérif.
37.06	2.09	7.32	0.84	3.74	vérif.
33.32	1.85	6.48	0.88	3.74	vérif.
29.58	1.6	5.6	0.91	3.74	vérif.
25.84	1.34	4.69	0.87	3.74	vérif.
22.1	1.09	3.82	0.88	3.74	vérif.
18.36	0.84	2.94	0.84	3.74	vérif.
14.62	0.6	2.1	0.77	3.74	vérif.
10.88	0.38	1.33	0.66	3.74	vérif.
7.14	0.19	0.67	0.49	3.74	vérif.
3.4	0.05	0.18	0.18	3.4	vérif.

V.2.4.f. 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 : $\theta = P_k\Delta_k / V_k x\, h_k \leq 0.10$

Tableau V.17 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y

Nivea	Wi	Δ_{kx}	Δ_{ky}	F_{ix}	F_{iy} (KN)	h_k	θ_{kx}	θ_{ky}	vérification

u	(KN)	(cm)	(cm)	(KN)		(cm)			
46.54	7631.34	3.15	2.27	2468.42	2667.78	374	0.0084	0.0051	Vérifié
40.8	9369.69	2.86	2.08	2776.22	3000.44	374	0.0095	0.0061	Vérifié.
37.06	9509.36	2.56	1.87	2559.32	2766.03	374	0.0107	0.0068	Vérifié
33.32	9620.98	2.25	1.66	2328.05	2516.08	374	0.0128	0.0082	Vérifié
29.58	9690.66	1.92	1.43	2081.71	2249.84	374	0.0139	0.0093	Vérifié
25.84	9690.66	1.6	1.2	1818.5	1965.37	374	0.0164	0.0105	Vérifié
22.1	9765.33	1.27	0.97	1567.28	1693.86	374	0.0182	0.0119	Vérifié
18.36	9844.39	0.96	0.75	1312.59	1418.6	374	0.0203	0.0137	Vérifié
14.62	9855.71	0.67	0.54	1046.41	1130.93	374	0.0229	0.0163	Vérifié
10.88	9963.98	0.41	0.34	787.28	850.87	374	0.025	0.0185	Vérifié
7.14	10062.9	0.2	0.17	521.79	563.93	374	0.0289	0.02	Vérifié
3.4	12114.5	0.04	0.05	299.13	323.28	340	0.0167	0.0198	Vérifié

V.2.4.g. vérification de cisaillement des éléments :

Par le CBA et dont but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a. les poteaux :

Système de contreventement dans notre structure on utilise système de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent 100 % de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi R=3.5.

$\tau = \frac{T_{MAX}}{b.d} = 0$

b. les poutres

Tableau V.17 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	combinaison	Fissuration	Vu (KN)	τ(MPA)	τ_{adm}(MPA)	$\tau \leq \tau_{adm}$
PP (30x40)	G+ Q+ +Edx	préjudiciable	122.230	1.086	3.260	Vérifiée.
PS (30x35)	G+ Q+Edx	préjudiciable	142.607	1.463	3.260	Vérifiée.

V.2.4.h. Vérification des sollicitations normales :.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Tableau V.18 : vérification des sollicitations normales

Section initial	Section final	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (MPa)		vérification
50*50	60*60	1885.941	336400	1.35G+1.5Q	25	0.224	0.3	vérifiée
45*45	55*55	1882.214	280900	1.35G+1.5Q	25	0.268	0.3	vérifiée
40*40	55*40	1209.966	230400	1.35G+1.5Q	25	0.210	0.3	vérifiée
35*35	35*35	553.44	184900	1.35G+1.5Q	25	0.120	0.3	vérifiée

V.2.5.Caractéristique mécaniques de matériaux :

- **Béton:** Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangent en convenables et de manière homogène du ciment, granulats (gravier, sable) et d'eau.

La composition d'un **$1m^3$**de béton est :

- Ciment (classe 325) ……**350Kg.**
- Sable (0/5) ……..…….. **400Kg.**
- Gravier (5/25)……...**800Kg.**
- Eau de gâchage……..…**175L.**

Tableau V.19 : Dimensionnement final.

Niveau	Poteaux	Poutre porteuse I	Poutre porteuse II	Voiles de contreventement	Voiles périphérique
3 niveaux	**45x45**	**30x40(cm^2)**	**30x35(cm^2)**	**25(cm)**	**25(cm)**
3 niveaux	**50x50**				
2 niveaux	**55x55**				
RDC	**60x60**				
sous-sols	**60x60**				

Conclusion générale :

Finalement, nous avons assuré une bonne stabilité globale de la structure par :

1. un dimensionnement adéquat de tous les éléments
2. le système de contreventement.

CHAPITRE V :

ETUDE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

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.2.1.1 Introduction :

Comme les poutres généralement travaillent en flexion simple avec un effort tranchant, elles nécessitent un ferraillage longitudinale pour équilibrer les contraintes de traction dans la zone tendue due au moment de flexion en travées et en appuis et Un ferraillage transversale pour équilibrer les contraintes de cisaillements due au effort tranchant.

V.2.1.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.1.2.a. 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 nodale.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.1.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

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

*St ≤ h/2 en Zone courante. *St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

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

A- Les poutres porteuses I :

A.1. Ferraillage longitudinal:

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres porteuses I

Niveau	position	Mu	B (cm²)	combinaison	A'	A_{calcul} (cm^2)
Terrasse	Travée	84.016	30x40	G+Q+Edx	0.00	7.00
	Appui	-113.565	30x40	G+Q+Edx	0.00	9.70
Etages	Travée	96.971	30x40	0.8G+Edx	0.00	8.20
	Appui	-131.778	30x40	G+Q+Edy	0.00	11.60
Sous sol	Travée	52.0674	30x40	G+Q+Edx	0.00	4.20
	Appui	-69.0191	30x40	G+Q+Edx	0.00	5.60

A.2. Vérification des armatures longitudinales selon le RPA et le CBA :

Il faut vérifier que :

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

Tableau V-3 : Vérification des armatures longitudinale des poutres porteuses I

Niveau	Position	B (cm²)	A_{calcul}	A_{min} (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)
				CBA	RPA	
Terrasse	Travée	30x40	7.00	1.20	6.00	**3HA12+3chHA14=8.01cm²**
	Appui	30x40	9.70	1.20	6.00	**3HA12+5chHA14=11.09**
Etages	Travée	30x40	8.20	1.20	6.00	**3HA12+4chHA14=10.46**
	Appui	30x40	11.60	1.20	6.00	**3HA12+6chHA14 =12.63**
Sous sol	Travée	30x40	4.20	1.20	6.00	**3HA12+2chHA14=6.47**
	Appui	30x40	5.60	1.20	6.00	**3HA12+2chHA14=6.47**

Tous les poutres sont sollicitée à ACC donc la section d'armateur doit être diminue au niveau se sous sol (la force sismique est augmenté par rapport d'hauteur).

A.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 Mser :

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	B (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	σ_b (MPa	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ (MPa	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	Vérifi
Terrasse	Travée	48.5315	30X40	8.01	7.10	15	184.1	201.6	oui
	Appui	-43.6401	30X40	9.49	6.10		140.9		
Etages	Travée	28.4875	30X40	7.19	4.30	15	-	-	oui
	Appui	-35.6192	30X40	11.09	5.40		-		
Sou sol	Travée	24.0308	30X40	7.19	3.70	15	-	-	oui
	Appui	-30.7609	30x40	7.19	4.70		-		

A.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

- T_u: effort tranchant

Tableau V-5 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

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-6: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses I

Niveau	Vu	B	Combinaiso	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	106.502	30x40	1.35G+1.5Q	0.947	4.34	OUI
Etage	61.054	30x40	1.35G+1.5Q	0.543	4.34	OUI
Sous sol	51.026	30x40	1.35G+1.5Q	0.454	4.34	OUI

B- Les poutres porteuses II :

B.1. Ferraillage longitudinal:

Tableau V-7 : Ferraillage longitudinal des poutres porteuses II

Niveau	Position	Mu (KN.m)	B (cm^2)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)
Terrasse	Travée	70.5814	30x35	G+Q+Edx	0.00	5.80
	Appui	-99.9524	30x35	G+Q+Edx	0.00	8.40
Etages	Travée	79.2322	30x35	0.8G+Edx	0.00	6.50
	Appui	-117.4354	30x35	G+Q+Edy	0.00	10.10
Sous sol	Travée	46.9028	30x35	G+Q+Edx	0.00	3.70
	Appui	-56.3657	30x35	G+Q+Edy	0.00	4.50

B.2.Vérification des armatures longitudinales selon le RPA et le CBA :

Tableau V-8 : vérification des armatures longitudinales selon le CBA et le

Niveau	Position	B (cm^2)	A calcul	A_{min} (cm^2)		A choisie (cm^2)
				CBA	RPA	
Terrasse	Travée	30x40	5.80	1.05	5.25	**3HA12+2chHA14=7.19**
	Appui	30x40	8.40	1.05	5.25	**3HA12+4HA14=9.49**
Etages	Travée	30x40	6.50	1.05	5.25	**3HA12+2chHA14=7.19**
	Appui	30x40	10.10	1.05	5.25	**3HA12+5HA14=11.09**
Sous sol	Travée	30x40	3.70	1.05	5.25	**3HA12+2chHA14=7.19**
	Appui	30x40	4.50	1.05	5.25	**3HA12+2chHA14=7.19**

B.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuses II

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Terrasse	Travée	28.3853	30x35	7.19	5.50	15	138.50	202	Oui
	Appui	-26.4700	30x35	9.49	4.7		99.60		Oui
Etages	Travée	23.7886	30x35	7.19	4.60	15	116.10	202	
	Appui	-33.4418	30x35	11.09	12.00		109.80		Oui
Sous sol	Travée	24.2613	30x35	7.19	4.70	15	118.40	202	oui

	Appui	-25.9997	30x35	7.19	5.00		127.00		

B.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

Tableau V-10 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b};\ 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b};\ 5MPa\right]$
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-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses

Nivea	**Vu (KN)**	**B (cm²)**	**Combinaiso**	**τu**	$\overline{\tau u}$ **(Mpa)**	**τu≤** $\overline{\tau_u}$
Terras	61.068	30x55	1.35G+1.5Q	0.543	3.30	OUI
Etage	43.23	30x55	1.35G+1.5Q	0.348	3.30	OUI
Sous	40.175	30x55	1.35G+1.5Q	0.357	2.50	OUI

V.2.1.3. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haut e adhérence de nuance FeE400.

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 :

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

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

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

Tableau V-12 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Section	**τu (Mpa**	**St (c**	**At (cm2**	**S (Z**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm2**	**S (ZN)**	**S'(ZC)**	**At choisie**
30×40	0.947	30	0.306	9.6	20	1.20	10	15	**2.01=4Φ8**
30×35	0.543	25	0.175	9.6	17.5	1.05	10	15	**2.01=4Φ8**

V.2.1.4. Vérification de la flèche :

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres porteuse I

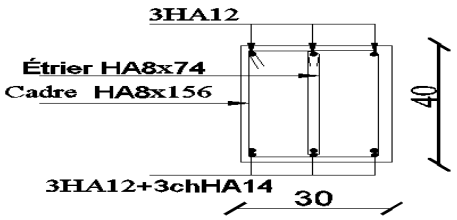
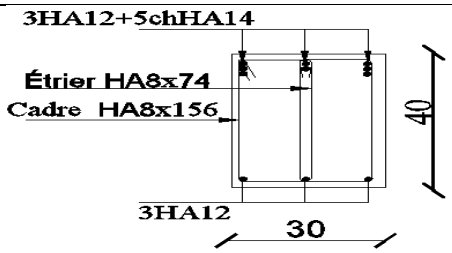
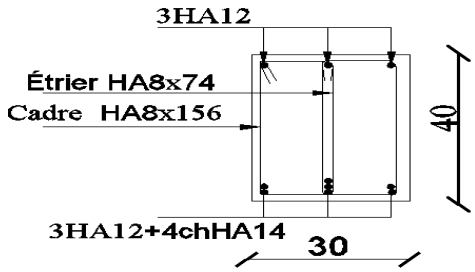
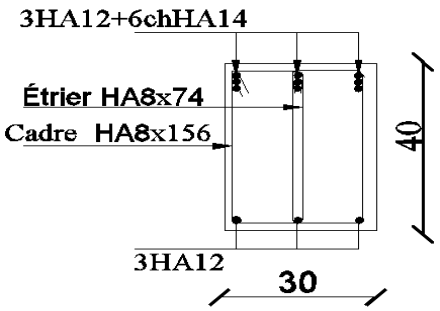
Niveau	position	Mser (Kn.m)	Aadop (cm²)	f(mm)	f adm (mm)	Vérification
Terrasse	Travée	48.5315	8.01	3.90	9.40	Vérifiée
	Appui	43.6401	9.49	4.90	9.40	Vérifiée
Etages	Travée	28.4875	7.19	1.70	9.40	Vérifiée
	Appui	-35.6192	11.09	2.30	9.40	Vérifiée
Sous sol	Travée	24.0308	7.19	1.40	9.40	Vérifiée
	Appui	-30.7609	7.19	1.80	9.40	Vérifiée

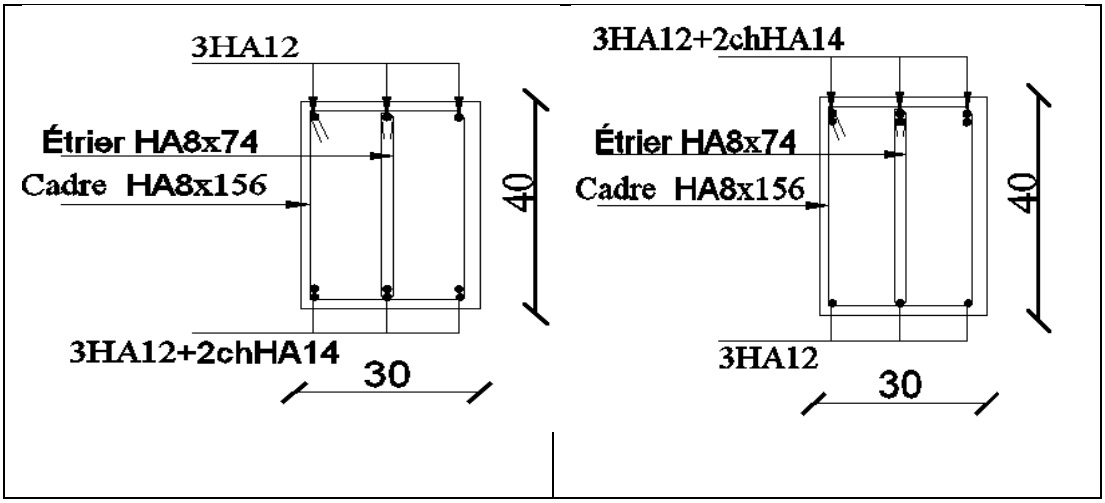
Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres porteuse I

Niveau	position	Mser (Kn.m)	Aadop (cm²)	f(mm)	f adm (mm)	Vérification
Terrasse	Travée	28.3853	7.19	1.30	7.70	Vérifiée
	Appui	-26.4700	9.49	1.70	7.70	Vérifiée
Etages	Travée	23.7886	7.19	0.90	7.70	Vérifiée
	Appui	-33.4418	11.09	1.20	7.70	Vérifiée
Sous sol	Travée	24.2613	7.19	1.10	7.70	Vérifiée
	Appui	-25.9997	7.19	1.30	7.70	Vérifiée

V.2.1.5.Dessin de ferraillage :

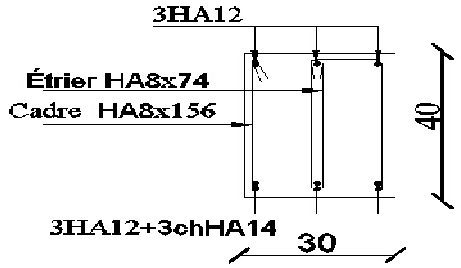
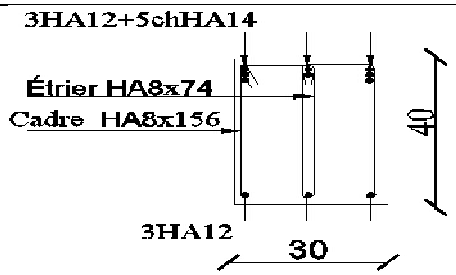
1-Dessin de ferraillage des poutres porteuses I :

<table>
<tr><td colspan="2">Etages</td></tr>
<tr><td>Travée</td><td>Appui</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td colspan="2">Sous sol</td></tr>
<tr><td>Travée</td><td>Appui</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td colspan="2">Sous sol</td></tr>
<tr><td>Travée</td><td>Appui</td></tr>
</table>

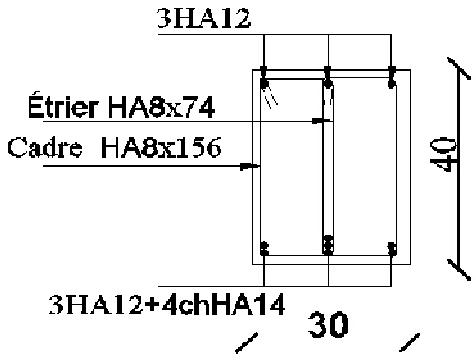
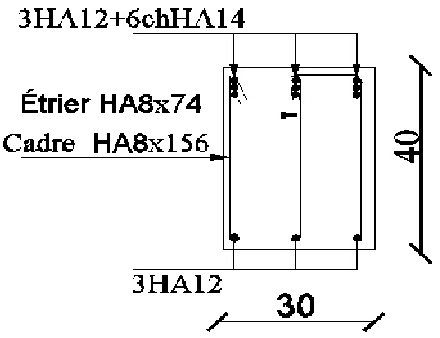


2-Dessin de ferraillage des poutres porteuses II :

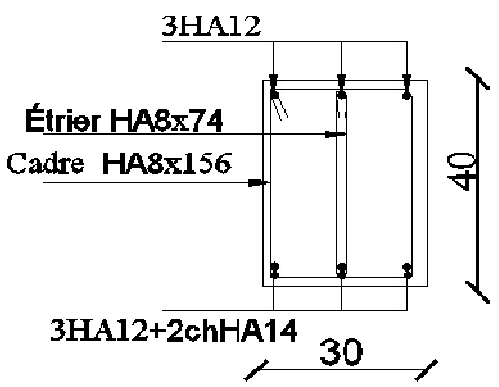
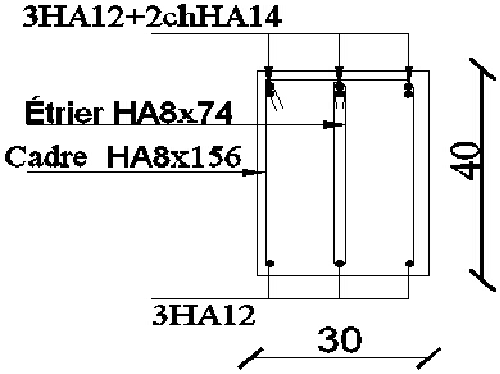
Terrasse

Travée	Appui
	

Etages

Travée	Appui
	

Sous sol

Travée	Appui
	

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et une partie des charges horizontales pour les structures auto stables contreventées par des voiles. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.2. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.2.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

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

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

V.3.1.2.b. 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}.

V.3.1.2.c. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

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

Zone : III.

Section minimale des armatures longitudinale : 0.9%.(b.h) (cm²).

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitation	Combinaison	N (Kn)	Mx (Kn.m)	My (Kn.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	Amin (cm²)	A Choisie (cm²)
Pot circulaire	N_{max}- M_{corres}	ELU	1440.823	0.0903	7.0042	7.5	-	25.43	28.10= 8HA16+ 8HA14
	$M_{x\ max}$- N_{corres}	ELU	332.106	135.072	4.5366	7.5	-	25.43	
	$M_{y\ max}$- N_{corres}	ELU	511.215	1.3885	98.7165	7.5	-	25.43	
	N_{min} - M_{corres}	ELU	20.187	50.1555	18.6245	7.5	-	25.43	
60x60	N_{max}- M_{corres}	ELU	2340.751	29.5169	1.286	3.0	1.80	32.40	36.19= 18HA16
	$M_{x\ max}$- N_{corres}	ELU	205.628	60.0449	3.2982	3.60	1.20	32.40	
	$M_{y\ max}$- N_{corres}	ELU	1267.114	2.3479	72.4899	3.0	1.80	32.40	
	N_{min} - M_{corres}	ELU	141.451	43.4751	8.5818	3.90	0.90	32.40	
55x55	N_{max}- M_{corres}	ELU	1863.145	22.2865	0.7219	2.8	1.60	27.22	32.17= 16HA16
	$M_{x\ max}$- N_{corres}	ELU	891.929	49.9454	0.3554	2.80	1.60	27.22	

	$M_{y\ max}$- N_{corres}	ELU	939.182	4.4348	53.8459	2.8	1.6	27.22	
	N_{min} - M_{corres}	ELU	390.785	0.601	1.0971	2.80	1.60	27.22	
50x50	N_{max}- M_{corres}	ELU	1182.333	15.7088	0.7357	2.5	1.5	22.50	24.13= 12HA16
	$M_{x\ max}$- N_{corres}	ELU	237.937	43.2524	1.5806	2.5	1.5	22.50	
	$M_{y\ max}$- N_{corres}	ELU	561.005	10.3949	33.6979	2.5	1.5	22.50	
	N_{min} - M_{corres}	ELU	137.275	36.1336	27.7854	2.7	1.3	22.50	
45x45	N_{max}- M_{corres}	ELU	534.824	11.3275	0.6365	2.3	1.3	18.22	20.36= 4HA16+ 8HA14
	$M_{x\ max}$- N_{corres}	ELU	3.159	40.2745	24.249	2.60	1.00	18.22	
	$M_{y\ max}$- N_{corres}	ELU	0.297	7.9647	36.4491	1.00	2.6	18.22	
	N_{min} - M_{corres}	ELU	49.964	29.1116	32.4547	2.20	1.40	18.22	

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.

V.3.1.2.d. 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 Mser, Nser selon les règles CBA93.

Tableau 5-27 : vérification des armatures à ELS des

Section	Sollicitation	Combinaison	N (Kn)	Mx (Kn.m)	My (Kn.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_b (MPa)	Vérification
	N_{max}- M_{corres}	ELS	1067.276	0.066	5.1883	7.5	-	3.90	Oui

Pot circulaire	$M_{x\ max}$-N_{corres}	ELS	917.264	12.133	1.9504	7.5	-	3.70	Oui
	$M_{y\ max}$-N_{corres}	ELS	962.43	0.202	11.0389	7.5	-	3.80	Oui
	N_{min} - M_{corres}	ELS	235.221	6.514	0.8037	7.5	-	1.10	Oui
60x60	N_{max}- M_{corres}	ELS	1733.911	21.858	0.9542	3.0	1.80	5.30	Oui
	$M_{x\ max}$-N_{corres}	ELS	952.958	39.452	1.3738	3.00	1.80	3.60	Oui
	$M_{y\ max}$-N_{corres}	ELS	938.598	1.738	53.6964	3.0	1.80	4.00	Oui
	N_{min} - M_{corres}	ELS	432.442	1.355	1.2832	3.90	0.90	1.2	Oui
55x55	N_{max}- M_{corres}	ELS	1380.125	16.509	0.5354	2.8	1.60	5.00	Oui
	$M_{x\ max}$-N_{corres}	ELS	660.717	36.985	0.2669	2.80	1.60	3.40	Oui
	$M_{y\ max}$-N_{corres}	ELS	695.692	3.287	39.8876	2.80	1.60	3.70	Oui
	N_{min} - M_{corres}	ELS	378.039	0.526	0.9004	2.80	1.60	1.30	Oui
50x50	N_{max}- M_{corres}	ELS	875.814	11.637	0.5455	2.50	1.50	3.90	Oui
	$M_{x\ max}$-N_{corres}	ELS	415.562	24.963	24.963	2.50	1.50	3.90	Oui
	$M_{y\ max}$-N_{corres}	ELS	393.422	29.087	29.0879	2.50	1.50	4.30	Oui
	N_{min} - M_{corres}	ELS	221.932	4.866	1.0461	2.70	1.30	1.1	Oui
45x45	N_{max}- M_{corres}	ELS	396.172	8.392	0.472	2.30	1.30	2.40	Oui
	$M_{x\ max}$-N_{corres}	ELS	62.384	16.290	27.4024	2.60	1.00	7.10	Oui

	$M_{y\ max}$-N_{corres}	ELS	24.205	21.525	21.8191	1.00	2.6	8.10	Oui
	N_{min} - M_{corres}	ELS	62.406	16.291	21.8191	2.20	1.40	60.3	Oui

V.3.1.3. Détermination des armatures transversales :

V.3.1.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

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

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

- Avec : Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.1.3.b. 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 : $\left.\begin{matrix}\lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}}\end{matrix}\right\}$ Pour une section carrée de coté ''a''

l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{l_f}{a}$

V.3.1.3.c. 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 5-29 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les

Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
Pot 60	G+Q+Edy	0.31	0.135	45.064	0.075	1.875	4.32	Oui
60x60	G+Q+Edy	9.9674	0.031	19.513	0.075	1.875	4.32	Oui
55x55	G+Q-Ey	72.4246	0.266	22.239	0.075	1.875	4.32	Oui
50x50	G+Q-Edy	87.5361	0.389	25.651	0.075	1.875	4.32	Oui
45x45	G+Q+Edy	85.2729	0.468	30.042	0.075	1.875	4.32	Oui

V.3.1.3.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 :[CBA Art :A.5.1.2.2]**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation : $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
  - ➢ ϕ_ℓ = At/3 : Etant 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 : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{fet}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$
- Avec dans le cas de la flexion composée.K = 1 + 3.$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] et : $\frac{A_t*f_{et}}{b_0*S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :[RPA Art 7.4.2.2]**

- 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: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2, h/2, $10\phi_l$) en zone III.
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit : 0.3% si $\lambda_g \geq 5$ et : 0.8% si $\lambda_g \leq 3$.
- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° 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 5-31 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu (KN)	At (cm²)	Zn (cm)	Zc (cm)	Φ(mm)	At(cm²)	At(cm²)
Pot 60	31.394	1.80	10	15	8	4HA8	2.01
60x60	259.055	1.80	10	15	8	4HA8	2.01
55x55	317.63	1.65	10	15	8	4HA8	2.01
50x50	340.675	1.50	10	15	8	4HA8	2.01
45x45	290.918	1.35	10	15	8	4HA8	2.01

V.3.2.Dessin de ferraillage :

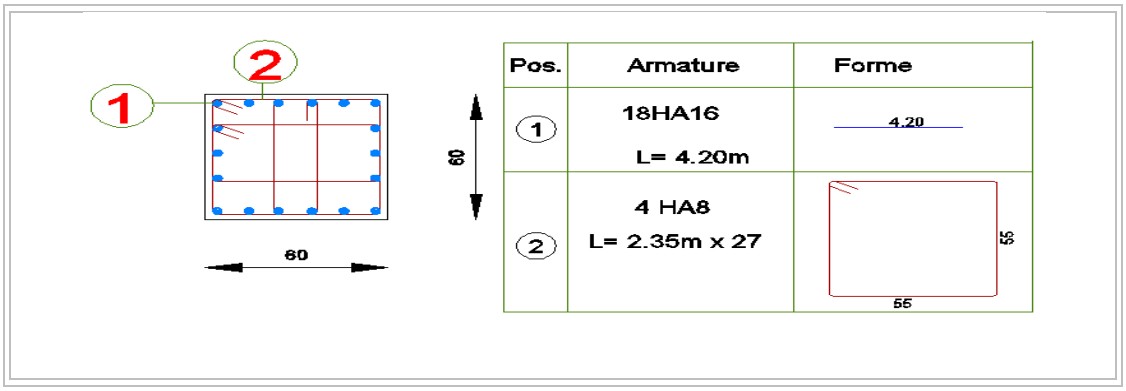


Figure V-1 : Ferraillage des poteaux sou sol (60× 60)

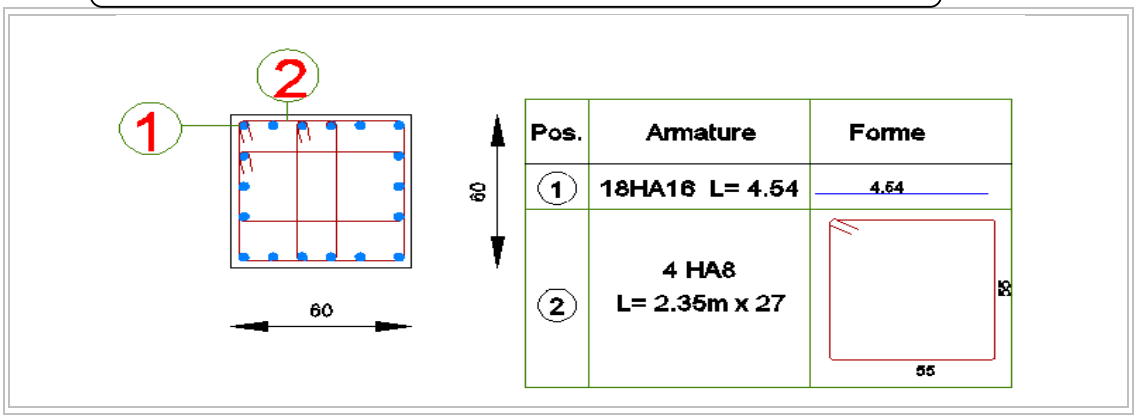


Figure V-2 : Ferraillage des poteaux RDC + 1ere étage (60× 60)

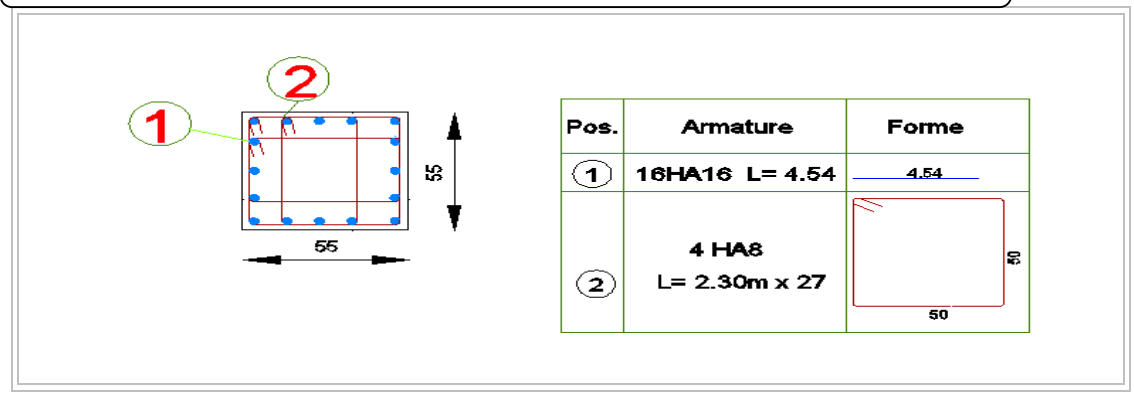
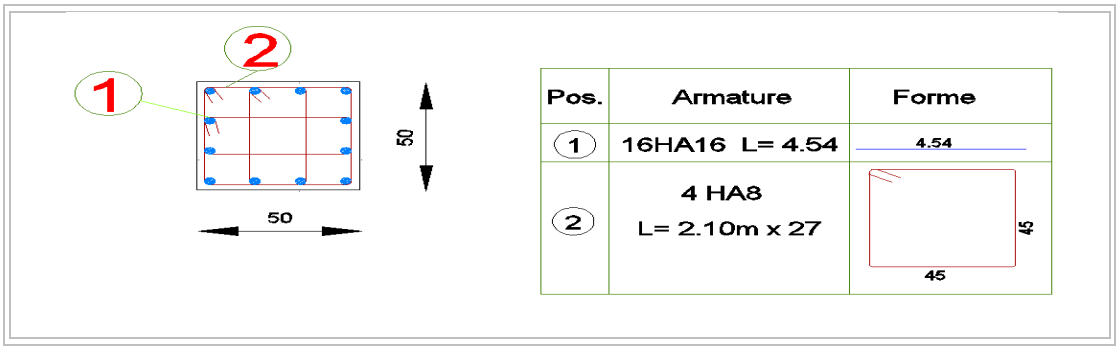
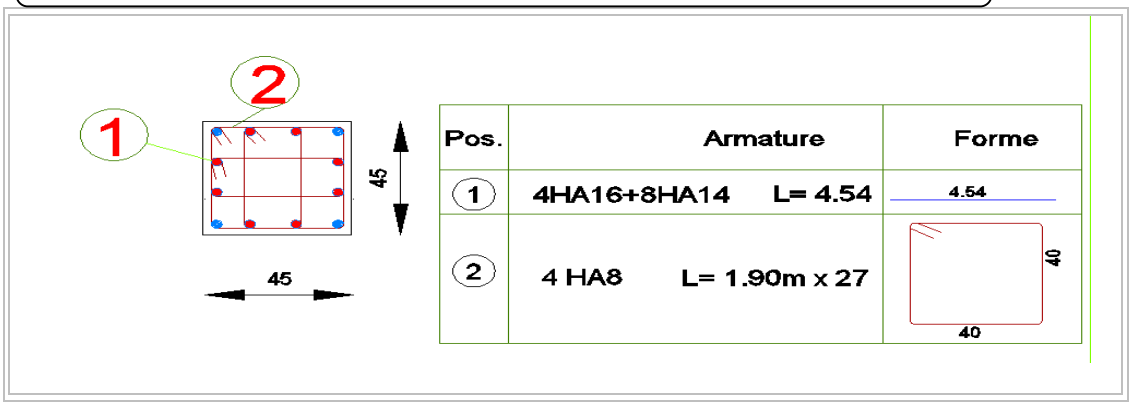


Figure V-3 : Ferraillage des poteaux 2eme+ 3eme+ 4eme (55x55)



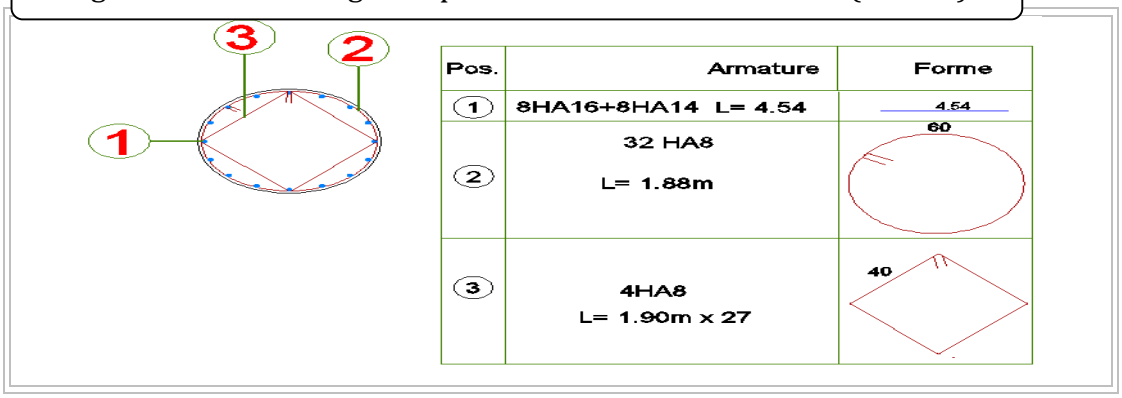
Pos.	Armature	Forme
1	16HA16 L= 4.54	4.54
2	4 HA8 L= 2.10m x 27	45 45

Figure V-4 : Ferraillage des poteaux 5eme+ 6eme+ 7eme(50x50)



Pos.	Armature	Forme
1	4HA16+8HA14 L= 4.54	4.54
2	4 HA8 L= 1.90m x 27	40 40

Figure V-5 : Ferraillage des poteaux 8eme+ 9eme+ 10eme(45x45)



Pos.	Armature	Forme
1	8HA16+8HA14 L= 4.54	4.54
2	32 HA8 L= 1.88m	60
3	4HA8 L= 1.90m x 27	40

Figure V-6 : Ferraillage des poteaux circulaire 60

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteuse en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vise des charges horizontales.

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre projet sont les suivants : $G + Q \pm E$ $0,8\ G \pm E$

V.4.1.2.Recommandations des règlements :

V.4.1.2.a. Recommandation du RPA99v2003 [RPA .7.7.4]

❖ Acier verticaux :

Av =0.20%Bt dans la section tendue du voile. **[RPA99v2003 Art 7.7.4.1].**

Av =0.15%B dans la section globale du voile. **[RPA99v2003 Art 7.7.4.3].**

Av =0.10%B dans la section courante. **[RPA99v2003 Art 7.7.4.3.]**

Avec : B : section du voile ; a : épaisseur du voile.

❖ Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V "

❖ Calcule et vérification de l'espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :$Sh \leq min\,[1.5a;\ 30cm]$

V.4.1.2.b. Recommandations du CBA93 :

❖ **Armatures verticales**: $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec : a = l'épaisseur du voile ;b = la largeur de la zone tendue

A-Trumeaux :

V.4.2. Armatures verticales :

V.4.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Le calcul se fera pour les deux cas extrêmes :

- ✓ 1er cas : N_{max} et son $M_{corres.}$
- ✓ 2eme cas : M_{max} et son $N_{corres.}$

La section de calcul sera (h x b) avec : h : la longueur du voile ;b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a b=20cm)

Avec : d≅19 L20 et c = c'= h – d

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

✓ Sens longitudinale Y :Voile 1(L= 9.75 m)

	Cas	N (Kn)	M (Kn.m)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
RDC	1	3086.154	1068.734	G+Q+Edy	SPC	<0	0
	2	3086.154	1068.734	G+Q+Edy	SPC	<0	0

1,2,3,4	1	2360.601	1016.849	G+Q+Edy	SPC	<0	0
	2	2360.601	1016.849	G+Q+Edy	SPC	<0	0
5,6,7	1	1349.241	738.8916	G+Q+Edy	SPC	<0	0
	2	1349.241	738.8916	G+Q+Edy	SPC	<0	0
8,9,10	1	539.317	381.544	G+Q+Edy	SPC	<0	0
	2	539.317	381.544	G+Q+Edy	SPC	<0	0

✓ Sens longitudinale X :Voile (L=4.00m)

	Cas	N (Kn)	M (Kn.m)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
RDC	1	1416.47	358.2484	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	358.2484	358.2484	G+Q+Edx	SPC	<0	0
1,2,3,4	1	977.803	377.246	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	977.803	377.246	G+Q+Edx	SPC	<0	0
5,6,7	1	619.971	294.425	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	619.971	294.425	G+Q+Edx	SPC	<0	0
8,9,10	1	314.941	139.455	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	314.941	139.455	G+Q+Edx	SPC	<0	0

✓ Sens longitudinale (X,Y) :Voile 3(L=2.35m)

	Cas	N (Kn)	M (Kn.m)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
RDC	1	1798.471	228.860	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	620.658	244.413	G+Q+Edx	SPC	<0	0
1,2,3,4	1	1368.487	197.254	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	359.106	227.957	G+Q+Edx	SPC	<0	0
5,6,7	1	742.22	134.720	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	34.551	164.297	G+Q+Edx	SPC	<0	0
8,9,10	1	270.345	46.381	G+Q+Edx	SPC	<0	0

	2	94.860	67.835	G+Q+Edx	SPC	<0	0

✓ Sens longitudinale (X,Y) :Voile 4(L=2.35m)

	Cas	N (Kn)	M (Kn.m)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
RDC	1	5621.896	1787.617	G+Q+Edy	SPC	<0	0
	2	5621.896	1787.617	G+Q+Edy	SPC	<0	0
1,2,3,4	1	4671.908	1510.375	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	977.547	1527.416	G+Q+Edx	SPC	<0	0
5,6,7	1	2723.685	1143.767	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	146.420	1178.033	G+Q+Edx	SPC	<0	0
8,9,10	1	1079.19	646.539	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	241.457	678.539	G+Q+Edx	SPC	<0	0

✓ Sens longitudinale (X,Y) :Voile 5(L= 3.60m)

	Cas	N (Kn)	M (Kn.m)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
RDC	1	4530.348	1159.451	G+Q+Edy	SPC	<0	0
	2	857.226	2423.779	G+Q+Edx	SPC	<0	0
1,2,3,4	1	3938.503	1641.420	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	599.846	1668.650	G+Q+Edx	SPC	<0	0
5,6,7	1	1163.792	391.206	G+Q+Edx	SPC	<0	0
	2	147.662	688.528	G+Q+Edx	SPC	<0	0
8,9,10	1	1050.768	129.309	0.8G+ Edy	SPC	<0	0
	2	962.111	374.583	G+Q+Edx	SPC	<0	0

S.P.C : Section Partiellement Comprimée

Donc le ferraillage sera avec le minimum du CBA et RPA. Et tout les étage aura le même ferraillage.

Sens	L(m)	A_{min} CBA(cm²)	$A_{totale.\ min}$ RPA(cm²)	A totale choisi(cm²)	Espacement (cm)

X	4.00	5.00	10	2x(8HA10=25.130)	St tendu=10cm
					St comp=20cm
Y	9.75	12.18	24.37	2x(29HA10=45.55)	St tendu=15cm
					St comp=30cm
(X, Y)	2.35	2.93	5.87	2x(7HA10= 21.99)	St tendu=15cm
					St comp=30cm
	3.60	4.50	9	2x(13HA10=20.42)	St tendu=8cm
					St comp=16cm

❖ Vérification des armatures à ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible : $\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'}$; $\sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$

Et il faut vérifier que :

Sens	L (m)	Mser (Kn.m)	Nser (Kn)	Fissuration	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
X	4.00	16.08	490.231	Préju -diciable	25.10	25.10	0.8	10.9	Oui
Y	9.75	67.088	1017.892	Préju -diciable	45.55	45.55	2.2	28.7	Oui
(X,	2.35	1672.299	12.824	Peu nuisible	21.99	21.99	1.8	-	Oui

Y)	3.60	1491.388	25.951	Peu nuisible	20.42	20.40	2.00	-	Oui

❖ Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V-21 **:** calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

Sens	L (m)	Vu (Kn)	Fissuration	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Ah(cm²)	St (cm)
X	4.00	407.036	Préju -diciable	0.452	5	2x(18HA10=14.14cm²)	20
Y	9.75	11.635	Préju -diciable	0.013	5	2x(18HA10=14.14cm²)	20
(X, Y)	2.35	1311.473	Peu nuisible	1.475	5	2x(18HA10=14.14cm²)	20
	3.60	1206.455	Peu nuisible	1.341	5	2x(18HA10=14.14cm²)	20

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$,

$\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

Tableau V. .diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	épingles ϕt
HA 10 à HA 12	HA 8

B- Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

❖ ***Recommandation du RPA99v2003 :***

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : V = 1.4Vu calculé et: $\bar{\tau}$ = 0.2fc28

b_0 : épaisseur du linteau. d : hauteur utile. Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

❖ Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la

formule :$Al \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : $Z = h - 2d'$

M : moment du à l'effort tranchant. h : hauteur totale du linteau. d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas : $\lambda = \frac{l}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 \dots\dots\dots linteau\ longe \\ \lambda < 1 \dots\dots\dots linteau\ court \end{cases}$

a. Linteau long λ>1 :

On a:$St \leq Atfe\frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales. A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau. Z = h – 2 d'

b. Linteau court λ< 1

On doit avoir : $St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$;T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On le calcul comme suit: $M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

❖ Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\,\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = V_u (sans majoration)

❖ Ferraillage minimal :[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]

On a : $Al \geq 0.15\%b.h$; $Ac \geq 0.20\% b.h$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06fc28 \\ 0.15\%b.h & si\ \tau b > 0.06fc28 \end{cases} ; At \begin{cases} 0.15\%b.s & si\ \tau b \leq 0.06fc28 \\ 0.25\%b.s & si\ \tau b > 0.06fc28 \end{cases}$$

Ferraillage des linteaux :

❖ **Voile 01 :**

Tableau. V.26 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V1)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC -1ère	V1	25	155	120	836.492	3.358	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	V1	25	155	120	918.55	3.687	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	V1	25	155	120	893.062	3.585	1.5	Traction/compression
3ème- 4ème	V1	25	155	120	838.35	3.365	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	V1	25	155	120	780.441	3.133	1.5	Traction/compression
5ème-6ème	V1	25	155	120	721.252	2.895	1.5	Traction/compression
6ème -7ème	V1	25	155	120	641.867	2.577	1.5	Traction/compression
7ème-8ème	V1	25	155	120	550.09	2.208	1.5	Traction/compression
8ème-9ème	V1	25	155	120	460.822	1.850	1.5	Traction/compression
9ème-10ème	V1	25	155	120	379.377	1.523	1.5	Traction/compression
10ème	V1	25	155	120	215.637	0.866	1.5	Flexion simple

Tableau. V.27 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V1)

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	13.3904	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH16]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
1ère-2ème	14.7040	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH16]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
2ème-3ème	14.2960	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH16]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
3ème- 4ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH16]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
4ème-5ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH16]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
5ème-6ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH16]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]

6ème -7ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
7 ème-8ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
8 ème-9ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
9 ème-0ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]
10 ème	3.4519	6.14	1.57	7.85	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA10	2x[5HA10]

❖ **Voile 02 :**

Tableau. V.26 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V2)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC -1éré	V2	25	314	60	1888.332	3.7419	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	V2	25	314	60	2004.965	3.9730	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	V2	25	314	60	1991.837	3.9470	1.5	Traction/compression
3ème- 4ème	V2	25	314	60	1922.359	3.8093	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	V2	25	314	60	1801.86	3.5706	1.5	Traction/compression
5ème-6ème	V2	25	314	60	1623.121	3.2164	1.5	Traction/compression
6ème -7ème	V2	25	314	60	1421.121	2.8161	1.5	Traction/compression
7 ème-8ème	V2	25	314	60	1191.351	2.3608	1.5	Traction/compression
8 ème-9ème	V2	25	314	60	936.055	1.8549	1.5	Traction/compression
9 ème-10ème	V2	25	314	60	693.834	1.3749	1.5	Flexion simple
10ème	V2	25	314	60	223.253	0.4424	1.5	Flexion simple

Tableau. V.27 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V2)

Niveau	A calculé (cm²)					$A_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1éré	24.06	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]

1ère-2ème	25.55	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
2ème-3ème	25.38	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
3ème- 4ème	24.49	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
4ème-5ème	22.96	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
5ème-6ème	20.68	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
6ème -7ème	18.11	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH20]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
7ème-8ème	15.18	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
8ème-9ème	11.93	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH14]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
9ème-10ème	8.84	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]
10ème	2.84	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA14]

❖ Voile 03 :

Tableau. V.26 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V3)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC -1éré	V3	25	235	120	1666.594	4.4127	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	V3	25	235	120	1725.343	4.3620	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	V3	25	235	120	1659.241	4.3933	1.5	Traction/compression
3ème- 4ème	V3	25	235	120	1535.363	4.0653	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	V3	25	235	120	1404.093	3.7177	1.5	Traction/compression
5ème-6ème	V3	25	235	120	1254.23	3.3209	1.5	Traction/compression
6ème -7ème	V3	25	235	120	1068.715	2.8297	1.5	Traction/compression
7ème-8ème	V3	25	235	120	868.816	2.3004	1.5	Traction/compression
8ème-9ème	V3	25	235	120	654.459	1.7328	1.5	Traction/compression
9ème-10ème	V3	25	235	120	434.929	1.1516	1.5	Flexion simple
10ème	V3	25	235	120	139.649	0.3698	1.5	Flexion simple

Tableau. V.27 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3)

Niveau	A calculé (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)

	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	26.75137	12.75	1.57	13.75	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
1ère-2ème	28.4036708	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
2ème-3ème	28.2176908	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
3ème- 4ème	27.2334192	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
4ème-5ème	25.52635	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
5ème-6ème	22.9942142	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH16]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
6ème -7ème	20.1325475	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH14]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
7ème-8ème	16.8774725	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH14]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
8ème-9ème	13.2607792	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH14]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
9ème-10ème	9.829315	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
10ème	3.16275083	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]

Tableau. V.27 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3)

Niveau	A calculé (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
	Ad	Ad
RDC -1ère	26.75137	2x[4AH16+4HA14]
1ère-2ème	28.4036708	2x[4AH16+4HA14]
2ème-3ème	28.2176908	2x[4AH16+4HA14]
3ème- 4ème	27.2334192	2x[4AH16+4HA14]
4ème-5ème	25.52635	2x[4AH16+4HA14]
5ème-6ème	22.9942142	2x[4AH20]
6ème -7ème	20.1325475	2x[4AH20]
7ème-8ème	16.8774725	2x[4AH20]
8ème-9ème	13.2607792	2x[4AH16]
9ème-10ème	9.829315	2x[4AH14]
10ème	3.16275083	2x[4AH12]

❖ **Voile 04 :**

Tableau. V.26 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V4)

Niveau	voile	e	h	L	V (KN)	τ_b(Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

		(cm)	(cm)	(cm)				
RDC -1ère	V4	25	100	180	279.887	1.7415	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	V4	25	100	180	285.009	1.7734	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	V4	25	100	180	275.337	1.7132	1.5	Traction/compression
3ème- 4ème	V4	25	100	180	270.364	1.6823	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	V4	25	100	180	260.355	1.6200	1.5	Traction/compression
5ème-6ème	V4	25	100	180	245.771	1.5292	1.5	Traction/compression
6ème -7ème	V4	25	100	180	226.25	1.4078	1.5	Flexion simple
7 ^{ème}-8ème	V4	25	100	180	203.605	1.2669	1.5	Flexion simple
8 ^{ème}-9ème	V4	25	100	180	179.323	1.1158	1.5	Flexion simple
9 ^{ème}-10ème	V4	25	100	180	156.344	0.9728	1.5	Flexion simple
10ème	V4	25	100	180	80.639	0.5018	1.5	Flexion simple

Tableau. V.27 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V4)

Niveau	A calculé (cm²)					A $_{choisie}$ (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	7.82308	12.75	1.57	13.75	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
1ère-2ème	7.96624	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
2ème-3ème	7.69590	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
3ème- 4ème	7.55690	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
4ème-5ème	7.27714	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
5ème-6ème	6.86951	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
6ème -7ème	0	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH12]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
7 ^{ème}-8ème	0	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH10]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
8 ^{ème}-9ème	0	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH10]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
9 ^{ème}-10ème	0	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH10]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]
10 ^{ème}	0	12.75	1.57	18.47	15	2x[4AH10]	2x[2HA20]	2HA10	2x[6HA12]

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de

chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

-Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrême ;

-Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;

-Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.2.Les semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de' A' sur 'B' est égal au rapport 'a' sur 'b'.

$S=AxB=\frac{Nser}{6sol}$, $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\rightarrow A=\frac{a}{b}xB$, $B=\sqrt{\frac{Nser\ x\ b}{6sol\ x\ a}}$, $h\geq\frac{B-b}{4}+c$, $L\geq\frac{1.5\ x\ (B+B')}{2}$,

σ_{sol}= 2.00 MPA[7] c=3cm.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.Dimensionnement des semelles isolées.

	Semelle	N ser(kn)	B(m)	B choisi(m)
a=b=60cm	S1	1154.230	2.402	2.50
	S2	847.260	2.058	2.20
	S3	564.260	1.679	1.80
	S4	353.360	1.329	1.50

Tableau VI.2.Vérification de chevauchement des semelles isolées.

Semelle	L(m)	A_1(m)	A_2(m)	$\frac{A1+A2}{2}x1.5$	$L\geq\frac{A1+A2}{2}x1.5$
S1-S2	2.00	2.50	2.50	3.750	CNC
S2-S3	2.00	2.20	2.20	3.375	CNV
S3-S4	2.00	1.80	1.80	2.700	CNV
S4-	2.00	1.50	1.50	2.250	CNV

Commentaire :

Les résultats obtenus montrent clairement que les semelles isolées ne peuvent pas être retenues compte tenu des défirent chevauchements dus aux dimensions de ces dernier, ces résultats nous amène donc ont opté des semelles filantes.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.1.Calcul des semelles filantes :

Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}];\ \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \implies \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \quad ;\ h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

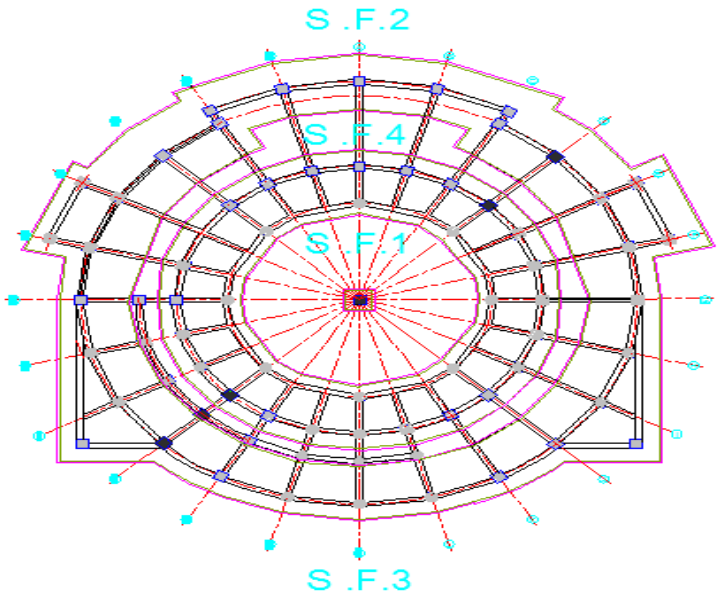
Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
Sf-1	17.20	6558.97	0.20	1.91	2.00	34.25	40
Sf-2	10.80	10148.18		4.69	4.80	108.00	110
Sf-3	89.62	62430.80		3.48	3.60	78.00	80.00
Sf-3	56.52	45610.07		4.03	4.20	93.00	95.00

❖ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

Vérification chevauchement entre les semelles isolées



D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude le radier partiel.

VI.3.Le radier partiel :

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et voiles qui exercent sur lui des charges descendantes, leur choix est justifié :

-une faible capacité portance de sol. -Bâtiments élancé.

-Ouvrage de grande charge. -Dans les ouvrages ayant des poteaux rapprochés.

A. Calcul le radier partielle :

1. Dimensionnement initial à l'ELS :

La surface de bâtiment : 666.124m².

✓ Détermination de la surface nécessaire de radier :

∑ N ser=107895.349 Kn.

$$Sr \geq \frac{\sum N\ ser}{\sigma sol} = \frac{107895.349x10^3}{0.20} \geq 5.39x10^8 mm^2 = 539m^2.$$

Donc on adopte : Sr=720m², avec un débord d=1.00m.

$$hr \geq \frac{Li\ max}{20} = \frac{820}{20} = 41cm \rightarrow hr \geq 41cm \rightarrow hr = 50cm$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS

P emblai (kn)	P radier (kn)	P voile (kn)	P oteaux (kn)	N tot (kn)	$\sum Nt\ ser$ (MPA)	$\frac{\sum Nt\ ser}{s}$	б sol (MPA)	$\frac{\sum N\ ser}{s} \leq$ б sol

						(MPA)		
22613.28	8565.1	971.060	594.00	32743.44	140285.429	0.194	0.200	oui

La surface du radier avec un débord égale 1.00m de chaque coté est suffisant.

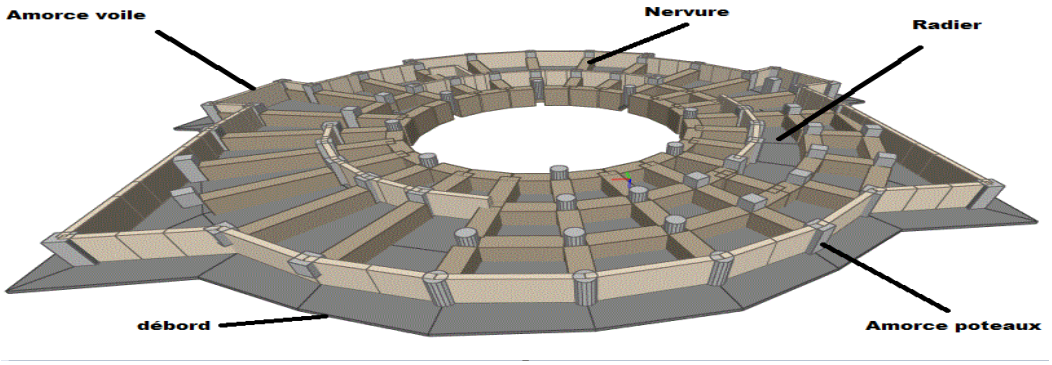


Fig.VI .3 : Schéma d'un radier nervuré.

3. Vérification de poinçonnement à l'ELU :

Nu ≤ Nlimite=0.045 x Uc x hr x$\frac{fc28}{\gamma b}$

Avec : Uc : périmêtre moyenne ;

Nu=1558.210kn ≤ Nlimite=0.045 x 4.000 x 0.5x$\frac{25}{1.5}$=1500kn…C'est non vérifier.

Donc, on doit rigidifier notre radier par des nervure dans les deux directions pour évité le risque de poinçonnement sous les poteaux ; dans la zone sous voile l'amorce voile est joue le rôle des nervures.

B. Calcul des nervures :

1. Pré dimensionnement : hn ≥ $\sqrt[3]{\left(\frac{0.5k.lmax^4}{E}\right)}$.

Avec : k (raideur de sol) →K=4(sol moyenne) ; E=1100$\sqrt[3]{fc28}$;

Tableau VI.5. Pré dimensionnement des nervures

K	Lmax(m)	E(MPA)	hn(cm)	B(cm)
4	5.70	32164.20	100	70

2. Vérification de non poinçonnement à l'ELU [CBA91ArtA.5.5.4.2] :

Fu ≤ Flimite=0.045 x Uc x hn x$\frac{fc28}{\gamma b}$ → 1558.21kn≤4800.00kn…C'est vérifier.

3. Evaluation des charges :

Fu = $\frac{\sum Nser+1.35P\ infrastructure}{Sch}$ =266.21kn/m²:

F ser= $\frac{\sum Nu+P\text{infrastructure}}{Sch}$=195.74kn/m².

4. Dimensionnement et ferraillage des nervures :

Le calcul se fait comme une poutre continue chargé par une charge uniformément répartie.

4.1. Vérification du cisaillement de la nervure [CBA91Art A.5.2.4.2] :

Tumax=2540.362Kn ; $\tau = \frac{2540.362 \times 10^3}{700 \times 870} = 3.10\ MPA \leq \bar{\tau} = 2.50MPA \ldots C'est\ non\ vérifée.$

La contrainte de cisaillement n'est pas vérifier, donc on doit augmenter la hauteur de la nervure ; On prendre : hn=1.50m.

$$\tau = \frac{2508.5 \times 10^3}{700 \times 1470} = 2.47\ MPA \leq \bar{\tau} = 2.50MPA \ldots C'est\ vérifée.$$

4.2. Ferraillage des armatures longitudinales :

Matériaux : Béton : Fc28=25MPA ;

Acier : Fe=400MPA ; Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.6. Ferraillage des armatures longitudinales**.**

Longueur (m)	b (cm)	h (cm)	M travée (kn.m)	M appuis (kn.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A'_{s1} (cm²)	A'_{s2} (cm²)
5.70	70	150	2344.78	-1561.3509	48.70	0.00	0.00	31.70

Tableau VI.7. Les armatures choisies en travée et en appuis**.**

A_{s1} choisi (cm²)	**A_{s2} choisi (cm²)**	**A'_{s1} choisi (cm²)**	**A'_{s2} choisi (cm²)**
49.53=10HA20+9HA16	15.17=5HA16	15.17=5HA16	35.44=10HA20+2HA16

Tableau VI.8. Vérification des sections minimale**.**

	A min RPA (cm²) 0.5%.b.h	**A min CBA (cm²) 0.1%.b.h**	**A choisi (cm²)**	**Amin≥A choisi**	**Correction de A (cm²)**
Travée	52.50	10.50	49.53	CNV	15HA20+5HA16=55.56
Appuis	52.50	10.50	35.44	CNV	15HA20+5HA16=55.56

4.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M (kn.m)	Ϭb (MPA)	Ϭs (MPA)	Ϭs' (MPA)	$\overline{\sigma b}$ (MPA)	$\overline{\sigma s}$ (MPA)	Vérification
Travée	1713.291	7.70	201.60	0.00	15	201.63	Oui
Appuis	1148.192	3.80	150.60	0.00	15	201.63	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (70x150) (cm^2), noyée dans la semelle.

h_p= 150 cm, donc il y a des armatures de peau ;on adopte : A_p=3HA14= 4.62cm^2

4.4.Vérification des contraintes de cisaillement [CBA93 Art. A.5.1.2.1.1] :

Tableau VI.10. Vérification des contraintes de cisaillement.

Vérification						Espacement et armature			
h (cm)	b (cm)	T (kn)	τu (MPA)	$\bar{\tau}$ adm (MPA)	Vérification	Zn (cm)	Zc (cm)	Diamètre (mm)	At (cm^2)
150	70	2540.362	2.47	2.50	Oui	10	20	8	6HA8

4.5.Vérification de la flèche :

Tableau VI.11. Vérification de la flèche.

L (m)	b (cm)	h (cm)	M travée (kn.m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	f (mm)	f adm (mm)	Vérification
5.70	700	150	2344.78	55.56	55.56	1.80	11.40	Oui

C. Ferraillage du radier :

Les panneaux de radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les quatre cotés chargée par la réaction du sol, chaque panneau travaillent en flexion simple plus effort tranchant. 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.

pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires µx, µ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport: $\rho = \frac{lx}{ly}$

$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{3.10}{5.65} = 0.54 > 0.40$ →Panneaux travaillent suivant deux directions.

❖ Calcul des charges de radier :

Nu=146598.620 KN ; Nser=107541.989KN

$$G_{radier} = \frac{N_u + 1.35(P_{radier} + P_{remblais})}{S_{radier}} = \frac{146598.620 + 1.35(8565.10 + 22613.28)}{720} = 262.074\ KN/m^2$$

$$G_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}} = \frac{107541.989 + (8565.10 + 22613.28)}{765.630} = 192.667 KN/m^2$$

ELU (kn/m²)	ELS (kn/m²)
262.074	192.667

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$T_x = \frac{G_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = 318.765 KN \qquad T_y = \frac{G_u l_x l_y}{3l_y} = 270.809\ KN$$

$$\tau = \frac{318.765 \times 10^3}{440000} = 0.724 MPA < \bar{\tau} = 1.16\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

❖ Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

ELU: $v = 0 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$ ELs: $v = 0.2 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$

➢ Détermination des moments à l'ELU :

Mx=μx.Gu.lx²=0.0908 x262.074x3.10²= 228.682kn.m.

My=μy.Mx =0.250x228.682=57.170kn.m.

En travée :	En appuis :
Mtx=0.85.Mx=194.379kn.m.	Max=-0.50.Mx=-114.340kn.m.
Mty=0.75.My=42.877kn.m.	May=-0.30.My=-17.145kn.m.

➢ Détermination des moments à l'ELS :

Mx=μx.Gser.lx²=0.0948 x 192.667x3.10²= 175.525kn.m.

My=μy.Mx =0.405x175.525=71.087kn.m.

En travée :	En appuis :
Mtx=0.85.Mx=149.196kn.m.	Max=-0.50.Mx=-87.762kn.m.
Mty=0.75.My=53.315kn.m.	May=-0.30.My=-21.326kn.m.

❖ Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Données : h=50cm, dx=46.3cm, dy=44.90cm, c=3.00cm,

Tableau VI.12.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.

	Sens	M (kn.m)	D (cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	194.379	46.30	12.44	13.85=9HA14
	Y	42.877	44.90	2.76	9.05=8HA12
Appuis	X	-114.340	46.30	7.23	13.85=9HA14
	Y	-17.145	44.90	1.10	9.05=8HA12

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS**.**

	Sens	A ELU (cm²)	M ser (kn.m)	бs(MPA)	бb(MPA)	$б s \leq \overline{б s}$	$б b \leq \overline{б b}$

Travée	X	13.85	149.196	201.60	5.80	oui	oui
	Y	9.05	53.315	14.80	1.20	oui	oui
Appuis	X	13.85	-87.762	147.40	3.40	oui	oui
	Y	9.05	-21.326	6.20	0.6	oui	oui

Toutes les contraintes sont suffisantes.

❖ 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.

❖ Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique : $\sigma \leq [\sigma_{sol}] \Longrightarrow \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \quad \Longrightarrow \quad \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]}$; $h \geq \frac{B-b}{4} + c$

Tableau VI.14. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	$B_{adopté}$ (m)	h calculé (m)	h adopté (m)
Sf-1	6.50	3177.33	0.20	1.409	1.5	25.50	30
Sf-2	6.50	2360.41		0.907	1.50		

❖ Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

- I : Moment d'inertie de la poutre de libageI = $\frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage :$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$

Tableau VI.15. Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B (m)	Lmax (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Poutre de libage	0.6	6.5	1.03	1.10	12.13	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 60x110 cm²

❖ Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :$\sigma = \frac{\sum N_{ser}+P_{remblais}+P_{semelle}+P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$

Tableau VI.16. Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	$S_f(m^2)$	σ (Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	6.50	3186.54	197.44	371.35	241.31	19.50	0.188	0.2	Vérifiée

VI.4.Les semelles filantes :

Semelle filante (continue) sous deux poteaux :

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre$\left(A = \frac{l_i+l_{i+1}}{2} + b\right)$.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = \dfrac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \dfrac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases} \qquad \begin{cases} d_a = 37cm \\ d_b = 37cm \end{cases}$$

❖ **Armatures principales :**

Tableau VI.17. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_2	1409.97	6.50	2.50	6.96	8HA12=9.05	2HA12=2.26	15

❖ **Armature de repartions :**

$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{9.05}{4} \times 1.50 = 3.39\ cm^2$ Avec : Espacement de 10 cm

$A_{a,rep} = 8HA12 = 9.05 cm^2$.

-Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :$q \leq \frac{\sum N}{L}$

Avec : Ni: la somme des efforts normaux ; L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

Tableau VI.18. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N\,(ELU)$ KN	$\sum N\,(ELS)$ KN	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	477.03	353.36	73.10	158.00	120.66	6.50	146.447	108.480

❖ **Détermination des moments de la poutre de libage :**

Tableau VI.19. Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	-698.22	805.356	630.576	-282.180	483.782

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau VI.20. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	805.356	22.60	0.00	12HA16=24.13 cm²
	Appui	-698.22	19.50	0.00	6HA16+6HA14=16.08 cm²

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa ; [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.21. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma} \leq \sigma'$ Mpa
PL1	Travée	483.782	22.60	12.06	5.60	201.6	15	201.63
	Appui	-282.180	12.06	19.50	3.50	148.1	15	201.63

❖ **Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 110 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

Armatures transversales :

Tableau VI.22. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

				CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc	$At_{choisie}$ (cm²)
PL1	630.576	0.98	2.5	10	1.80	10	15	2.70	10	15	6HA10 =4.71

VI.5. Etude du voile périphérique :

Les voiles périphériques sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

VI.5.1. Calcul des charges

a. ***charge permanent :***

En plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=3.5kN/m² qui vient du dépôt.

γd = 19 kN/m3 (poids volumique de la terre)

H = 3.40 m ;λ = l'inclinaison du mur =0 ;β = l'inclinaison de la terre =0 ;
φ = angle de frottement =25°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$P=1/2\ (k_{\gamma a}.\ \gamma\ .h^2)$ avec : $G= k_{\gamma a}.\gamma$

Le coefficient de contrainte : $k_a=tg^2/4 - \varphi/2$ D'où : $k_a=0.405$

Alors : G= 0.405 * 19* 3.40=26.16 kN/m²

γ sol (kN/m3)	φ °	kγ	H (m)
19	25	0.405	3.40

b. ***charge d'exploitation :***

Nous avons : $Q= k_q.q$ et : $k_q= k /\cos \beta- \lambda\ 0.455$

Alors : Q= 0.455 x 2.5=1.417 kN/m²

c. combinaisons d'actions :

Nous avons pour une bande de 1m:

P (kN/ml)	QU (kN/ml)	Q_{ser} (kN/ml)
44.47	37.44	27.58

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :

En utilisant la méthode de forfaitaire :

$\rho = \frac{3.40}{9.75}$=0.35<0.4 ⇒ dalle travaillant suivant une seule direction.

VII.5.2.1.Calcul des moments

$M_o=q.l_x\ ²/8$= 54.10 (kN.m) ;M_t=0.8 M_o= 43.28 (kN.m) ; $M_a= M_b$= -0.5M_o= -27.05 (kN.m).

a. **Détermination des moments a l'ELS :**

M_o=39.85 (kN.m) ;M_t=31.88 (kN.m) ;$M_a= M_b$= 19.92 (kN.m)

Tableau VI.23. Détermination des moments a l'ELS

	ELU		ELS	
	M0 (KN.m)	Mu (KN.m)	M_0 (KN.m)	Mser (KN.m)
travée	54.10	43.28	39.85	31.88
Appui		-27.05		-19.92

b. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableaux VI.24. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A calcul (cm²)	Amin RPA (cm²)	Amin/2 (cm²)	A calcul ≥Amin/2
Travée	X	43.25	22.5	5.70	2.5	1.25	CV
Appui	X	27.05	22.5	5.55	2.5	1.25	CV

Tableaux VI.25. Calcul des armatures choisi.

	A final(cm²)	A rep(cm²)	A rep final(cm²)
Travée	6HA12=6.79	1.57	5HA10=3.93
Appui	6HA12=6.79	1.57	5HA10=3.93

c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.26. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A (cm²)	Mser (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_s]$	$\sigma_b \leq \sigma_b]$
Travée	X	6.79	31.88	232.8	5.50	CV	CV
Appui	X	6.79	19.92	214.1	1.70	CV	CV

d. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X on a : $Vx=q.l_x/2 = 37.44*3.40/2 = 63.64$ kN

Et on vérifie : $\tau = \frac{Vx}{b.d} = \frac{63.64}{1000*22.5} = 0.28MPa \leq \frac{0.07.fc28}{\gamma b} = 1.16MPa$ (CV)

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol , elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.1. Pré dimensionnement : Selon le RPA 99 version 2003 :Art 10.1.1.b

Pour un sol de fondation de catégorie ''S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm². On adopte une section de 30 x30.

VI.6.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : **$F = N / \alpha \geq 20$ KN**

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique .**Selon le RPA 99 version 2003 Arti 10.1.1.b.**

Dans notre cas : site S3 et zone III ; (α=10)

F_u = 4411,432/ 10=441.14 ≥ 20 KN ; F_{ser} = 1734 / 10=173.40 ≥ 20 KN

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

A L'ELU :

Recommandation des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 : Art 10.1.1.b

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 φ_l).

Selon le CBA 93 : Art 7.1.2

Tableaux VI.27. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

B	Nu max(kn)	F acc(kn)	A cal(cm²)	Amin (RPA)(cm²)	Amin (CBA)(cm²)	A choisir (cm²)
30 x30	4411,432	441,1432	11,02858	5.4	0.9	8HA14=12.32cm²

Vérification des contraintes à ELS:

Tableaux VI.28. Vérification des contraintes à ELS.

N max(kn)	Fser(kn)	Achoisi(mm²)	бs(MPA	бs bar(MPA)	бs<бs bar
1734	173,4	1102,858	157,227857	201,6	oui

VI.6.3.d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φl).

Tableaux VI.29.Calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	
30×30	1.83	25	0.75	7.5	15	0.67	10	15	**2.01=4Φ8**

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la règlementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Après une étude approfondie, nous avons su trouver des solutions adéquates aux multiples problèmes techniques rencontrés.

Pour commencer, le premier problème rencontré est que la structure peut être fortement affectée par le séisme ainsi que le vent pour cause de son élancement ce qui conduit au renversement. Donc, nous avons remédié à ce problème en optant pour trois solutions :

1ere Solution : - Choisir un système de contreventement de voiles porteurs.

2 eme Solution : - Assurer un ancrage de telle façon à augmenter la stabilité au renversement.

3eme Solution : - Choisir un type de fondations convenable à savoir un radier partiel avec des semelles filantes.

Ensuite, pour que la condition de l'effort normal réduit dans les poteaux soit vérifiée, nous avons augmenté les dimensionnes des poteaux.

Le dimensionnement des voiles de contreventement a atteint 25cm d'épaisseur pour assurer une déformation dans le domaine élasto- plastique pour assurer ainsi la ductilité de la structure.

Nous avons atteint ce stade de solutions adaptées à cet ouvrage à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs dans le domaine du génie civil.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété développé et enrichi.

Référence bibliographique

[1] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : DTU 331, NFP 208_601

[5] : Ouvrage en béton armé (H.Renaud).

[6] : Traité en BA tome V (Geurrin)

[7] : Rapport de sol.

[8] : Technique d'ingénieur

Logiciels :

- SAP2000
- Expert 2010
- Auto CAD