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: *STRUCTURES*

Thème :

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT EN (RDC+12 ETAGES+1S-S) IMPLANTÉE DANS UNE ZONE SISMIQUE

Etudié par :
- Mr SADOK Oussama
- Mr BELAGOUN Abdelmadjid

Encadré par :
-Mr KHELADI Mohamed

Promotion Juin 2018

Remerciements

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.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les membres de Bureau d'études : M BENAISSA OULD TURKI pour nous avoir aidés et donnés tous les moyennes et la volonté pour terminer ce travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

إهـــــداء

.. و بعَد الحمَد الكثير و الشكر لله الذي ما كان ليَتِم بدون توفيقه و رعايته شيء.. كبيراً كان أو صغيرا
فإنني اليوم هنا.. اقف بينكم.. تـغمرني فرحة لا تسعهـا الدنيـا ؛
ولأن الشيء الوحيد الذي اذا تقاسمته مع من حولك تضاعف هو السعادة فها انا اقاسمكم فردا فردا سعادتي

—

اسمحوا لي أن أهدي فرحة نجاحي هذه ، الى اللذان احترقا حبا و رغبة فداءنا الى اللذان اضاءا عيوننا و دروبنا

الى ابي ،

السند الذي كان يثبتني كلما اهتزت ارضي ، يسندني كلما تعثرت خطواتي ، يدفعني الى الامام ، قُدُما، كلما مسك الخوف يدي.
رجل الصمود و المقاومة

الى أمي ،

روح الجنة التي تسكنني ، يد الطمأنينة حين الرعب ، ملاذ الدفئ حين يتجمد كل شيء ، مصدر السعادة حين يُحزنني العالم ،
امرأة نُسِج قلبها من ربيع أبدي ، و سكنت النجوم عيناها فتسهر هي و يغفوا الفلك بكامله
امرأة برقة الورد و لطف الملائكة

—

الى أختي ، الشعلة الـمبتسمة ، زهرة البيت اللطيفة و فرحته الـمحببة ، و اخي الملاك المشاغب ، بهجة الفؤاد و مُهجته
الشخصان اللذان ينبضان داخلي ، كجزء مني ، من روحي ، من قلبي ،
جزء لا تتم لي فرحة دونه ،
الى احسان التي كانت نِعم العون لي في عملي

–

الى
رفقاء الدرب اصـدقاء الساعات الـخانقة قبل المريحة ، و المرة قبل الحلوة
الـأيادي التي كانت تمتد في كل مرة الي دون تردد لتنتشلني تارة و تارة لتصافحني او تصفق لي تشجيعا
رفقاء الـضحك و الغضب ، لحظات المرح و التعب ، دقائق الـرضى و العتب
اصدقاء شدوا ازري و مازالوا و اخص بالذكر منهم "وليـــد" "يوســـف" "بـــلال"
💙دُمتم نعم الاصدقاء و الأخوة
إلى صديقي و رفيقي في هذه المذكرة: مجيـــــد الذي لولاه لما اكتملت' متمنيا له مستقبلا زاهرا.
ولا انسى طبعا
اساتذتي ،
رُسل الـعلم و المعرفة اؤلئك الذين ما كنت لاقف الان وقفتي هذه دونما تعلمي منهم
اؤلئك الذين بنوا فينا ما نحن الان عليه حجرا حجرا ،
لنسموا
لترتقي
لنغدوا " نحن " بكل مافينا
اليكم جميعا اهدي هذه الفرحة ، اهدي هذا النجاح
اليكم انتم اهب هذا السرور و كلي فخر انكم جزء منه و انني جزء منكم

أوسامة صدوق

إهـــداء

وما توفيقي الا بالله عليه توكلت و اليه انيب

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك وعظيم سلطانك والصلاة والسلام عليك يا سيدي رسول الله

اهدي العمل هذا الذي هو نتاج لثمرة ضلت تنبع طيلة خمس سنوات من الجهد الى

امي الغالية والتي اوصاني عليها رسول الله ﷺ فقال امك ثم امك ثم امك ثم ابوك

اليك يا امي الحنونة التي لا تكفيني ولا تسعني أي عبارات لكي اعرب لها عن مدى حبي وامتناني لها

الى ابي العزيز الدي اشتقت لوجهه واتمنيت لو كان معي رحمك الله يا ابي الغالي

الى اخوتي والى خطيبتي الغالية والى كل عائلة " بلعقون"

الى صديقي ورفيقي في هده المذكرة اوسامة صدوق الدي لولاه لما اكتملت متمنيا له مستقبلا زاهرا

الى كل اصدقائي و رفقاء الدرب الذين عرفتهم واخص بالذكر وليد و توام حمزة وبلال

الى استاذي القدير 'خلادي' الذي له الفضل الكبير بعد الله عز وجل

الى كل خريجي الجامعة فرع هندسة مدنية

2018

عبد المجيد بلعقون

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي + اثني عشر طابق) والمقرر بناؤها في الجزائر العاصمة. و المصنفة ضمن ضمن المنطقة الزلزالية رقم (III)

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

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

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«SAP2000 VERSION 19.2.0»

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

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation contenant (RDC+12+Sous-sol) sera implanté à ALGER, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **SAP2000 VERSION 19.2.0**».

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

Abstract:

This project is a conception and study of a building (Underground+ground+12 stories), will be implanted at ALGIERS city this region is classified in the zone of seismicity III.

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

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 VERSION 19.2.0».

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

.

SOMMAIRE

Remerciement

Résume

Liste des tableaux

Liste des figures

Notations

Introduction général

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : ..... - 1 -

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT: ..... - 1 -

I.2.1 Dimensions en élévation : ..... - 1 -

I.2.2 Dimensions en plan : ..... - 1 -

I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE : ..... - 1 -

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] : ..... - 1 -

I.3.2 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] : .. - 1 -

I.4 CONCEPTION STRUCTURELLE : ..... - 2 -

I.4.1 Planchers : ..... - 2 -

I.4.2 Les balcons : ..... - 2 -

I.4.3 Escaliers : ..... - 2 -

I.4.4 Maçonnerie : ..... - 3 -

I.4.5 Revêtement : ..... - 3 -

I.4.6 L'acrotère : ..... - 3 -

I.4.7 Le plafond : ..... - 3 -

I.5 HYPOTHESES DE CALCUL : ..... - 4 -

I.5.1 Béton : ..... - 4 -

I.5.2 Acier : ..... - 4 -

CHAPITRE II : Prédimensionnement

II.1 INTRODUCTION : ..... - 5 -

II.2 Pré dimensionnement des planchers : ..... - 5 -

II.2.1 Planchers corps creux : ..... - 5 -

II.2.2 Plancher dalle pleine ..... - 6 -

II.2.3 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation ..... - 7 -

II.3 Maçonneries ..... - 8 -

II.3.1 Murs simple cloison ..... - 8 -

II.3.2 Mur double cloison ..... - 9 -

II.4 Prédimensionnement des poutres ..... - 9 -

II.5 Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] ..... - 10 -

II.6 Pré dimensionnement des poteaux ..... - 10 -

II.6.1 Décente des charges : ..... - 11 -

II.6.2 Choix du poteau le plus sollicité : ..... - 11 -

II.6.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux : ..... - 12 -

II.6.4 Détermination de l'effort normal ultime : ..... - 13 -

II.6.5 Vérification des conditions des RPA99V2003. ..... - 14 -

II.6.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] : ..... - 14 -

II.7 Conclusion ..... - 14 -

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires

III.1 INTRODUCTION : ..... - 15 -

III.2 L'acrotère : ..... - 15 -

III.2.1 Evaluation des charges permanentes et d'exploitations : ..... - 15 -

III.2.2 Calcul du ferraillage l'acrotère ..... - 15 -

III.2.3 La vérification des contraintes à l'ELS : ..... - 16 -

III.3 Les poutrelles ..... - 16 -

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes : ..... - 16 -

III.3.1 Calcule avant coulage. ..... - 16 -

III.3.2 Calcul après coulage : ..... - 16 -

III.4 L'escalier : ..... - 21 -

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges ..... - 21 -

III.5 Les dalles pleines ..... - 25 -

III.5.1 Méthode de calcul [6] ..... - 25 -

CHAPITRE IV : étude sismique

IV.1 Introduction : ..... - 28 -

IV.2 Etude sismique : ..... - 28 -

IV.3 Choix la méthode de calcul : ..... - 28 -

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale : ..... - 29 -

IV.4.1 PRINCIPE : ..... - 29 -

IV.4.2 MODELISATION : ..... - 29 -

IV.4.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003] ..... - 30 -

IV.4.4 Détermination des paramètres du spectre de réponse : ..... - 30 -

IV.5 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE : ..... - 35 -

IV.6 Disposition des voiles : ..... - 37 -

IV.6.1 Disposition finale : ..... - 38 -

IV.7 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : ..... - 39 -

IV.7.1 Vérification de comportement des trois premiers modes : ..... - 39 -

IV.7.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] : ..... - 40 -

IV.7.3 Résultante des forces sismiques de calcul [RPA : Art4.3.6] : ..... - 42 -

IV.7.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] : ... - 43 -

IV.7.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] : ..... - 43 -

IV.7.6 Vérification de cisaillement des éléments : ..... - 45 -

IV.7.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] .. - 45 -

IV.7.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] ..... - 47 -

IV.8 Conclusion : ..... - 48 -

CHAPITRE V : ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction : ..... - 50 -

V.2 Ferraillage des poutres : ..... - 50 -

V.2.1 Introduction : ..... - 50 -

V.2.2 Recommandation des règlements : ..... - 51 -

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU : ..... - 52 -

V.2.4 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : ..... - 53 -

V.2.5 Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... - 54 -

V.2.6 Calcul des armatures transversales : ..... - 55 -

V.2.7 Ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique: ..... - 56 -

V.2.8 Vérification de la flèche: ..... - 57 -

V.3 Ferraillages des poteaux : ..... - 58 -

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 : ..... - 58 -

V.4 Ferraillages des poteaux : ..... - 60 -

V.4.1 Ferraillage longitudinal des poteaux ..... - 60 -

V.4.2 Vérification des contraintes à ELS ..... - 61 -

V.5 Ferraillages des voiles : ..... - 62 -

V.5.1 Recommandations des règlements : ..... - 63 -

V.5.2 Ferraillage des voiles pleins : ..... - 64 -

V.5.3 Ferraillage des voiles avec ouvertures ..... - 67 -

V.5.4 Vérification des armatures à ELS : ..... - 68 -

V.5.5 Calcul des armateurs horizontaux : ..... - 69 -

V.5.6 Armatures transversales : ..... - 69 -

V.5.7 Les linteaux : ..... - 70 -

V.6 Conclusion ..... - 74 -

CHAPITRE VI : Etude d'infrastructure

VI.1 Introduction : ..... - 76 -

VI.2 Type de la fondation : ..... - 76 -

VI.3 Connaissance du site et du sol : ..... - 77 -

VI.4 Choix du type de fondation : ..... - 78 -

VI.5 Etude préliminaire du choix de type de semelle ..... - 78 -

VI.6 Les efforts normaux à base de la structure : ..... - 78 -

VI.7 La proposition des semelles : ..... - 80 -

VI.8 Calcul des semelles isolées : ..... - 80 -

VI.9 Le choix final des semelles ..... - 82 -

VI.10 Calcul des semelles filantes : ..... - 82 -

VI.11 Calcul de radier partielle : ..... - 84 -

VI.12 Ferraillage : ..... - 86 -

VI.12.1 Les semelles filantes : ..... - 86 -

VI.12.2 Le radier partielle : ..... - 90 -

VI.14 Les longrines ..... - 92 -

VI.14.1 Recommandation des règlements : ..... - 93 -

VI.14.2 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : ..... - 94 -

VI.15 Etude du mur de soutènement-voile périphérique : ..... - 95 -

CHAPITRE I : presentation de l'ouvrage

Tableau I 1 hypothèses de calcul béton 4
Tableau I 2 hypothèses de calcul acier 4

CHAPITRE II : Prédimensionnement

Tableau II 1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux 5
Tableau II 2 : Pré dimensionnement des dalles pleines 6
Tableau II 3:Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse 7
Tableau II 4:Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux) 7
Tableau II 5:Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse (dalle pleine) 8
Tableau II 6:Evaluation des charges permanentes des planchers courant (dalle pleine) 8
Tableau II 7:Charge permanente du mur simple cloison 8
Tableau II 8:prédimensionnement des poutres. 9
Tableau II 9:Pré dimensionnement des voiles 10
Tableau II 10:calcul de l'effort N. 11
Tableau II 11:Détermination des charges permanentes. 12
Tableau II 12:Détermination des charges d'exploitation. 13
Tableau II 13:Détermination de l'effort normal ultime 13
Tableau II 14:Vérification conditions RPA99v2003. .ART 7.5.1 14
Tableau II 15:Vérification aux zones nodales. 14

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires

Tableau III 1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS 16
Tableau III 2 La section d'armatures 17
Tableau III 3 : Vérification des contraintes 17
Tableau III 4 : Calcul de nombre d'étaiement 17
Tableau III 5 : Actions de calcul des poutrelles après coulage 18
Tableau III 6 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU) 18
Tableau III 7 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS) 19
Tableau III 8 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU) 19
Tableau III 9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS) 19
Tableau III 10:Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU) 20
Tableau III 11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS) 20
Tableau III 12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELU) 20
Tableau III 13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELS) 20

Tableau III 14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 8 travées (ELU)..... 21
Tableau III 15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 8 travées (ELS) 21
Tableau III 16: Les sollicitations max en travée et aux appuis 21
Tableau III 17: La section d'armatures 22
Tableau III 18 : Vérification des contraintes..... 22
Tableau III 19 : La section d'armatures 22
Tableau III 20: vérification des contraintes..... 22
Tableau III 21: vérification des contraintes..... 22
Tableau III 22: vérification des contraintes..... 23
Tableau III 23 : La section d'armatures 23
Tableau III 24 : Evaluation de la charge permanente du palier..... 23
Tableau III 25 : Evaluation de la charge permanente de paillasse 24
Tableau III 26 : Dimensions de l'escalier 24
Tableau III 27 : Moment à L'ELU et L'ELS 24
Tableau III 28 : la section d'armatures..... 24
Tableau III 29 : Vérification des contraintes..... 25
Tableau III 30 : Moment à L'ELU et L'ELS 25
Tableau III 31 : la section d'armatures..... 25
Tableau III 32 : Vérification des contraintes..... 25
Tableau III 33 : Moment à L'ELU et L'ELS 25
Tableau III 34 : la section d'armatures..... 26
Tableau III 35 : Vérification des contraintes..... 26
Tableau III 36 : Dimensions de l'escalier 26
Tableau III 37 : Moment à L'ELU et L'ELS 26
Tableau III 38 : la section d'armatures..... 26
Tableau III 39 : Vérification des contraintes..... 27
Tableau III 40 : Moment à L'ELU et L'ELS 27
Tableau III 41 : la section d'armatures..... 27
Tableau III 42 : Vérification des contraintes..... 27
Tableau III 43 : Détermination des charges de la dalle..... 28
Tableau III 44 : Ferraillage de la dalle pleine 29
Tableau III 45 : Vérification des contraintes..... 29
Tableau III 46 : Ferraillage de la dalle pleine 30
Tableau III 47 : Vérification des contraintes..... 30

CHAPITRE IV : étude sismique

Tableau IV 1:Justification du coefficient de comportement R suivant X 34
Tableau IV 2:Justification du coefficient de comportement R suivant X (%) 35
Tableau IV 3:Justification du coefficient de comportement R suivant Y 35
Tableau IV 4:Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%) 36
Tableau IV 5:Valeurs des pénalités Pq 36
Tableau IV 6:Paramètres sismiques 37
Tableau IV 7:Calcul centre de mass et centre de torsion 39
Tableau IV 8:Calcul de l'excentricité théorique 40
Tableau IV 10:Vérification de comportement des trois premiers modes 43
Tableau IV 11:vérification de participation massique 44
Tableau IV 12:calcul de la force sismique 44
Tableau IV 13:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 45
Tableau IV 14:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 46
Tableau IV 15:Vérification de stabilisation 46
Tableau IV 16:Vérification des déplacements inter-étage suivant x 47
Tableau IV 17:Vérification des déplacements inter-étage suivant y 47
Tableau IV 18:Vérification de cisaillement des poutres 48
Tableau IV 19:les nouvelles sections choisis 49
Tableau IV 20:Vérification de l'effort normal réduit à la base 50
Tableau IV 21:Vérification l'effet P-Δ suivant X 51
Tableau IV 22:Vérification l'effet P-Δ suivant Y 51
Tableau IV 23:les sections finales 52

CHAPITRE V : ferraillage

Tableau V 1 : données de calcul 53
Tableau V 2 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales1 (30x45) 55
Tableau V 3 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales 2 (30x55) 55
Tableau V 4 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x45) 56
Tableau V 5 : Vérification de ferraillage des poutres principales1 avec les règlements 56
Tableau V 6 : vérification de ferraillage des poutres principales2 avec les règlements 56
Tableau V 7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements 57

Tableau V 8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 1 (30x45) 57
Tableau V 9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 2 (30x55) 57
Tableau V 10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x45) 58
Tableau V 11 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires..... 58
Tableau V 12 : Ferraillage des poutres principales 2 et les poutres secondaires 59
Tableau V 13 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres 59
Tableau V 14 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres 60
Tableau V 15 : Vérification des contraintes de cisaillement..... 60
Tableau V 16 : Vérification de la flèche des poutres principales 1..... 60
Tableau V 17 : Vérification de la flèche des poutres principales2..... 60
Tableau V 18 : Vérification de la flèche des poutres secondaires..... 61
Tableau V 19 : Ferraillage longitudinal des poteaux 63
Tableau V 20 : Vérification des contraintes à ELS 65
Tableau V 21 : Ferraillage transversales des poteaux 66
Tableau V 22 : Les données de calcul..... 68
Tableau V 23 : Ferraillage verticale de voile 1 69
Tableau V 24 : Ferraillage verticale de voile 2 69
Tableau V 25 : Ferraillage verticale de voile 3 69
Tableau V 26 : Ferraillage verticale de voile inclinée1 70
Tableau V 27 : Ferraillage verticale de voile inclinée2 70
Tableau V 28 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture Y2..... 71
Tableau V 29 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture Y2' 71
Tableau V 30 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture incliné..... 71
Tableau V 31 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture incliné..... 72
Tableau V 32 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres 72
Tableau V 33 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains 73
Tableau V 34 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins..... 73
Tableau V 35 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (Y2) 76
Tableau V 36 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (Y2)..... 77
Tableau V 37 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (incliné) 77
Tableau V 38 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (incliné)..... 78

CHAPITRE VI : étude de l'infrastructure

Tableau VI 1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 83
Tableau VI 2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS 83
Tableau VI 3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées 83
Tableau VI 4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 85
Tableau VI 5 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage 85
Tableau VI 6 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS 86
Tableau VI 7 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS 87
Tableau VI 8 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux 89
Tableau VI 9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes 89
Tableau VI 10 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles) 90
Tableau VI 11 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 90
Tableau VI 12 : Détermination des moments de la poutre de libage 91
Tableau VI 13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 91
Tableau VI 14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 91
Tableau VI 15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 91
Tableau VI 16 : Détermination des valeurs de (q) de radier 92
Tableau VI 17 : Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance 93
Tableau VI 18 : Vérification des contraintes à l'ELS 94
Tableau VI 19 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes 94
Tableau VI 20 : Ferraillage longitudinal des longrines 96
Tableau VI 21 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 96
Tableau VI 22 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 97
Tableau VI 23 : Détermination des armatures longitudinales à l'ELU : 99
Tableau VI 24 : Vérification des contraintes à l'ELS : 99

CHAPITRE II

Figure II 1 la surface de plancher supportée…….....12

CHAPITRE III

Figure III-1 : L'acrotère 16

CHAPITRE IV

Figure IV 1 Le spectre de réponse suivant x,y 35
Figure IV.2 : 1er Disposition des voiles..... 39
Figure IV.3: 2eme Disposition des voiles..... 40
Figure IV.4 : Disposition final des voiles 40
Figure IV.5: Le comportement des trois premiers modes..... 42

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU 78
Figure VI.2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS..... 78
Figure VI.3 : Les bulbes de pression sous la semelle..... 80
Figure VI.4: Le choix final des semelles..... 81
Figure VI.5 : schémas d'une semelle filante sous poteaux 86
Figure VI.6 : schémas d'une semelle filante sous voiles 87

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé

B : Aire du béton

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

Lt : Largeur de la section tendue

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser: Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser: Effort normal de service.

NU: Effort normal ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

St : Espacement de cours d'armature transversale.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

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

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement

- **Majuscules grecques :**

Δf: flèche .

Σ : sommation.

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

W: poids.

- **Minuscules grecques :**

α:Angle.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

A.N : Axe neutre.

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions.
Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention : Structures, géotechnique, hydraulique et transport.
L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.
L'ouvrage en question est un bâtiment en (RDC+12+1S-S) implantée dans la wilaya d'Alger classée par le Règlement Parasismique Algérien RPA99V2003, comme une région de forte sismicité (zone III), présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :

-Des généralités ;

-Pré dimensionnement des éléments ;

-Etude des éléments secondaires ;

-Etude dynamique ;

-Etude des éléments structuraux ;

- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

-Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui nous a été confiée par le B.E.T GC PLUS, c'est un bâtiment en S-Sol+R+12 à usage d'habitation, Le bâtiment sera implanté à ALGER.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

• Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]

• Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]

• Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]

• Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT:

I.2.1 Dimensions en élévation :

• Hauteur totale du bâtiment :…….. Ht=42.84 m.
• Hauteur d'étage courant :……..…… H=3.06 m.
• Hauteur du RDC :……... H=3.06 m.
• Hauteur du sous-sol :…….. H=3.06 m.

I.2.2 Dimensions en plan :

Longueur totale du bâtiment ……..Lo=37.50 m

Largeur totale du bâtiment……...La=23.70 m

I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

Le bâtiment sera implanté à ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « **Zone III** ».

I.3.2 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003].**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].**

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].**

I.4 CONCEPTION STRUCTURELLE :

I.4.1 Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

• Facilité de réalisation.

• Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

• Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique

• Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I.4.2 Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.4.3 Escaliers :

On a deux types d'escalier :

• Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du sous-sol jusqu'au dernier étage.

• Escalier droit composé de trois volés aussi en béton armé coulé sur-place. Seulement dans les duplex d'habitation.

• Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

I.4.4 Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

1-Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

2-L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.

3-Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

• Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

• Carrelage pour les planchers et les escaliers.

• Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

• Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.6 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.7 Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.5 HYPOTHESES DE CALCUL :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1 Béton :

Tableau I 1 hypothèses de calcul béton

La masse volumique de béton	ρ=2.5 t/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	-υ= 0 -υ= 0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1-\upsilon)}$	

I.5.2 Acier :

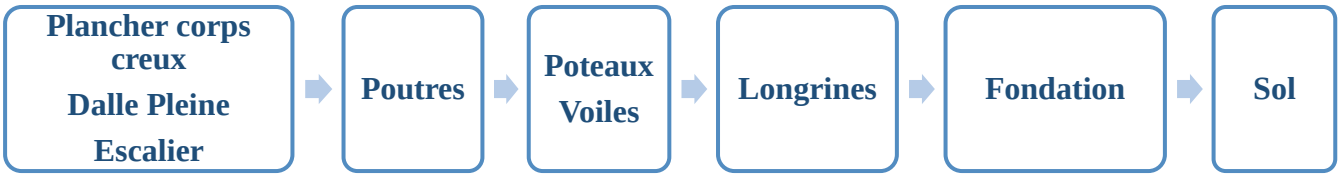
Tableau I 2 hypothèses de calcul acier

La masse volumique de l'acier	ρ=7.85 t/m3	
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

II.1 INTRODUCTION :

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Lors de prédimensionnement des éléments en béton armé, en doit toujours respecter le chemin de distribution des charges :



Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant : **RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, leur fonction principale est de résister et supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Pour notre Tour, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher corps creux
- ✓ Plancher dalle pleine

II.2.1 Planchers corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression + Hourdi + Poutrelles, on doit d'abord choisir le sens des poutrelles tant que :

- Disposé les poutrelles dans le sens minimal de travée dans un panneau.
- Disposé les poutrelles dans le sens de plusieurs travées par rapport au plancher.
- Assurer même sens des poutrelles dans tous les panneaux d'un plancher.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

Tableau II 1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux

Plancher corps creux			
L_{max}	L_{max} /25 (cm) ≤	ep (cm)	≤ L_{max} /20 (cm)
560 cm	22.4	25	28

Avec :

L : longueur maximale de la poutrelle

e_p : l'épaisseur de plancher

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t = 25 = (20+5)}$ tel que :

d=20 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))

e=5 (épaisseur de la table de compression)

II.2.2 Plancher dalle pleine

- **Critère de résistance [Ouvrage en béton armé, H.Renaud, page 179]**

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

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

Tableau II 2 : Pré dimensionnement des dalles pleines

Plancher dalle pleine			
L_{max} (cm)	L_{max} /45 (cm) ≤	ep (cm)	≤ L_{max} /40 (cm)
462	**10.26**	11	**11.55**

- **Sécurité contre l'incendie**

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

2-ep = 11 cm : peut assurer un coupe-feu deux heures.

Avec :

L : longueur maximale de la dalle

ep : l'épaisseur de la dalle

Donc, on opte pour une épaisseur de 15 cm pour la dalle pleine

II.2.3 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation [3]

- **Plancher terrasse inaccessible (corps creux)**

a. Charges permanentes :

Tableau II 1:Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.20+0.05	-	3.45
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)			**6.92 KN/m^2**

b. Surcharge d'exploitation : [3]

Terrasse inaccessible Q=1 kN/m.

- **Planchers étages courants (corps creux)**

a. Charges permanentes :

Tableau II 2:Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.20+0.05	-	3.45
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en plâtre + Enduit en ciment	0.10 0.01x2 0.01x2	09 18*2 18*2	0.90 0.18*2 0.18*2
	G (charges permanentes)			**6.61 KN/m^2**

b. Surcharges d'exploitation [3]

Usage habitation Q=1.5 kN/m^2

- **Planchers étages Terrasse (dalle pleine)**

Tableau II 3:Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse (dalle pleine)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)			**7.22 KN/m^2**

- **Planchers étages courant (dalle pleine)**

Tableau II 4:Evaluation des charges permanentes des planchers courant (dalle pleine)

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison + Enduit en plâtre + Enduit en ciment	0.10 0.01x2 0.01x2	09 18*2 18*2	0.90 0.18*2 0.18*2
	G (charges permanentes)	**6.91 KN/m^2**		

II.3 Maçonneries [3]

II.3.1 Murs simple cloison

Tableau II 5:Charge permanente du mur simple cloison

Composant	Ep (cm)	Mv (kN/m^3)	P (kN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	90	0.9
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G= 1.62 kN/m^2			

II.3.2 Mur double cloison

Tableau II 8:Charge permanente du mur double cloison

Composants	Ep (cm)	Mv (kN/m^3)	P (KN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	90	0.9
Lame d'aire	0.1	-	-
Brique creuse	0.1	90	0.9
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
G= 2.52 kN/m^2			

II.4 Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$ [Ouvrage en béton armé, H.Renaud, page 152]

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du **[Art 7.4.1 RPA99v2003] :**

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II 6:prédimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale 1	Poutre principale 2	Poutre secondaire	Poutre palier
Longueur	L=5.5m	L=7.4m	L=5.60m	L=3m
Section choisir	30cm x 45cm	30cm x 55cm	30cm x 45cm	30cm x 30cm
Vérification RPA99v2003 [ART 7.4.1]	$h \geq 30 \ldots\ldots cv$ $b \geq 20 \ldots\ldots cv$ $\frac{h}{b} \leq 4 \ldots cv$	$h \geq 30 \ldots\ldots cv$ $b \geq 20 \ldots\ldots cv$ $\frac{h}{b} \leq 4 \ldots cv$	$h \geq 30 \ldots\ldots cv$ $b \geq 20 \ldots\ldots cv$ $\frac{35}{30} = 1.16 \ldots cv$	$h \geq 30 \ldots\ldots cv$ $b \geq 20 \ldots\ldots cv$ $\frac{30}{30} = 1 \ldots cv$
Condition de rigidité	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots cv$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots cv$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots cv$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots cv$
Conclusion	**30cm x 45cm**	**30cm x 55cm**	**30cm x 45cm**	**30cm x 30cm**

Toutes les vérifications du RPA99 version 2003 sont satisfaites.

II.5 Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] [1]

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]** :

L'épaisseur minimale est 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.

Tableau II 7:Pré dimensionnement des voiles

Les voiles	$h_l = h_e - h_{ps}$ (cm)	$a \geq \frac{h_e}{22}$	$a_{adoptée}$ (cm)
Etage courant	261	11.86	**15**
Sous-sol	261	11.86	**20**

Avec :

h_e : la hauteur libre

h : la hauteur d'étage

h_s ; la hauteur de la poutre

II.6 Pré dimensionnement des poteaux [2]

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.

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

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

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

II.6.1 Décente des charges :[3]

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.

Tableau II 8:calcul de l'effort N.

Etage	Dimension	Br (cm²)	L0 (m)	Lf (m)	i(m)	Λ	A	A (cm²)	N(KN)
12eme étage	35x35	1089	3.06	2.14	0.101	21.20	0.79	1.23	1630.72
11eme étage	35x35	1089	3.06	2.14	0.101	21.20	0.79	1.23	2108.89
10eme étage	35x35	1089	3.06	2.14	0.101	21.20	0.79	1.23	1622.85
9eme étage	40x40	1444	3.06	2.14	0.115	21.20	0.80	1.60	2196.85
8eme étage	40x40	1444	3.06	2.14	0.115	21.20	0.80	1.60	2196.85
7eme étage	40x40	1444	3.06	2.14	0.115	16.49	0.80	1.60	2196.85
6eme étage	45x45	1849	3.06	2.14	0.130	16.49	0.81	2.03	2844.08
5eme étage	45x45	1849	3.06	2.14	0.130	16.49	0.81	2.03	2844.08
4eme étage	45x45	1849	3.06	2.14	0.130	14.84	0.81	2.03	2844.08
3eme étage	50x50	2304	3.06	2.14	0.144	14.84	0.82	2.50	3572.14
2eme étage	50x50	2304	3.06	2.14	0.144	14.84	0.82	2.50	3572.14
1er étage	50x50	2304	3.06	2.14	0.144	14.84	0.82	2.50	3572.14
RDC	55x55	2809	3.06	2.14	0.159	13.49	0.83	3.03	4380.83
S/Sol	55x55	2809	3.06	2.14	0.159	13.49	0.83	3.03	5600.84

II.6.2 Choix du poteau le plus sollicité :

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

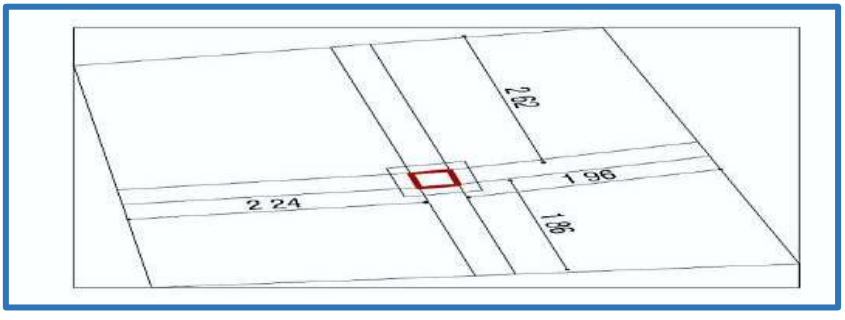


Figure II 1 la surface de plancher supportée

On a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité : **S_t=21 m²**

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité : **S_P=18.31m²**

II.6.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

- **Détermination des charges permanente :**

Calcul les charges de chaque niveau **[DTR charge et surcharge B.C.22]**

Tableau II 9:Détermination des charges permanentes.

Etage	G plancher (KN)	G pp (KN)	NU	G poteau (KN)	G étage (KN)	G cumulé (KN)
12eme étage	126.71	15.12	254.71	9.37	165.34	165.34
11eme étage	121.03	15.12	517.50	9.37	159.66	325.00
10eme étage	121.03	15.12	777.93	9.37	159.66	484.66
9eme étage	121.03	15.12	1039.87	12.24	162.53	647.19
8eme étage	121.03	15.12	1299.45	12.24	162.53	809.72
7eme étage	121.03	15.12	1556.67	12.24	162.53	972.25
6eme étage	121.03	15.12	1815.91	15.49	165.78	1138.03
5eme étage	121.03	15.12	2073.46	15.49	165.78	1303.82
4eme étage	121.03	15.12	2329.75	15.49	165.78	1469.60
3eme étage	121.03	15.12	2589.96	19.13	169.42	1639.01
2eme étage	121.03	15.12	2849.39	19.13	169.42	1808.43
1er étage	121.03	15.12	3128.21	19.13	169.42	1977.84
RDC	121.03	15.12	3411.56	23.14	173.43	2151.27
S/Sol	121.03	15.12	3694.16	23.14	173.43	2324.71

- **Surcharge 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]**

Tableau II 10:Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	Q x St	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumulé (KN)
12eme étage	1	21		21.00
11eme étage	1.5	31.5	1	52.50
10eme étage	1.5	31.5	0.95	82.43
9eme étage	1.5	31.5	0.9	110.78
8eme étage	1.5	31.5	0.85	137.55
7eme étage	1.5	31.5	0.8	162.75
6eme étage	1.5	31.5	0.75	186.38
5eme étage	1.5	31.5	0.71	208.88
4eme étage	1.5	31.5	0.69	230.53
3eme étage	1.5	31.5	0.67	251.53
2eme étage	1.5	31.5	0.65	272.01
1er étage	1.5	52.5	0.64	305.42
RDC	1.5	52.5	0.63	338.23
S/Sol	1.5	52.5	0.62	370.54

II.6.4 Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q$

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II 11:Détermination de l'effort normal ultime

Etage	G cumulé (KN)	Q cumulé (KN)	NU	1,1*NU	N(KN)	Vérification
12eme étage	165.34	21.00	254.71	280.18	1630.72	Vérifiée
11eme étage	325.00	52.50	517.50	569.25	2108.89	Vérifiée
10eme étage	484.66	82.43	777.93	855.72	1622.85	Vérifiée
9eme étage	647.19	110.78	1039.87	1143.86	2196.85	Vérifiée
8eme étage	809.72	137.55	1299.45	1429.39	2196.85	Vérifiée
7eme étage	972.25	162.75	1556.67	1712.33	2196.85	Vérifiée
6eme étage	1138.03	186.38	1815.91	1997.50	2844.08	Vérifiée
5eme étage	1303.82	208.88	2073.46	2280.81	2844.08	Vérifiée
4eme étage	1469.60	230.53	2329.75	2562.73	2844.08	Vérifiée
3eme étage	1639.01	251.53	2589.96	2848.96	3572.14	Vérifiée
2eme étage	1808.43	272.01	2849.39	3134.33	3572.14	Vérifiée
1er étage	1977.84	305.42	3128.21	3441.03	3572.14	Vérifiée
RDC	2151.27	338.23	3411.56	3752.72	4380.83	Vérifiée
S/Sol	2324.71	370.54	3694.16	4063.57	5600.84	Vérifiée

II.6.5 Vérification des conditions des RPA99V2003.

L'article [.7.4.1. RPA99V2003] : exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II 12:Vérification conditions RPA99v2003. .ART 7.5.1

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) $\geq \frac{he}{20} = 13.05$	$1/4 < \frac{b1}{h1} < 4$	Vérification
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥13.05cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥13.05cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥13.05cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥13.05cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**
55x55	Min (55,55) ≥30cm	Min (55,55) ≥13.05cm	1/4 < 1 < 4	**Vérifiée**

II.6.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$

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

Tableau II 13:Vérification aux zones nodales.

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
$10^{er,}$ $11^{eme}$$12^{eme}$	30	35	35	**Vérifier**	2.5	14.5	**Vérifier**
$4^{eme}$$8^{eme}$ 9^{eme}	30	40	40	**Vérifier**	5	20	**Vérifier**
,5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	30	45	45	**Vérifier**	7.5	22.5	**Vérifier**
$1^{er,}$ 2^{eme} et 3^{eme}	30	50	50	**Vérifier**	10	25	**Vérifier**
S/Sol et RDC	30	55	55	**Vérifier**	12.5	27.5	**Vérifier**

II.7 Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

III.1 INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 L'acrotère :

Son calcul est en flexion composée.

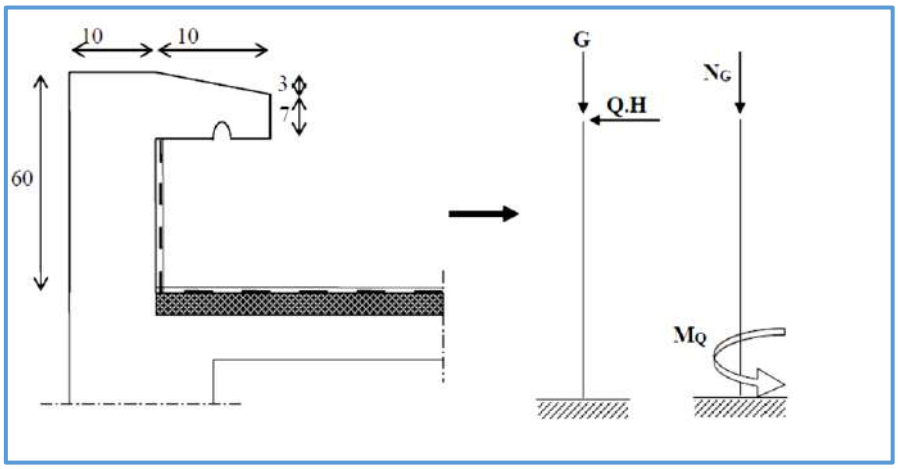


Figure III.1 dimension de l'acrotère

III.2.1 Evaluation des charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III 1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS

G = 1.875 kN/ml	**ELU**	
	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 = 1kN/ml	**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.2.2 Calcul du ferraillage l'acrotère

Le calcul du ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composé

Tableau III 2 La section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
A= 4.4 cm^2	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.5 cm^2			St= 15 cm
A_{rep} = 1.375cm^2	$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01 cm^2			St= 15 cm

III.2.3 La vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III 3 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b= 0.3 Mpa	σ_{badm}= 15Mpa	Vérifiée		τ= 0.016Mpa	τ_{adm}=2.5Mpa	Vérifiée
σ_s = 2.6 Mpa	$\sigma_{s'}$= 2.2 Mpa	σs_{adm}=201.63 Mpa	vérifiée			

III.3 Les poutrelles

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Etape 1 : avant coulage
- Etape 2 : après coulage

III.3.1 Calcule avant coulage.

Détermination du nombre d'étaiements :

Tableau III 4 : Calcul de nombre d'étaiement

étaiement	G (KN)	Q(KN)	fc28	L (mm)	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0.75	2.68	25	5360	39.15	1.57	Cnv
1	0.75	1.34	25	2680	2.44	0.53	Cnv
2	0.75	1	25	1786.66	0.48	0.35	Cnv
3	0.75	1	25	1340	0.15	0.26	Cv

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 3 étaiements le long de la travée espacée de 134 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.2 Calcul après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

4 types de poutres continues sont à envisager :

• Type 1 : poutrelle à 6 travées

• Type 2 : poutrelle à 4 travées

• Type 3 : poutrelle à 3 travées

• Type 4 : poutrelle à 8 travée

III.3.2.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau III 5 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Terrasse	4.15	1x0.6=0.6	6.51	4.75
Plancher courant	3.97	1.5x0.6=0.9	6.70	4.87

➢ Plancher terrasse :

Type 1: poutrelle à 6 travées

Remarque :

Pour la poutrelle de type1 on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Tableau III 6 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU)

Travée	l (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4	13.01	9.11	2.60	6.51	12.03	13.99
B-C	4.38	15.60	9.36	7.80	6.24	14.60	13.89
C-D	3.85	12.05	7.83	4.82	4.82	12.52	12.52
D-E	3.85	12.05	7.83	4.82	4.82	12.52	12.52
E-F	4.38	15.60	9.36	6.24	7.80	13.89	14.60
F-G	4	13.01	9.11	6.51	2.60	13.99	12.03

Tableau III 7 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS)

Travée	l (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	4	9.50	6.65	1.90	4.75
B-C	4.38	11.40	6.84	5.70	4.56
C-D	3.85	8.80	5.72	3.52	3.52
D-E	3.85	8.80	5.72	3.52	3.52
E-F	4.38	11.40	6.84	4.56	5.70
F-G	4	9.50	6.65	4.75	1.90

Type 2: poutrelle à 4 travées

Remarque :

Le calcul des poutrelles de type 2 s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Tableau III 8 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELU)

Travée	L(m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	5.34	23.19	12.62	4.64	16.50	15.15	19.59
B-C	3.08	12.05	0.17	16.50	7.26	14.92	10.12
C-D	3.08	12.05	0.17	7.26	16.50	10.12	14.92
D-E	5.34	23.19	12.62	16.50	4.64	19.59	15.15

Tableau III 9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 4 travées (ELS)

Travée	L' (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	5.34	16.94	9.22	3. 39	12.05
B-C	3.08	8.80	0.13	12.05	5.30
C-D	3.08	8.80	0.13	5.30	12.05
D-E	5.34	16.94	9.22	12.05	3.39

- **Plancher courant :**

Type 1: poutrelle à 6 travées

Remarque :

Pour la poutrelle de type1 on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Tableau III 10:Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELU)

Travée	L(m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4	13.41	9.46	2.68	6.70	12.40	14.41
B-C	4.38	16.08	9.65	8.04	6.43	15.05	14.31
C-D	3.85	12.42	8.14	4.97	4.97	12.91	12.91
D-E	3.85	12.42	8.14	4.97	4.97	12.91	12.91
E-F	4.38	16.08	9.73	6.43	8.04	14.31	15.05
F-G	4	13.41	9.46	6.70	2.68	14.41	12.40

Tableau III 11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées (ELS)

Travée	L' (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	4	9.73	6.87	1.95	4.87
B-C	4.38	11.67	7.07	5.83	4.67
C-D	3.85	9.02	5.91	3.61	3.61
D-E	3.85	9.02	5.91	3.61	3.61
E-F	4.38	11.67	7.07	4.67	5.83
F-G	4	9.73	6.87	4.87	1.95

Remarque :

Le calcul des poutrelles de type (3 et 4) s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées

Type 3: poutrelle à 3 travées

Tableau III 12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELU)

Travée	L(m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	5.82	28.39	15.37	5.68	20.35	16.99	22.03
B-C	3.54	16.37	2.53	20.35	17.46	15.47	14.16
C-D	5.34	23.90	12.78	17.46	4.78	20.27	15.53

Tableau III 13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées (ELS)

Travée	L' (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	5.82	20.60	11.16	4.12	14.77
B-C	3.54	11.88	1.84	14.77	12.67
C-D	5.34	17.34	9.27	12.67	3.47

Type 4: poutrelle à 8 travées

Tableau III 14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 8 travées (ELU)

Travée	L(m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	5.36	24.08	13.06	4.82	17.21	15.65	20.28
B-C	3.20	13.41	0.35	17.21	8.92	15.48	11.34
C-D	3.50	16.08	7.29	8.92	8.65	14.74	14.62
D-E	3.08	12.42	4.35	8.65	7.48	13.21	12.60
E-F	3.08	12.42	4.35	7.48	8.65	12.60	13.21
F-G	3.50	16.08	7.29	8.65	8.92	14.62	14.74
G-H	3.20	13.41	0.35	8.92	17.21	11.34	15.48
H-I	5.36	24.08	13.06	17.21	4.82	20.28	15.65

Tableau III 15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 8 travées (ELS)

Travée	L' (m)	M0(KN.m²)	Mt(KN.m²)	Mw(KN.m²)	Me(KN.m²)
A-B	5.36	17.47	9.48	3.49	12.49
B-C	3.20	9.73	0.25	12.49	6.47
C-D	3.50	11.67	5.29	6.47	6.28
D-E	3.08	9.02	3.16	6.28	5.43
E-F	3.08	9.02	3.16	5.43	6.28
F-G	3.50	11.67	5.29	6.28	6.47
G-H	3.20	9.73	0.25	6.47	12.49
H-I	5.36	17.47	9.48	12.49	3.49

Tableau III 16: Les sollicitations max en travée et aux appuis

	ELU			ELS	
Plancher	**Mt**	**Ma**	**T**	**Mt**	**Ma**
Terrasse	**12.62**	**16.50**	**19.59**	**9.22**	**12.05**
Courant	**15.37**	**20.35**	**22.03**	**11.16**	**14.77**
Courant Duplexe	**9.73**	**8.04**	**15.05**	**7.07**	**5.83**

III.3.2.2 Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :

- **Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse :**

Tableau III 17: La section d'armatures

Plancher terrasse				
f_{c28} = 25Mpa	**f_{tj}= 2.1 Mpa**	**Fe= 400 Mpa**	**σ_{bc}= 14.2 Mpa**	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=1.6 cm^2	$A_{choisir}$= 3HA10 = 2.36 cm^2		
En appui	A= 2.3 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA14 = 2.32 cm^2		

- **Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse :**

Tableau III 18 : Vérification des contraintes

Vérification dse contraintes à LELS				**Vérification au cisaillement**		
En travée	σ_b= 3 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifie	τ= 0.70Mpa	τ_{adm}= 3.33 Mpa	**Vérifiée**
En appui	σ_b= 8.4 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 7.3 mm	f_{adm} = 10.7 mm		**Vérifiée**

- **Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher COURANT :**

Tableau III 19 : La section d'armatures

Plancher Courant				
f_{c28} = 25Mpa	**f_{tj}= 2.1 Mpa**	**Fe= 400 Mpa**	**σ_{bc}= 14.2 Mpa**	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=2 cm^2	$A_{choisir}$= 3HA10 = 2.36 cm^2		
En appui	A= 3 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+2ch HA12 = 3.05 cm^2		

- **vérification des contraintes à l'ELS du plancher COURANT :**

Tableau III 20: vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				**Vérification de cisaillement**		
En travée	σ_b= 3.6 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**	τ=0.8 Mpa	τ_{adm}= 3.33 Mpa	**Vérifiée**
En appui	σ_b= 8.6Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**			
Vérification de la flèche			f = 10.9 mm	f_{adm} = 11.6 mm		**Vérifiée**

➢ **Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher COURANT (DUPLEXE):**

Tableau III 21: vérification des contraintes

Plancher Courant (Duplexe)			
f_{c28} = 25Mpa	**f_{tj}= 2.1 Mpa**	**Fe= 400 Mpa**	**σ_{bc}= 14.2 Mpa**
En travée	A=1.2 cm^2	$A_{choisir}$= 3HA10 = 2.36 cm^2	
En appui	A= 1.1 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA10 = 1.57 cm^2	

➢ **Vérification des contraintes à l'ELS du plancher COURANT (DUPLEXE):**

Tableau III 22: vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
En travée	σ_b= 2 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**	τ= 0.54 Mpa	τ_{adm}= 3..33 Mpa	**Vérifiée**
En appui	σ_b= 4.5 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**			
Vérification de la flèche			f = 3.5 mm	f_{adm} = 8.8 mm		**Vérifiée**

Tableau III 23 : La section d'armatures

	Terrasse	Courant	Courant duplexe
En travée	3HA10	3HA10	3HA10
En appui	1HA10+2chHA10	1HA10+2chHA12	1HA10+2chHA12

On adopte un plancher 20+5.

III.4 L'escalier :

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges

➢ **Palier :**

Tableau III 24 : Evaluation de la charge permanente du palier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.36
G = 5.49 KN/m^2			

Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m

➢ **Paillasse :**

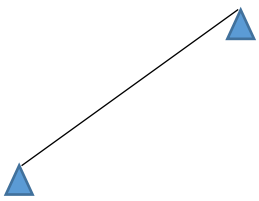
Tableau III 25 : Evaluation de la charge permanente de paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
lite de sable	0.02	17	0.54
Poids propre des marches	-	25	2.13
Poids propre de la paillasse	0.15	25	4.54
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G = 8.395 kN/m²			

On a deux types des escaliers :

III.4.1.1 Escalier type1 : (3 volées)

Volée 1



Volée 2

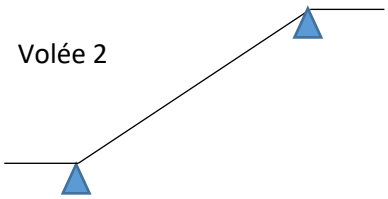


Tableau III 26 : Dimensions de l'escalier

L_{max} (cm)	n contre marche	n-1marche	h (cm)	g (cm)	e_p (cm)
226	6	5	17	30	15

Tableau III 27 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 7.23 kN.m	**M_a = 15.47 kN.m**
ELS	
M_t = 5.57 kN.m	**M_a = 11.15 kN.m**

➢ **Ferraillage de l'escalier**

Tableau III 28 : la section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=1.705 cm²	$A_{choisie}$= 7HA10= 5.50 cm²/ml		St = 15 cm
En appui	A= 1.058 cm²	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm²/ml		St = 15 cm
A_{rep} = 0.98 cm²	$A_{rep\ choisie}$ = 5HA10 = 3.93cm²			St=20 cm

Tableau III 29 : Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS					
En travée	σ_b= 2.8 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifiée		
En appui	σ_b= 1.9 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa			
Vérification au cisaillement			τ= 0.135 Mpa	τ_{adm}= 1.16 Mpa	**vérifiée**
Vérification de la flèche			f = 2.5mm	f_{adm} = 5 mm	**vérifiée**

- **Poutre palière :**

Tableau III 30 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 7.33 kN.m	M_a = 4.56 kN.m
ELS	
M_t = 5.272 kN.m	M_a = 3.295 kN.m

- **Ferraillage de la poutre palière :**

Tableau III 31 : la section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=1.65 cm^2	$A_{choisie}$= 3HA12= 3.39 cm^2		
En appui	A= 0.83cm^2	$A_{choisie}$=3HA12 = 3.39 cm^2		

Tableau III 32 : Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS					
En travée	σ_b= 1.84 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifiée		
En appui	σ_b= 3.69 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa			
Vérification au cisaillement			τ= 0.46 Mpa	τ_{adm}= 3.33 Mpa	**vérifiée**
$\frac{h}{l}=\frac{30}{240}=0.125>\frac{Mt}{10M0}=\frac{7.23}{10.M0}=0.033$ **CV**			$\frac{A}{b0d}=\frac{3.92}{30.27,5}=0.004<\frac{4.2}{Fe}=0.0105$ **CV**		
Les deux conditions vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire					

- **Console :**

Tableau III 33 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 0.00kN.m	M_a = 17.38 kN.m
ELS	
M_t = 0.00 kN.m	M_a = 12.61 kN.m

➢ **Ferraillage de la Console:**

Tableau III 34 : la section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa
En appui	A=1.988cm^2	$A_{choisie}$= 3HA12= 3.39 cm^2	

Tableau III 35 : Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS					
En appui	σ_b= 7.112 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**Vérifiée**		
Vérification au cisaillement			τ= 0.198 Mpa	τ_{adm}= 1.667 Mpa	**vérifiée**
$\frac{h}{l}$=0.214>$\frac{Mt}{10M0}$=$\frac{7.33}{10.M0}$=0.1 **C.V**			$\frac{A}{b0d}$=$\frac{3.39}{30.27,5}$=0.004<$\frac{4.2}{Fe}$=0.0105 **C.V**		
Les deux conditions vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire					

III.4.1.2 Escalier type2 : (volées)

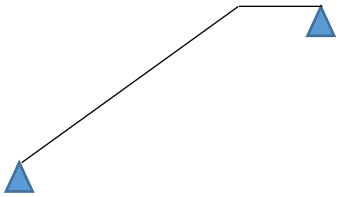


Tableau III 36 : Dimensions de l'escalier

L_{max} (cm)	n contre marche	n-1marche	h (cm)	g (cm)	e_p (cm)
388	8	7	17	30	15

Tableau III 37 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 56.08 kN.m	M_a = 35.05 kN.m
ELS	
M_t = 41.04 kN.m	M_a = 25.65kN.m

➢ **Ferraillage de l'escalier**

Tableau III 38 : la section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa
En travée	A=5.129 cm^2	$A_{choisie}$= 7HA12= 7.92 cm²/ml	St = 20 cm
En appui	A= 3.15 cm^2	$A_{choisie}$=7HA12 = 7.92 cm²/ml	St = 20 cm
A_{rep} = 0.98 cm^2	$A_{rep\ choisie}$ = 5HA10 = 3.14cm^2		St = 25 cm

Tableau III 39 : Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS			
En travée	σ_b= 7.57 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**vérifiée**
En appui	σ_b= 4.83 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	

Vérification au cisaillement	τ= 0.227 Mpa	τ_{adm}= 1.16 Mpa	**vérifiée**
Vérification de la flèche	f = 4.6mm	f_{adm}= 7.6mm	**vérifiée**

- **Poutre palière :**

Tableau III 40 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 21.26 kN.m	**M_a = 13.29 kN.m**
ELS	
M_t = 16.29 kN.m	**M_a = 9.585 kN.m**

- **Ferraillage de la poutre palière :**

Tableau III 41 : la section d'armatures

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa
En travée	A=4.52 cm^2	$A_{choisie}$= 3HA14= 4.62 cm^2	
En appui	A= 2.70cm^2	$A_{choisie}$=3HA12 = 3.39 cm^2	

Tableau III 42 : Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS					
En travée	σ_b=7.31 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**Vérifiée**		
En appui	σ_b= 5.14 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa			
Vérification au cisaillement			τ= 0.556 Mpa	τ_{adm}= 3.33 Mpa	**vérifiée**
$\frac{h}{l}=\frac{40}{512}=0.078>\frac{Mt}{10M0}=\frac{7.23}{10.M0}=0.036$ **CV**			$\frac{A}{b0d}=\frac{4.92}{30.37,5}=0.004<\frac{4.2}{Fe}=0.0105$ **CV**		
Les deux conditions vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire					

III.5 Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.1 Méthode de calcul [6]

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Tableau III 43 : Détermination des charges de la dalle

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Q_U (KN/m^2)	Q_{SER} (KN/m^2)
Etage courant	6.91	3.5	15	10.72

On a deux types des dalles pleines.

III.5.1.1 Pour le premier type :

➢ **Calcul des sollicitations**

$$\text{On a :} \quad \rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.15}{4.7}=0.24 < 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant une direction. Alors le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

- **travail externe**

$$T_{ext} = 4T_1+T_2$$

$$T_{ext}= (40.51-6.006y)f$$

- **Travail interne**

$$T_{int}= 2T_1+T_2$$

$$T_{int} = M\ f\ (\frac{1.15}{y} +4.036y-2.042)$$

- **Principe du travail virtuel**

$$T_{int} = T_{ext} \quad \text{donc} \quad M= \frac{40.51-6.006y}{M\ (\frac{1.15}{y}+4.036y-2.042)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$$

➢ **Calcul du ferraillage :**

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

Tableau III 44 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 40Mpa		Mu (kN.m)	F_{tj}=2.1Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa	S_t (cm)
Sens X	En travée	21.26	A=4.93cm^2	$A_{choisie}$= 5HA12=5.65 cm^2		A_{min}= 1.5 cm^2	20
	En appui	10.63	A= 2.4cm^2	$A_{choisie}$=5HA10=3.92cm^2		A_{min}= 1.5 cm^2	20

Tableau III 45 : Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
Sens X	En travée	σ_b= 6.66 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	Vérifiée	τ=0.27 Mpa	τ_{adm} =1.16Mpa	Vérifiée
	En appui	σ_b= 3.82Mpa		Vérifiée			

➢ **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

$\frac{h}{L}$=0.031≥ $\frac{M_T}{20\,M_0}$ =0.025 (vérifiée)

$\rho \leq \frac{2}{f_e}$ ρ= $\frac{A}{b\,d}$ = 0.04≥ $\frac{2}{f_e}$ = 5.10^{-3} (vérifiée)

➢ Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.5.1.2 Pour le deuxième type :

➢ **Calcul des sollicitations**

On a : $\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.62}{1.42}$ = 0.87 > 0.4

Donc la dalle travaille suivant deux directions. Alors le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

- **travail externe**

$$T_{ext} = 2T_1+T_2$$

$$T_{ext}= (17.25-5.05y)\ f$$

- **Travail interne**

$$T_{int}= T_1+T_2$$

$$T_{int} = M\ f\ (\frac{0.71}{y} +0.7\ y-0.57)$$

- **Principe du travail virtuel**

$$T_{int} = T_{ext} \quad \text{donc} \quad M= \frac{(17.25-5.05y)}{M\ (\frac{0.71}{y} +0.7\ y-0.57)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$$

➢ **Calcul du ferraillage :**

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

Tableau III 46 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 40Mpa		Mu (kN.m)	F_{tj}= 2.1 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 14.2 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa	S_t (cm)
Sens X	En travée	15.07	A=3.44cm²	$A_{choisie}$= 5HA10=3.92cm²		A_{min}= 1.5 cm²	20
	En appui	7.54	A= 1.69cm²	$A_{choisie}$=5HA10=3.92cm²		A_{min}= 1.5 cm²	20
Sens Y	En travée	15.07	A=3.44cm²	$A_{choisie}$= 5HA10=3.92 cm²		A_{min}= 1.5 cm²	20
	En appui	7.54	A= 1.69cm²	$A_{choisie}$=5HA10=3.92cm²		A_{min}= 1.5 cm²	20

Tableau III 47 : Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS	Vérification de cisaillement

Sens X	**En travée**	σ_b= 5.90 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**Vérifiée**	τ=0.27 Mpa	τ_{adm} =1.16Mpa	**Vérifiée**
	En appui	σ_b= 2.95Mpa		**Vérifiée**			
Sens-Y	**En travée**	σ_b= 5.90 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	**Vérifiée**	τ=0.27 Mpa	τ_{adm} =1.16Mpa	**Vérifiée**
	En appui	σ_b= 2.95Mpa		**Vérifiée**			
Vérification de la flèche			$\frac{h}{L}$=0.09≥ $\frac{M_T}{20\ M_0}$ =0.038		ρ= $\frac{A}{b\ d}$ = 0.003≤ $\frac{2}{f_e}$ = 5.10^{-3}		**Vérifiée**
Les deux conditions vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire							

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude

Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.2 Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique

IV.3 Choix la méthode de calcul :

➢ Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon **[Art 4.1.2 RPA99v2003]** la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise Dans ce cas-là on va appliquer la méthode d'analyse modale spectrale **[RPA : Art4.1.3].**

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1 PRINCIPE :

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 applicable.

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.

IV.4.2 MODELISATION :

- **Modélisation de rigidité :**

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique à quatre nœuds.
- tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

- **Modélisation de masse :**

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir *2,5t/m3*.

- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

IV.4.4 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- **Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :**

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc : **A=0,25**

- **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}763$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique **(ξ=10%)** d'après **[TAB.4.2 RPA99V2003].**

- **Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:**

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc **R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]**

❖ **Justification du coefficient de comportement R :**

Suivant X :

Tableau IV 1:Justification du coefficient de comportement R suivant X

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
42.84	5455.027	3894.234	1560.793	1140.316	0.000	1140.316
39.78	11468.338	7894.753	3573.585	2547.059	0.000	2547.059
36.72	22480.883	13650.413	8830.470	4273.144	0.000	4273.144
33.66	33592.698	19262.794	14329.904	5897.592	0.000	5897.592
30.6	44717.629	24866.967	19850.662	7420.228	0.000	7420.228
27.54	55840.035	30524.802	25315.233	8746.186	0.000	8746.186
24.48	67030.328	36337.135	30693.193	9960.751	0.000	9960.751
21.42	78194.841	42215.104	35979.737	11070.655	0.000	11070.655
18.36	89329.689	48173.075	41156.614	12059.908	0.000	12059.908
15.3	100524.170	54317.101	46207.069	12940.676	0.000	12940.676
12.24	111676.957	60561.121	51115.836	13738.614	0.000	13738.614
9.18	122769.348	66931.203	55838.145	14439.261	0.000	14439.261
6.12	132183.831	74974.322	57209.509	14319.152	0.000	14319.152
3.06	101728.943	53339.880	48389.063	2126.831	0.000	2126.831

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV 2:Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
42.84	100	71.388	28.612	100	0.000	100.000
39.78	100	68.840	31.160	100	0.000	100.000
36.72	100	60.720	39.280	100	0.000	100.000
33.66	100	57.342	42.658	100	0.000	100.000
30.6	100	55.609	44.391	100	0.000	100.000
27.54	100	54.665	45.335	100	0.000	100.000
24.48	100	54.210	45.790	100	0.000	100.000
21.42	100	53.987	46.013	100	0.000	100.000
18.36	100	53.927	46.073	100	0.000	100.000
15.3	100	54.034	45.966	100	0.000	100.000
12.24	100	54.229	45.771	100	0.000	100.000
9.18	100	54.518	45.482	100	0.000	100.000
6.12	100	56.720	43.280	100	0.000	100.000
3.06	100	52.433	47.567	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV 3:Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort Ty (kN)	Ty /Poteaux (kN)	Ty /Voiles (kN)
42.84	6017.823	3894.234	2123.589	1696.364	0.000	1696.364
39.78	12150.326	7894.753	4255.573	3066.162	0.000	3066.162
36.72	23933.687	13650.413	10283.274	4897.685	0.000	4897.685
33.66	35411.006	19262.794	16148.212	6461.032	0.000	6461.032
30.6	46797.200	24866.967	21930.233	7877.991	0.000	7877.991
27.54	58190.217	30524.802	27665.415	9123.614	0.000	9123.614
24.48	69694.189	36337.135	33357.054	10223.325	0.000	10223.325
21.42	81231.774	42215.104	39016.670	11179.106	0.000	11179.106
18.36	92808.521	48173.075	44635.446	11999.722	0.000	11999.722
15.3	104523.750	54317.101	50206.649	12720.238	0.000	12720.238
12.24	116294.795	60561.121	55733.674	13368.000	0.000	13368.000
9.18	128124.617	66931.203	61193.414	13890.568	0.000	13890.568
6.12	137688.585	74974.322	62714.263	13803.894	0.000	13803.894
3.06	104866.818	53339.880	51526.938	8427.635	0.000	8427.635

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV 4:Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort Ty (%)	Ty /Poteaux (%)	Ty /Voiles (%)
42.84	100	64.712	35.288	**100**	**0.000**	**100.000**
39.78	100	64.976	35.024	**100**	**0.000**	**100.000**
36.72	100	57.034	42.966	**100**	**0.000**	**100.000**
33.66	100	54.398	45.602	**100**	**0.000**	**100.000**
30.6	100	53.138	46.862	**100**	**0.000**	**100.000**
27.54	100	52.457	47.543	**100**	**0.000**	**100.000**
24.48	100	52.138	47.862	**100**	**0.000**	**100.000**
21.42	100	51.969	48.031	**100**	**0.000**	**100.000**
18.36	100	51.906	48.094	**100**	**0.000**	**100.000**
15.3	100	51.966	48.034	**100**	**0.000**	**100.000**
12.24	100	52.076	47.924	**100**	**0.000**	**100.000**
9.18	100	52.239	47.761	**100**	**0.000**	**100.000**
6.12	100	54.452	45.548	**100**	**0.000**	**100.000**
3.06	100	50.864	49.136	**100**	**0.000**	**100.000**

- **Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q)$.

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV 5:Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	**Observé**	**N/Observé**	**Q_x**	**Q_y**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.10	**1.10**

- **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003] :**

D'après le rapport du sol : Site S2

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV 6:Paramètres sismiques

Coefficient	Condition	*Valeur*
A	Ouvrage groupe 2, Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique III	**0.25**
R	Système de contreventement	**3.5**
Q	1+ΣPq	**1.1**
ξ	-	***10%***
T_1	Site 2	**0.15**
T_2	Site 2	**0.4**

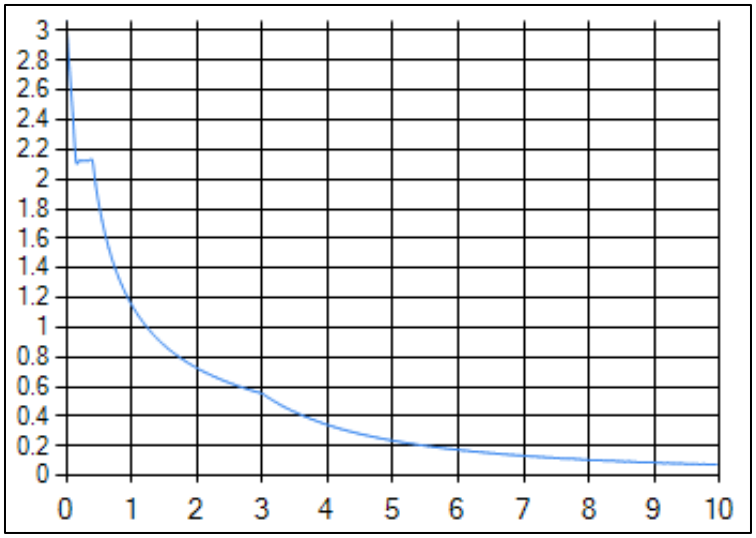


Figure 1 Le spectre de réponse suivant x,y

IV.5 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.5.1 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. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

IV.5.2 Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme symétrique, donc le centre de torsion coïncide avec le centre de gravité :

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- **Calcul centre de masse et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :**

Tableau IV 7:Calcul centre de mass et centre de torsion

Masse et centre de Masse				Inertie et centre d'inertie	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)
3.06	9197.807	18.808	11.421	18.928	11.402
6.12	8319.722	18.811	11.420	18.889	11.400
9.18	8856.931	18.780	11.430	18.880	11.401
12.24	8816.421	18.780	11.430	18.875	11.402
15.3	8775.910	18.780	11.430	18.872	11.403
18.36	8775.910	18.780	11.430	18.869	11.404
21.42	8738.400	18.780	11.430	18.867	11.405
24.48	8700.890	18.780	11.430	18.866	11.405
27.54	8700.890	18.780	11.430	18.864	11.406
30.6	8666.381	18.780	11.430	18.863	11.406
33.66	8631.872	18.780	11.430	18.861	11.407
36.72	8001.449	18.775	11.430	18.860	11.407
39.78	5753.577	18.789	11.417	18.854	11.408
42.84	5374.892	18.780	11.430	18.851	11.409

- **Excentricité :**

❖ **Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad E_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau IV 8:Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité			
Niveau (m)	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
3.06	0.120	0.019	Vérifier
6.12	0.078	0.020	Vérifier
9.18	0.100	0.029	Vérifier
12.24	0.095	0.028	Vérifier
15.3	0.092	0.027	Vérifier
18.36	0.089	0.026	Vérifier
21.42	0.087	0.025	Vérifier
24.48	0.086	0.025	Vérifier
27.54	0.084	0.024	Vérifier
30.6	0.083	0.024	Vérifier
33.66	0.081	0.023	Vérifier
36.72	0.085	0.023	Vérifier
39.78	0.065	0.009	Vérifier
42.84	0.071	0.021	Vérifier

IV.6 Disposition des voiles :

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Disposer les voiles de façon à assurer :
    1. Une ductilité suffisante.
    2. La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

❖ **Remarque**

Après une dizaine de dispositions, nous avons retenus les trois suivantes dont la dernière avait le comportement le plus optimal.

Disposition 1 :

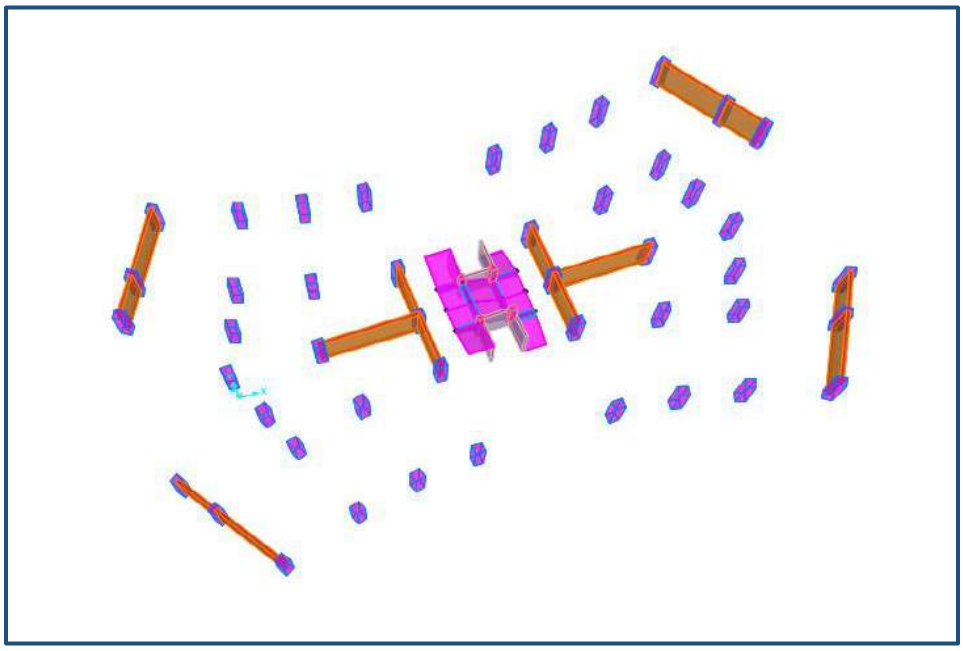


Figure 2 : disposition des voiles1

Tableau :Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	1.03	0.0%	**61.8%**	0.0%	**Translation suivant l'axe X**
Mode 2	0.98	**64.6%**	0.0%	0.0%	**Translation suivant l'axe Y**
Mode 3	0.74	0.0%	0.0%	**58.8%**	**Rotation autour l'axe Z**

Disposition 2:

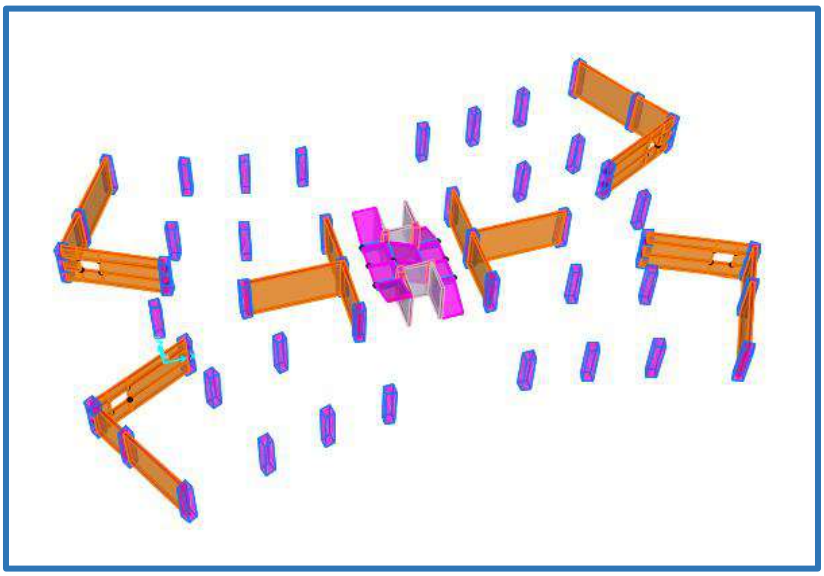


Figure 3 : disposition des voiles2

Tableau :Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.854	**64.05%**	0.00%	0.00%	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.771	0.00%	**63.14%**	0.00%	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.570	0.00%	0.00%	**59.35%**	Rotation autour l'axe Z

IV.6.1 Disposition finale :

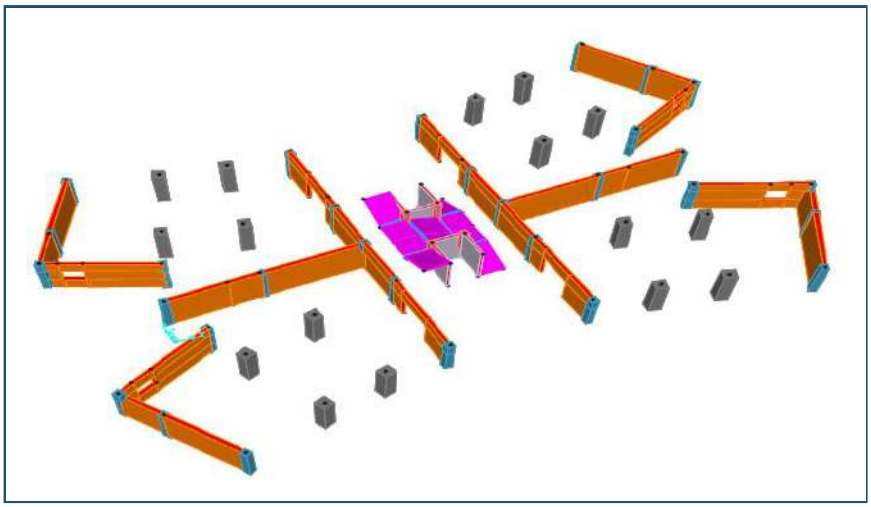


Figure 2 : disposition des voiles finale

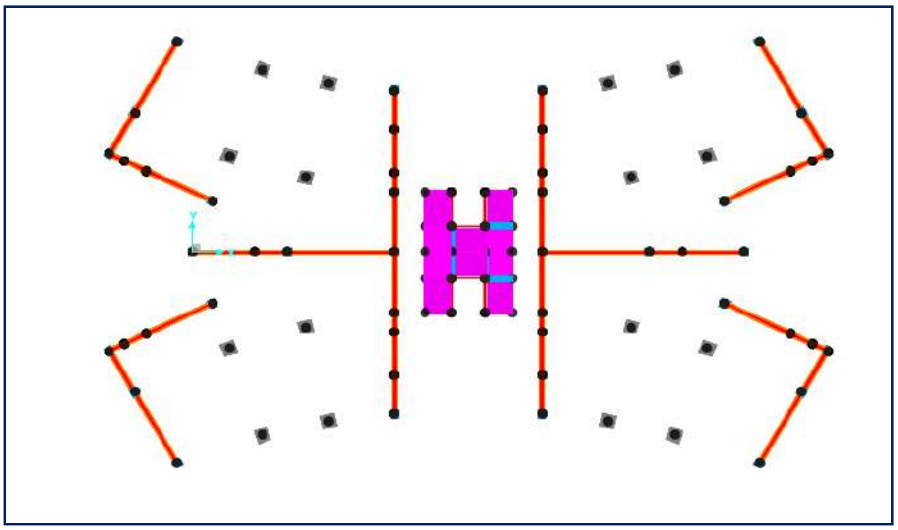


Figure 3 : disposition des voiles en plan

IV.7 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique). **[RPA : Art 4.3.4. a]**
3. Vérification de la force sismique V à la base. **[RPA : Art4.3.6]**
4. Vérification de la stabilité au renversement. **[RPA : Art 4.4.1]**
5. Vérification de l'effet P-Δ. **[RPA : Art 5.9]**

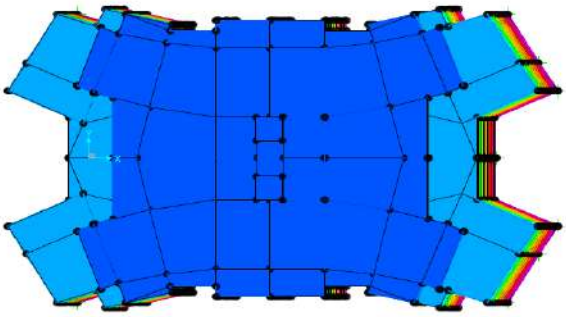
- **Résistance des éléments :**

7. Vérifications des déplacements inter-étage. **[RPA : Art 4.4.3]**
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

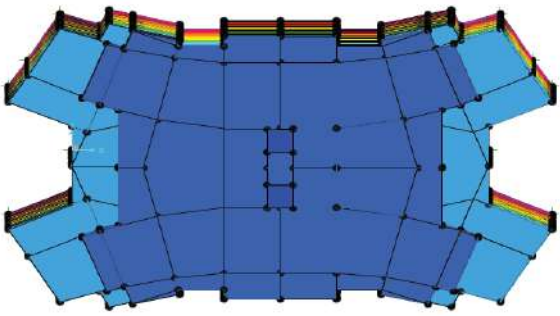
IV.7.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV 9:Vérification de comportement des trois premiers modes

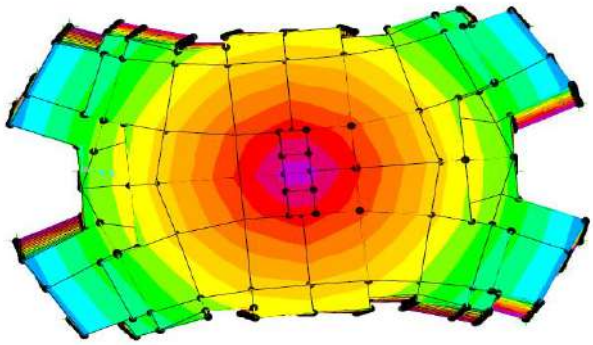
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.582863	**66.598%**	0.000%	0.000%	**Translation suivant l'axe X**
Mode 2	0.559727	0.000%	**63.140%**	0.280%	**Translation suivant l'axe Y**
Mode 3	0.558166	0.000%	0.286%	**62.220%**	**Rotation autour l'axe Z**



MODE 1



MODE 2



MODE 3

Figure 4 : Le comportement des trois premiers modes

Le 1er mode donne une translation suivant l'axe X car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de forte rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z,.

IV.7.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV 10:vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.58	66.598%	0.000%	0.000%	66.598%	0.000%	0.000%
Mode 2	0.55	0.000%	63.140%	0.280%	66.598%	63.140%	0.280%
Mode 3	0.55	0.000%	0.286%	62.220%	66.598%	63.425%	62.500%
Mode 4	0.16	0.000%	0.000%	10.474%	66.598%	63.426%	72.973%
Mode 5	0.15	16.784%	0.000%	0.000%	83.383%	63.426%	72.973%
Mode 6	0.15	0.000%	14.557%	0.000%	83.383%	77.982%	72.973%
Mode 7	0.14	0.000%	0.000%	0.000%	83.383%	77.982%	72.973%
. . .	. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .
Mode 55	0.070	0.000%	0.000%	0.000%	88.329%	89.960%	85.952%
Mode 56	0.070	0.000%	0.000%	0.000%	88.329%	89.960%	85.952%
Mode 57	0.070	0.000%	0.985%	0.000%	88.329%	**90.944%**	85.952%
. . .	. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .
Mode 129	0.055	2.967%	0.000%	0.000%	**91.305%**	91.026%	86.045%
Mode 130	0.055	0.000%	0.000%	2.692%	91.305%	91.026%	88.737%
. . .	. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .
Mode 140	0.052	0.000%	0.000%	1.339%	91.310%	92.440%	**90.194%**
$\sum$ T	**13.20 s**						

❖ **Commentaire :**

La participation massique atteint plus de 90% suivant Y dans le 57eme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant X au 130eme mode

Le mode retenu = 140 modes

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 140: T= 13.20s

On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X car ce le sens de faible rigidité $\sum Ky < \sum Kx$ (plus souple que l'autre sens)

IV.7.3 Résultante des forces sismiques de calcul [RPA : Art4.3.6] :

L'une des premières vérifications préconisée par le **« RPA99 version 2003 »** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base *« Ed »* obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à *80%* de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente *« Vs »* pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $\frac{Ed}{VS}$*>0,8*, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport :

Le rapport $\frac{Vs}{Ed} \times 0.8$

Tableau IV 11:calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑W (KN)	Vsx (KN)	Vsy (KN)
0.25	1.91	1.91	3.5	1.1	1.1	133563.54	20044.07	20044.07

Tableau IV 12:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/Vs	Ed/Vs>0.8
X	20044.07	11181.59	0.558	Non vérifier
Y	20044.07	11202.26	0.559	Non vérifier

❖ **Commentaire :**

Les deux forces dynamique Edx et Edy sont inferieur a 80% de la force statique Vsx ,Vsy donc il faut courgée les deux forces dynamique par un coefficient (Scale factor) égale :

$$S_x = \frac{V_{S.x}}{E_{d.x}} \times 0.8 = 1.434$$

$$S_y = \frac{V_{S.y}}{E_{d.y}} \times 0.8 = 1.431$$

Donc les forces sont devenues :

Edx= 16041.574 KN

Edy= 16030.408 KN

Vérification :

Tableau IV 13:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge dynamique (KN)	Charge statique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	**16041.574**	6131.079	0.800	**Vérifiée**
Suivant y	**16030.408**	6131.87	0.800	**Vérifiée**

IV.7.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV 14:Vérification de stabilisation

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
425276.98	431157.80	1283853.80	2109746.04	4.89	3.01	**Vérifiée**

❖ **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis a la risque de renversement dans les deux directions X et Y

IV.7.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Suivant X :

Tableau IV 15:Vérification des déplacements inter-étage suivant x

	DEPLACEMENT				
Niveau(m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0.01.h (cm)	Vérification
42.84	2.48	8.68	0.66	3.06	Vérifiée
39.78	2.29	8.02	0.74	3.06	Vérifiée
36.72	2.08	7.28	0.7	3.06	Vérifiée
33.66	1.88	6.58	0.73	3.06	Vérifiée
30.6	1.67	5.85	0.74	3.06	Vérifiée
27.54	1.46	5.11	0.77	3.06	Vérifiée
24.48	1.24	4.34	0.73	3.06	Vérifiée
21.42	1.03	3.61	0.77	3.06	Vérifiée
18.36	0.81	2.84	0.7	3.06	Vérifiée
15.3	0.61	2.14	0.67	3.06	Vérifiée
12.24	0.42	1.47	0.56	3.06	Vérifiée
9.18	0.26	0.91	0.49	3.06	Vérifiée
6.12	0.12	0.42	0.35	3.06	Vérifiée
3.06	0.02	0.07	0.07	3.06	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV 16:Vérification des déplacements inter-étage suivant y

	DEPLACEMENT				
Niveau(m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0.01.h (cm)	Vérification
42.84	42.84	8.86	0.81	3.06	Vérifiée
39.78	39.78	8.05	0.83	3.06	Vérifiée
36.72	36.72	7.67	0.84	3.06	Vérifiée
33.66	33.66	6.83	0.81	3.06	Vérifiée
30.6	30.6	6.02	0.84	3.06	Vérifiée
27.54	27.54	5.18	0.84	3.06	Vérifiée
24.48	24.48	4.34	0.8	3.06	Vérifiée
21.42	21.42	3.54	0.74	3.06	Vérifiée
18.36	18.36	2.8	0.73	3.06	Vérifiée
15.3	15.3	2.07	0.63	3.06	Vérifiée
12.24	12.24	1.44	0.56	3.06	Vérifiée
9.18	9.18	0.88	0.46	3.06	Vérifiée
6.12	6.12	0.42	0.31	3.06	Vérifiée
3.06	3.06	0.11	0.11	3.06	Vérifiée

❖ **Commentaire :**

Les déplacements inter-étage sont inférieur au déplacement admissible

IV.7.6 Vérification de cisaillement des éléments :

➢ **Les poutres [Art A.5.1 CBA93]**

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV 17:Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
pp1 30x45	30	45	219.978	ACC	1.725	4.35	**Vérifiée**
pp2 30x55	30	55	282.017	ACC	1.791	4.35	**Vérifiée**
PS 30x45	30	45	121.355	ACC	0.952	4.35	**Vérifiée**
long30x35	30	35	47.888	ELU	0.491	3.33	**Vérifiée**
PPALIER1	30	30	20.161	ACC	0.244	4.35	**Vérifiée**
PPALIER2	30	40	82.337	ACC	0.732	4.35	**Vérifiée**

➢ **Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]**

Le 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.

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

IV.7.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

❖ **Remarque :**

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Les nouvelles sections :

Tableau IV 18:les nouvelles sections choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
10 eme 11 eme 12 eme	45	45
7 eme 8 eme 9 eme	50	50
4 eme 5 eme 6 eme	55	55
1er 2eme3eme	60	60
S/Sol RDC	65	65

Vérification :

Tableau IV 19:Vérification de l'effort normal réduit à la base

	N_d (KN)	Bc(cm^2)	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
pot 65	2753.18	422500	G+Q+Edx	0.261	Vérifiée
	2938.342	422500	G+Q+Edy	0.278	Vérifiée
pot 60	2514.25	360000	G+Q+Edx	0.279	Vérifiée
	2690.01	360000	G+Q+Edy	0.299	Vérifiée
pot 55	1823.869	302500	G+Q+Edx	0.241	Vérifiée
	2045.141	302500	G+Q+Edy	0.270	Vérifiée
pot 50	1171.561	250000	G+Q+Edx	0.187	Vérifiée
	1336.632	250000	G+Q+Edy	0.214	Vérifiée
pot 45	558.692	202500	G+Q+Edx	0.110	Vérifiée
	641.265	202500	G+Q+Edy	0.127	Vérifiée

Remarque :

Sur la base de ces résultats, nous avons opté pour une résistance de 25 MPa dont la composition est la suivante :

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.**

IV.7.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

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

Suivant X :

Tableau IV 20:Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	Θkx	θkx ≤ 0.1
42.84	306	5231.62	0.66	1393.95	0.0081	Vérifiée
39.78	306	5758.48	0.74	1424.73	0.0098	Vérifiée
36.72	306	8207.93	0.7	1874.55	0.01	Vérifiée
33.66	306	8954.16	0.73	1874.56	0.0114	Vérifiée
30.6	306	8982.67	0.74	1709.57	0.0127	Vérifiée
27.54	306	8982.67	0.77	1538.62	0.0147	Vérifiée
24.48	306	9014.18	0.73	1372.46	0.0157	Vérifiée
21.42	306	9045.69	0.77	1205.1	0.0189	Vérifiée
18.36	306	9045.69	0.7	1032.94	0.02	Vérifiée
15.3	306	9080.2	0.67	864.07	0.023	Vérifiée
12.24	306	9114.71	0.56	693.88	0.024	Vérifiée
9.18	306	9114.71	0.49	520.41	0.028	Vérifiée
6.12	306	9152.22	0.35	348.37	0.03	Vérifiée
3.06	306	9520	0.07	181.18	0.012	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV 21:Vérification l'effet P-Δ suivant Y

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	Θky	θky ≤ 0.1
42.84	306	5231.62	0.81	1393.6	0.0099	Vérifiée
39.78	306	5758.48	0.38	1424.38	0.005	Vérifiée
36.72	306	8207.93	0.84	1874.09	0.012	Vérifiée
33.66	306	8954.16	0.81	1874.1	0.0126	Vérifiée
30.6	306	8982.67	0.84	1709.15	0.0144	Vérifiée
27.54	306	8982.67	0.84	1538.24	0.016	Vérifiée
24.48	306	9014.18	0.8	1372.12	0.0172	Vérifiée
21.42	306	9045.69	0.74	1204.8	0.0182	Vérifiée
18.36	306	9045.69	0.73	1032.69	0.0209	Vérifiée
15.3	306	9080.2	0.63	863.85	0.0216	Vérifiée
12.24	306	9114.71	0.56	693.71	0.024	Vérifiée
9.18	306	9114.71	0.46	520.28	0.0263	Vérifiée
6.12	306	9152.22	0.31	348.28	0.0266	Vérifiée
3.06	306	9520	0.11	181.14	0.0189	Vérifiée

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis –a-vis de l'effet P-Δ

IV.8 Conclusion :

D'après l'analyse dynamique nous avons optée pour les sections suivantes :
Le tableau suivant résume tous les sections finales de la structure

Tableau IV 22:les sections finales

	les sections b x h (cm²)
Poutre Principale1	**30** x **45**
Poutre Principale2	**30** x **55**
Poutre Secondaire	**30** x **45**
Les Poteaux	**65**x**65** (RDC et Sous-sol)
	60x**60** (1er 2eme3eme étage)
	55x**55** (4 eme 5 eme 6 eme étage)
	50x**50** (7 eme 8 eme 9 eme étage)
	45x45 (10 eme 11 eme 12 eme étage)
	40x40 poteaux voisins des voiles sur toute la structure
Les Voiles	épaisseur = **22 cm**
Dalle Pleine	épaisseur = **15 cm**

D'après les résultats obtenus on prend le modelé final pour le ferraillage de notre structure.

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 :

1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- E.L.U : **1,35G +1,5Q**
- E.L.S : **G + Q**

2. 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'exploitation

E : charges sismique.

V.2 Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau V 1 : données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ = 14,2Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ = 18.48Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

V.2.2 Recommandation des règlements :

➢ **Recommandations du R.P.A99v2003 :**

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:**

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 :

- $St = \min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

➢ **Recommandations du CBA93 :**

La section des armatures longitudinales est :

$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000}$ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right]$ ... ... [**A. 6. 4. 2 CBA93**]

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU :

a) Les poutres principales 1 (30x45)

Tableau V 2 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales1 (30x45)

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x45	Travée	64.195	ELU	4.5	3HA14	4.62
		Appui	-137.2124	G+Q-Edy	8.7	3HA14+3CHAP14	9.24
Habitation	30x45	Travée	70.5418	ELU	5	4HA14	6.16
		Appui	-153.1345	G+Q-Edy	9.8	3HA14+3CHAP16	10.65

b) Les poutres principale 2 (30x55)

Tableau V 3 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales 2 (30x55)

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x55	Travée	249.09	G+Q-Edy	13	3HA14+5HA16	14.67
		Appui	-225.97	G+Q-Edy	11.7	3HA14+4CHP16	12.66
Habitation	30x55	Travée	281.07	G+Q-EdY	14.9	3HA14+5CHAP16	14.67
		Appui	-273.03	G+Q-EdY	14.4	3HA14+5cHA16	14.67

c) Les poutres secondaires (30x45)

Tableau V 4 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x45)

Usage	Section	Ma (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x45	-144.97	G+Q-Edy	9.3	3HA14+3CHAP16	10.65
Habitation	30x45	-157.54	G+Q-Edy	10.1	3HA14+3CHAP16	10.65

V.2.4 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

a) Les poutres principales 1

Tableau V 5 : Vérification de ferraillage des poutres principales1 avec les règlements

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Achoisis
Terrasse	30x45	Travée	4.62	6.75	1.35	5HA14=7.7
		Appui	9.24			3HA14+3CHAP14=9.24
Habitation	30x45	Travée	6.16	6.75	1.35	5HA14=7.7
		Appui	10.65			3HA14+3CHAP16=10.65

b) Les poutres principales 2

Tableau V 6 : vérification de ferraillage des poutres principales2 avec les règlements

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Achoisis
Terrasse	30x55	Travée	14.67	8.25	1.65	3HA14+5HA16=14.67
		Appui	12.66			3HA14+4cHAp16=12.66
Habitation	30x55	Travée	14.67	8.25	1.65	3HA14+5HA16=14.67
		Appui	14.67			3HA14+5cHA16=14.67

c) Les poutres secondaires

Tableau V 7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Usage	Section	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	30x45	10.65	6.75	1.35	Vérifiée
Habitation	30x45	10.65	6.75	1.35	Vérifier

V.2.5 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

a) Les poutres principales :

Tableau V 8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 1 (30x45)

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma_s'$ Mpa
Terrasse	30x45	Travée	46.92	6.88	5	176.3	59.6	15	201.63
		Appui	-120.97	9.24	11.6	201.6	144.2	15	201.63
Habitation	30x45	Travée	51.001	6.88	5.4	/	/	15	201.63
		Appui	-134.74	10.65	12.4	/	/	15	201.63

b) Les poutres principales 2 :

Tableau V 9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 2 (30x55)

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma_s'$ Mpa
Terrasse	30x55	Travée	169.98	14.67	10.1	201.6	132.6	15	201.63
		Appui	-159.26	12.66	9.9	201.6	129.3	15	201.63
Habitation	30x55	Travée	188.2	14.67	11.2	/	/	15	201.63
		Appui	-192.93	14.67	11.5	/	/	15	201.63

c) Les poutres secondaires

Tableau V 10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x45)

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \overline{\sigma_s}'$ Mpa
Terrasse	30x45	Appui	-67.5	10.65	10.65	5.19	163.61	63.59	15	201.63
		Traves	-36.07	4.62	4.62	4.36	198.94	49.9	15	201.63
Habitation	30x45	Appui	-70.57	10.65	10.65	5.42	/	/	15	201.63
		Traves	-80	4.62	4.62	9.68	/	/	15	201.63

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V 11 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP1 30x45	0.91	38.25	2.01	10	22.5	1.35	10	20	4HA8=2.01
PP2 30x55	0.64	38.25	2.01	11.5	22.5	1.35	10	20	4HA8=2.01
PS 30x45	0.91	38.25	2.01	10	22.5	1.35	10	20	4HA8=2.01

V.2.7 Ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique:

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

− En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.

− Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.

− Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc, en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan L_X = 37.50m et L_Y = 23.70 m, un calcul à la température a été conduit sur la base **Δt = 15°C**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000V19.2** en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorables sont 1,35 G + 1,5 Q + 1.5 T (ELU)

Tableau V 12 : Ferraillage des poutres principales 2 et les poutres secondaires

Elément	Usage	Position	Mu (KN.m)	Nt	As1	As2)
Poutres secondaires (30x45)	Habitation	Travée	57.57	-976.98	18.2	9.9
		Appui	-94.04	-976.98	7.3	20.8
Poutres principales 2 (30x55)		Travée	272.91	-1194.09	32.9	1.5
		Appui	-238.55	-1194.09	3.4	30.9

a) Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Tableau V 13 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres

Elément	Position	$A1_{adoptée}$ (cm^2)	$A2_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	A1choisis	A2choisis
Poutres secondaires (30x45)	Travée	18.2	9.9	6.75	1.35	10HA16	5HA16
	Appui	7.3	20.08			5HA16	10HA16
Poutres principales 2 (30x55)	Travée	32.9	1.5	6.75	1.35	10HA16+10HA 14	5HA16
	Appui	3.4	30.9			5HA16	8HA16+10HA 14

b) Vérification des contraintes a l'ELS :

Tableau V 14 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

Elément	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Poutres secondaires (30x45)	Travée	42.06	20.11	10.05	2.8	55.6	35.9	15	201.63
	Appui	-68.74	10.05	20.11	4.5	90.5	58.7	15	201.63
Poutres principales 2 (30x55)	Travée	199.00	35.50	10.05	8.3	123.6	112.2	15	201.63
	Appui	-174.24	10.05	31.48	7.4	121.2	100.4	15	201.63

c) Vérification des contraintes de cisaillement:

Tableau V 15 : Vérification des contraintes de cisaillement

Elément	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Poutres secondaires (30x45)	74.60	1.35G+1.5Q+1.5T	0.585	4.35	Vérifiée
Poutres principales 2 (30x55)	165.56	1.35G+1.5Q+1.5T	1.051	4.35	Vérifiée

V.2.8 Vérification de la flèche:

a) Poutre principale :

Tableau V 16 : Vérification de la flèche des poutres principales 1

Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
7.7	4.62	51.001	5.00	1.3	10	Vérifier

Tableau V 17 : Vérification de la flèche des poutres principales2

Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
15.27	14.67	198.99	7.70	10.2	12.7	Vérifier

b) Poutre secondaire :

Tableau V 18 : Vérification de la flèche des poutres secondaires

Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
4.62	4.62	49.02	4.71	2.3	9.4	Vérifier

V.3 Ferraillages des poteaux :

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :
  - 0,9% en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante

➢ 6% en zone de recouvrement

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est :

➢ 50 Φ en zone IIb, III.

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

➢ 20 cm en zone IIb, III.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(10\Phi_l, 15\text{cm}) \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ 10\text{ cm} \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\Phi_l \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone courante}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda g = \left(\frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b}\right)$$

a,b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =400 MPa

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $Ø_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Ø cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.4 Ferraillages des poteaux :

V.4.1 Ferraillage longitudinal des poteaux

Tableau V 19 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Section	Cas	Mx	My	N (KN)	comb	A (cm²)	A (cm²)	A_{min} (cm²) RPA	Le choix
65x65	Nmax→Mcor	0.1	5.6	3478.05	ELU	3.3	2	38.025	20HA16=40.21
	Mxmax→Ncor	12.15	9.95	3368.46	ELU	3.3	2		
	Mymax→Ncor	3.43	51.12	2488.17	ELU	3.3	2		
	Nmin→Mcor	3.32	44.21	1044.80	ELU	3.3	2		
60x60	Nmax→Mcor	12.87	7.41	3101.00	ELU	3	1.8	32.4	16HA16+4HA14 =38.33
	Mxmax→Ncor	13.51	69.81	1804.70	ELU	3	1.8		
	Mymax→Ncor	13.51	70.00	1804.70	ELU	3	1.8		
	Nmin→Mcor	13.51	70.00	1804.70	ELU	3	1.8		
55x55	Nmax→Mcor	1.43	4.96	2230.33	ELU	2.8	1.6	27.225	16HA16=32.17
	Mxmax→Ncor	19.77	84.22	1220.87	ELU	2.8	1.6		
	Mymax→Ncor	19.77	84.22	1220.87	ELU	2.8	1.6		
	Nmin→Mcor	19.77	84.22	1220.87	ELU	2.8	1.6		
50x50	Nmax→Mcor	5.68	8.22	1429.20	ELU	2.5	1.5	22.5	12HA16=24.13
	Mxmax→Ncor	21.25	89.50	736.54	ELU	2.5	1.5		
	Mymax→Ncor	21.25	89.50	736.54	ELU	2.5	1.5		
	Nmin→Mcor	21.25	89.50	736.54	ELU	2.5	1.5		
45x45	Nmax→Mcor	12.64	5.55	683.43	ELU	2.3	1.3	18.225	4HA16+8HA14 =20.36
	Mxmax→Ncor	36.19	10.94	179.46	ELU	2.3	1.3		
	Mymax→Ncor	19.88	78.62	566.05	ELU	2.3	1.3		
	Nmin→Mcor	31.40	5.66	158.95	ELU	2.3	1.3		

V.4.2 Vérification des contraintes à ELS

il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa

Et : $\sigma_S \leq \sigma_S = 202$ Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V 20 : Vérification des contraintes à ELS

Section	Cas	Mx	My	N (KN)	A1 (cm²)	A2 (cm²)	σ_b	$\sigma_b \leq \sigma_b$
65x65	Nmax→Mcor	0.1	4.07	2540.00	28.15	12.06	4.85	Vérifier
	Mxmax→Ncor	8.90	7.02	2461.56			4.87	
	Mymax→Ncor	2.4	37.18	1817.65			4.03	
	Nmin→Mcor	2.4	32.17	763.27			1.97	
60x60	Nmax→Mcor	9.42	5.62	2266.50	26.26	12.06	5.23	Vérifier
	Mxmax→Ncor	9.82	50.80	1318.40			4.05	
	Mymax→Ncor	9.82	50.80	1318.40			4.05	
	Nmin→Mcor	9.82	50.80	1318.40			4.05	
55x55	Nmax→Mcor	1.07	3.83	1630.27	20.11	12.06	4.33	Vérifier
	Mxmax→Ncor	14.38	61.31	891.90			4.19	
	Mymax→Ncor	14.38	61.31	891.90			4.19	
	Nmin→Mcor	14.38	61.31	891.90			4.19	
50x50	Nmax→Mcor	4.13	6.19	1044.95	16.08	8.04	3.69	Vérifier
	Mxmax→Ncor	15.47	65 .19	538.12			1.88	
	Mymax→Ncor	15.47	65 .19	538.12			1.88	
	Nmin→Mcor	15.47	65 .19	538.12			1.88	
45x45	Nmax→Mcor	9.23	4.20	500.23	14.20	6.16	2.15	Vérifier
	Mxmax→Ncor	26.37	8.13	131.86			2.45	
	Mymax→Ncor	14.48	57.33	437.74			5.57	
	Nmin→Mcor	22.92	4.23	116.66			1.93	

Tableau V 21 : Ferraillage transversales des poteaux

Section	Vu (KN)	At (cm²)	Zn (cm)	Zc (cm)	Φ(mm)	At(cm²)	At(cm²)
65x65	54.59	0.78	10	15	8	4HA8	2.01
60x60	57.85	0.90	10	15	8	4HA8	2.01
55x55	63.33	1.08	10	15	8	4HA8	2.01
50x50	60.80	1.14	10	15	8	4HA8	2.01
45x45	50.43	1.05	10	15	8	4HA8	2.01

V.5 Ferraillages des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

- **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

V.5.1 Recommandations des règlements :

a) Recommandation du RPA99v2003 [RPA : 7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

➢ Globalement dans la section du voile **0,15 %**

➢ En zone courante **0,10 %**

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S≤1.5 a ou **S≤30cm**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

➢ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

➢ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

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

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

$$S_t = \min[0.9d\ ;\ 40cm] \dots\dots\dots [\text{art A. 5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ \text{Mpa} \dots\dots\dots [\text{art A. 5.1.2.2 CBA93}]$$

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \dots\dots\dots [\text{art A. 5.1.2.3 CBA93}]$$

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**

La contrainte limites de cisaillement :

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

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

a : largeur de voile

V.5.2 Ferraillage des voiles pleins :

- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux:

➢ 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 :

$$d \cong \frac{19\ L}{20} \quad \text{et} \quad c = c' = h - d$$

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99 v2003

Tableau V 22 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1,5$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ = 14,2Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ = 18.48Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

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

- **Sens longitudinale X :**

✓ **Voile 1 (L=5.20m)**

Tableau V 23 : Ferraillage verticale de voile 1

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	6809.63	5042.72	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	6809.63	5042.72	G+Q+EdX	SPC	<0	0
3, 4,5	1	6306.55	4799.78	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	6306.55	4799.78	G+Q+EdX	SPC	<0	0
6,7,8	1	4362.22	3605.07	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	4362.22	3605.07	G+Q+EdX	SPC	<0	0
9,10, 11,12	1	2577.46	2235.67	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	2577.46	2235.67	G+Q+EdX	SPC	<0	0

✓ **Voile 2 (L=4.60m)**

Tableau V 24 : Ferraillage verticale de voile 2

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	8973.43	4419.078	G+Q+EdX	SPC	3.24	0
	2	8973.43	4419.078	G+Q+EdX	SPC	3.24	0
3, 4,5	1	7666.78	3725.30	G+Q+EdX	SPC	1.35	0
	2	7666.78	3725.30	G+Q+EdX	SPC	1.37	0
6,7,8	1	4695.00	2011.094	G+Q+EdX	SPC	1.35	0
	2	4695.00	2011.094	G+Q+EdX	SPC	1.35	0
9,10	1	2502.70	826.33	G+Q+EdX	SPC	2.83	0
	2	2502.70	826.33	G+Q+EdX	SPC	2.83	0

- **Sens longitudinale Y :**

✓ **Voile 3 (L=2.90m)**

Tableau V 25 : Ferraillage verticale de voile 3

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	1636.89	3961.79	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	1636.89	3961.79	G+Q+EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	1565.5	3075.31	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	1754.23	1422.24	G+Q-EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	1063.03	2043.44	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	1398.59	1189.33	G+Q-EdY	SPC	<0	0
9,10, 11,12	1	483.30	1109.99	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	895.87	784.00	G+Q-EdY	SPC	<0	0

✓ **Voile 4 (L=4.05m)**

Tableau V 26 : Ferraillage verticale de voile 4

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	3702.173	6327.60	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	3702.17	6327.60	G+Q+EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	2487.87	4632.10	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	2480.06	4139.15	0.8G+EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	1462.64	2485.82	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	1462.64	2485.82	G+Q+EdY	SPC	<0	0
9,10, 11,12	1	671.34	766.864	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	671.34	766.864	G+Q+EdY	SPC	<0	0

✓ **Voile 5 (L=2.00m)**

Tableau V 27 : Ferraillage verticale de voile 5

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	544.51	2593.56	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	1047.82	1489.05	G+Q+EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	413.69	2200.116	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	2921.93	1387.70	G+Q+EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	198 .44	1238.30	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	615.15	433.96	G+Q-EdY	SPC	<0	0
9,10, 11,12	1	146.91	468.88	G+Q+EdX	SPC	<0	0
	2	337.77	99.94	G+Q+EdY	SPC	1.78	0

V.5.3 Ferraillage des voiles avec ouvertures

V.5.3.1 Trumeaux :

✓ **Sens longitudinale Y (L=2.00m)**

Tableau V 28 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture (Voile 6)

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	597.7859	1922.646	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	597.7859	1922.646	G+Q-EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	486.5381	1524.969	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	534.9644	120.414	G+Q-EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	321.6132	943.875	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	479.9254	222.336	G+Q-EdY	SPC	2.82	0
9,10, 11,12	1	131.6616	476.469	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	354.646	204.053	G+Q-EdY	SPC	1.58	0

✓ **Sens longitudinale Y (L=0.9m)**

Tableau V 29 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture (Voile 6)'

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	597.78	1922.65	G+Q-EdY	SPC	<0	0
	2	597.78	1922.65	G+Q-EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	486.54	1524.97	G+Q-EdY	SPC	<0	0
	2	534.96	120.40	0,8.G+EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	321.61	943.87	G+Q-EdY	SPC	<0	0
	2	479.92	222.33	0,8.G+EdY	SPC	<0	0
9,10,11, 12	1	131.66	476.46	G+Q-EdY	SPC	<0	0
	2	354.65	204.05	0,8.G+EdY	SPC	<0	0

✓ **Voile 7 (L=3.60m)**

Tableau V 30 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture (Voile7)

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	1061.27	4643.52	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	1061.27	4643.52	G+Q+EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	659.94	3188.46	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	659.94	3188.46	G+Q+EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	590.90	1897.03	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	590.90	1897.03	G+Q+EdY	SPC	<0	0
9,10,	1	382.23	642.43	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	382.23	642.43	G+Q+EdY	SPC	<0	0

✓ **Voile inclinée 3' (L=0.9m)**

Tableau V 31 : Ferraillage verticale de voile avec ouverture (Voile7)'

étage	Cas Extrême	M (kN.m)	N (kN)	Combinaison	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)
SS, RDC, 1,2	1	69.33	872.02	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	83.93	701.68	G+Q+EdY	SPC	<0	0
3, 4,5	1	203.69	1336.56	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	240.93	1144.23	G+Q+EdY	SPC	<0	0
6,7,8	1	72.25	298.30	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	72.25	298.30	G+Q+EdY	SPC	<0	0
9,10,	1	33.11	110.27	G+Q+EdY	SPC	<0	0
	2	49.16	90.42	G+Q+EdY	SPC	<0	0

Tableau V 32 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres

Voile	B(cm²)	A cal (cm²)	$A_{.min}$ CBA (cm²) B/1000	At_{min} RPA (cm²) 0.2%Bt	$A_{.min}$ RPA (cm²) 0.15%B	A_t choisi (cm²)	St (cm²)	A_{totale} choisi (cm²)
V1	520x22	<0	11.44	2.29	17.16	12HA12=13.57	8	2x[30HA12]=67.86
V2	460x22	3.24	10.12	2.02	15.18	10HA12=11.31	8	2x[26HA12]=58.82
V3	290x22	<0	6.38	1.28	9.57	6HA12=6.79	10	2x[16HA12]=36.2
V4	405x22	<0	8.91	1.78	13.37	8HA12=9.05	10	2x[16HA12]=36.2
V5	200x22	<0	4.4	0.97	7.26	4HA12=4.52	12	2x[10HA12]=22.62
V6	195Xx22	<0	4.29	0.86	6.44	4HA12=4.52	12	18HA12=20.36
Avec ouverture	90x22	<0	1.98	0.40	2.97	8HA8=4.2	10	16HA8=8.04
V7 avec	360x22	<0	7.92	1.58	11.88	8HA12=9.05	10	40HA12=45.24
ouverture	90x22	<0	1.98	0.40	2.97	8HA8=4.2	10	16HA8=8.04

Espacement:

St (en zone courante)=St(en zone nodale) x2

V.5.4 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 :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$.

Tableau V 33 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	Fissuration	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
V_1	520x22	4355.67	64.75	33.93	33.93	peu nuisible	3.5	/	15	/
V_2	460x22	1533.80	2018.95	29.41	29.41	peu nuisible	3.5	/	15	/
V_3	290x22	2640.32	31.06	18.1	18.1	peu nuisible	3.7	/	15	/
V_4	405x22	2308.60	182.60	18.1	18.1	préjudiciable	2.7	40.5	15	202
V_5	200x22	1303.21	68.92	11.31	11.31	préjudiciable	3 .1	46.9	15	202
V_6	195x22	2376.30	163.227	10.18	10.18	peu nuisible	6.1	/	15	/
	90x22	969.26	46.40	4.04	4.04	peu nuisible	6	/	15	/
V_7	360x22	2061.48	368.56	20.42	20.42	préjudiciable	3	45.6	15	202
	90x22	344.699	11.01	4.04	4.04	préjudiciable	2	29.1	15	202

V.5.5 Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V 34 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

voile	S (cm^2)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$A_{choisie}$ (cm^2)
V_1	520x22	2473.22	1.630	5	2x[36HA10=28.27]
V_2	460x22	2735.57	2.022	5	2x[30HA10=23.36]
V_3	290x22	737.83	0.828	5	2x[16HA10=12.57]
V_4	175x22	733.53	1.207	5	2x[12HA10=9.42]
V_5	406x22	1665.358	1.042	5	2x[28HA10=21.99]
V_6	220x22	1008.468	1.426	5	2x[16HA10=12.57]
V_7	363x22	2182.25	1.812	5	2x[26HA10=20.42]

V.5.6 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 :

Tableau V 35: diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦt
HA 10 à HA 12	HA 8

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

V.5.7 Les 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.

a) Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

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

Où :

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu \text{ calculé}$$

$$\bar{\tau} = 0.2fc28$$

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 :

$$Al \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a. Linteau long $\lambda > 1$:

On a : $St \leq At\, fe\, \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. Linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir :

$$St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

$$T = \min (V_1 ; V_2) \qquad \text{avec : } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ; \quad V_2 = 2V_u$$

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 :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

- **<u>Ferraillage minimal</u> : <u>[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]</u>**

On a :

$$Al \geq 0.15\% b.h$$

$$Ac \geq 0.20\% \, b.h$$

$$AD = \begin{cases} 0 & si \ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si \ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si \quad \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si \quad \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

b) Ferraillage des linteaux

- **Voile Y2**

Tableau V 36 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (Y2)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
Sous-sol RDC	Y2	22	95	235	404.51	3.01	1.5	Traction/compression
RDC -1ère	Y2	22	95	235	721.944	5.373	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	Y2	22	95	235	801.672	5.967	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	Y2	22	95	235	838.118	6.238	1.5	Traction/compression
3ème- 4ème	Y2	22	95	235	846.357	6.299	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	Y2	22	95	235	833.824	6.206	1.5	Traction/compression
5ème-6 ème	Y2	22	95	235	804.569	5.988	1.5	Traction/compression
6 ème -7 ème	Y2	22	95	235	761.126	5.665	1.5	Traction/compression
7 ème-8 ème	Y2	22	95	235	705.771	5.253	1.5	Traction/compression
8 ème-9 ème	Y2	22	95	235	640.771	4.769	1.5	Traction/compression
9 ème-10 ème	Y2	22	95	235	568.937	4.235	1.5	Traction/compression
10 ème-11 ème	Y2	22	95	235	522.642	3.890	1.5	Traction/compression
11 ème-12 ème	Y2	22	95	235	517.76	3.854	1.5	Traction/compression
12ème	Y2	22	95	235	348.47	2.594	1.5	Traction/compression

Tableau V 37 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (Y2)

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
Sous-sol RDC	13.48	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
RDC -1ère	24.06	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
1ère-2ème	26.72	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
2ème-3ème	27.94	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
3ème- 4ème	28.21	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
4ème-5ème	27.79	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
5ème-6 ème	26.82	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
6 ème -7 ème	25.37	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH16]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
7 ème-8 ème	23.53	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH14]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
8 ème-9 ème	21.36	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH14]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
9 ème-10 ème	18.96	3.135	0.825	4.18	15	2x[8AH14]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
10 ème-11 ème	17.42	3.135	0.825	4.18	15	2x[8HA12]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
11 ème-12 ème	17.26	3.135	0.825	4.18	15	2x[8HA12]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]
12ème	11.62	3.135	0.825	4.18	15	2x[8HA12]	2x[2HA12]	2HA8	2x[2HA10]

- **Voile V7**

Tableau V 38 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (incliné)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC -1érié	V_7	22	186	120	643.06	2.44	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	V_7	22	186	120	663.63	2.52	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	V_7	22	186	120	658.82	2.50	1.5	Traction/compression
3ème- 4ème	V_7	22	186	120	639.28	2.43	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	V_7	22	186	120	606.93	2.31	1.5	Traction/compression
5ème-6ème	V_7	22	186	120	567.17	2.16	1.5	Traction/compression
6ème -7ème	V_7	22	186	120	522.23	1.99	1.5	Traction/compression
7ème-8ème	V_7	22	186	120	474.13	1.80	1.5	Traction/compression
8ème-9ème	V_7	22	186	120	426.00	1.62	1.5	Traction/compression
9ème-10ème	V_7	22	186	120	385.67	1.47	1.5	Flexion simple
10ème	V_7	22	81	120	153.18	1.34	1.5	Flexion simple

Tableau V 39 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (incliné)

Niveau	A calculé (cm^2)				A choisie (cm^2)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1érié	9.65	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
1ère-2ème	9.96	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
2ème-3ème	9.89	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
3ème- 4ème	9.59	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
4ème-5ème	9.11	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH14]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
5ème-6ème	8.51	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
6ème -7ème	7.84	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
7ème-8ème	7.11	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
8ème-9ème	6.39	6.14	0.83	8.18	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA8	2x[4HA12]
9ème-10ème	/	4.40	1.57	8.18	15	/	2x[2HA12]	2HA10	2x[4HA12]
10ème	/	4.22	1.57	3.56	15	/	2x[2HA12]	2HA10	2x[1HA12]

V.6 Conclusion

On constate que le ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres est une tâche délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt à l'outil informatique (Robot expert).

On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite la partie infrastructure**.**

VI.1 Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

sol est une marne grisâtre, le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol :
  - De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité.
  - Moyennement plastique.
  - Peu compressible et peu gonflant.
  - De bonne cohésion
- Le PH est proche de la neutralité.

- ❖ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- ❖ Le taux de carbonates est moyen.

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4 Etude préliminaire du choix de type de semelle

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σsol = 2.0 bars avec un ancrage de 1.2m sous le niveau du sous-sol (-3.06).
Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5 Les efforts normaux à base de la structure :

Les deux figures suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU et a L'ELS :

- A l'ELU:

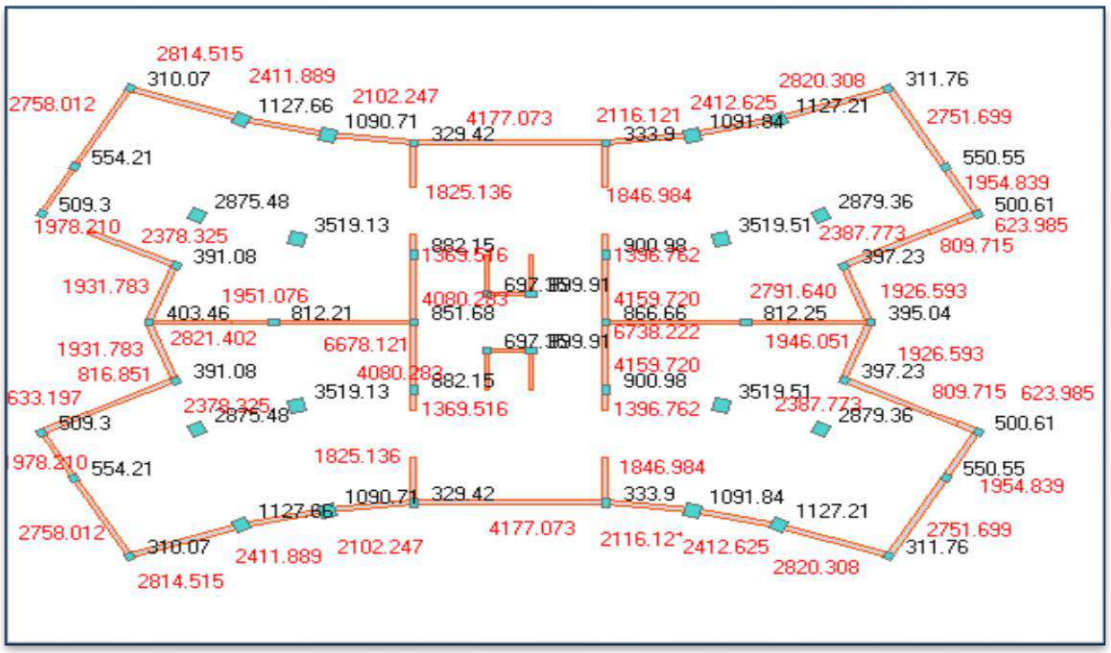


Figure VI 1 Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU

A l'ELS :

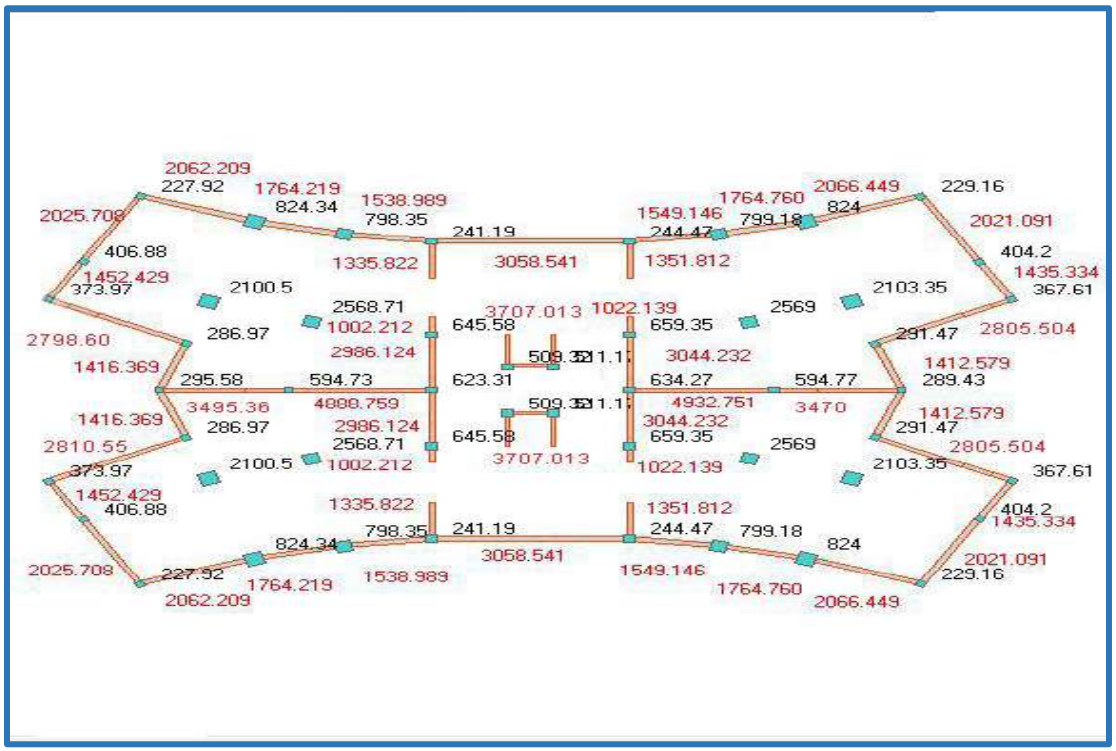


Figure VI 2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.6 Calcul des semelles isolées :

VI.6.1 Dimensionnement des semelles isolées :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

C : enrobage =3 cm

Tableau VI 1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	Nser (KN)	σ_{sol} (bar)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h_{adop} (m)
Si-1	2569	2.0	4.1	4.1	85
Si-2	2103.35		3.8	3.8	85

VI.6.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI 2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal}<=\sigma_{Sol}$
Si-1	2569	357.21	0.00	1.67	0.2	Vérifiée
Si-2	2103.35	306.85	0.00	1.74		Vérifiée

VI.6.3 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.

Tableau VI 3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Si-1→Si-2	4.1	3.8	5.925	4.16	Non vérifier

VI.6.4 Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles

VI.7 La proposition des semelles :

Dans ce projet on a choisis 2 types des semelles qui sont :

1. **Semelles filantes :**

Sous plusieurs poteaux et sous voiles

2. **Radier partiel :**

À la zone autour de cage de l'escalier an raison du rapprochement des poteaux et ces nombres que se donnent des charges élevé.

L'ancrage choisis est 120 cm partir de niveau sous-sol (-3.06 m).

La contrainte admissible du sol est 2.0bar.

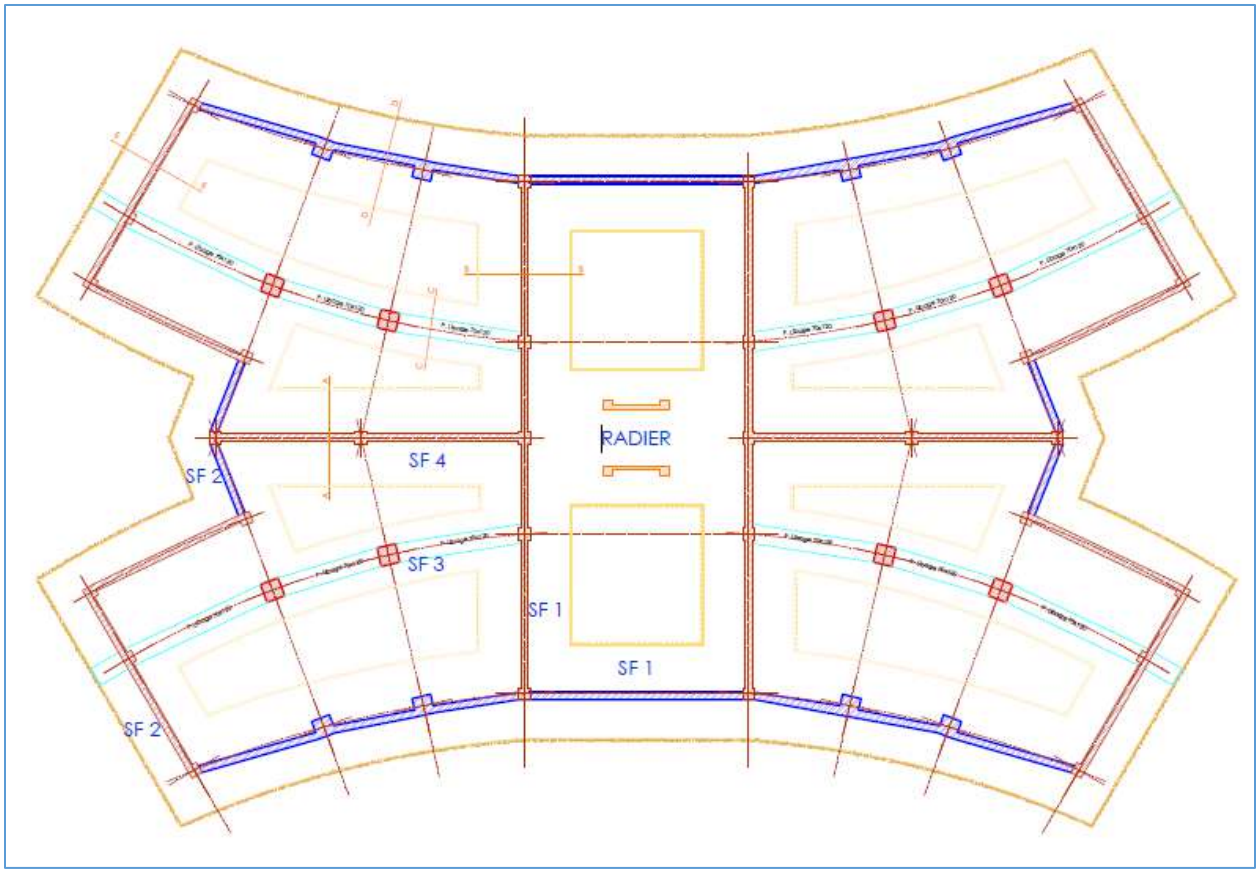


Figure VI 3 : Le choix final des semelles

VI.8 Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.8.1 Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI 4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h adopté (m)
Sf-1	32.62	3882.05	0.20	2 .76	3.1	60
Sf-2	8.55	3994.33		2.34	2.6	60
Sf-3	17.13	4346.80		1.27	2.00	45
Sf-4	13.7	8305.74		3.03	3.40	75

VI.8.2 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 h_p 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 libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI 5 : 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	0.70	7.30	0.82	1.20	12.95	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : **70x120 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 6 : 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	32.62	3882.05	1768.55	1091.45	0	101.06	1.98	0.2	Vérifiée
Sf-2	8.55	3994.33	333.45	240.08	0	22.23	1.97		Vérifiée
Sf-3	17.13	4346.80	693.77	385.43	359.73	34.27	1.5		Vérifiée
Sf-4	13.7	8305.74	873.38	503.06	0	46.58	1.98		Vérifiée

VI.9 Calcul de radier partiel :

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction.

Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

Dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

$$\sum \text{Nser} = 5923.94 \text{ KN}$$

Détermination la surface nécessaire :

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad s \geq \frac{\sum N_{ser}}{[\sigma_{sol}]} = \frac{5923.94 \times 10^3}{0.2} \times 10^{-6} = \mathbf{29.62\ m^2}$$

La section totale du radier est de : **S=32.19** m^2

VI.9.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

- Condition forfaitaire :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{227}{20} = 11.35\text{cm}$$

On adopte : h=55cm

Avec :

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

VI.9.2 Vérification des contraintes sous radier à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais}}{S_{radier}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI 7 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS

	S (m²)	$\sum N_{ser}$ (KN)	P_{radier} (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	σ(Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Radier	32.19	5923.94	442.61	550.45	0.19	0.2	Vérifiée

VI.9.3 Vérification au non poinçonnement :

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0.045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :
μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\mu_c = 2\,(a + b + 2h)$

VI.9.3.1 Sous poteau :

$\mu_c = 2\,(35 + 35 + 2 \times 55) = 360\ cm = 3.6m$

N_u=1022.66 KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

$$1022.66\ KN < \frac{0.045 \times 3600 \times 0.55 \times 25}{1.5} = 1485.00\ KN$$

VI.9.3.2 .Sous voile :

$\mu_c = 2\,(22 + 150 + 2 \times 55) = 550\ cm = 5.5\ m$

N_u=2116.66 KN

h : La hauteur total du radier

b: Dimensions de Poteau.

$$2116.66KN < \frac{0.045 \times 5500 \times 0.55 \times 25}{1.5} = 2268.75\ KN$$

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=55 cm.

VI.9.4 Vérification de la contrainte de cisaillement du radier :

On doit vérifier ;

$\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07xfc28}{\gamma b} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$q = \frac{N_u + 1.35(P_{radier} + P_{remblais})}{S_{radier}}$$

Nu=8720.49 KN

$$q = \frac{N_u + 1.35(P_{redier} + P_{remblais})}{S_{radier}} = \frac{8720.49 + 1.35(442.61)}{32.19} = 270.91 KN/m^2$$

$$T_{Max} = \frac{q_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = 467.32 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{467.32 \times 10^3}{1000.520} = 0.90 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPA} \dots\dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.10 Ferraillage :

VI.10.1 Les semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.10.1.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

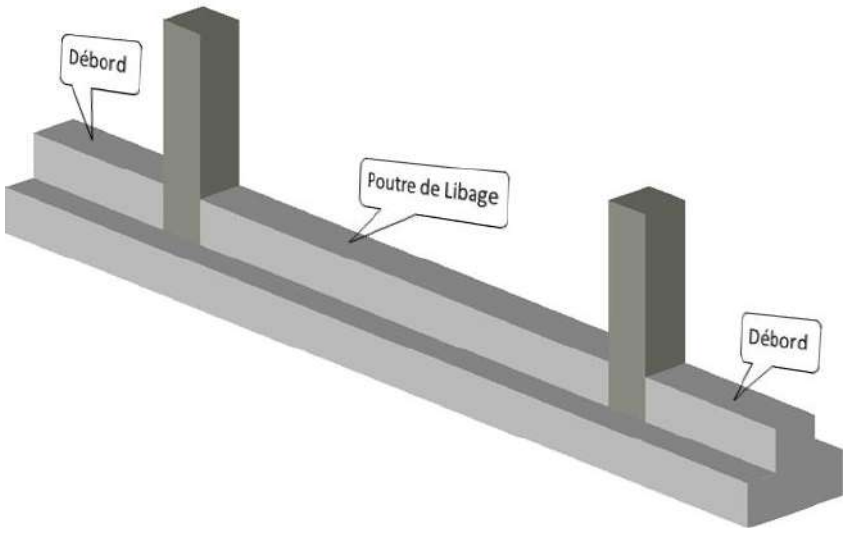


Figure VI 4 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

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($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = \dfrac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \dfrac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_a = 52cm \\ d_b = 52cm \end{cases}$$

- **Armatures principales :**

Tableau VI 8 : 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)	$A_{a,rep}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_3	3741.17	4.5	2.00	33.39	30HA14=46.18	7HA14=10.78	15	8HA12	20

- **Armature de repartions :**

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{10.78}{4} \times 2.00 = 5.39\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 8HA12 = 9.05 cm^2$$

VI.10.1.2 Semelle filante (continue) sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

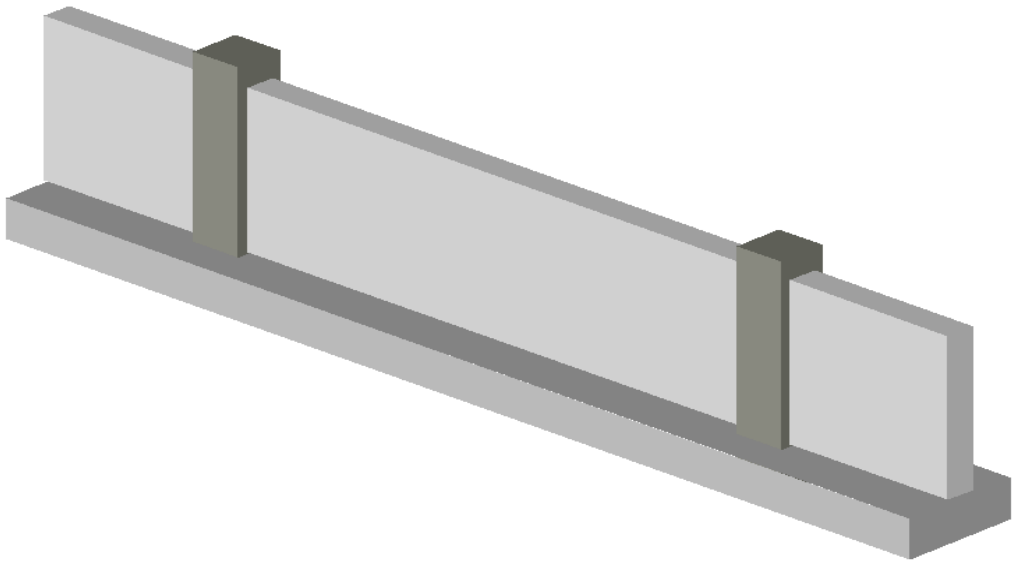


Figure VI 5 : schémas d'une semelle filante sous voiles

Tableau VI 9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$(cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_1	4097.05	2.56	0.06	51.66	Vérifiée	17.22	Vérifiée
SF_2	2775.20	119.50	4.00	43.33	Vérifiée	14.44	Vérifiée
SF_4	6580.00	236.97	15.00	65.66	Vérifiée	18.88	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles (SF1, SF2, SF4),

- **Méthode des bielles**

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau VI 10 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles)

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)/ml	ESP (cm)	$A_{a,rep}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF_1	4097.05	2.56	0.06	3.1	81.83/7.3m	7HA16	15	14HA12	20
SF_2	2775.20	119.50	4.00	2.6	44.85/4.06m	7HA16	15	10HA12	20
SF_4	6580.00	236.97	15.00	3.4	110.96/5.6m	10HA16	10	14HA12	15

VI.10.1.3 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 11 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	6848.02	4732.23	385.43	206.68	17.13	399.77	276.25

Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau VI 12 : 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	-1489.43	1218.58	1459.16	-1029.23	842.07

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau VI 13 : 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	1218.58	0.00	31.42	16HA16=32.17 cm²
	Appui	-1489.43	38.86	0.00	20HA16=40.21 cm²

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI 14 : 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	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, σ'_s Mpa
PL1	Travée	842.07	12.06	32.17	6.12	201.6	83.12	15	201.63
	Appui	-1029.23	40.21	12.06	6.92	201.6	94.98	15	201.63

- **Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 120 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, on adopte 8HA12=9.05cm².

- **Armatures transversales :**

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI 15 : 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 (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PL1	1449.16	1.78	2.5	10	2.62	19	60	3.15	10	15	6HA10 = 4.71

VI.10.2 Le radier partiel :

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse appuyée sur les nervures et les

Poteau.

Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

On a :

$$\rho = \frac{3.06}{7.3} = 0.42 > 0.4 \; donc\ le\ panneau\ se\ travaille\ suivant\ les\ deux\ direction$$

- **Les charges appliquées au radier :**

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{radier})}{S_{radier}}$$

Tableau VI 16 : Détermination des valeurs de (q) de radier

	S (m²)	$\sum N$ (KN)	$P_{readier}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	q (KN/m²)
q_{ELU}	32.19	8720.49	442.61	173.83	270.91
q_{ELS}		6366.55			197.78

- **Calcul des moments**

1. **Détermination des moments a l' ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 418.77\ KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 161.30 KN.m$$

En travée :

$$Mtx = 0.85 M_x = 355.95\ KN.m$$

$$Mty = 0.75 M_y = 120.98\ KN.m$$

Aux appuis :

$$Max = 0.5 M_x = 209.38\ KN.m$$

$$May = 0.3 M_x = 48.39 KN.m$$

2. **Détermination des moments a l' ELS :**

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 305.72\ KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 117.76\ KN.m$$

En travée :

$$Mtx = 0.85 M_x = 259.87\ KN.m$$

$$Mty = 0.75 M_y = 88.32\ KN.m$$

Aux appuis :

$$Max = 0.5 M_x = 152.86\ KN.m$$

$$May = 0.3 M_x = 35.33\ KN.m$$

- **Détermination des armatures longitudinales a l' ELU de résistance :**

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tableau VI 17 : Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance

Élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A_{min} cba93 (cm^2)	Choix	St (cm)
Suivant X	Travée	355.95	52	20.96	5.5	11HA16=22.12 cm^2	10
	Appui	209.38		11.91		7HA16=14.07 cm^2	15
Suivant Y	Travée	120.98		6.8		7HA12=7.92 cm^2	15
	Appui	48.39		2.96		7HA12=7.92 cm^2	15

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI 18 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b MPA	σ_s MPA	σ_s' MPA	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, , $\overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	Travée	259.87	22.12	6.21	201.6	73.57	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	152.86	14.07	3.65	145.24	43.28				
Suivant Y	Travée	88.32	7.92	1.6	21.23	21.23				
	Appui	35.33	7.92	0.64	8.49	8.49				

VI.11 Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.5 RPA99v2003]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right).$$

- **Les semelles filantes :**

Tableau VI 19 : Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	4096.05	2.56	0.0006	3.10	0.775	C.V
SF_2	2775.20	119.50	0.04	2.6	0.65	C.V
SF_3	3741.17	5.95	0.0015	2	0.5	C.V
SF_4	6580.00	236.97	0.039	3.4	0.85	C.V

VI.12 Les longrines

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 :

Site S2 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x45 cm^2

α=12 (zone III, S2)

VI.12.1 Recommandation des règlements :

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] :**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

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 :

- $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

- **Selon le CBA93 [A.7.1.2]**

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \text{ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right] \text{ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]}$$

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

VI.12.2 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN Avec : $\alpha=12$ $A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI 20 : Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30x35	3521.92	293.50	8.43	6HA16=12.06	1.05	6.3	C.V

VI.12.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI 21 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x35	2574.42	214.53	12.06	177.9	201.63	Vérifiée

- **Calcul des armatures transversales :**

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI 22 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x35	0.491	10	0.30	10	15	1.35	10	15	3HA8=1.51

VI.13 Etude du mur de soutènement-voile périphérique :

Notre voile périphérique joue double rôle :

1-Encastrement de la base de la structure.

2-Mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.

-Un recouvrement de 50 Φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 25cm. La hauteur de voile périphérique = 3.06 m

VI.13.1 Evaluation des charges :

- un terrain plat : β=0
- mur droit : λ=0
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18kN/m3.
- l'angle de frottement interne : φ=25°
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale { $P=1/2.(k\gamma a.\gamma.h^2)$
- Alors : P= 34.13kN/m
- $G=5.5KN/m^2$

VI.13.2 Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho=\frac{Lx}{Ly}=\frac{3.06}{7.3}=0.42<0.4$$

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

ELU : v=0 µx=0.1075 ; µy=0.250

ELS : v=0.2 µx= 0.1098 ; µy=0.300

q_u=1.35×$\frac{34.13}{2}$= 23.03 KN/ml

q_{ser}=$\frac{34.13}{2}$= 17.06 KN/ml

VI.13.2.1 Détermination des moments a l'ELU :

Mx = µx*qu*Lx² = 0.1075*23.03 *(3,06)² = 23.18kN.m.

My = µy*Mx = 0.25*7.39 =5.80 kN.m.

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

❖ **En travée :**

{ Mtx = 0.75Mx=17.39 kN.m.

Mty = 0.85My=4.93kN.m.

❖ **Aux appuis :**

{ Max1 = Max2 = 0.3 Mx =6.95 kN.m.

May1 = May2 = 0.5 Mx =2.90 kN.m.

VI.13.2.2 Détermination des moments a l'ELS :

$$\begin{cases} Mx = Mx = \mu x * qSER * \ell x^2 = 0.1098 * 17.06 * (3,06)^2 = 17.54 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.3 * 5.66 = 5.26 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **En travée :**

$$\begin{cases} Mtx = 0.75Mx = 13.15 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 4.47 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = 0.3\ Mx = 5.26 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = 0.5\ Mx = 2.63 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Tableau VI 23 : Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A_{choisi}	St (cm)
Travée	X	17.39	22	2.40	7HA10=5.50	15
	Y	4.93	22	0.65	7HA10=5.50	15
Appui	X	6.95	22	0.92	7HA10=5.50	15
	Y	2.90	22	0.38	7HA10=5.50	15

Tableau VI 24 : Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs ≤ [σs]	σb ≤ [σb]
Travée	X	5.50	13.15	13.18	1.22	Oui	Oui
	Y	5.50	4.47	4.48	2.42	Oui	Oui
Appui	X	5.50	5.26	5.27	0.49	Oui	Oui
	Y	5.50	2.63	2.64	0.24	Oui	Oui

VI.13.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tmax=29.13 KN

Et on vérifie pour les deux sens :

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 .d} = \frac{29.13 * 10^3}{1000 * 220} = 0.132MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167MPa$$

Remarque:

Pour augmenter la capacité portante du sol on utilise une couche de gros béton sous semelle après on vérifier les contraintes :

-Entre (structure /gros béton) et entre (gros béton/sol)

Tableau VI 25 :les caractéristiques de gros béton

σ_{GB} (MPA)	H_{GB} (cm)	d_{GB} (cm)	ρ_{GB} (KN/m²)
10	30	30	22

Tableau VI 26 : Vérification des contraintes sous gros béton a l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	$P_{gros\ béton}$	S_{gb} (m^2)	σ(Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf	32.62	3882.05	1768.55	1091.45	0	796	120.62	0.17	0.2	Vérifiée

VI.14 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et ferraillé dans un premier lieu les fondations on a choisis de faire un radier partiel et les semelles filantes

Dans le deuxième partie, nous avons dimensionné et ferraillé le voile périphérique qui se trouve au sous-sol, il a un rôle structural aussi, il forme une boite rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

Conclusion Générale

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel SAP2000 version 19 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Les sections des éléments structuraux prédimensionnements au Chapitre II (Prédimensionnements des éléments) ont été revues à la hausse au Chapitre IV (Etude dynamique) afin de vérifier les exigences du RPA 99/2003 concernant le choix du système de contreventement.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période,
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferraillage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Pour l'infrastructure, les semelles filantes est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Règles Parasismiques Algériennes R.P.A 99.V2003

[2] Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] SAP 2000 version 19.2.0

[5] : Site internet (www.infoclimat.fr)

[6] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

[7] Auto-CAD 2016