

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier l'entreprise **HYBATP** de nous avoir accueilli pendant les 20 semaines, durée de notre projet de fin d'étude.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Mr **KEBAILI BACHIR** pour nous avoir acceptées au sein du bureau d'étude, pour leur soutien et leur conseil judicieux.

Bien entendu, nous sommes redevable envers Mlle **CHORFI MOUNA** notre tutrice de stage. Elle a été de grand appui lors de notre stage et était d'une grande disponibilité, elle n'a pas hésité à faire part de leur connaissance et leur expérience avec nous. Ces conseils furent précieux.

De la même manière nous remercions toutes les membres de **HYBATP (MERIEM, SELMA ET FETHIA)** ces personnes ont tout fait pour que nous sentions à l'aise et que nous n'avons aucune difficulté pour nous intégrer.

Ainsi nous exprimons notre connaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, nous saluons toute personne qui nous a encouragés et soutenus de près ou de loin dans notre étude jusqu'à atteindre ce stade de formation.

LISTE DES FIGURES

Figure (II.1) : Plan premier étage.....	6
Figure (II.2) : Plan de masse.....	7
Figure (II.3) : Plan de situation.....	7
Figure (II.4) : Disposition des voiles.....	8
Figure (III.1) : Plan de situation.....	14
Figure (III.2) : Façade principale.....	14
Figure (III.3) : Plancher à corps creux.....	17
Figure (III.4) : Détail d'un escalier.....	18
Figure (III.5) : Vue en plan d'escalier.....	19
Figure (III.6) : Réaction à la base à l'ELS.....	22
Figure (III.7) : Evaluation des charges.....	28
Figure (III.8) : la déformée modale obtenues après analyser par l'ETABS.....	30
Figure (III.9) : Facteur d'amplification dynamique moyenne D ($\varepsilon = 5\%$).....	32
Figure (III.10) : Déplacement du bâtiment dans le sens X.....	35
Figure (III.11) : Déplacement du bâtiment dans le sens Y.....	36
Figure (III.12) : Diagramme de effort tranchant et moment M_y et M_z à ELU.....	41
Figure (III.13) : Diagramme de effort tranchant et moment M_y et M_z à ELS.....	43
Figure (III.14) : Diagramme d'effort tranchant et moment M_y et M_z à ELA.....	44
Figure (III.15) : Schéma du ferrailage de poteau.....	46
Figure (III.16) : Diagramme moment fléchissant M_{33} de poutre principale à ELU.....	47
Figure (III.17) : Diagramme moment fléchissant M_{33} de poutre principale à ELS.....	47
Figure (III.18) : Diagramme moment fléchissant M_{33} de poutre principale à ELU.....	48
Figure (III.19) : Diagramme moment fléchissant M_{33} de poutre principale à ELS.....	48
Figure (III.20) : Diagramme moment fléchissant M_{33} de poutre principale à ELU.....	48
Figure (III.21) : Diagramme moment fléchissant M_{33} de poutre principale à ELS.....	48
Figure (III.22) : Schéma du ferrailage de la poutre.....	50

LISTE DES FIGURES

Figure (III.23) : Section sollicitées.....	51
Figure (III.24) : ferrailage du plancher.....	52
Figure (III.25) : Evaluation des charges.....	53
Figure (III.26) : Charge équivalente à l'ELU.....	54
Figure (III.27) : Charge équivalente à l'ELS.....	54
Figure (III.28) : Ferrailage escalier.....	54
Figure (III.29) : Ferrailage des voiles.....	57
Figure (III.30) : Ferrailage linteau.....	58
Figure (III.31) : Ferrailage longrine.....	58
Figure (III.32) : Moment M_{11} « ELS ».....	60
Figure (III.33) : Moment M_{22} « ELS ».....	61
Figure (III.34) : Ferrailage radier.....	62
Figure (III.35) : Moment M_{33} « ELS ».....	62
Figure (III.36) : Ferrailage de nervure.....	63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (III.1) : Caractéristiques géométriques.....	15
Tableau (III.2) : section des poteaux préalable.....	21
Tableau (III.3) : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	22
Tableau (III.4) : Evaluation des charges dans le Plancher terrasse accessible.....	23
Tableau (III.5) : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau (III.6) : Evaluation des charges dans les dalles pleines.....	23
Tableau (III.7) : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	24
Tableau (III.8) : Evaluation des charges du palier.....	25
Tableau (III.9) : Evaluation des charges du paillasse.....	25
Tableau (III.10) : charge d'exploitation des planchers.....	25
Tableau (III.11) section des poteaux adoptés.....	27
Tableau (III.12) : période et facture de participation massique du modèle.....	30
Tableau (III.13) : Résultat du poids total.....	34
Tableau (III.14) : vérification des résultats des forces sismiques.....	34
Tableau (III.15) : centre de masse et rigidité.....	35
Tableau (III.16) : l'effort réduit.....	36
Tableau (III.17): Vérification de déplacement horizontal et relatif dans le sens X.....	38
Tableau (III.18): Vérification de déplacement horizontal et relatif dans le sens Y.....	38
Tableau (III.19) : vérification de l'effet P- Δ dans le sens X.....	39
Tableau (III.20) : vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y.....	40
Tableau (III.21) : justification de la stabilité au renversement.....	40
Tableau (III.22) : les sollicitations M, N des poteaux.....	46
Tableau (III.23) : Ferrailage des armatures longitudinales du poteau.....	46
Tableau (III.24) : les sollicitations M des poutres.....	50
Tableau (III.25) : Ferrailages des armatures longitudinales des poutres.....	50
Tableau (III.26) : Ferrailages des armatures transversales des poutres.....	51
Tableau (III.27) : résultat de ferrailage des poutrelles.....	52

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (III.28) : résultat de ferrailage de la dalle pleine.....	53
Tableau (III.29) : Evaluation des charges des escaliers.....	54
Tableau (III.30) : Résumé des résultats de ferrailage.....	55
Tableau (III.31) : ferrailage de voile.....	57
Tableau (III.32) : Sollicitation du radier.....	62
Tableau (III.33) : Ferrailage du radier.....	63
Tableau (III.34) : Ferrailage de la nervure.....	64

CHAPITRE I : PRESENTATION DU BUREAU D'ETUDE

I.1 PRESENTATION DU BUREAU D'ETUDE :	1
I.2 -DOMAINE D'ACTIVITE DU BUREAU HYBATP :	2
I.2.1 -Génie civil :	2
I.2.2 - Hydraulique :	2
I.3 -REFERENCES ADMINISTRATIVES :	3
I.4 -MOYENS ET MATERIELS :	3
I.5 -LOGICIELS :	3
I.6 -ORGANIGRAMME DU BUREAU DETUDE ET DINGENIEURIE:	4
I.7 -GRAND PROJET ETABLIS PAR LE BUREAU D'ETUDE :	5
I.7.1- Projet étude génie civil:	5
I.7.2-Projet étude Expertise:	5

CHAPITRE II : LES ETAPES REALISES DANS LE CADRE DU STAGE

II.1- INTRODUCTION:	6
II.2- LES TRAVAUX REALISES DANS LE CADRE DU STAGE :	6
II.2.1- La 1 ^{ère} étape (Lecture des plans):	6
II.2.2- La 2 ^{ème} étape (La conception du bâtiment) :	7
II.2.3- 3 ^{ème} étape (Dessin):	8
II.2.4 4 ^{ème} étape (Méthodologie):	9
II.2.5-:5 ^{ème} Etape (analyse des résultats) :	11
II.2.5.1-Analyse statique:	11
II.2.5.2-Analyse dynamique:	11
II.2.5.3-Dimensionnement des éléments en Béton Armé:	12
II.2.6-chois de type de fondation	12
II.2.7- 7 ^{ème} étape (la réduction du mémoire) :	13

CHAPITRE III: ANALYSE D'UN BATIMENT R+14+SOUS-SOL

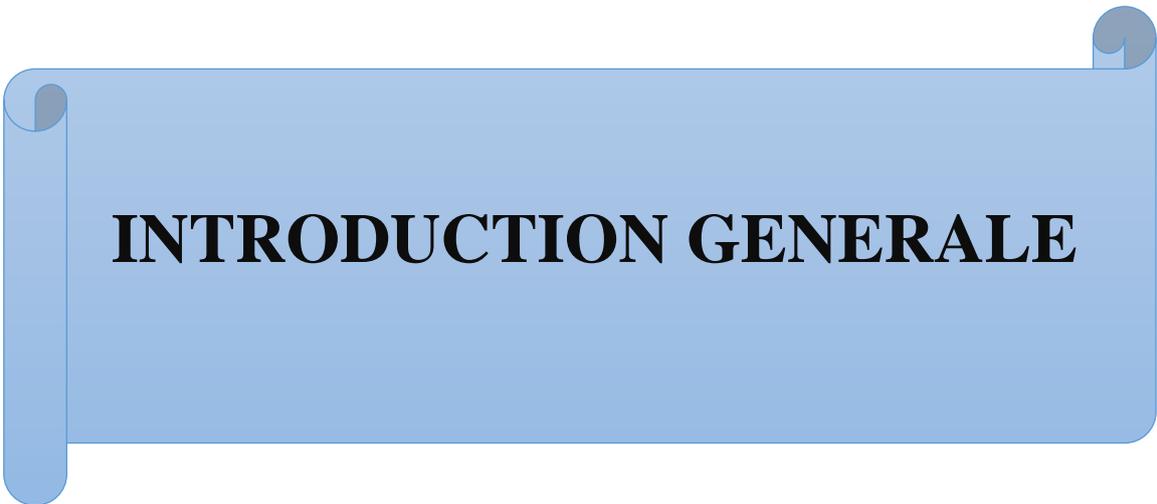
III.1-PRESENTATION DE LA STRUCTURE :	14
III.2-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :	15
III.3-DESCRIPTION STRUCTURALE :	15
III.3.1-L'ossature de la structure :	15

SOMMAIRE

III.3.2-Les planchers :	15
III.4-REGLEMENTS ET NORMES DE CALCULS :	15
III.5-CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :	16
III.5.1-Le béton :	16
III.5.1.1-Résistance à la compression :	16
III.5.1.2-Résistance à la traction :	16
III.5.1.3-Contrainte limite admissible :	16
III.5.2-Acier:.....	16
III.6.-CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES :	16
III.7-COFFRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU STRUCRURE :	17
III.7.1-Pre dimensionnement des éléments secondaires :	17
III.7.1.1-Les planchers :	17
III.7.1.2- Les escaliers :	18
III.7.2-PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	20
III.7.2.1-Les poutres :	20
III.7.2.2- Les poteaux :	20
III.7.2.3- Les voiles :	23
III.8- EVALUATION DES CHARGES :	24
III.8.1- Charges permanente (G) :	24
III.8.1.1- Les plancher :	24
III.8.1.2- Les murs doubles parois :	26
III.8.1.3- L'acrotère :	26
III.8.1.4- Les escaliers :	27
III.8.2- Charges d'exploitation (Q) :	27
III.9-MODELISATION ET CALCUL :	28
III.10-LES COMBINAISONS D'ACTION :	28
III.11-ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE :	29
III.11.1-Etude dynamique (sismique) :	29
III.12- VERIFICATION REGLEMENTAIRES :	31
III.12.1- Calcul la force sismique totale :	31
III.12.2- Résultante des forces sismique :	33
III.12.3-Centre de Masse et Rigidité :	34
III.12.4-Vérification l'effort réduit :	Erreur ! Signet non défini.
III.12.5-Vérification des déplacements maximum:	35
III.12.6- Calcule de déplacement :	36
III.12.7-Vérification de la largeur des joints sismiques :	38

SOMMAIRE

III.12.8-Vérification de l'effet P-Delta :	38
III.12.9- Justification de la stabilité au renversement :	39
III.13-ETUDE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE :	40
III.13.1-Les poteaux :	40
III.13.1.1-Les diagrammes des sollicitations :	40
III.13.1.2-Résultat des sollicitations :	45
III.13.2-Les poutres :	47
III.13.2.1-Poutre principale :	47
III.13.2.2- Poutre secondaire (30*35) :	48
III.13.3- Les Planchers :	50
III.13.4- Dalle pleine :	52
III.13.5- Les escaliers :	52
III.13.6- Les voiles :	55
III.13.6.1- Linteaux :	58
III.13.7- LES FONDATIONS :	59
III.13.7.1- Introduction :	59
III.13.7.2- Choix du type de fondation :	59
III.13.7.3- DIMENSIONNEMENT :	59
III.13.7.4- Calcul des ferrailages :	60
Calcul des ferrailages de la dalle :	60
Calcul de ferrailage de nervure :	63



INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master 2 « Génie Civil » Structure, nous avons effectué un stage en rapport avec notre formation dans le domaine du génie civil, de la construction ou bien encore de la conduite de travaux... Cela nous a permis d'acquérir des connaissances supplémentaires plus professionnelles et de mettre en place ce que l'on a appris durant quatre ans de spécialité.

De plus, ce stage de quatre mois (Du 1^{er} Février au 1^{er} juin) nous permet aussi d'avoir un contact complémentaire avec le monde du travail et d'envisager plus sereinement une entrée dans le monde professionnel.

C'est donc un tremplin pour accéder en tant qu'acteur et non plus spectateur à mon entrée future dans la vie active.

Pour ma part, j'ai décidé de faire mon stage dans un bureau d'étude chez «HYBATP» situé à « Oued Kouba » ANNABA afin de découvrir et nous sensibiliser au métier, qui nous était inconnu jusqu'ici, de conducteur de travaux, et pour connaître les procédures générales de la construction

Dans une première partie, je présenterai le bureau, son environnement, difficulté... Ensuite nous avons eu la chance de confrontées à une expertise d'une étude déjà faite Le travail était très serré et limité dans le temps, ce qui nous a demandé beaucoup d'effort et de sérieux, ainsi qu'une rigueur importante

Les horaires de stage étaient de 9h à 12h00 et de 13h00 à 15h30

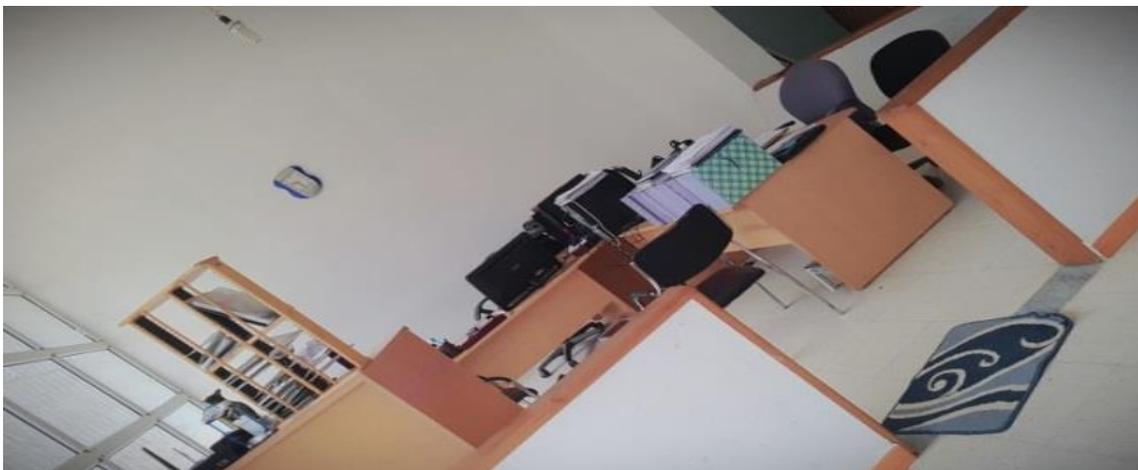
CHAPITRE I

« PRESENTATION DE BUREAU D'ETUDE »



I.1 PRESENTATION DU BUREAU D'ETUDE

Le bureau d'étude technique HYBATP (HYDRAULIQUE BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS), a été créé en 2004, et agréé par le ministère des ressources en eau dans le domaine de L'AEP et l'assainissement ainsi que par le ministère de l'habitat et de l'urbanisme dans le génie civil, topographie, viabilisation, stabilité des sites, suivi des travaux des construction, diagnostics, expertises, contre-expertise.



I.2 -DOMAINE D'ACTIVITE DU BUREAU HYBATP

L'exécution des études technique de tout projet remis par les cabinets d'architectures ou par le maitre d'ouvrage, et le domaine de travaille du bureau est très vaste englobe des études technique des génies civil et d'hydraulique.

I.2.1 -Génie civil

- Etude génie civil.
- Topographie.
- Viabilisation.
- Stabilité des sites.
- Suivi de travaux de construction.
- Diagnostique.
- Expertise et contre-expertise.

I.2.2 - Hydraulique

- Réseau AEP.
- Réseau assainissement.
- Impact de la pollution sur l'eau et l'environnement.
- Réhabilitation et régénération des forages d'eau.
- Qualité des eaux pour l'alimentation en eau potable(AEP), l'alimentation en eau industrielle(AEI), et l'alimentation en eau agricole (AEA).
- Evaluation et protection des ressources en eau souterraines et superficielles.
- Faisabilité des stations de traitement des eaux usées.
- Captage et protection des sources.

I.3 -REFERENCES ADMINISTRATIVES

- ◆ Dénomination : « HYBATP »
- ◆ Forme juridique : PRIVE
- ◆ Date de création : AVRIL 2004
- ◆ Directeur : Mme. DHIF FETHIA.
- ◆ Siège social : PROMOTION LES OLIVIERS OUED KOUBA 2 ANNABA
- ◆ Tél /Fax : 0541498300

I.4 -MOYENS ET MATERIELS

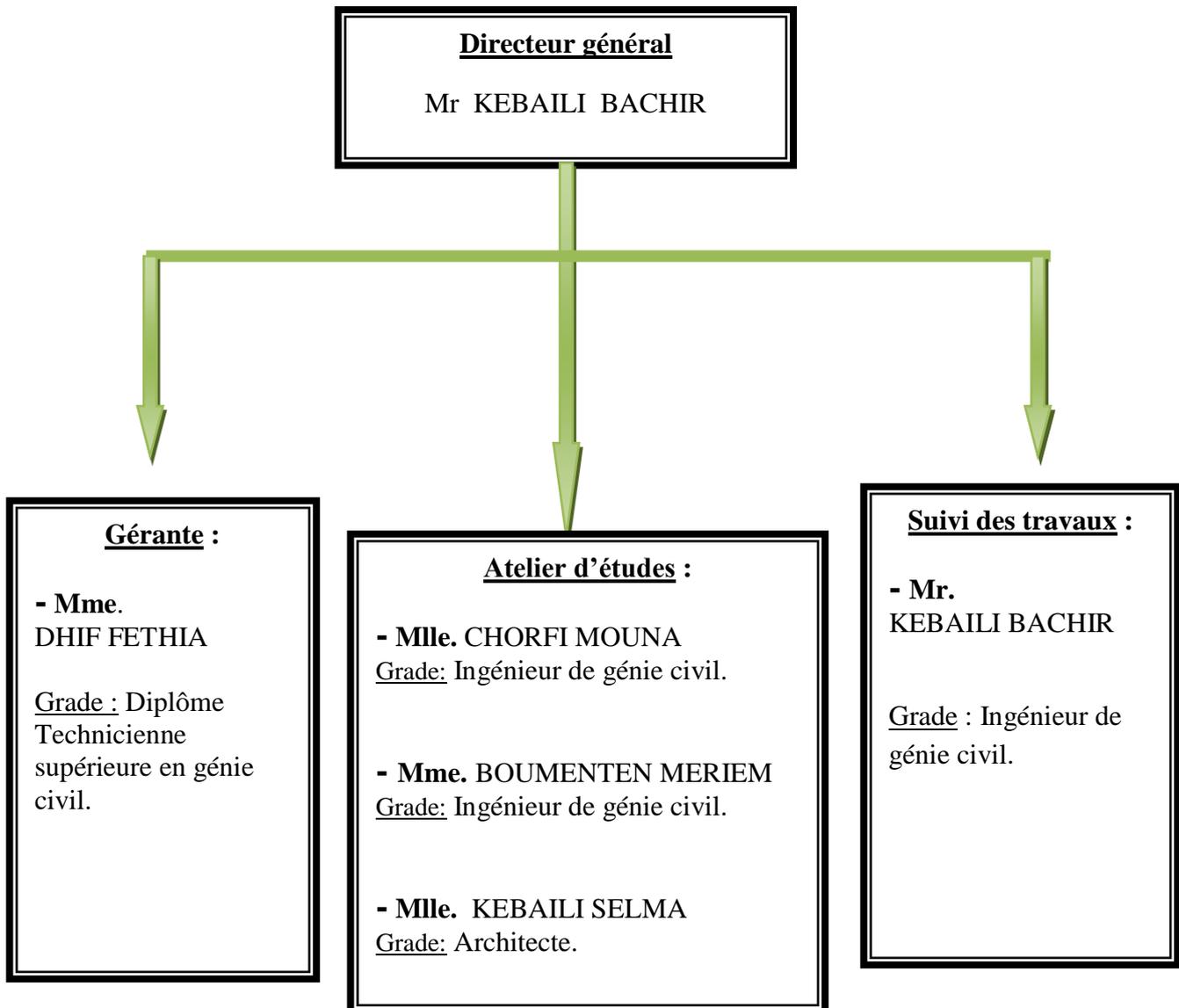
- * 9 micro-ordinateurs.
- * Scanner.
- * 2 PC portables (Dell).
- * Photocopieuse.
- * 3 Imprimantes.

I.5 -LOGICIELS

- * Des calculs ont été effectués sur notre projet à réaliser à l'aide des logiciels dont le **ETABS 2017** et **ROBOT EXPERT 2010** que nous avons utilisées, des devis (quantitatif, estimatif...)
- * Des connaissances ont été prises sur des plans génie civil et architecturales qui ont été exploité par le logiciel **l'AUTO CAD 2018**.
- * Logiciel de traitement de texte : Word ; Excel 2013.

I.6 -ORGANIGRAMME DU BUREAU D'ETUDE ET D'INGENIEURIE

« HYBATP »



I.7 -GRAND PROJET ETABLIS PAR LE BUREAU D'ETUDE**I.7.1- Projet étude génie civil:**

- * Étude d'une tour R+10 sur pieux.
- * Étude 100 logements LPA+locaux.
- * Etude de 156 logements R+14 avec sous-sol.
- * Etude de 171 logements promotionnels R+14 esplanade.
- * Réalisation d'un centre commercial multifonctionnel logement R+7.
- * Etude de 64 logements promotionnels R+9+SOUS-SOL.
- * Etude de 126 logements promotionnels en R+14+SOUS-SOL.
- * Réalisation 70 logements promotionnels R+7+SOUS-SOL.
- * Réalisation 60 logements promotionnels R+5 + 3 SOUS-SOL.
- * Etude d'une promotion immobilière en R+11+SOUS-SOL.
- * Etude 34 logement promotionnels R+8+ENTRE SOL+SOUS-SOL.

I.7.2-Projet étude Expertise:

- * Etude génie civil ELASFOUR (ELTARF).
- * Etude salle de control du centre emplisseur ELEULMA SETIF(KOSANCRISPLANT).
- * Prestation expertise des silos de DJENDJEN.
- * Rapport d'expertise et de diagnostic de la cite396 logement BOUKHADRA (O.P.G.I ANNABA).

CHAPITRE II

**« LES ETAPES REALISEES DANS LE CADRE
DU STAGE »**

II.1- INTRODUCTION

Le stage effectué dans le bureau d'études « **HYBATP** » nous a permis d'acquérir des connaissances fondamentales au niveau de la conception et de la réalisation des plans et calculs du Béton Armé.

Il nous a permis aussi de comprendre les astuces du métier et de créer des relations d'amitié avec le personnel de ce bureau.

Dans ce chapitre nous allons essayer de décrire les travaux réalisés dans le cadre du stage.

II.2- LES TRAVAUX REALISEES DANS LE CADRE DU STAGE

Pendant le stage et durant chaque semaine nous avons effectué les tâches suivantes :

- ✚ Le premier jour, la prise de contact a eu lieu au sein du bureau avec notre maître de stage qui nous a expliqué la méthode de travail, à cet effet ; on a passé par plusieurs étapes au but de réaliser des plans de génie civil détaillés selon les plans architecturaux fournis par le maître d'ouvrage qui consiste à la réalisation du pré dimensionnement du ferrailage des éléments porteurs ou non porteurs et du fondation.

II.2.1- LA 1^{ère} ETAPE (LECTURE DES PLANS)

Nous avons appris la lecture des différents types de plans pour nous permettre de mieux faire la distinction entre :

- ✓ Un plan d'architecture :

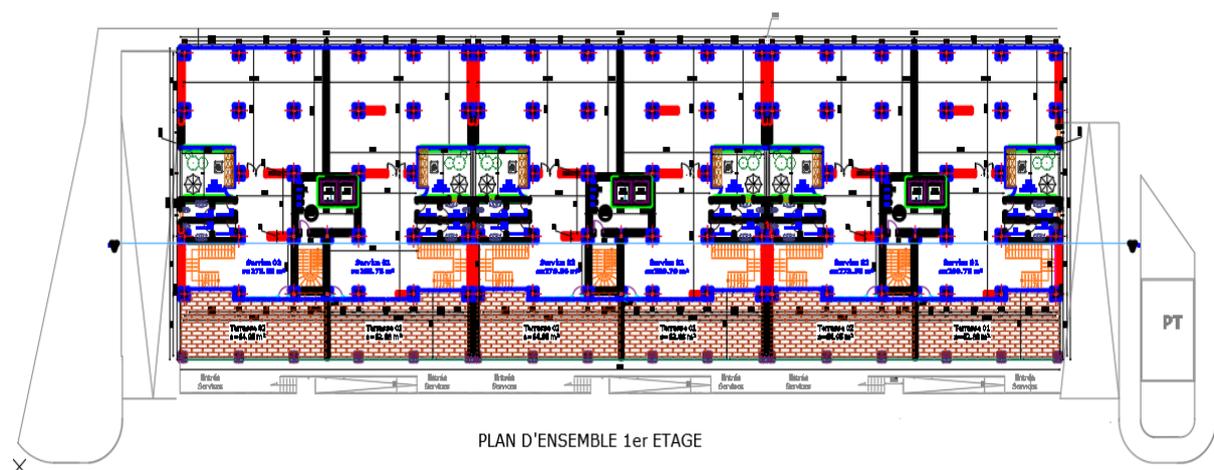


Figure (II.1) : Plan premier étage.

- Un plan de masse

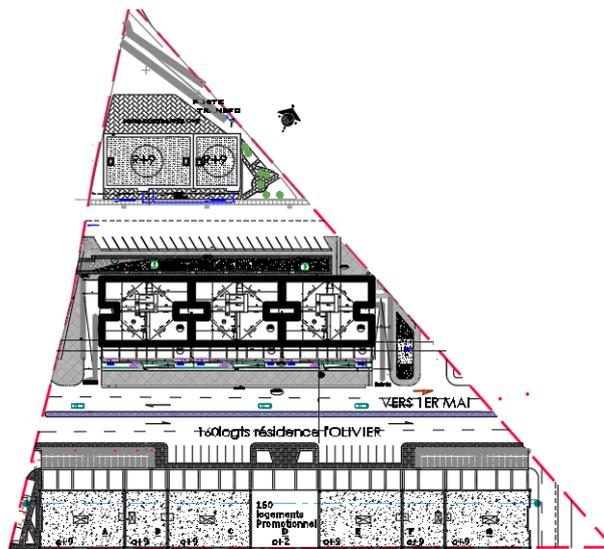


Figure (II.2) : Plan de masse.

- Un plan de situation

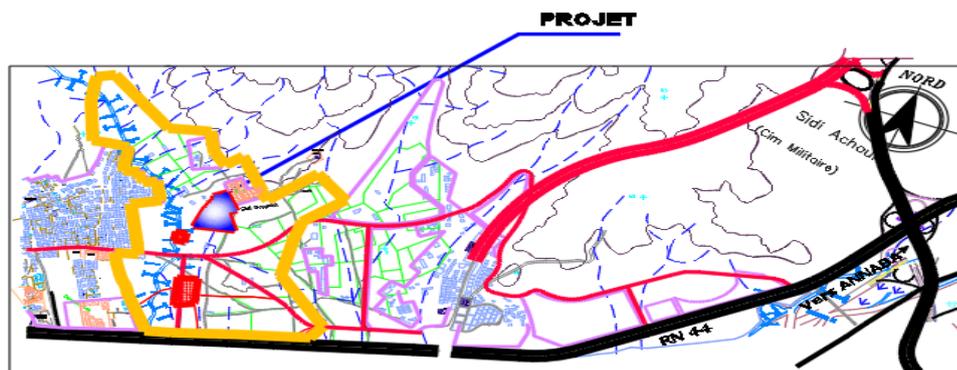


Figure (II.3) : Plan de situation.

II.2.2- LA 2^{EME} ETAPE (LA CONCEPTION DU BATIMENT)

On a effectué la disposition des voiles, qu'il est essentiel pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structural. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

-Après la consultation des plans, on a constaté que la structure nécessite des voiles selon l'RPA article 4.1.2. Et d'après plusieurs essais et changement d'emplacement on a retenu la bonne disposition des voiles de contreventement, d'une façon de ne pas perturber le fonctionnement du bâtiment, d'où ils doivent être symétriques dans les deux directions. En même temps on a essayé de rapprocher le centre de torsion au centre de gravité afin d'éviter le phénomène de torsion.

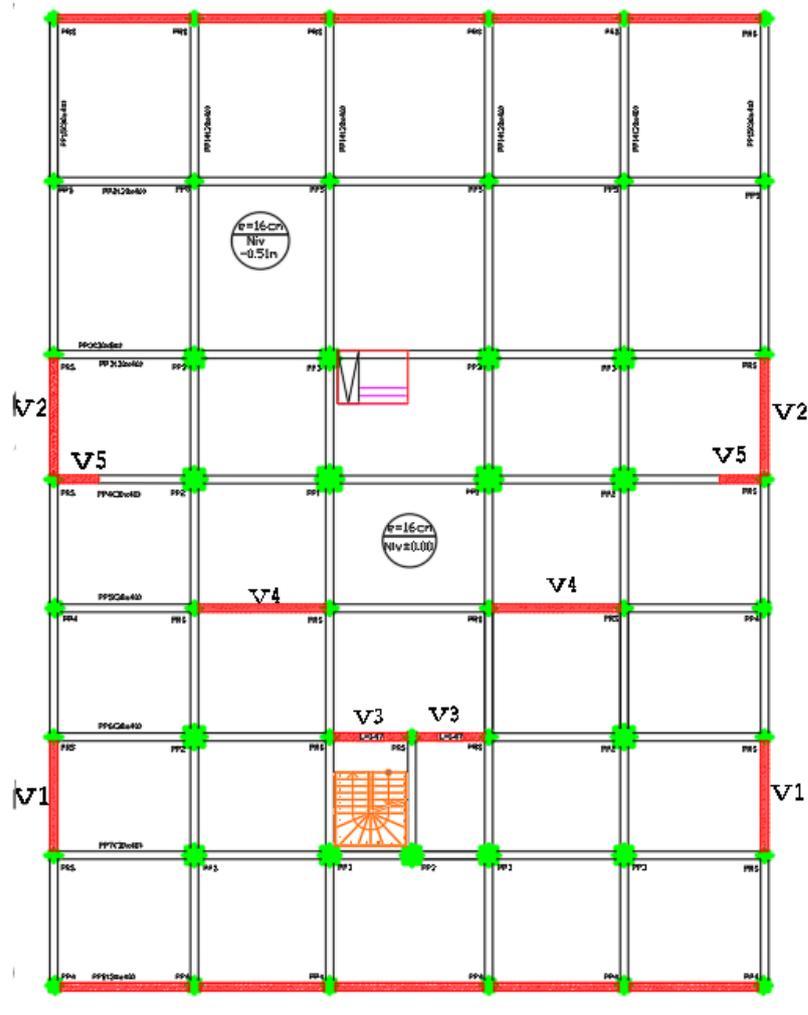


Figure (II.4) : Disposition des voies.

II.2.3- 3^{EME} ETAPE (DESSIN)

Nous avons dessiné les plans de coffrage, Ceci pour nous permettre de mieux nous familiariser avec le logiciel du dessin (AUTOCAD 2017).



II.2.4- 4^{ème} ETAPE (METHODOLOGIE)

On a commencé à faire Le Pré dimensionnement des éléments de la structure :

Le pré dimensionnement se fait conformément aux conditions imposées par les règles techniques CBA 93 et celles données par les règles Parasismique Algérien (RPA99) additive 2003.

1- En premier lieu, on a commencé par le pré dimensionnement des poteaux en choisissant le poteau le plus sollicité suivant ces étapes :

- Calculer la surface de plancher par poteau.
- Déduire la charge du poteau N_s .
- Déduire la section (b, h).

2- Après, on a disposé les poutrelles dans le sens de la portée la plus petite, et différencier les poutres porteuses (principales) des poutres non porteuses (secondaire).

* Les poutrelles sont disposées dans le sens parallèle aux poutres secondaires et perpendiculaire aux poutres principales.

* Ensuite, on a pré-dimensionné les poutres principale et secondaire en utilisant la formule de la condition de la flèche (note de calcul).

3- Le pré dimensionnement des planchers à corps creux, a été fait selon la grande portée de la poutrelle entre nu d'appuis, on utilisant la condition de la flèche suivante $h \geq \frac{l}{22.5}$.

4- L'épaisseur des voiles de contreventement sont justifiés par l'article 7.7.1 de RPA99 (version2003) en fonction la hauteur libre de l'étage.

5- Pré-dimensionnement de la dalle pleine en utilisant le critère de la flèche

Pendant cette semaine on a fait aussi l'évaluation de charge :

✓ L'évaluation des charges permanentes « **G** » du plancher est faite par la somme des charges apportées par le plancher et leur poids propre, ainsi les charges des murs extérieurs.

✓ Les charges d'exploitation « **Q** » des planchers sont extraites par le document technique réglementaire DTR, ces charges varie en fonction de l'exploitation de plancher (habitation, commerce, bureau, escalier, balcon).

✚ La modélisation

La modélisation du bâtiment a été faite par des logiciels pour faciliter la tâche, et donner un aperçu détaillé durant la conception du bâtiment 3D ainsi que le comportement mécanique réel du bâtiment.

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique.

Le bureau d'étude travaille avec le logiciel ETABS.17, dont on a eu l'occasion de travailler avec, et donc profiter de l'assistance et de l'expérience du bureau et de ses ingénieurs.

❖ Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).



Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

* Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « **frame** » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.

* Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « **Shell** » à quatre nœuds.

* Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut

être automatiquement introduit.

Les dalles sont mobilisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

II.2.5- 5^{EME} ETAPE (ANALYSE DES RESULTATS)

Une fois le calcul est terminée, on a analysé les résultats affichés et effectué les vérifications nécessaires.

Nous résumons les principales fonctions assurées par le système ETABS comme suit:

II.2.5.1-Analyse statique :

- Il permet la détermination des efforts internes (efforts normaux, efforts tranchants, moment de flexion, moment de torsion) le calcul des éléments de déformation dans chaque section des éléments ainsi que les valeurs maximales de ces paramètres
- Il permet aussi le calcul des déplacements de la structure et de ses étages.
- Centre masse torsion.

II.2.5.2-Analyse dynamique:

- Il permet la détermination des modes et fréquences propres des structures.
- Il permet de calculer les réponses (déplacements) d'une structure soumise à un chargement dynamique en utilisant un spectre de réponse.
- Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.
- il permet de calculer la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

II.2.5.3-Dimensionnement des éléments en Béton Armé:

Le bureau d'étude utilise robot expert pour le dimensionnement du différent élément.



Le logiciel permet de :

- * Le dimensionnement des poteaux en béton armé, en acier ou mixtes acier- béton,
- * Le dimensionnement des barres des palées de contreventement et solives de planchers en acier.
- * Le dimensionnement des murs et noyau de contreventement en béton armé.
- * Le ferrailage des éléments, ainsi que la détermination des moments.
- * La détermination des moments ainsi que le ferrailage des éléments (Les poteaux, Les poutres, Les poutrelles, Les plancher, Les voiles) à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT 2010.

II.2.6-chois de type de fondation

On a entamé la phase la plus compliquée. Cette dernière consiste à choisir le type de fondation, d'où on a eu la chance d'apprendre à lire un rapport du sol.

Les études préliminaires menées par le laboratoire, ont montré que le sol est bon en capacité portante.

$\sigma_s = 2.1 \text{ bar}$ et donc de classe **ferme**.

Après la modélisation du radier avec le logiciel ETABS2017, Les calculs du radier assimilable à un plancher mais il est renversé. Le ferrailage est fait en appui pour la nappe inférieure et en travée pour la nappe supérieure.

II.2.7- 6^{EME} ETAPE (LA REDUCTION DU MEMOIRE)

Au cours des trois derniers mois, nous avons collecté le maximum d'informations et de documentations nécessaires ceci pour nous aider à rédiger notre mémoire de manière facile et systématique.

Donc tout ce qu'on a fait c'est l'organisation des informations, des plans et des illustrations.

CHAPITRE III

« ANALYSE D'UN BATIMENT R+14+SS »

III.1-PRESENTATION DE LA STRUCTURE

Notre projet consiste à étudier un bâtiment multifonction à usage commercial, bureau et habitation composée de 3 blocs en R+14+SOU/SOL séparée l'un de l'autre par des joints, situé ZERAOUI MIHOUB 1 MAI EL BOUNI-ANNABA-wilaya d'ANNABA.

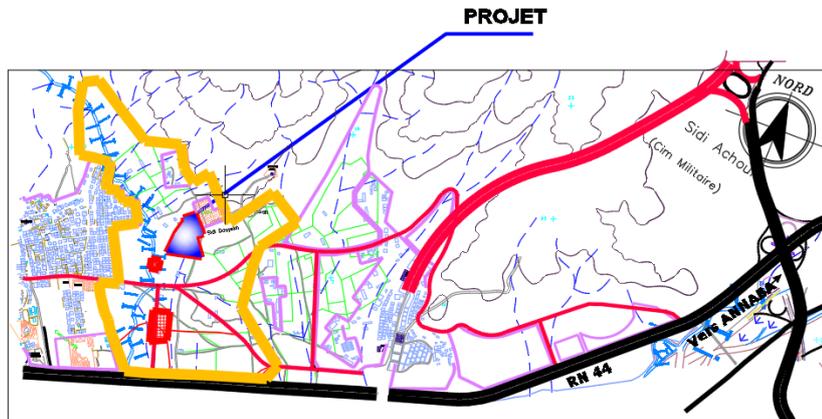


Figure (III.1) : Plan de situation.

Ce bâtiment est composé d'un sous-sol exploité comme un parking, le Rez-de chaussée et le premier étage à usage commercial et des bureaux et 13 étages sont des logements d'habitation.



Figure (III.2) : Façade principale.

III.2-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

La longueur totale du bâtiment	27.20m
La largeur totale du bâtiment	35.88m
La hauteur totale du bâtiment	51.17m
La hauteur du sous-sol	3.57m
La hauteur du RDC et 1 ^{er} étage	3,91m
La hauteur de l'étage courant	3,06m
La hauteur de l'acrotère	0.6m

Tableau (III.1) : Caractéristiques géométriques.

III.3-DESCRIPTION STRUCTURALE

III.3.1-L'ossature de la structure

Vue la hauteur du projet, et d'après l'article 3.4.A.4 du RPA99/v2003, le bâtiment est dans ce cas c'est le contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile.

III.3.2-Les planchers

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux tout en assurant la compatibilité des déformations.

III.4-REGLEMENTS ET NORMES DE CALCULS

Les règlement et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement, nous avons eu recours au :

- Le RPA 99/v2003 (Règlement parasismique algérienne).
- Le DTR BC 2.2 Document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations.
- Le CBA 93/ Le BAEL 91 (les éléments en béton armée seront calculée aux états limites conformément).

III.5-CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

III.5.1-Le béton

➤ ELU

III.5.1.1-Résistance à la compression

Elle est dosé à 350 Kg/m³ et $f_{c28}=25\text{MPA}$

III.5.1.2-Résistance à la traction

$$f_{tj} = 0.6 + 0.6f_{cj}f_{c28} = 25\text{MPA}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

III.5.1.3-Contrainte limite admissible

➤ ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_s} = 14.17 \text{ MPa (situation normal)}$$

$\gamma_s = 1.5$ Pour situation normale.

➤ ELS

La contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPA}$$

III.5.2-Acier

Module d'élasticité longitudinal E=200000 MPa

➤ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa avec } \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation normales}$$

Barres hautes adhérence Fe E40 ; Fe= 400 MPa (limite d'élasticité garantie)

III.6.-CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

D'après le rapport de sol $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ bar}$. Par conséquent on a considéré que le sol d'assise de la construction est **un sol ferme**.

III.7-COFFRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCRURE

Le pré dimensionnement se fait conformément aux conditions imposées par les règles usuelles de pré dimensionnement et les règles techniques CBA 93 et celles données par les règles Parasismique Algérien (RPA99) additive 2003.

III.7.1-Pre dimensionnement des éléments secondaires

III.7.1.1-Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

- Plancher à Corps-creux.
- Plancher à dalle pleine.

❖ Les planchers à corps-creux

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de :

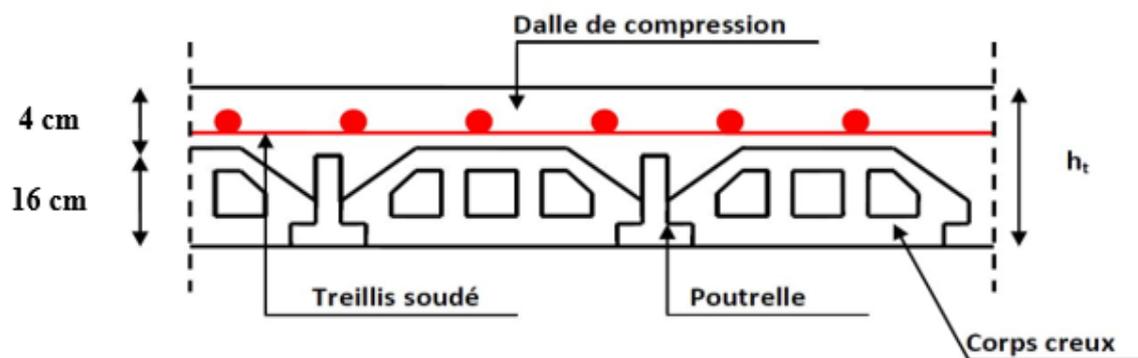


Figure (III.3) : Plancher à corps creux.

❖ Dimensionnement

Les plancher sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilise la formule de

flèche suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : la portée maximale entre nu d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L = (L_{\max} - 30) ; \text{ en (cm)}$$

L_{\max} : la portée maximale dans le sens de la disposition des poutrelles.

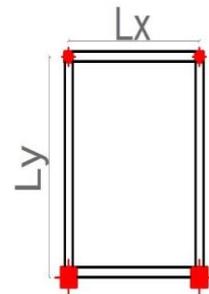
$$L_{\max} = 470 \text{ cm} \quad L = 470 - 30 = 440 \quad h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

❖ Les planchers dalle pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher se fait par les conditions suivantes :



❖ Critères de flèche

$$\frac{Lx}{30} \leq e \leq \frac{Lx}{20} \quad \Rightarrow \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \quad \Rightarrow \quad \text{Pour une dalle sur quatre appuis.}$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \Rightarrow \quad \text{Pour une dalle sur quatre appuis continue.}$$

- Lx : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.
- Ly : la plus grande portée du panneau le plus sollicité.

$$Lx = 600 \text{ cm} \quad Ly = 664 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{600}{664} = 0.903 > 0.40$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{600}{45} \leq e \leq \frac{600}{40} \quad \Rightarrow \quad 13.33 \leq e \leq 15$$

- On adopte pour l'épaisseur du plancher dalle pleine

$$e = 15 \text{ cm}$$

III.7.1.2- Les escaliers

Un escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre.

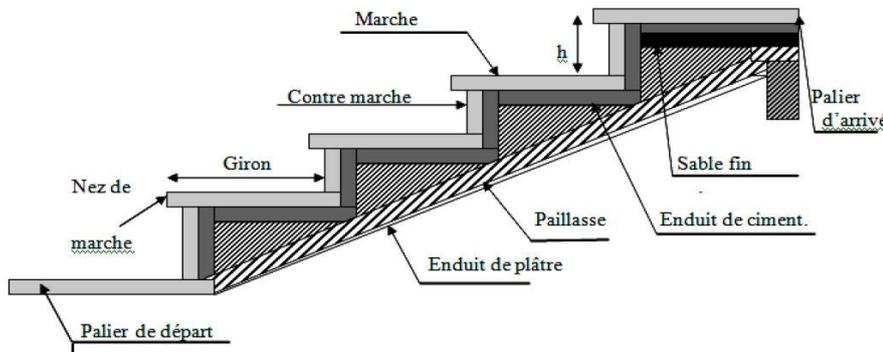


Figure (III.4) : Détail d'un escalier.

❖ Dimensionnement

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche g et h on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \quad \text{Tel que:} \quad h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{(n-1)}$$

Soit

H : hauteur de la volée.

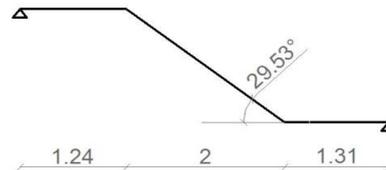
L : longueur de la volée.

n : Nombre de contre marche.

n-1: Nombre de marche.

g : Giron g=30cm.

h : Hauteur de la contre marche.



$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \implies 59\text{cm} \leq 30+2h \leq 66\text{cm} \implies 29\text{cm} \leq 2h \leq 36\text{cm} \\ \implies 14.5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On adopte pour la hauteur de la contre marche h=17cm.

$$h = \frac{H}{n} \implies n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches pour les étages.

Hauteur de volée :

$$H = n \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm.}$$

❖ L'inclinaison de la paillasse

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \implies \alpha = 29,53^\circ$$

❖ La longueur de volée

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 29,53} = 3,10m$$

❖ Epaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

$$e \geq \frac{L}{20} \quad \text{avec} \quad L = 124 + 200 + 131 = 455cm$$

$$e \geq \frac{455}{20} \quad e \geq 22,75$$

On prend

e=20cm

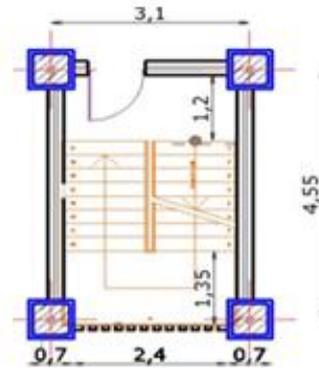


Figure (III.5) : Vue en plan d'escalier.

III.7.2-Pré dimensionnement des éléments principaux

III.7.2.1-Les poutres

✓ Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{18} \leq h \leq \frac{L_{max}}{13} \quad L_{max} : \text{portée maximal entre nus d'appuis.}$$

$$L_{max} = 600 - 30 = 570cm \quad \frac{570}{18} \leq h \leq \frac{570}{13} \quad 38cm \leq h \leq 57cm$$

On adopte pour une section rectangulaire (b*h) = (30*50) cm², (30*40) cm².

❖ Vérification

Selon les recommandations des RPA(article 7.5.1), en doit satisfaire les conditions suivantes :

- b=30cm ≥ 20cm.....Vérifié.
- h=50cm ≥ 30cmVérifié.
- h/b=50/30=1.66 ≤ 4..... Vérifié.

✓ **Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, en détermine leur hauteur avec la

condition de flèche : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$L = 470 - 30 = 440 \text{ cm} \quad \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire (b*h) = (30*35) cm².

✓ **Vérification**

*-b=30cm ≥ 20cm Vérifie.

*-h=35cm ≥ 30cm Vérifie. RPA (article 7.5.1)

*-h/b=35/30=1.16 ≤ 4 Vérifie.

III.7.2.2- Les poteaux

*Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $B = \frac{N}{\sigma}$

Ns : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ : Contrainte limite de service de béton en compression.

$$\sigma = 0.6 f_{c28}$$

F_{c28} : résistance à la compression de béton (f_{c28}=25MPa=2.5KN).

$$\sigma = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 2.5 = 1.5 \text{ KN}$$

***Calcul de l'air du plancher revenant au poteau le plus sollicité**

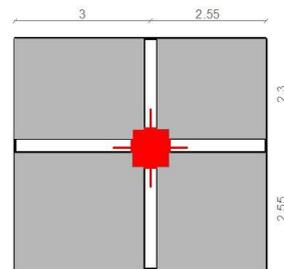
$$S = (3 + 2.55) \times (2.3 + 2.55) = 26.92 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{étage}} = S \times 1.5 = 26.92 \times 1.5 = 40.38 \text{ t}$$

$$N_{\text{total}} = N_{\text{étage}} \times \text{nombre des niveaux}$$

$$N_{\text{total}} = 40,38 \times 16 = 646.08 \text{ t} = 6460,8 \text{ KN}$$

$$B = \frac{N}{\sigma} = \frac{6460.8}{1.5} = 4307.2 \text{ cm}^2$$



*On prend pour un pré dimensionnement une section carrée de : (70x70) cm².

*-Les sections des poteaux adoptés préalablement, et après avoir effectué la descente de charge en vérifiant les recommandations des RPA99/2003 citées ci-dessous :

Les étages	Section (bxh)cm ²
Sous-Sol, RDC et 1 ^{er} étage	70x70
2 ^{ème} étage, 3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage	60x60
5 ^{ème} étage, 6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	50x50
8 ^{ème} étage, 9 ^{ème} étage et 10 ^{ème} étage	40x40
11 ^{ème} étage, 12 ^{ème} étage ; 13 ^{ème} et 14 ^{ème} étage	30x40

Tableau (III.2) : section des poteaux préalable.

III.7.2.3- Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15\text{cm}$(1)
- $e \geq h_e/20$ pour les voiles simples.....(2) RPA(article 7.7.1)
- $L \geq 4e$ (3)

Avec : *- h_e : La hauteur libre d'étage.

*- e : Epaisseur du voile.

*- L : Longueur du voile.

$e \geq \max \left[\frac{337}{20}; 15\text{cm} \right]$ pour le Sous-sol $\Rightarrow e \geq 16.85\text{cm}$.

$e \geq \max \left[\frac{371}{20}; 15\text{cm} \right]$ pour le RDC et 1^{er} étage $\Rightarrow e \geq 18.55\text{cm}$.

$e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15\text{cm} \right]$ pour les autres étages $\Rightarrow e \geq 15\text{cm}$.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

e=20cm

III.8- EVALUATION DES CHARGES

-L'évaluation des charges permanentes G du plancher est faite par la somme des charges apportées par le plancher et leur poids propre, ainsi les charges des murs extérieurs.

-Les charges d'exploitation Q des planchers sont extraies par le document technique réglementaire, ces charges varient en fonction de l'exploitation de plancher (habitation, commerce, bureau, escalier, balcon).

III.8.1- Charges permanente (G)

III.8.1.1- Les plancher

✓ Plancher Etage courant

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Corps creux 16+4	/	2.8	2.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Cloison	10	1	1

Tableau (III.3) : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est

$$G_{\text{étage}}=5.54\text{KN/m}^2$$

✓ Plancher terrasse accessible

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Etanchéité	2	6	0.12
Forme de pente	10.5	20	2.1
Isolation	4	4	0.16
Corps creux	/	2.8	2.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2

Tableau (III.4) : Evaluation des charges dans le Plancher terrasse accessible.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est

$$G_{\text{terrace}}=6.38\text{KN/m}^2$$

✓ Terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravier de protection	5	17	0.85
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme de pente	7.9	20	1.58
Isolation thermique	4	4	0.16
Corps creux	20	2.8	2.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2

Tableau (III.5) : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est

$$G_{\text{terrinnacc}}=5.71\text{KN/m}$$

✓ Dalle pleine (Les balcons)

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit de plâtre	2	18	0.36

Tableau (III.6) : Evaluation des charges dans les dalles pleines.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est

$$G_{\text{balcon}}=5.65\text{KN/m}^2$$

III.8.1.2- Les murs doubles parois

➤ Murs extérieur (double cloison)

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	0.18	0.36
Brique creux	10		0.9
Vide	/	/	/
Brique creux	10		0.9
Enduit de plâtre	2	0.10	0.20

Tableau (III.7) : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est

$$G_{\text{murext}}=2.40\text{KN/m}$$

On adopte la charge permanente :

- ✓ Rez-de chaussée $G = (3.91-0.5) * 2.4 = 8.18 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Etages courant $G = (3.06-0.5) * 2.4 = 6.14 \text{ KN/m}^2$.

III.8.1.3- L'acrotère

*-Terrasse accessible

-La surface de l'acrotère est : $St=S1+S2$

$S1=0,1 \times 0,25=0,025 \text{ m}^2$

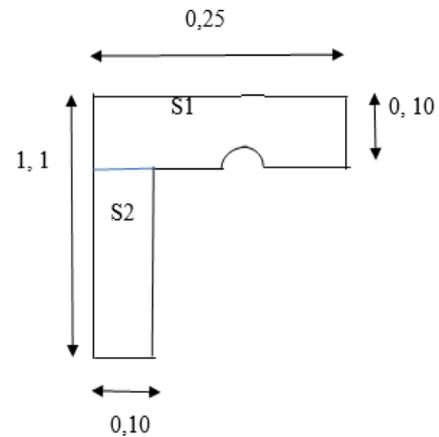
$S2=0,1 \times 1=0,1 \text{ m}^2$

Donc : $St=0,025+0,1=0,125 \text{ m}^2/l$

-Le poids propre de l'acrotère est :

$G=25 \times St=25 \times 0,125=3,1 \text{ KN/ml}$

G=3.1 KN/ml



*-Terrasse non accessible

La surface de l'acrotère est : $St=S1+S2+S3$

$S1 = (0,1 \times 0,02)/2 = 0,001 \text{ m}^2$

$S2 = 0,1 \times 0,08 = 0,008 \text{ m}^2$

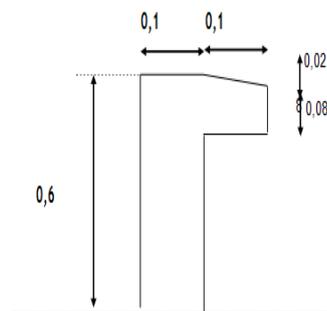
$S3 = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ m}^2$

Donc: $St=0,001+0,008+0,06=0,069 \text{ m}^2/l$

Le poids propre de l'acrotère est :

$G=25 \times St=25 \times 0,069=1,7 \text{ KN/ml}$

G=1,7 KN/ml



III.8.1.4- Les escaliers

*-Palier

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	0.20	0.40
Mortier de pose	2	0.20	0.40
Poids propre de la dalle	20	0.25	5
Enduit en ciment	2	0.18	0.36

Tableau (III.8) : Evaluation des charges du palier.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est :

G_{palier}=6.16KN/m²

*- Paillasse

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	20	0.25	$20 \cdot 0.25 / \cos \alpha = 5.74$
Poids propre des marches	17	0.25	$(17/2) \cdot 0.25 = 2.12$
Enduit en ciment	2	0.18	0.36
Mortier de pose	3	0.20	0.60
Lit de sable	3	0.18	0.54
Carrelage	2	0.20	0.40

Tableau (III.9) : Evaluation des charges du paillasse.

*-La charge permanente totale qu'on obtient est :

$$G_{\text{paillasse}} = 9.76 \text{ KN/m}^2$$

III.8.2- Charges d'exploitation (Q)

Elément	Masse surfacique KN/m ²
Etage Courant + Terrasse accessible	1,5
Dalle pleine (Balcon)	3,5
Dalle pleine (Escalier)	2,5
Terrasse inaccessible	1
Commerce	5
Bureau et escalier	2,5

Tableau (III.10) : charge d'exploitation des planchers.

III.9-MODELISATIO ET CALCUL

Après fait le pré dimensionnement une modélisation a été faite avec le logiciel ETABS



Figure

(III.6) : Réaction à la base à l'ELS.

Après analyse des résultats on redimensionnera les sections des poteaux en fonction de la charge obtenue si nécessaire

On a adopté des nouvelles sections :

Les étages	Section (bxh)cm ²
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	80x80
	70x70
	60x60
	30x30
2 ^{ème} étage,3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage	70x70
	60x60
	50x50
5 ^{ème} étage,6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	60x60
	50x50
	40x40
8 ^{ème} étage,9 ^{ème} étage et 10 ^{ème} étage	50x50
	40x40
	30x40
11 ^{ème} étage, 12 ^{ème} étage ; 13 ^{ème} et 14 ^{ème} étage	40x40
	30x40

Tableau (III.11) section des poteaux adoptés.

✓ Verification: RPA (article 7.4.1)	
❖ Pour : (80x80) cm ²	
Min (80,80) ≥ 25cm.....	Vérfifié.
Min (80,80) ≥ $\frac{371}{20} = 18.55$ cm.....	Vérfifié.
$1/4 \leq 80/80 = 1 \leq 4$	Vérfifié.
❖ Pour : (70x70) cm ²	
Min (70,70) ≥ 25cm.....	Vérfifié.
Min (70,70) ≥ $\frac{286}{20} = 14.3$ cm.....	Vérfifié.
$1/4 \leq 70/70 = 1 \leq 4$	Vérfifié.
❖ Pour: (60x60) cm ²	
Min (60,60) ≥ 25cm.....	Vérfifié.
Min (60,60) ≥ $\frac{286}{20} = 14.3$ cm.....	Vérfifié.
$1/4 \leq 60/60 = 1 \leq 4$	Vérfifié.
❖ Pour: (50x50) cm ²	
Min (50,50) ≥ 25cm.....	Vérfifié.
Min (50,50) ≥ $\frac{286}{20} = 14.3$ cm.....	Vérfifié.
$1/4 \leq 50/50 = 1 \leq 4$	Vérfifié.
❖ Pour: (40x40) cm ²	
Min (40,40) ≥ 25cm.....	Vérfifié.
Min (40,40) ≥ $\frac{286}{20} = 14.3$ cm.....	Vérfifié.
$1/4 \leq 40/40 = 1 \leq 4$	Vérfifié.
❖ Pour: (30x40) cm ²	
Min (30,40) ≥ 25cm.....	Vérfifié.
Min (30,40) ≥ $\frac{286}{20} = 14.3$ cm.....	Vérfifié.
$1/4 \leq 30/40 = 1 \leq 4$	Vérfifié.

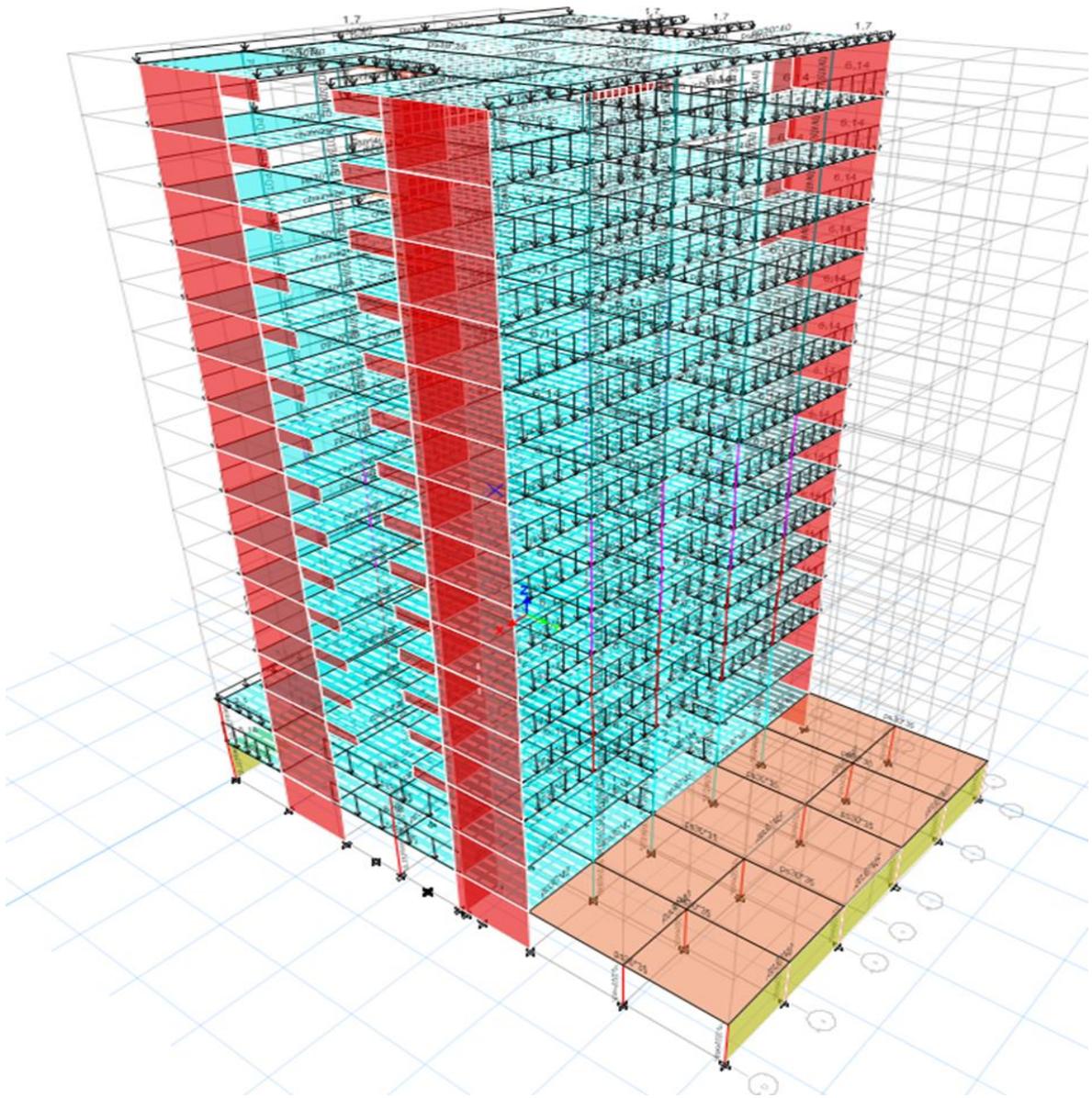


Figure (III.7) : Evaluation des charges.

III.10-LES COMBINAISONS D'ACTIONS

Les cas de charge sont :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : charge sismique.

Les différentes combinaisons à utiliser sont les suivantes :

* Vis-à-vis des états limites ultimes et de services :

- E.L.U 1.35xG + 1.5xQ
- E.L.S G + Q

* Vis-à-vis des situations accidentelles : elles sont données par le R.P.A 99/v2003

- ACC G + Q ± EX
- ACC G + Q ± EY
- ACC G + Q ± EDX
- ACC G + Q ± EDY
- ACC 0.8xG + EDX
- ACC 0.8xG + EDY

III.11-ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

III.11.1-Etude dynamique (sismique)

Résultats de l'analyse dynamique par l'ETABS

Le tableau (III.12) ci-dessus présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

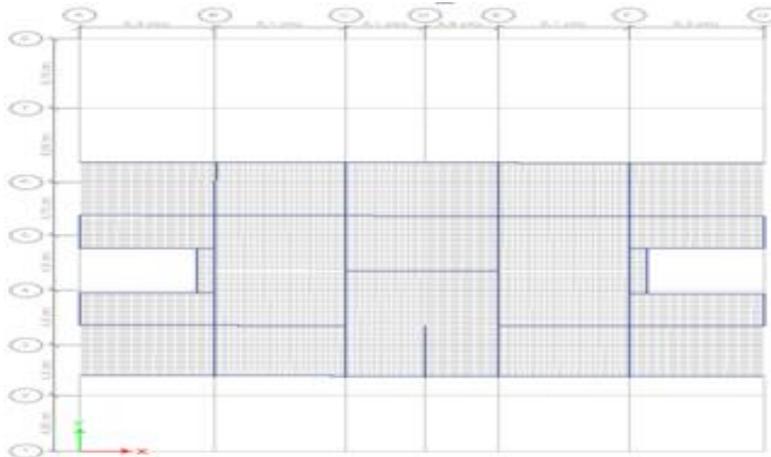
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	2,337	4,65E-05	0,622	0	4,65E-05	0,622	0	0,3912	3,00E-05	0,0001
Modal	2	2,077	0,393	0,0001	0	0,393	0,6221	0	0,0001	0,2386	0,1923
Modal	3	1,807	0,2404	6,61E-06	0	0,6334	0,6221	0	3,49E-06	0,1439	0,3387
Modal	4	0,511	0,1126	0,0134	0	0,746	0,6355	0	0,0155	0,1603	0,0162
Modal	5	0,508	0,0093	0,1653	0	0,7553	0,8008	0	0,1929	0,0133	0,0011
Modal	6	0,386	0,0238	1,30E-05	0	0,7791	0,8009	0	1,71E-05	0,0292	0,1331
Modal	7	0,217	0,0491	4,97E-05	0	0,8282	0,8009	0	0,0001	0,0655	0,0022
Modal	8	0,205	1,90E-05	0,0677	0	0,8282	0,8686	0	0,1073	2,51E-05	0,0002
Modal	9	0,204	0,0002	0,0022	0	0,8284	0,8707	0	0,0034	0,0003	0,0066
Modal	10	0,154	0,0067	8,62E-06	0	0,835	0,8707	0	1,56E-05	0,0098	0,0477
Modal	11	0,121	0,0229	2,58E-05	0	0,8579	0,8708	0	0,0001	0,0402	0,002
Modal	12	0,115	2,11E-05	0,0403	0	0,8579	0,911	0	0,0802	3,73E-05	6,18E-07
Modal	13	0,087	0,0055	1,23E-05	0	0,8634	0,911	0	2,61E-05	0,0099	0,0255
Modal	14	0,079	0,012	2,00E-05	0	0,8754	0,9111	0	4,31E-05	0,0215	0,0028
Modal	15	0,077	1,69E-05	0,0297	0	0,8754	0,9408	0	0,0645	3,06E-05	9,59E-07
Modal	16	0,059	0,0118	0,0001	0	0,8872	0,9409	0	0,0002	0,0228	0,0046
Modal	17	0,058	4,06E-05	0,0222	0	0,8872	0,9631	0	0,0516	0,0001	2,57E-06
Modal	18	0,056	0,0012	3,81E-06	0	0,8884	0,9631	0	8,89E-06	0,0023	0,0142
Modal	19	0,046	0,0102	0,0002	0	0,8986	0,9633	0	0,0004	0,0201	0,0001
Modal	20	0,046	0,0001	0,0128	0	0,8987	0,976	0	0,0307	0,0003	0
Modal	21	0,042	0	0	0	0,8987	0,976	0	0	0	0,0143
Modal	22	0,038	0,0061	2,93E-05	0	0,9048	0,9761	0	0,0001	0,0124	0,0005

Tableau (III.12) : période et facture de participation massique du modèle.

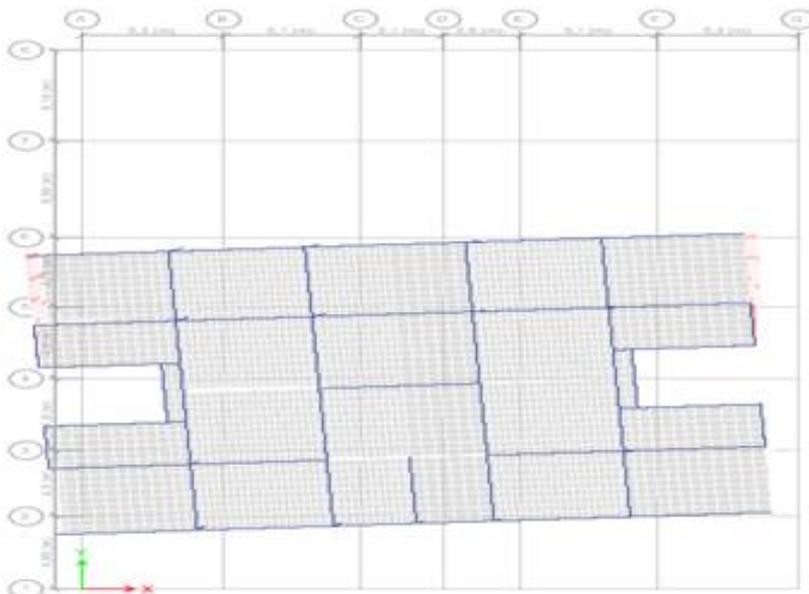
Conclusion

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=2.337s$.
 - Les premier et deuxième modes sont des modes de translation
 - Le 3ème mode est un mode de torsion.
- on doit retenir les 22 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon leRPA99).

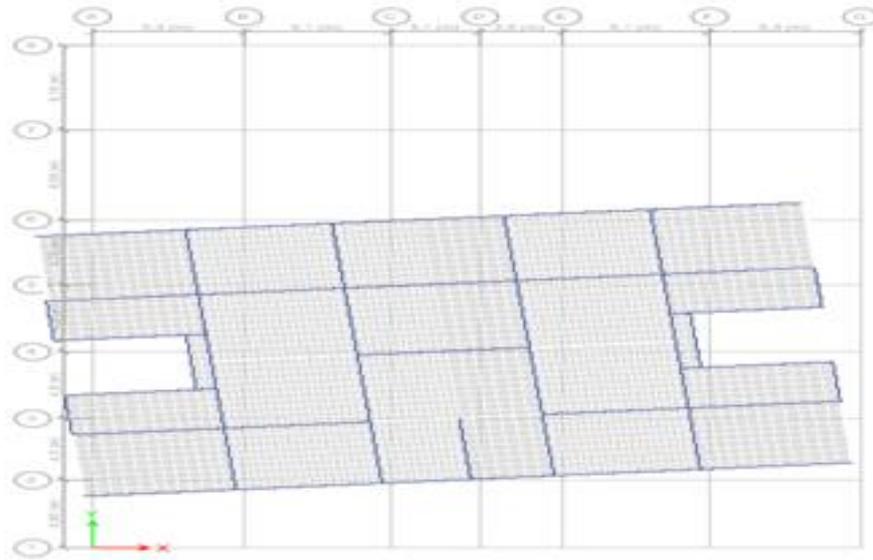
➤ Les déformation modale obtenue après analyser par ETABS :



Mode 1 (translation suivant y) : $T=2.33s$



Mode 2 (translation suivant x) : $T=2.07s$



Mode 3 (**torsion**) : $T=1.80s$

Figure (III.8) la déformée modale obtenues après analyser par l'ETABS.

III.12- VERIFICATION REGLEMENTAIRES

III.12.1- Calcul la force sismique totale

L'effort sismique à la base de la structure est estimé par la méthode statique équivalente (M.S.E) ; il est obtenu à partir de la formule empirique suivante :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W$$

❖ Le Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est fonction (Groupe d'usage, de la zone sismique) :

* Groupe d'usage : ouvrages de grande importance → Groupe 1B

* Zone sismique : (Annaba → zone IIa) [RPA 99 Ver. 2003-Tab 4.1]

$$A=0,2 \text{ g}$$

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen ($D_{x,y}$)

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

❖ Estimation de la période fondamentale T

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

*- C_t : Coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage

*- h_n : la hauteur de la structure en mètre mesurée à partir du niveau de base jusqu'au dernier niveau.

$$C_t = 0.05 \text{ et } H_n = 51.17\text{m} \implies T = 0.957\text{s}$$

*-Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

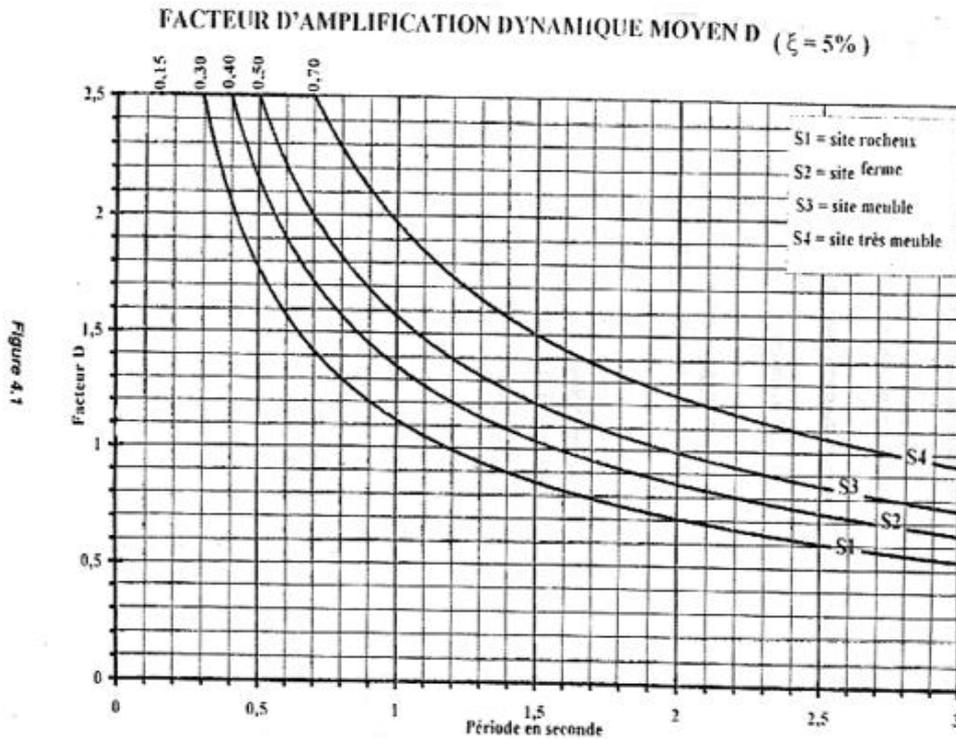


Figure (III.9) : Facteur d'amplification dynamique moyenne D ($\xi = 5\%$).

On prend $D(5\%) = 1.40$

❖ Le pourcentage d'amortissement critique ε

Il est fonction (des matériaux constitutifs, du type de la structure et de l'importance des remplissages)

$$\varepsilon = 10\%$$

❖ le facteur de correction d'amortissement η

Il est obtenu à partir de la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

Donc : $D(10\%) = D(5\%) * 0.76 = 1.064$

❖ Facteur de qualité Q

$$Q=1,1$$

❖ Le coefficient de comportement globale R

Il est fonction (du système de contreventement)

Contreventement mixte portiques / voiles avec interaction $\longrightarrow R=5$

❖ Le poids de la structure W

Les résultats du poids total calculés par l'ETABS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Load cases/combo	F _Z (KN)
Dead (G)	87449.1406
Live (Q)	7981.27
W=G+0.2Q	89045,3946

Tableau (III.13) : Résultat du poids total.

$$\text{Donc } V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W = \frac{0.20 * 1.064 * 1.1}{5} * 89045,3946 = 4168,74919 \text{KN}$$

III.12.2- Résultante des forces sismique

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$

	V _{dyn} (KN)	0.8*V _{st} (KN)	Observation
Sens X-X	2886.0853	3334,99935	Non Vérifié
Sens Y-Y	3662.9432	3334,99935	Vérifié

Tableau (III.14) : vérification des résultats des forces sismiques.

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport : $0.8 * V_{st} / V_{dyn}$

$$\text{SENS-X : } \frac{3334,99935}{2886.0853} = 1.15$$

➤ Combinaisons à considérer : **G+Q+1.15EDX**

$$\mathbf{0.8G + 1.15EDX}$$

III.12.3-Centre de Masse et Rigidité

Article (3.5.1. a2)

$$\text{Condition}$$

$$e_{X/L} \leq 15\%$$

$$e_{Y/L_X} \leq 15\%$$

Story	dimension		XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY	%EX	%EY
	Lx	Ly	m	m	m	m	m	m	%	%
terrasse	26,8	19,05	13,5341	14,4195	13,4296	13,1359	0,1045	1,2836	0,390%	6,738%
13	26,8	19,05	13,5132	14,386	13,4283	13,1185	0,0849	1,2675	0,317%	6,654%
12	26,8	19,05	13,5132	14,386	13,4271	13,0855	0,0861	1,3005	0,321%	6,827%
11	26,8	19,05	13,5132	14,386	13,4259	13,0389	0,0873	1,3471	0,326%	7,071%
10	26,8	19,05	13,5129	14,4038	13,4248	12,9804	0,0881	1,4234	0,329%	7,472%
9	26,8	19,05	13,5126	14,4239	13,4236	12,9103	0,089	1,5136	0,332%	7,945%
8	26,8	19,05	13,5126	14,4239	13,4223	12,8307	0,0903	1,5932	0,337%	8,363%
7	26,8	19,05	13,5115	14,444	13,4209	12,7427	0,0906	1,7013	0,338%	8,931%
6	26,8	19,05	13,5103	14,4684	13,4192	12,6448	0,0911	1,8236	0,340%	9,573%
5	26,8	19,05	13,5103	14,4684	13,4171	12,5436	0,0932	1,9248	0,348%	10,104%
4	26,8	19,05	13,5088	14,466	13,4147	12,4449	0,0941	2,0211	0,351%	10,609%
3	26,8	19,05	13,5071	14,4653	13,4121	12,3597	0,095	2,1056	0,354%	11,053%
2	26,8	19,05	13,5071	14,4653	13,4096	12,307	0,0975	2,1583	0,364%	11,330%
1	26,8	19,05	13,5173	14,4948	13,4083	12,3484	0,109	2,1464	0,407%	11,267%
rdc	26,8	24	13,3966	12,7629	13,4043	12,9805	-0,0077	-0,2176	-0,029%	-0,907%
ss1	26,8	36,78	13,4007	17,0367	13,4007	17,56	0	-0,5233	0,000%	-1,423%

Tableau (III.15) : centre de masse et rigidité.

III.12.4-Vérification l'effort réduit

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante avec :

$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

N : l'effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton.

B : l'aire de la section du poteau.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Niveaux	La section adoptee (cm ²)			N (KN)	U	OBSERVATION
	b (cm)	h (cm)	aire B (cm ²)			
SS;RDC,E1	80	80	6400	4048,00	0,25	VÉRIFIÉE
	70	70	4900	3034,00	0,25	VÉRIFIÉE
	60	60	3600	2192,00	0,24	VÉRIFIÉE
	30	30	900	385,00	0,17	VÉRIFIÉE
E2,E3,E4	70	70	4900	3057,00	0,25	VÉRIFIÉE
	60	60	3600	2196,00	0,24	VÉRIFIÉE
	50	50	2500	1481,00	0,24	VÉRIFIÉE
E5,E6,E7	60	60	3600	2284,00	0,25	VÉRIFIÉE
	50	50	2500	1611,00	0,26	VÉRIFIÉE
	40	40	1600	1101,00	0,28	VÉRIFIÉE
E8,E9,E10	50	50	2500	1562,00	0,25	VÉRIFIÉE
	40	40	1600	1077,00	0,27	VÉRIFIÉE
	30	40	1200	753,00	0,25	VÉRIFIÉE
E11,E12 ,E13,E14	40	40	1600	872,00	0,22	VÉRIFIÉE
	30	40	1200	599,00	0,20	VÉRIFIÉE
	30	40	1200	427,00	0,14	VÉRIFIÉE

Tableau (III.16) : l'effort réduit.

III.12.5-Vérification des déplacements maximum

Sens- X

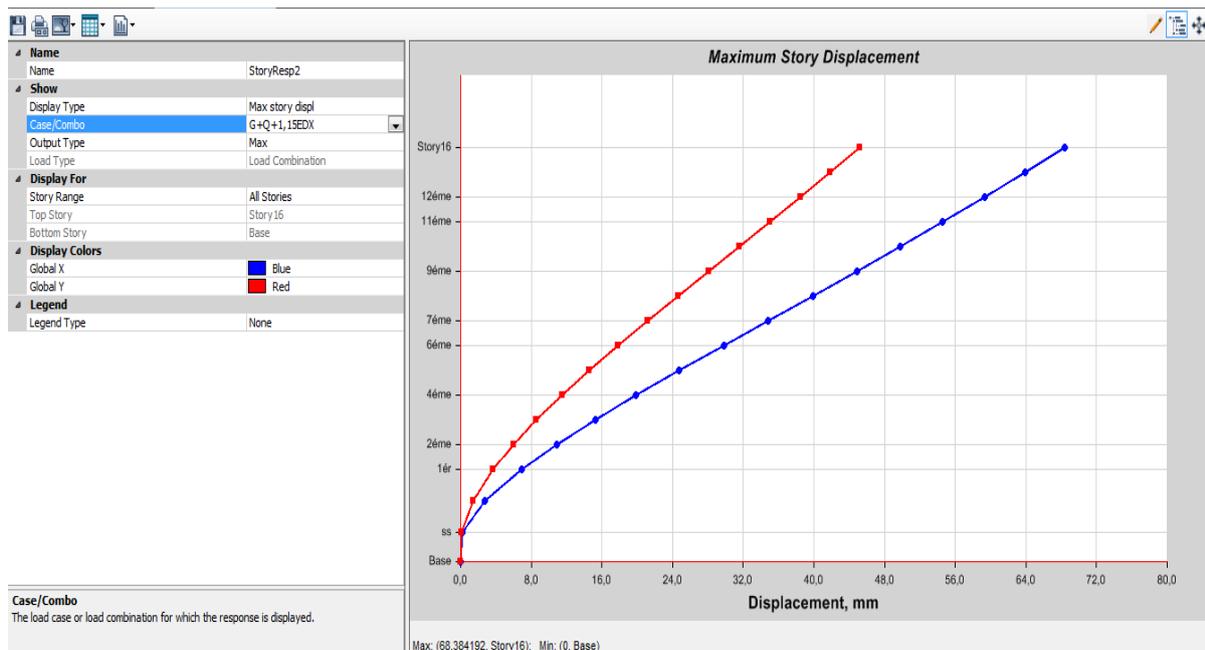


Figure (III.10) : Déplacement du bâtiment dans le sens X.

	Δ	δ^*R	H	%
DEPLAX	68.38	341.9	51.17	0.67%

Le déplacement maximal au sommet est de 0.67% de la hauteur totale du bâtiment ce qui est inférieur à 1 % (condition vérifiée)

Sens-Y

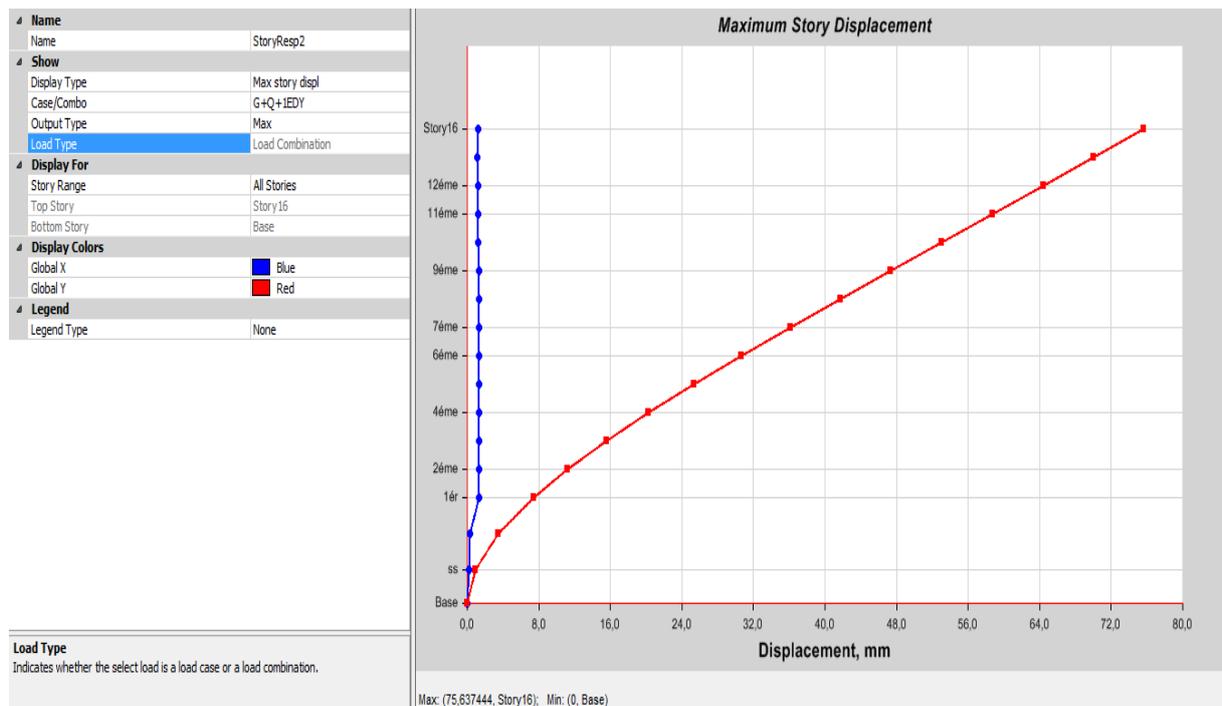


Figure (III.11) : Déplacement du bâtiment dans le sens Y.

	Δ	δ^*R	H	%
DEPLAX	75.63	378.15	51.17	0.74%

Le déplacement maximal au sommet est de 0.74% de la hauteur totale du bâtiment ce qui est inférieur à 1 % (condition vérifiée)

III.12.6-Calcul de déplacement inter étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 RPA99/V2003).}$$

*- δ_{ek} : déplacement du aux force sismique F_i .

*-R : coefficient de comportement R=5.

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * h_{\text{étage}}$ (article 5.10 RPA 99/v2003)

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous

Niveau	h_k (mm)	Sens X-X					OBSERVATION
		δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δ_k (mm)	Δ_k/h_k	
SS	3570,00	0,122	0,61	0	0,61	0,03%	Vérifiée
RDC	3910,00	1,838	9,19	0,61	8,58	0,33%	Vérifiée
1 ^{er}	3910,00	4,735	23,675	9,19	14,485	0,56%	Vérifiée
2 ^{ème}	3060,00	7,367	36,835	23,675	13,16	0,65%	Vérifiée
3 ^{ème}	3060,00	10,257	51,285	36,835	14,45	0,72%	Vérifiée
4 ^{ème}	3060,00	13,318	66,59	51,285	15,305	0,76%	Vérifiée
5 ^{ème}	3060,00	16,506	82,53	66,59	15,94	0,79%	Vérifiée
6 ^{ème}	3060,00	19,75	98,75	82,53	16,22	0,81%	Vérifiée
7 ^{ème}	3060,00	22,998	114,99	98,75	16,24	0,81%	Vérifiée
8 ^{ème}	3060,00	26,234	131,17	114,99	16,18	0,80%	Vérifiée
9 ^{ème}	3060,00	29,422	147,11	131,17	15,94	0,79%	Vérifiée
10 ^{ème}	3060,00	32,525	162,63	147,11	15,515	0,77%	Vérifiée
11 ^{ème}	3060,00	35,543	177,72	162,63	15,09	0,75%	Vérifiée
12 ^{ème}	3060,00	38,48	192,4	177,72	14,685	0,73%	Vérifiée
13 ^{ème}	3060,00	41,327	206,64	192,4	14,235	0,71%	Vérifiée
14 ^{ème}	3060,00	44,141	220,71	206,64	14,07	0,70%	Vérifiée

Tableau (III.17): Vérification de déplacement horizontal et relatif du bâtiment dans le sens X.

Niveau	h_k (mm)	Sens X-X					OBSERVATION
		δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δ_k (mm)	Δ_k/h_k	
SS	3570,00	0,903	4,514,	0	4,515	0,13%	Vérifiée
RDC	3910,00	3,447	17,24	4,515	12,72	0,33%	Vérifiée
1 ^{er}	3910,00	7,283	36,43	17,235	19,18	0,49%	Vérifiée
2 ^{ème}	3060,00	10,99	54,95	36,415	18,535	0,61%	Vérifiée
3 ^{ème}	3060,00	15,193	75,97	54,95	21,015	0,69%	Vérifiée
4 ^{ème}	3060,00	19,788	98,97	75,965	22,975	0,75%	Vérifiée
5 ^{ème}	3060,00	24,703	123,5	98,94	24,575	0,80%	Vérifiée
6 ^{ème}	3060,00	29,852	149,3	123,52	25,745	0,84%	Vérifiée
7 ^{ème}	3060,00	35,169	175,8	149,26	26,585	0,87%	Vérifiée
8 ^{ème}	3060,00	40,613	203,1	175,85	27,22	0,89%	Vérifiée
9 ^{ème}	3060,00	46,122	230,6	203,07	27,545	0,90%	Vérifiée
10 ^{ème}	3060,00	51,654	258,3	230,61	27,66	0,90%	Vérifiée
11 ^{ème}	3060,00	57,184	285,9	258,27	27,65	0,90%	Vérifiée
12 ^{ème}	3060,00	62,682	313,4	285,92	27,49	0,90%	Vérifiée
13 ^{ème}	3060,00	68,138	340,7	340,69	27,28	0,89%	Vérifiée
14 ^{ème}	3060,00	73,549	367,7	206,64	27,055	0,88%	Vérifiée

Tableau (III.18): Vérification de déplacement horizontal et relatif du bâtiment dans le sens Y.

III.12.7-Vérification de la largeur des joints sismiques

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}}$$

Tel que : δ_1, δ_2 déplacements maximaux des deux blocs calculé selon 4.43

$$d_{\min} = 15 + (341.9 + 341.9) = 698.8_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

On adopte **0.4 m**

III.12.8-Vérification de l'effet P-Delta

Les effets de second ordre (ou effet p-Delta) peuvent être négligés dans le cas du bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Article 5.9 RPA99/v2003})$$

P_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus des niveaux.

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif des niveaux K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage.

SENS -X

Niveau	h-K (mm)	Sens X-X					OBSERVATION
		P-K (KN)	UX (mm)	Δ -K (mm)	V-K (KN)	θ	
Base	0	0	0	0	0	0	
SS	3570	92260,9	0,122	0,122	2880	0,001095	Vérifiée
RDC	3910	79288,9	1,838	1,716	2838	0,012262	Vérifiée
1ER	3910	71614,3	4,735	2,897	2715	0,019543	Vérifiée
2éme	3060	65450,7	7,367	2,632	2559	0,022002	Vérifiée
3éme	3060	60190,7	10,257	2,89	2424	0,023456	Vérifiée
4éme	3060	54930,7	13,318	3,061	2280	0,024104	Vérifiée
5éme	3060	49783,1	16,506	3,188	2142	0,024211	Vérifiée
6éme	3060	44628,3	19,75	3,244	2012	0,023512	Vérifiée
7éme	3060	39473,6	22,998	3,248	1890	0,022172	Vérifiée
8éme	3060	34387,6	26,234	3,236	1773	0,020508	Vérifiée
9éme	3060	29297	29,422	3,188	1656	0,018436	Vérifiée
10éme	3060	24206,3	32,525	3,103	1522	0,016123	Vérifiée
11éme	3060	19141,6	35,543	3,018	1363	0,013856	Vérifiée
12éme	3060	14075	38,48	2,937	1151	0,011738	Vérifiée
13éme	3060	9008,33	41,327	2,847	868,5	0,00965	Vérifiée
14éme	3060	3947,8	44,141	2,814	468,9	0,007742	Vérifiée

Tableau (III.19) : vérification de l'effet P- Δ dans le sens X.

SENS -Y

Niveau	h-K (mm)	Sens Y-Y					OBSERVATION
		P-K (KN)	UY (mm)	Δ -K (mm)	V-K (KN)	θ	
Base	0	0	0	0	0	0	
SS	3570	92260,9	0,903	0,903	3618	0,00645	Vérifiée
RDC	3910	79288,9	3,447	2,544	3417	0,0151	Vérifiée
1ER	3910	71614,3	7,283	3,836	3255	0,02158	Vérifiée
2ème	3060	65450,7	10,99	3,707	3061	0,0259	Vérifiée
3ème	3060	60190,7	15,193	4,203	2886	0,02865	Vérifiée
4ème	3060	54930,7	19,788	4,595	2705	0,0305	Vérifiée
5ème	3060	49783,1	24,703	4,915	2531	0,03159	Vérifiée
6ème	3060	44628,3	29,852	5,149	2373	0,03165	Vérifiée
7ème	3060	39473,6	35,169	5,317	2227	0,0308	Vérifiée
8ème	3060	34387,6	40,613	5,444	2096	0,02919	Vérifiée
9ème	3060	29297	46,122	5,509	1968	0,02681	Vérifiée
10ème	3060	24206,3	51,654	5,532	1826	0,02397	Vérifiée
11ème	3060	19141,6	57,184	5,53	1638	0,02112	Vérifiée
12ème	3060	14075	62,682	5,498	1389	0,01821	Vérifiée
13ème	3060	9008,33	68,138	5,456	1081	0,01486	Vérifiée
14ème	3060	3947,8	73,549	5,411	603,8	0,01156	Vérifiée

Tableau (III.20) : vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y.

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

III.12.9- Justification de la stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : Moment de stabilité ≥ 1.5 Moment de renversement (Art 4.41)

Load Case/Combo	MX kN-m	MY kN-m	MRX	MSTABX	MRENY	MSTABY	CS
EDX Max		86710,53			86710,53		12,556
EDY Max	101904		101904				13,489
G	1279476	1169659		1279476		1169659	

Tableau (III.21) : justification de la stabilité au renversement

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

III.13-ETUDE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Le calcul des sollicitations est fait par ETABS.

III.13.1- Les Poteaux

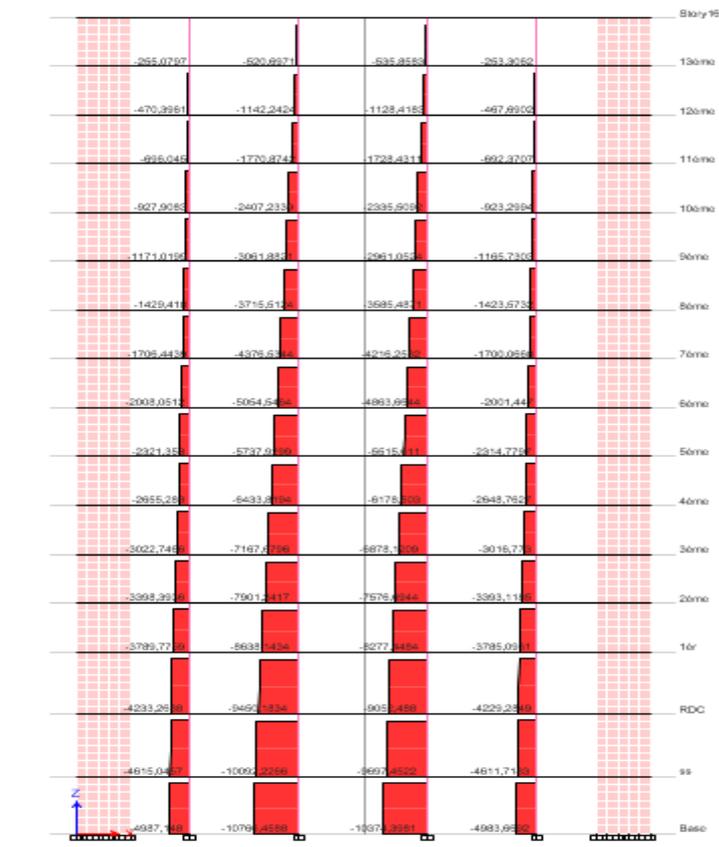
Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinale et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée déviée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables et avec une fissuration préjudiciable.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- *- ELU1.35G+1.5Q
- *- ELS.....G+Q
- *- ELA.....G+Q+E

III.13.1.1-Les diagrammes des sollicitations :

ELU



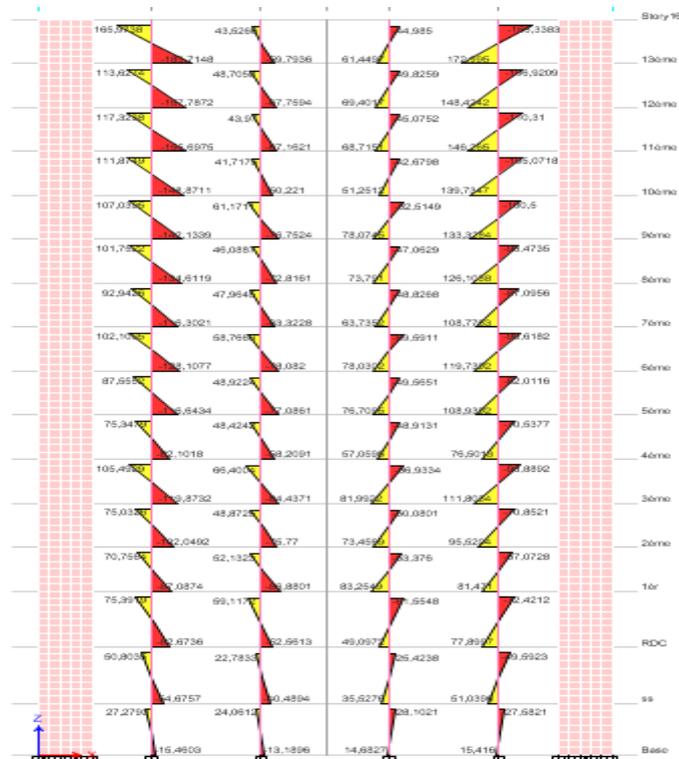
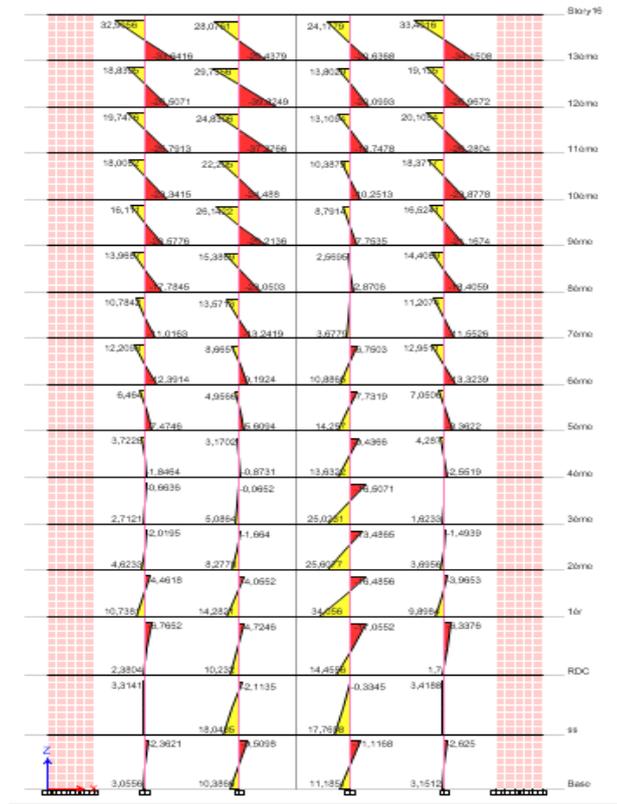
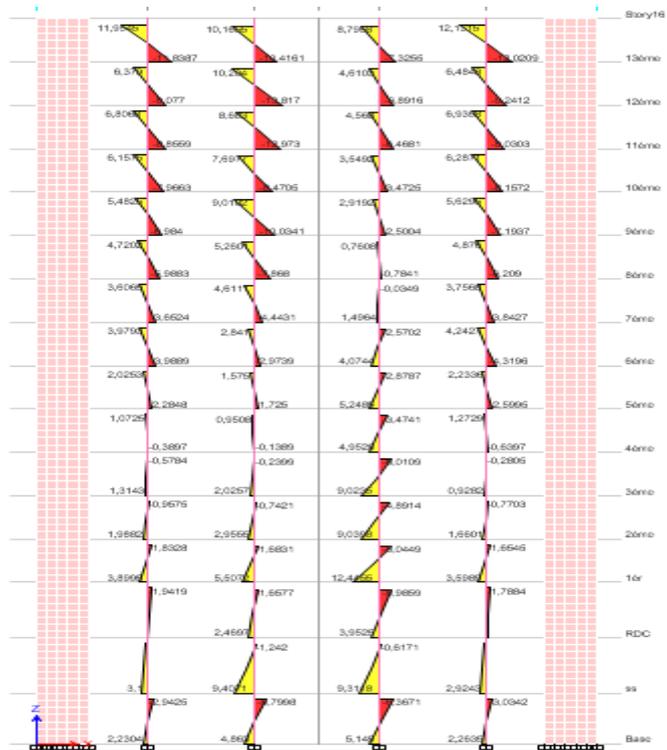
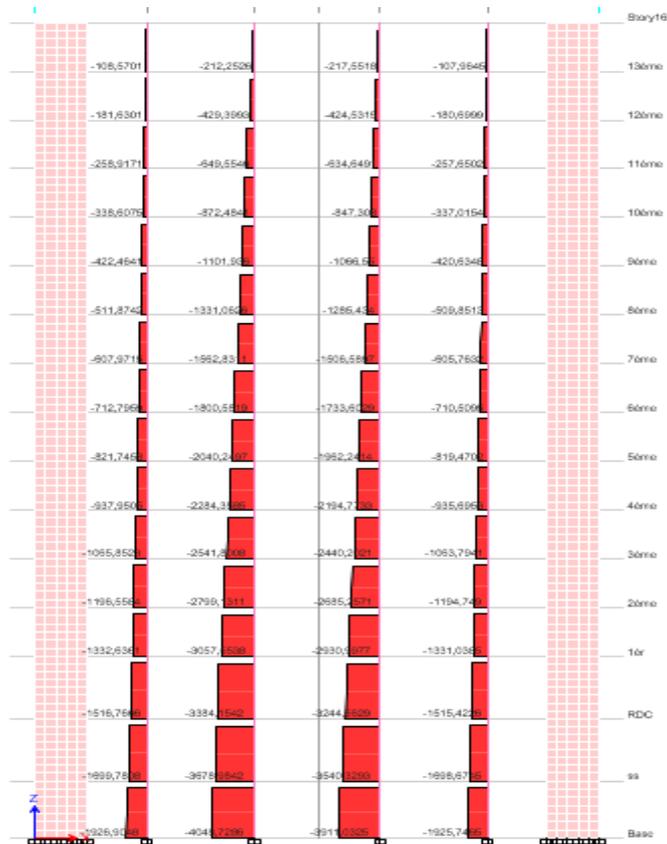


Figure (III.12) : Diagramme de effort tranchant et moment M_y et M_z à ELU.

ELS



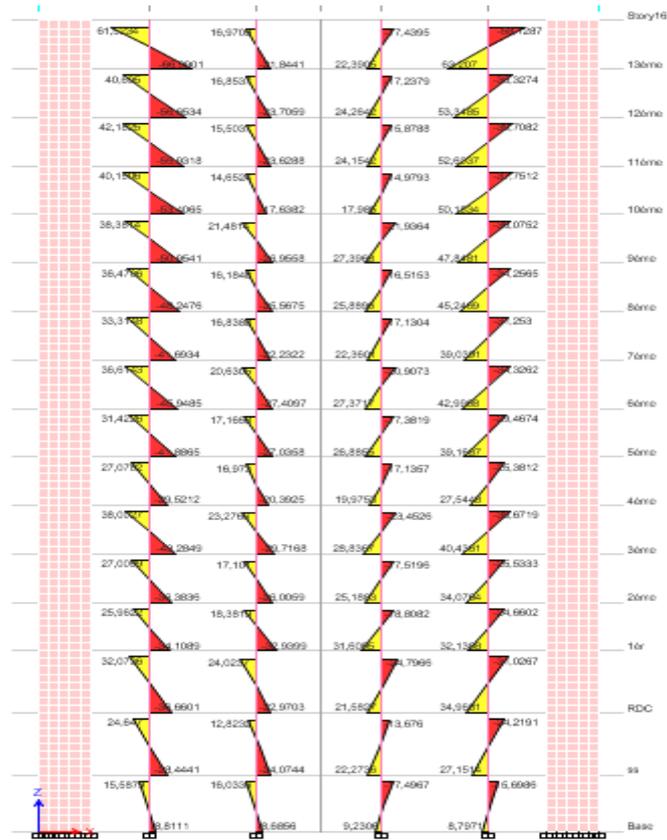
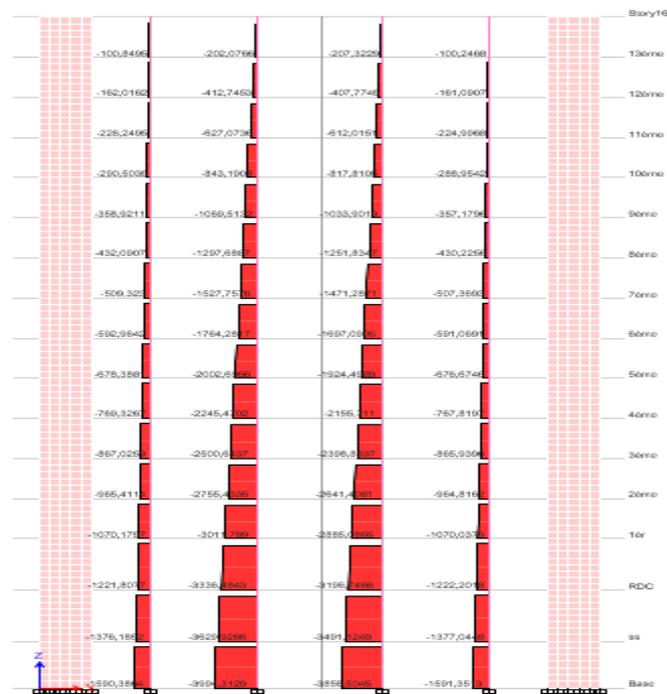


Figure (III.13) : Diagramme de effort tranchant et moment My et Mz à ELS.

ELA



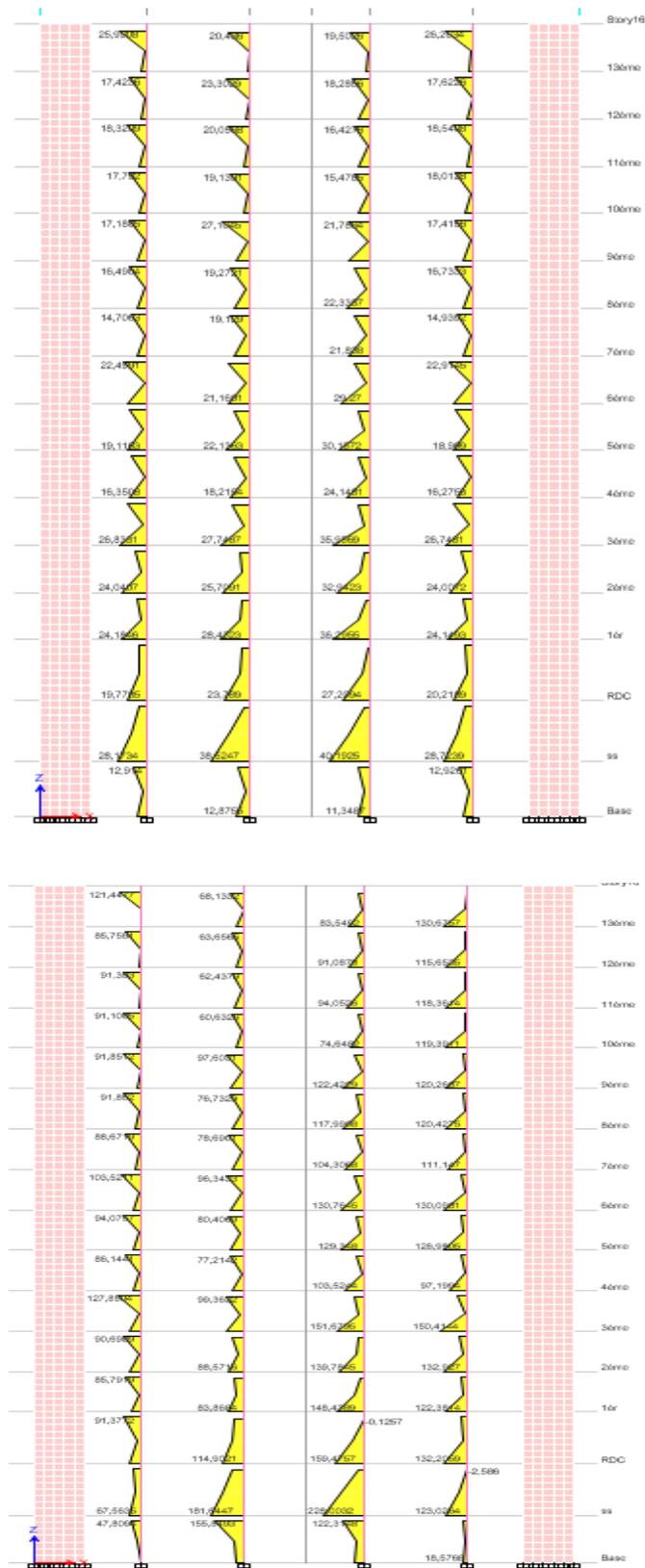


Figure (III.14) : Diagramme d'effort tranchant et moment My et Mz à ELA.

III.13.1.2-Résultat des sollicitations

Les efforts (M,N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donnés dans les tableaux

Suivants :

poteaux	ELU			ELS			ELA		
	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)
80*80	10	24	10766	4,86	16,03	4048	12	155	3994
70*70	14	52	8638	5,5	18,38	3057	28	83	3011
60*60	3	48	6433	0,95	16,97	2284	18	77	2245
50*50	13	47	4376	4,61	16,83	1562	19	78	1527
40*40	22	41	2407	7,69	14,65	872	19	60	843
30*40	28	43	520	10,16	16,97	212	20	68	202

Tableau (III.22) : les sollicitations M, N des poteaux.

On a toujours un moment faible par rapport à un effort de compression fort. Le dimensionnement a donné un ferrailage nul, donc le ferrailage des poteaux sera selon le ferrailage minimum exigé par le RPA.

❖ Les armatures longitudinales

D'après L'R.P. A 99

La zone sismique II-a $\implies A_{\min}^{\text{RPA}}=0.80\%$

Les poteaux	La section (cm ²)		A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
	B (cm)	H (cm)		
Poteau 80*80	80	80	51.2	4HA20+20HA16=52.78
Poteau 70*70	70	70	39.2	20HA16=40.2
Poteau 60*60	60	60	28.8	16HA16=32.16
Poteau 50*50	50	50	20	12HA16=24.12
Poteau 40*40	40	40	12.8	8HA16=16.08
Poteau 30*40	30	40	9.6	8HA14=12.32
Poteau 30*30	30	30	7.2	8HA14=12.32

Tableau (III.23) : Ferrailage des armatures longitudinales du poteau.

❖ Les armatures transversales

Selon RPA l'article 7.4.2.2

❖ Longueur de la zone nodale

$h' = \text{Max}(h_e/6, b, h, 60\text{cm}) = \text{max}(357/6, 80, 80, 60\text{cm})$ on prend la valeur de $h' = 80\text{cm}$.

➤ L'espace

Dans la zone nodale

$$t \leq \min(10 \Phi ; 15\text{cm}) \quad \text{en zone II}$$

$$t \leq \min(10 * 1,6 ; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \quad \text{on adopte : } t = 15\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \Phi \quad \text{en zone II}$$

$$t' \leq 15 * 1,6 = 24 \text{ cm} \quad \text{on adopte } t' = 20\text{cm}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant de longueur Droite de 10Φ minimum.

Les cadres des nœuds disposés comme armatures transversales des poteaux sont Constituées de 2U alternées.

➤ Calcul de la longueur de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone II,

Soit la longueur de recouvrement $L = 100\text{cm}$.

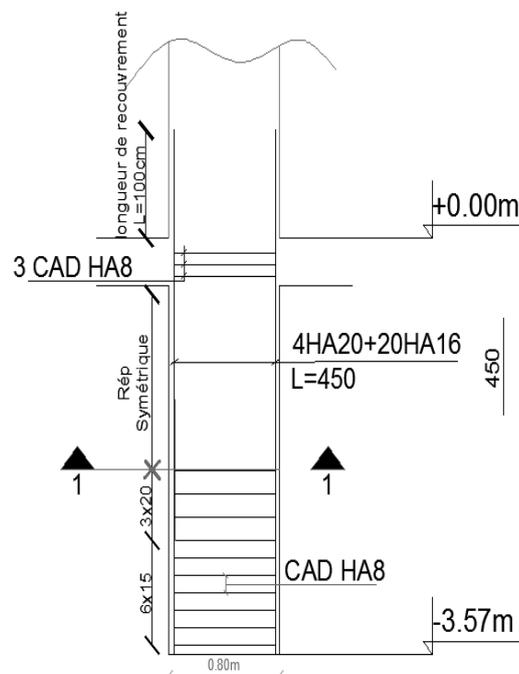


Figure (III.15) : Schéma du ferrailage de poteau.

III.13.2-Les Poutres

Les poutres sont considérées comme des éléments soumis aux efforts tranchants et moments fléchissant.

Alors le calcul se fait en flexion simple selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

ELU.....1.35G+1.5Q

ELS.....G+Q

Les sollicitations de calculs

Les diagrammes des sollicitations de calcul les plus défavorables sont :

III.13.2.1-Poutre principale

RDC : poutre (30*40)

ELU

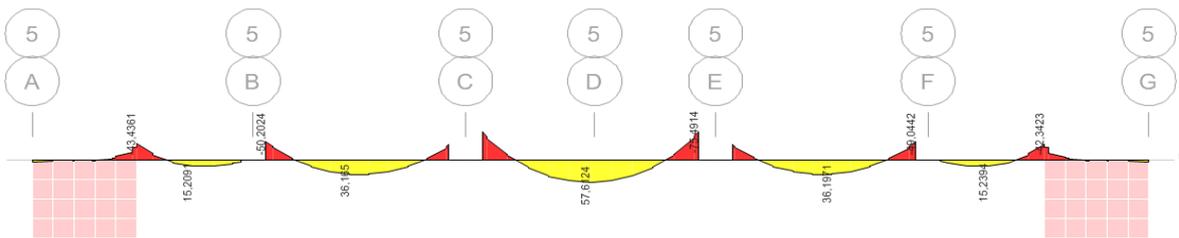


Figure (III.16) : Diagramme moment fléchissant M33 de poutre principale à ELU.

ELS

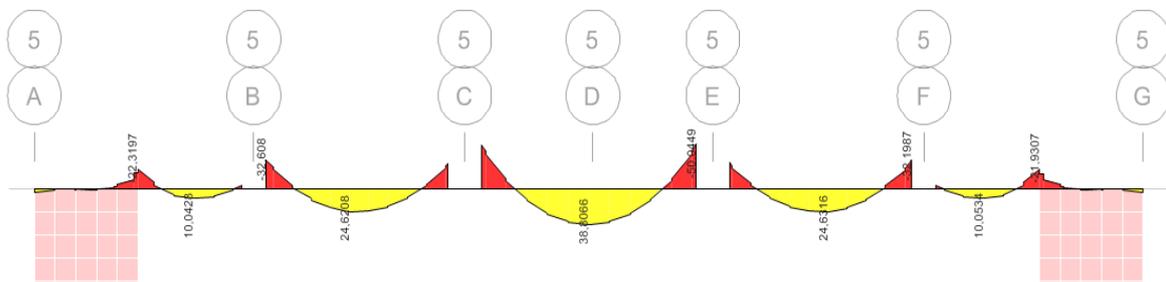


Figure (III.17) : Diagramme moment fléchissant M33 de poutre principale à ELS.

Etages courants : poutre (30*45)

ELU

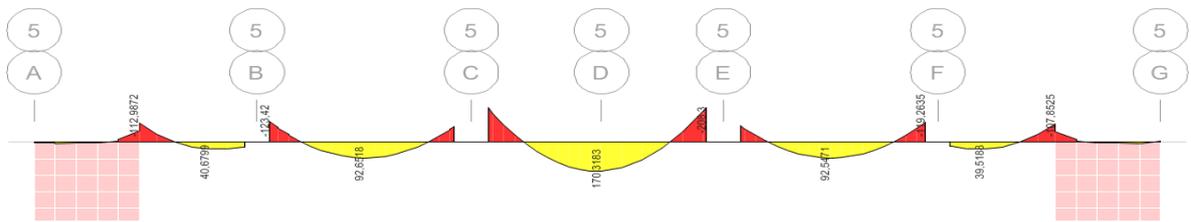


Figure (III.18) : Diagramme moment fléchissant M33 de poutre principale à ELU.

ELS

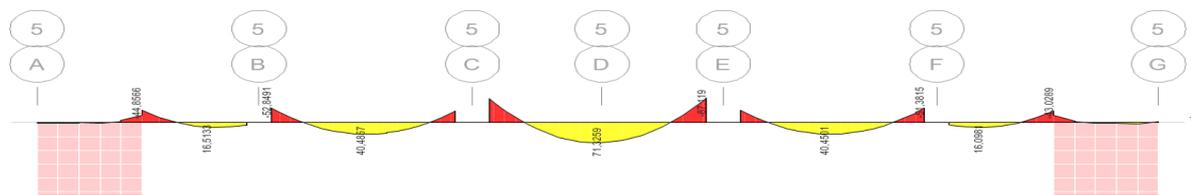


Figure (III.19) : Diagramme moment fléchissant M33 de poutre principale à ELS.

III.13.2.2- Poutre secondaire (30*35)

ELU

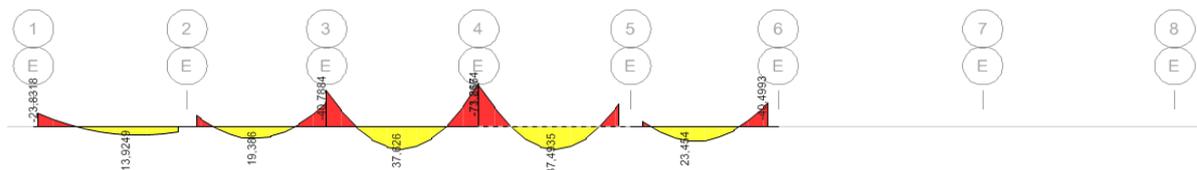


Figure (III.20) : Diagramme moment fléchissant M33 de poutre principale à ELU.

ELS

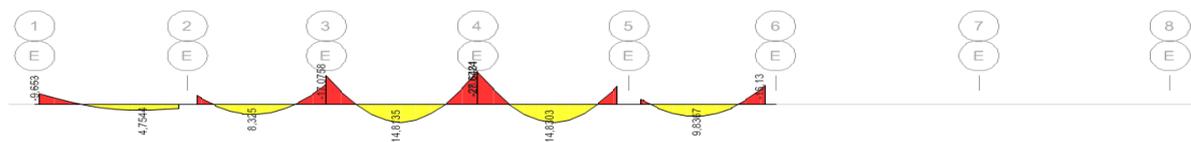


Figure (III.21) : Diagramme moment fléchissant M33 de poutre principale à ELS.

Les résultats des sollicitations obtenues ci-dessous :

niveaux	Type de poutre	La nature ELU		La nature ELS		As travée Cm ²	As Appui Cm ²
		M travée	M appuis	M travée	M appuis		
		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)		
RDC 30*40	P.Prin	57	75	38	50	5.6	7.5
	p.second	52	84	31	48	4.5	7.2
Etages courants 30*45	P.Prin	150	170	62	87	11.4	13.2
	p.second	37	71	14	27	2.6	5.0

Tableau (III.24) : les sollicitations M des poutres.

❖ Les armatures longitudinales

Les résultats des ferrillages sont présents dans le tableau suivant

niveaux	Type de poutre	La section		Nombre des barres			
		B	H	En travée		En appui	
		Cm	cm	filante	chapeau	filante	chapeau
RDC 30*40	P.Prin	30	40	3HA14	2HA14	3HA14	3HA14
	p.second	30	40	3HA14	/	3HA14	3HA14
Etages courants 30*45	P.Prin	30	45	3HA16	3HA16	3HA16	5HA16
	p.second	30	35	3HA14	/	3HA14	3HA14

Tableau (III.25) : Ferrillages des armatures longitudinales des poutres.

❖ Les armatures transversales

Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 :

*-L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de } (h/4, 12\phi) = \left(\frac{40}{4}, 12*1.4\right) = (10, 16.8) \text{ on prend } s=10\text{cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

*-La valeur de diamètre ϕ des armatures longitudinales apprends et le plus petit diamètre utilisée et dans le cas d'une section en travée avec une armature comprimé.

*-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 * s * b = 0.003 * 0.2 * 0.3 = 1.8\text{cm}^2$$

Donc on prend 4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Niveaux	Type de poutre	La section		T zone nodale	T zones courantes	At ^{optée} nombre des barres
		B	H			
		Cm	cm	cm	cm	Cm ²
RDC 30*40	P.Prin	30	40	10	20	4Ø8=2.01
	p.second	30	40	10	20	4Ø8=2.01
Etages courants 30*45	P.Prin	30	45	10	20	4Ø8=2.01
	p.second	30	35	10	20	4Ø8=2.01

Tableau (III.26) : Ferrailages des armatures transversales des poutres.

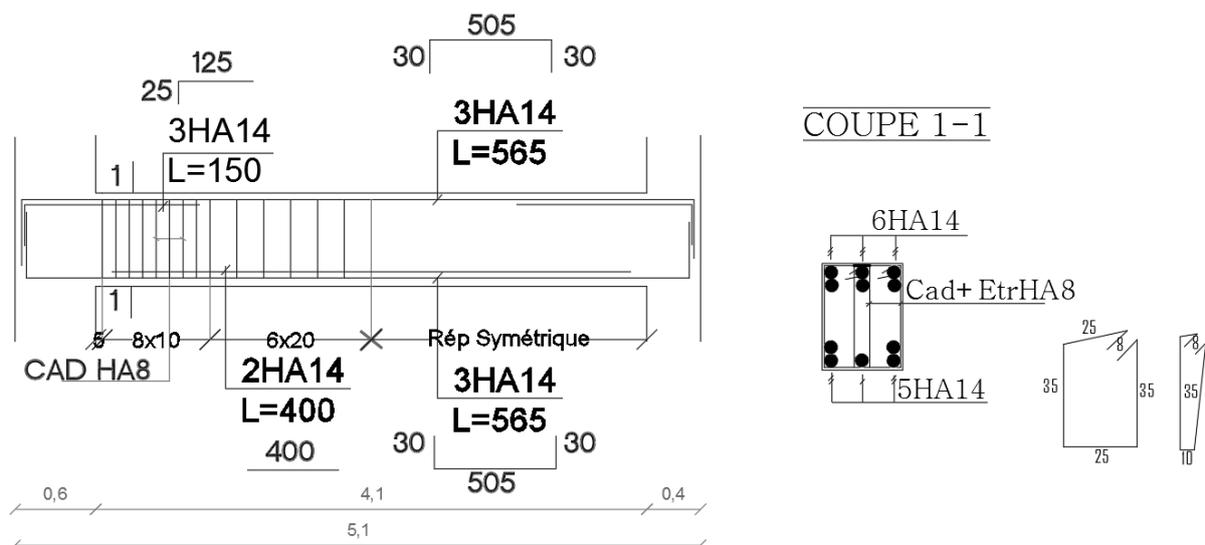


Figure (III.22) : Schéma du ferrailage de la poutre.

III.13.3- Les Planchers

Pour les planchers a corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression les poutrelles sont calculées en flexion simple comme des poutres continue, selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables et avec une fissuration préjudiciable.

➤ **Les poutrelles**

❖ **Les armatures longitudinales :**

✓ **En appui**

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple selon l'organigramme (section rectangulaire) ANNEX (BAEL 91 page 134).

✓ **En travée**

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple selon l'organigramme (section Té) ANNEX (BAEL 91 page 134).

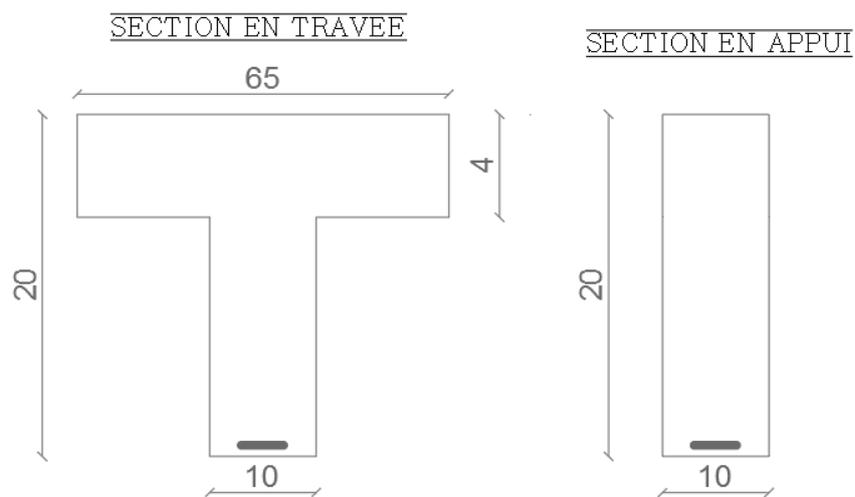


Figure (III.23) : Section sollicitées.

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Travée : à l'ELU : $q_u = P_u * 0.65 = 10 * 0.65 = 6.5$

à l'ELS : $q_s = P_s * 0.65 = 8 * 0.65 = 5.2$

Appui : à l'ELU : $q_u = P_u * 0.65 = 11 * 0.65 = 7.15$

à l'ELS : $q_s = P_s * 0.65 = 9 * 0.65 = 5.85$

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Type du Plancher	La nature ELU		La nature ELS		As	As	Nombre des barres	
	M travée	M appuis	M travée	M appuis	travée	appuis	Travée	Appui
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	Cm ²	Cm ²		
16+4	6,5	7,15	5,2	5,85	1,6	1,9	2HA12	2HA12

Tableau (III.27) : résultat de ferrailage des poutrelles.

➤ La dalle de compression

Le Ferrailage de la dalle de compression doit être fait par un treillis soudé maillé Ø5 espacement 15cm X 15cm.

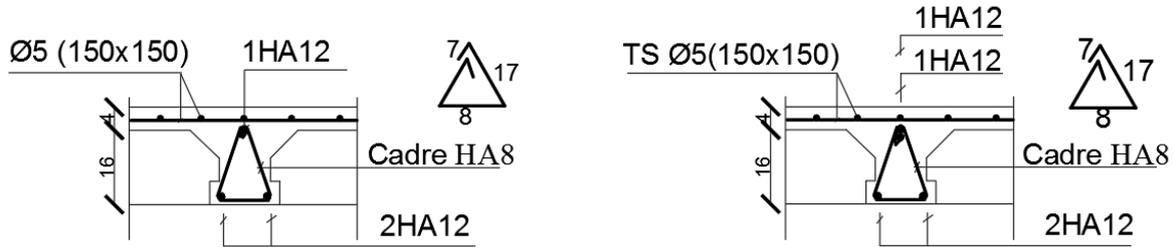


Figure (III.24) : ferrailage du plancher.

III.13.4- Dalle pleine

Les dalle pleine sont calculées en flexion simple pour une bande de 1ml dans les deux sens selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables et avec une fissuration préjudiciable.

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS sont résumé dans le tableau suivant :

épaisseur du dalle pleine	La nature ELU		La nature ELS		As	As	Nombre des barres	
	M travée	M appuis	M travée	M appui	travée	appui	Travée (nappe inferieur)	Appui (nappe superieur)
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	Cm ²	Cm ²		
15	15	18	12	15	5,3	6.7	HA12 esp 20	HA8+HA10 esp20

Tableau (III.28) : résultat de ferrailage de la dalle pleine.

III.13.5- Les Escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple ($b \cdot h = 100 \cdot 20 \text{cm}$) en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose

Evaluation des charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u = 1.35G+1.5Q	q _s = G+Q
Paillasse	9.76	2.5	16.92	12.26
Palier	6.16	2.5	12.06	8.66

Tableau (III.29) : Evaluation des charges des escaliers.

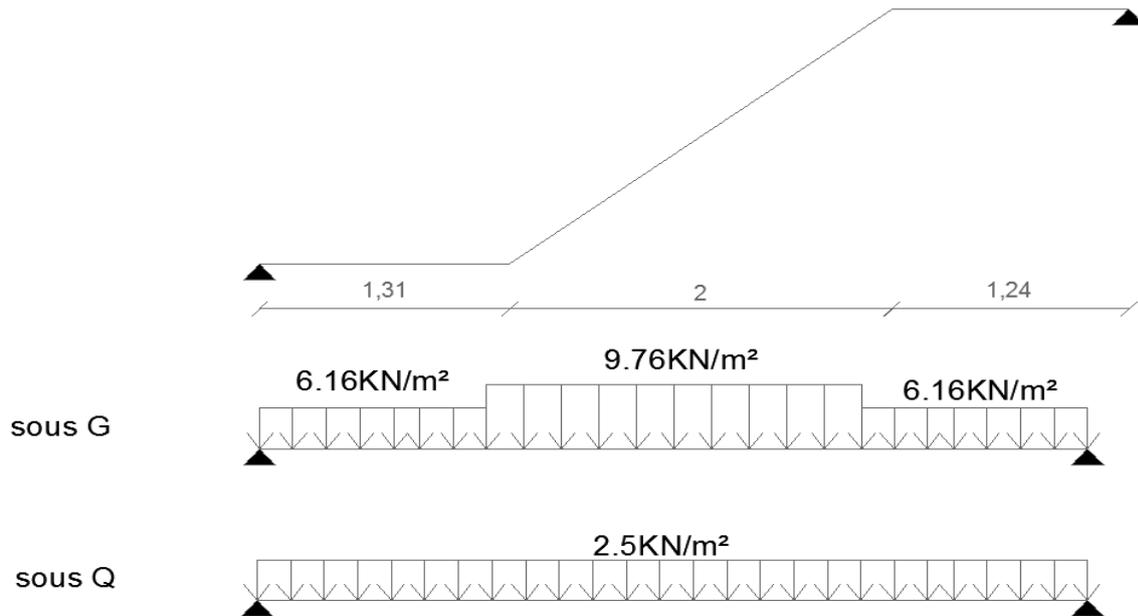


Figure (III.25) : Evaluation des charges.

❖ Charge équivalente

ELU

$$Q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{Donc } Q_{eq} = \frac{12.03 \cdot 1.31 + 16.92 \cdot 2 + 12.06 \cdot 1.24}{1.31 + 2 + 1.24} = 14.18 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$Q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{Donc } Q_{eq} = \frac{8.66 \cdot 1.31 + 12.26 \cdot 2 + 8.66 \cdot 1.24}{1.31 + 2 + 1.24} = 10.24 \text{ KN/m}^2$$

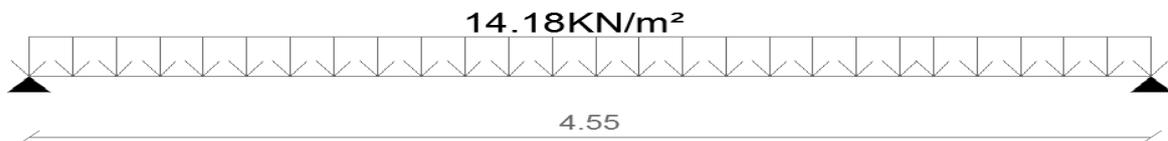


Figure (III.26) : Charge équivalente à l'ELU.

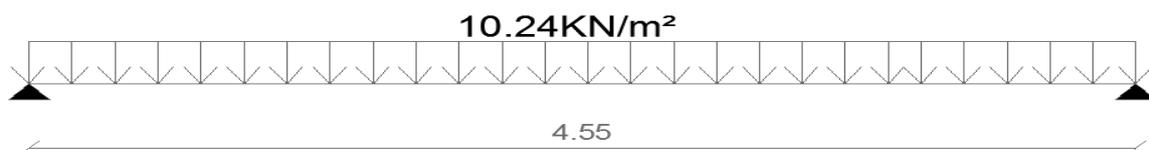


Figure (III.27) : Charge équivalente à l'ELS.

Calcul des moments

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_0$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = -0.4 \cdot M_0$$

	Mo (KN*m)	Mt (KN*m)	Ma (KN*m)	As travée	A _{adopté}	As appui	A _{adopté}
ELU	36,70	29,36	-14,68	6.6	HA14 e=20	3,2	HA10 e=20
ELS	26,50	21,20	-10,60				

Tableau (III.30) : Résumé des résultats de ferrailage.

Schéma de ferrailage

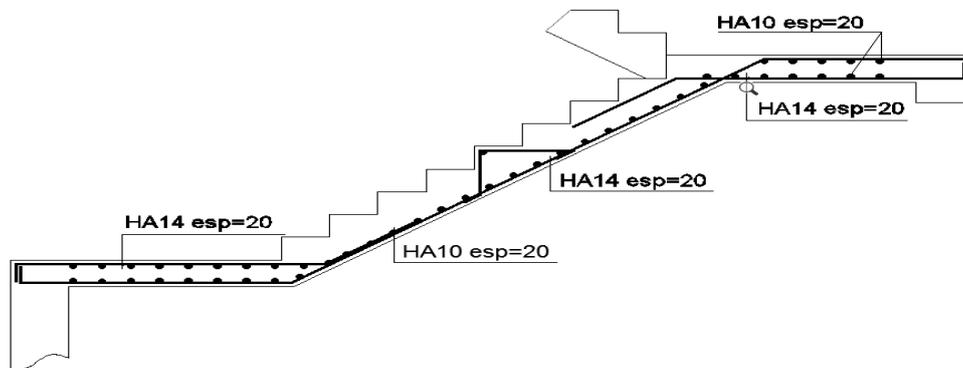


Figure (III.28) : Ferrailage escalier.

III.13.6- Les Voiles

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats de l'ETABS, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$0.8G+1.15EDX$$

$$0.8G+EDY$$

❖ Règles commune (armatures verticales et horizontales)

* Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales

- $A_{min} = 0.15\% \cdot e \cdot h$ Dans la section globale de voile.

- $A_{min} = 0.10\% \cdot e \cdot h$ Dans la zone courante.

* L'espacement : $S \leq \min(15 e ; 30 \text{ cm})$

* Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

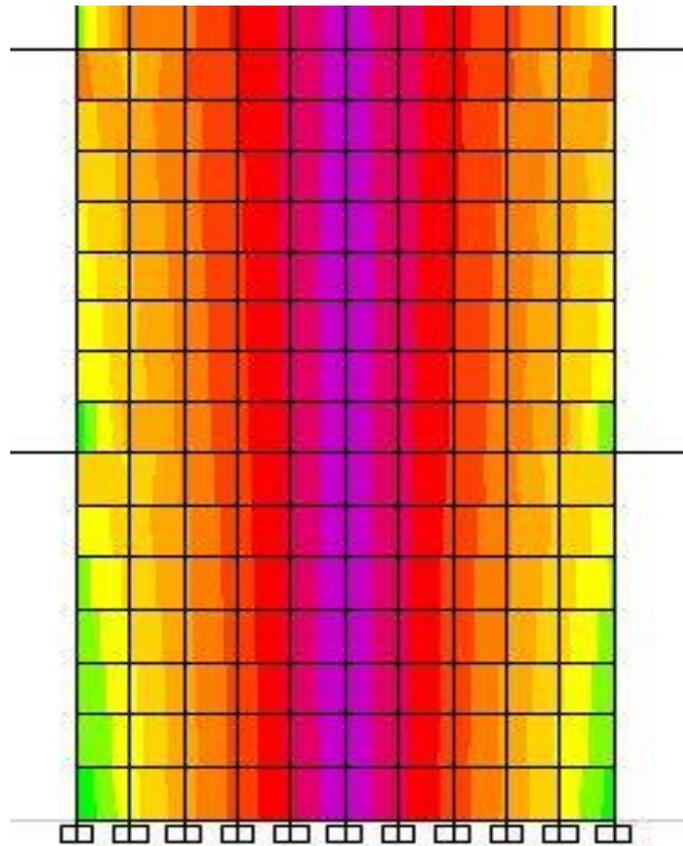
- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

❖ Calcul des armatures verticales

on a fait le ferrailage dans la partie tendu (traction) par une bande de 1m, on tenant compte de la symétrie de la partie comprimé du voile.

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ETABS.



Les résultats des ferrailrages du voile sont réduits dans le tableau suivant :

Avec : HA16=2.01cm ; HA14= 1.54cm ; HA12= 1.13cm

Etages	longueur (cm)	N (KN/cm)	Fe (KN/cm ²)	As (cm ²)= (N*I)/Fe	Raidisseur HA16		Restée		nbrs totale des barres	nbrs des barres (sup/inf)	espacement	Ferrailage adopté
					Nbre barre HA16	Coté (cm)	As restant	Longueur restée (cm)				
sous-sol rdc, 1 ^{er}	100	18	40	45	8	30	As-8HA16 =28,92	L-30=70	As/2.01=14	14/2=7	70/7=10	HA16 esp10
	50	14,5	40	18,12			18,125	50	As/2.01=10	10/2=5	50/5=10	HA16 esp10
	100	6	40	15			15	100	As/1.54= 10	10/2=5	100/5=20	HA14 esp20

etages	longueur (cm)	N (KN/cm)	Fe (KN/cm ²)	As (cm ²)= (N*I)/Fe	Raidisseur HA14		Restée		nbrs totale des barres	nbr des barres (sup/inf)	espacement	Ferrailage adopté
					Nbre barre HA14	Coté (cm)	As restant	Longueur restée (cm)				
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	100	13.5	40	33.75	8	30	As-8HA14 =21.43	L-30=70	As/1.54=14	14/2=7	70/7=10	HA14 esp10
	50	12	40	15			15	50	As/1.54=9.74	9.74/2=4.87	50/5=10	HA14 esp10
	100	4.5	40	11.25			11.25	100	As/1.13= 10	10/2=5	100/5=20	HA12 esp20

Tableau (III.31) : ferrailage de voile.

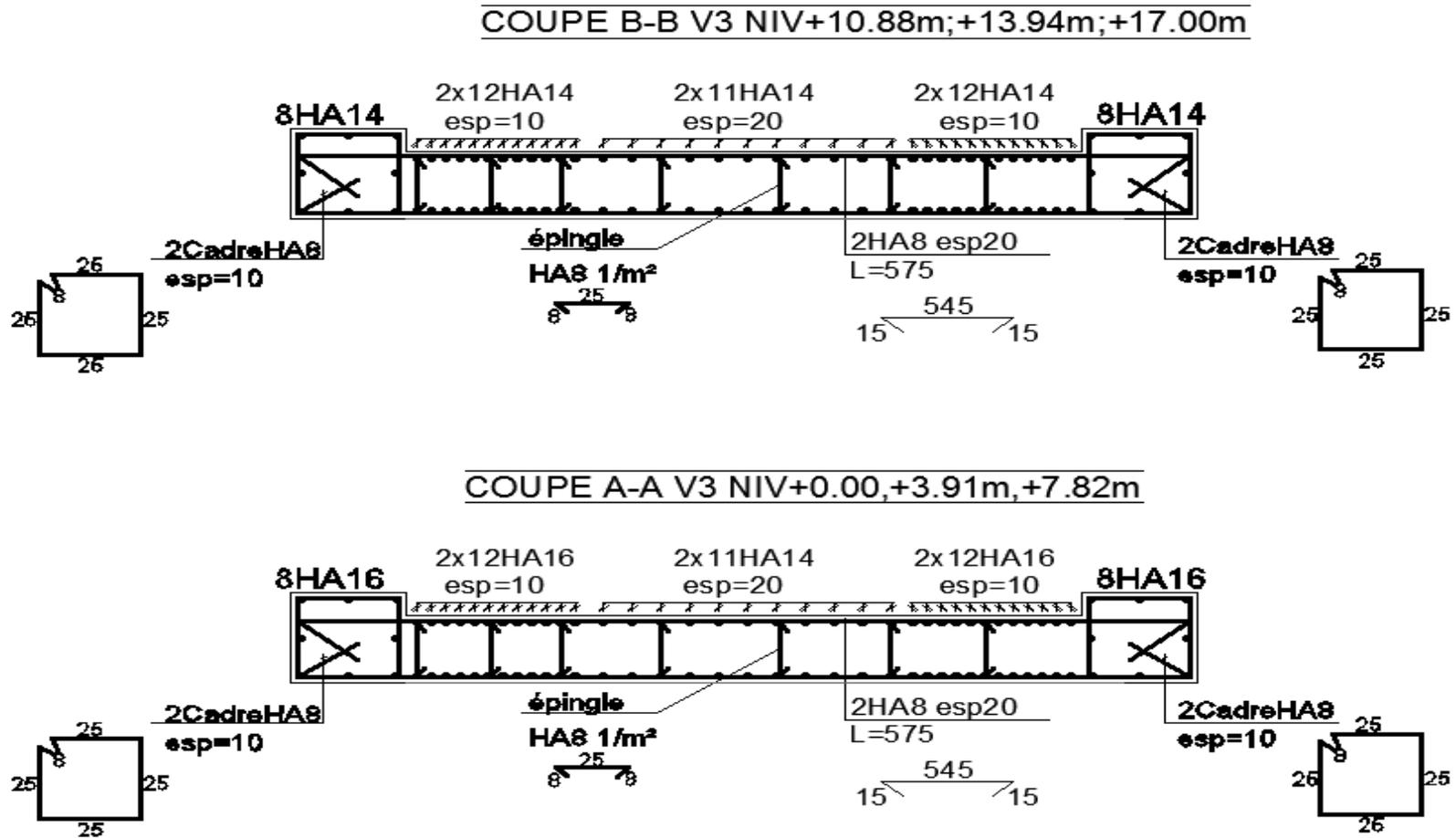


Figure (III.29) : Ferrailage des voiles.

III.13.6.1- Linteaux

Contrainte limites de cisaillement dans les linteaux

$$\tau_b \leq \tau_{b0} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} = \frac{V}{b_0 * (0,9 * h)} = \frac{0,493}{0,20 * (0,9 * 1,71)} = 1,6 \leq \tau_b$$

Ferraillage des linteaux

$$\tau_{limite} = 0,06 * f_{c28} = 0,06 * 25 = 1,5 \text{ Donc: } \tau_b \geq \tau_{limite}$$

Alors : dans ce cas la disposition des armatures diagonale AD est obligatoirement d'après RPA (art 7.7.3.2)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule suivant :

$$AD = 0,15 \% * b * h = 0,0015 * 20 * 171 = 5,13$$

On adopte : **AD=4HA12**

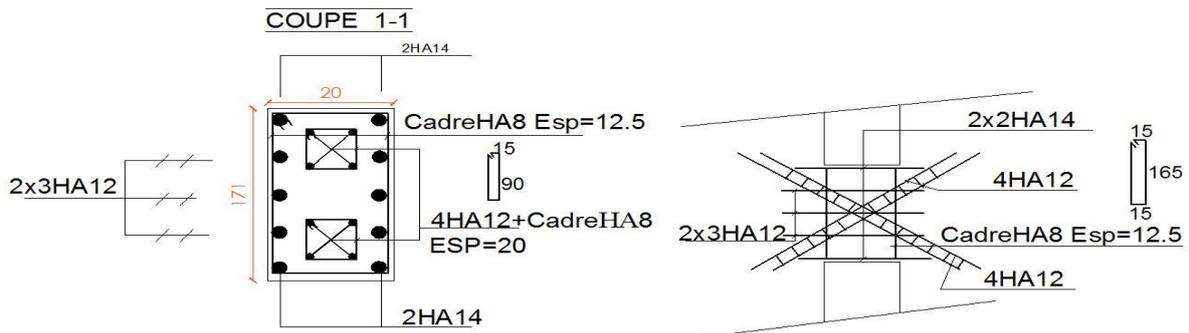


Figure (III.30) : Ferraillage linteau.

III.13.7- Longrine

$$A_s = 0,6 \% * b * h = 0,6 \% * 30 * 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA14

L'espacement : $s < \min (20 \text{ cm}, 15\phi)$ on prend $s = 20 \text{ cm}$.

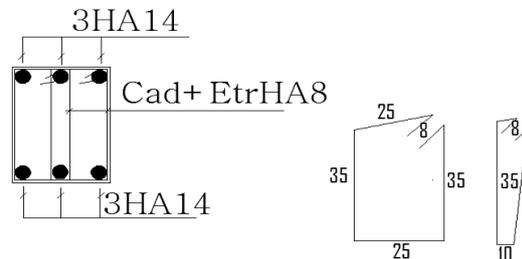


Figure (III.31) : Ferraillage longrine.

III.13.7- LES FONDATIONS

III.13.7.1- Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par le élément de la structure (poteau, poutre, mur, voile) cette transmission peut être direct (cas de semelle reposant sur le sol ou cas de radier) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

III.13.7.2- Choix du type de fondation

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation **un radier général**.

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargé par les réaction de sol en utilisant un modèle élément fini détaillé et en appliquant la théorie des dalles sur appuis élastique

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vu l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K=40000\text{KN/m}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols dont la contrainte admissible est environ 2.1 bars

$$G=25\text{KN/m}^2$$

III.13.7.3- DIMENSIONNEMENT

On adopte :

Radier épaisseur 40 cm

Nervure 40*150 cm

Vérification de la contrainte de sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$ $\sigma_b = \frac{N_{total}}{S_{radier}}$

Les calculs des fondations sont effectués à l'ELS

A.N \longrightarrow $N_{total} = 136293.9293 \text{ KN}$

$S_{radier} = 985.7 \text{ m}^2$

$\sigma_b = 138.2 \text{ KN/m}^2 = 1.38 \text{ bar} \leq 2.1 \text{ bar}$

III.13.7.4- Calcul des ferrillages

Calcul des ferrillages de la dalle

Les différentes sollicitations :

Après la modélisation du radier avec logiciel ETABS2017 « élément plaque sur sol élastique », on obtenus les résultats suivantes :

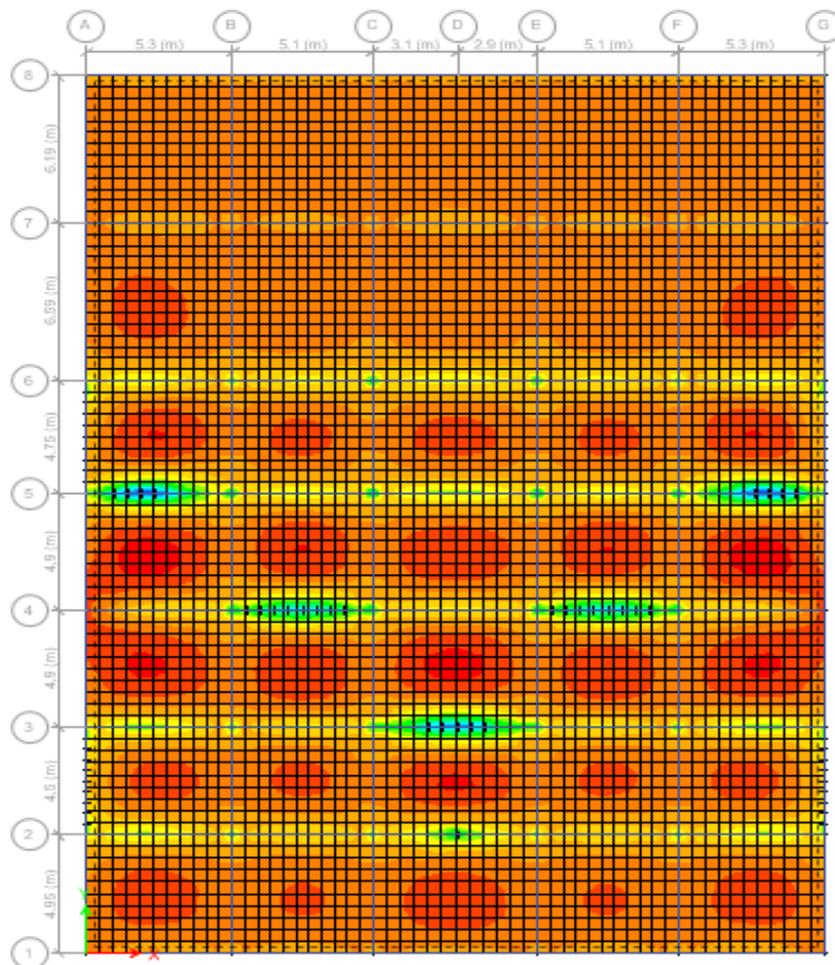


Figure (III.32) : Moment M_{11} « ELS ».

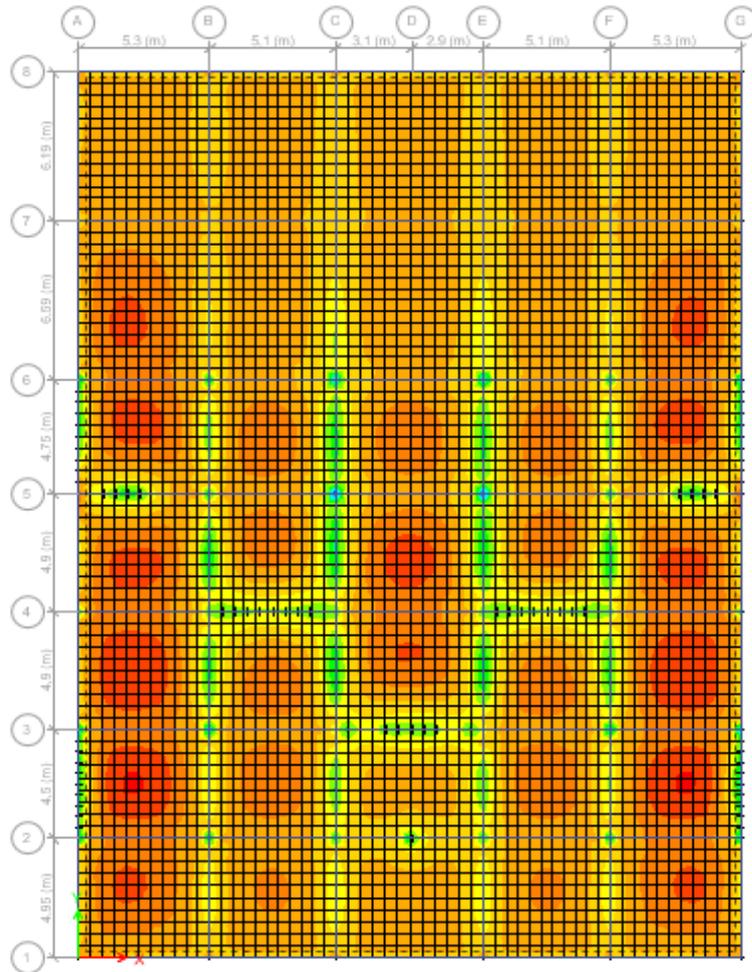


Figure (III.32) : Moment M_{22} « ELS ».

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	Combinaisons	M_{11} (KN. m)	M_{22} (KN. m)
Appuis	ELS	143	140
Travée	ELS	92	88

Tableau (III.32) : Sollicitation du radier.

Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert en flexion simple avec une section de $(0.4,1)$ m² dans les deux directions XX' et YY'

- Nappe supérieure (Travée)
- Nappe inférieur (appuis)

	Moment	Section	Ferraillage adopté
Appuis	M_{11}	23	HA10+HA16 (chapeau) esp10
	M_{22}	22.5	HA10+HA16 (chapeau) esp10
Travée	M_{11}	14.5	HA14 esp10
	M_{22}	13.8	HA14 esp10

Tableau (III.33) : Ferraillage du radier.

COFFRAGE FERRAILLAGE RADIER

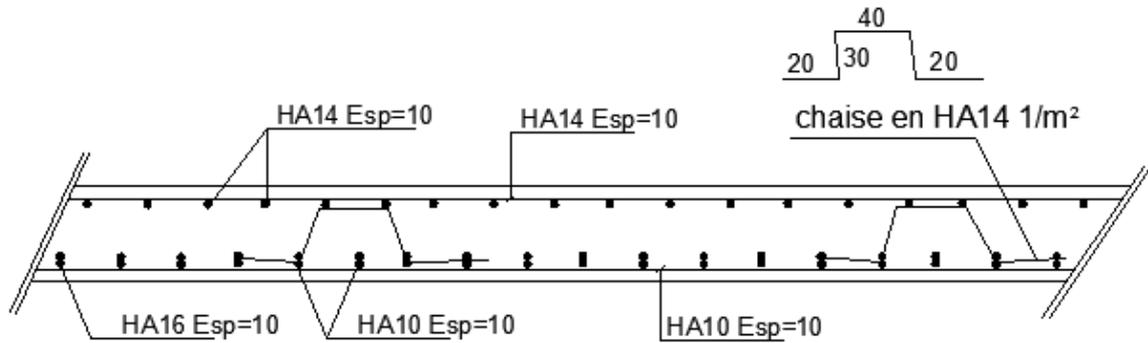


Figure (III.34) : Ferrailage radier.

Calcul de ferrailage de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire.

- Les différentes sollicitations

ELS

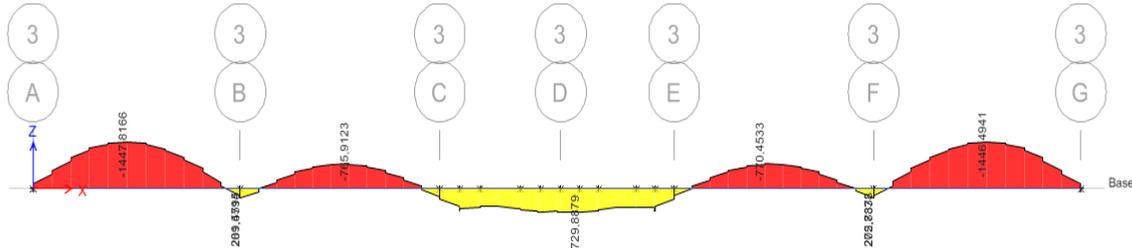


Figure (III.35) : Moment M_{33} « ELS ».

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Nervure	$M_{travée}$	M_{appuis}	$A_{stravée}$	$A_{sappuis}$	Les armatures choisis	
					En travée	En appuis
40*150	1447	729	57.5	27.9	20HA20	10HA20

Tableau (III.34) : Ferrailage de la nervure.

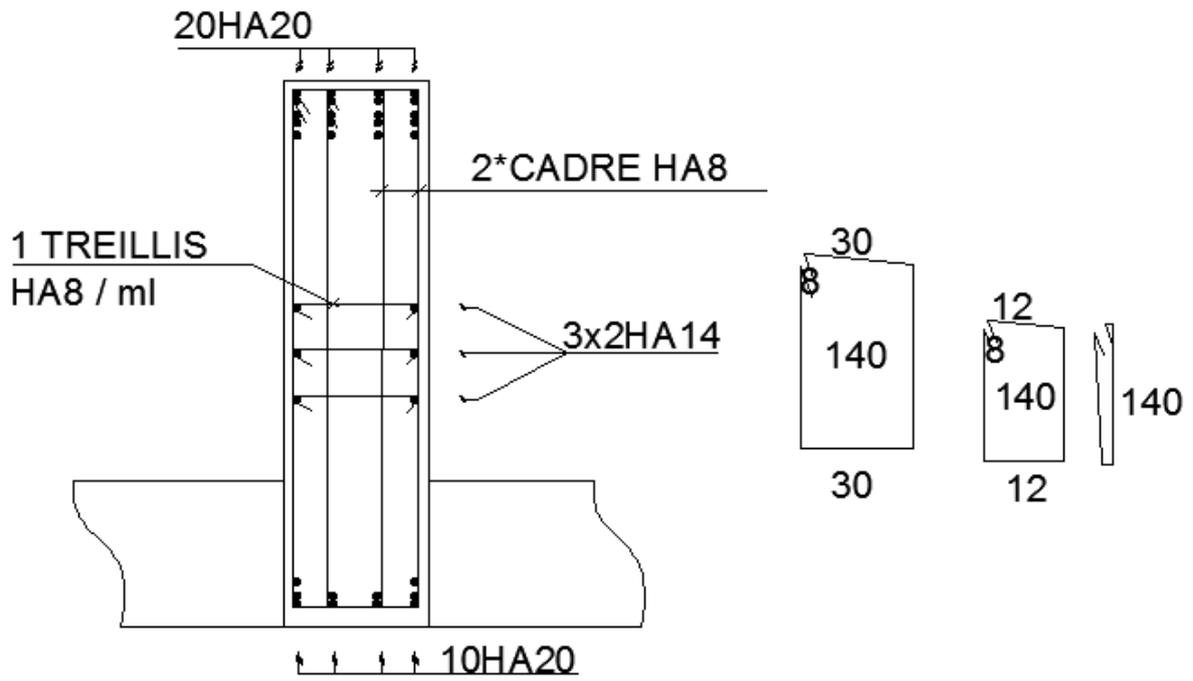


Figure (III.36) : Ferrailage de nervure.