



ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE
KHENCHELA FACULTE DES SCIENCES ET DE LA
TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de
Master (L.M.D)*

Spécialité : Génie civil
Option: STRUCTURE

***ETUDE COMPARATIVE D'UNE STRUCTURE
ENTRE LA ZONE SISMIQUE I ET LA ZONE
SISMIQUE III***

Réalisé par : - BAIOUCH Amira
- GHENIMI Hafida

Dirigé par : Mr: MESSAS TIDJANI

Membres de jury :

M^r . MENASRIA ABDE RRAHMANE MAA *Président*

M^r . MEHMDIA ALI MAA *EXAMINATEUR*

Présenté le 20/06/2022

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tous puissent qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr MESSAS Tidjani, pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Amira et Hafida.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que la fruit d'un labeur qu'on dédié du fond du cœur à creux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre externe.

Je dédie ce modeste travail.

- ✓ *A mes très chers parents qui ont consacrés toute leurs vies. pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite toute le bonheur.*
- ✓ *A mes chers frères Aziz, Nawel, Fadhila, Nassira, Nadya, Bessma, Marwan.*
- ✓ *A les chers enfants de mes frères.*
- ✓ *A tous mes amis Chama, Ibtissam, Fatima, Nessrine*
- ✓ *A mon binôme GHENIMI Hafida et sa famille.*
- ✓ *A toute la promotion Génie Civil 2021/2022.*

B. Amira

Dédicace

*Nous remercions **Allah**, le tout puissant pour sa bonté, pour sa miséricorde et pour sa clémence qui nous a donné l'honneur d'être parmi les être qui ont eu la chance de savoir lire et écrire*

*Nous adressons nos remerciements à notre **encadreur***

***M. MESSAS TIDJANI** pour ses conseils, disponibilités et aides bénéfiques.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant nos recherches **M HOUSSEM BOUTAHRAOUI ingénieur travaux publics chez cosider TP M32 et M MESSAI MED-ING V0A***

*Nous remercions nos amis **FLICHA CAHMCHAM TAFCHE GHILANI KHAWLA** Qui ont toujours été là pour nous, qui ont vécu avec nous les moments les plus difficiles.*

*Enfin, nous tenons à témoigner toute nos gratitude à nos **amis de la promotion** pour leurs confiances et leurs soutiens inestimables.*

*Merci à la famille **GHENIMI et KHWALD** et la famille **BAIOUCH et Tighezza** qui nous ont encouragés, aidés et orientés durant nos années d'études.*

G. Hafida

Résumé:

Le but de ce mémoire consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (RDC et 11 étages) en deux zones sismiques 1et 3.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement de type voiles porteurs en béton armé.

Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (**CBA 93, BEAL91 et RPA version 2003**).

Le but de l'étude est la modélisation de structure en deux zones 1et 3 avec un logiciel **Robot 2018**, afin de vérifier la stabilité de structure, période, déplacement, l'effort tranchant, l'excentricité de la distribution des efforts sismiques.

Le système de fondation adopté est un radier nervuré.

Mots-clés: Bâtiment, voiles porteurs, système de contreventement, Robot 2018, radier nervurés.

ملخص:

الغرض من هذه المذكرة هو دراسة مبنى للاستخدام السكني والتجاري (طابق ارضي و ١١ طابق) في منطقتين زلزليتين

I و III

يتم ضمان مقاومة المبنى للأحمال الأفقية والعمودية من خلال نظام تدعيم من نوع الجدران الحاملة من الخرسانة المسلحة .

قياس الأبعاد وحساب كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر RPA99/version

2003, BEAL91,CBA93

الغرض من هذه الدراسة هو نمذجة الهيكل في منطقتين زلزليتين 1 و 3 باستخدام برنامج 2018 Robot من أجل

التحقق من ثبات الهيكل، الدور، الانتقال، الإجهاد، الانحراف وتوزيع القوى الزلزالية .

نظام الأساس المعتمد هو لبشة ذات أعصاب.

الكلمات المفتاحية : البناء ، الحوائط الحاملة ، نظام التدعيم ، الروبوت 2018 ، بلاطة مضلعة

Summary

The purpose of this thesis is to study a building for residential and commercial use (ground floor and 11 floors) in two seismic zones I&III .

The structure 's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system of the reinforced concrete load-bearing wall type.

The dimensioning calculation of all the resistant elements have been established in accordance with the Algerian regulations in force (**CBA 93, BEAL 91 and RPA versin2003**).

The purpose of the study is the structural modeling in two 1&3 zones with the Robot 2018 software.

In order to verify the stability of the structure, period ,displacement.the shear force.the eccentricity of the seismic force distribution.

The foundation system adopted is a ribbed slab.

Keywords : Building ,load-bearing walls , bracing system ,Robot 2018 ,slab

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I

Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure.....	4
Tableau I- 2 : Les compositions moyennes du béton.....	8
Tableau I-3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	13
Tableau I-4 : Combinaisons d'actions à ELS.....	16
Tableau I- 5 : Combinaisons d'actions à ELU.....	16

Chapitre II

Tableau II-1 : les résultats du pré dimensionnement des poteaux.....	20
Tableau II- 2 : Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux.....	20
Tableau II-3 : tableau récapitulatif dimensionnements du plancher en corps creux.....	23
Tableau II-4 : Les résultats du pré dimensionnement d'escalier.....	25
Tableau II-5: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	28
Tableau II-6 : Évaluation des charges permanentes du plancher courant.....	29
Tableau II- 7 : Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.....	31
Tableau II-8 : Évaluation des charges permanentes et des charges d'exploitations.....	32
Tableau II-9 : Évaluation des charges d'exploitations par la règle de dégression.....	33
Tableau II-10: Calcul de G du poteau C3.....	34
Tableau II-11 : Calcul de Q du poteau C3.....	35
Tableau II-12 : Calcul des efforts normaux ultimes de C3.....	36
Tableau II-13 : calcul de G du poteau A3.....	37
Tableau II-14 : Calcul de Q du poteau A3.....	37
Tableau II-15 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau A3.....	38
Tableau II-16 : Calcul de G du poteau A1.....	39
Tableau II-17 : Calcul de Q du poteau A1.....	40
Tableau II-18 : Calcul des efforts normaux ultime du poteau A1.....	40

Tableau II-19 : Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux.....	41
Tableau II-20 : les valeurs de (λ, α) selon les sections des poteaux.....	41
Tableau II-21 : Vérification des sections adoptées pour le poteau centre.....	43
Tableau II-22 : Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive.....	43
Tableau II-23 : Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle.....	46

Chapitre III

Tableau III-1: Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.....	47
Tableau III-2 : Donnés de vérification a l'ELS.....	49
Tableau III-3 : vérification de l'état limite de compression de béton.....	50
Tableau III-4 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....	50
Tableau III-5 : Évaluation des charges du Paillasse.....	50
Tableau III-6 : Évaluation des charges du palier de repos.....	50
Tableau III-7 : données d'évaluation des charges.....	51
Tableau III-8 : Combinaison de charges.....	52
Tableau III-9 : les valeurs des moments.....	52
Tableau III-10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis...53	
Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis...54	
Tableau III-12 : Donnés de vérification a l'ELS.....	54
Tableau III-13 : Vérification d'état limite de compression de béton.....	57
Tableau III-14 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....	57
Tableau III-15 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....	58
Tableau III-16 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....	58
Tableau III-17 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'Élu.....	60
Tableau III-18 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'Élu.....	60
Tableau III-19 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....	60

Tableau III-20 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....	60
Tableau III-21 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....	62
Tableau III-22 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....	63
Tableau III-23 : Ferrailage du plancher terrasse.....	64
Tableau III-24 : Données de vérification a l'ELS.....	64
Tableau III-25 : vérification de l'état limite de compression de béton.....	65
Tableau III-26 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.....	66
Tableau III-27 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.....	72
Tableau III-28 : Récapitulatif de la vérification des flèches.....	74

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Périodes et facteurs de participation modaux (Zone I).....	78
Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modaux (Zone III).....	79
Tableau IV-3 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité (Zone I).....	82
Tableau IV-4 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité (Zone III).....	83
Tableau IV-5 : la différence des Effort tranchant à la base dans la zone sismique 01 e 03....	83
Tableau IV-6 : Vérification à l'effort normal réduit dans la zone sismique 01.....	84
Tableau IV-7 : Vérification à l'effort normal réduit dans la zone sismique 03.....	85
Tableau IV-8 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal dans la zone sismique 01.....	86
Tableau IV-9 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens X dans la zone sismique 01.....	87
Tableau IV-10 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens Y dans la zone sismique 01.....	87
Tableau IV-11 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens X dans la zone sismique 03....	88
Tableau IV-12 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens Y dans la zone sismique 03....	89
Tableau IV-13 : Vérification de renversement suivant le sens X dans la zone sismique 01...89	89
Tableau IV-14 : Vérification de renversement suivant le sens Y dans la zone sismique 01...90	90
Tableau IV-15 : Vérification de renversement suivant le sens X dans la zone sismique 03...90	90

Tableau IV-16 : Vérification de renversement suivant le sens Y dans la zone sismique 03...94

Chapitre V

Tableau V-1 : Caractéristique mécanique des matériaux:.....	95
Tableau V-2 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poutres dans la zone sismique 01.....	95
Tableau V-3 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 01	95.
Tableau V-4 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poutres dans la zone sismique 03.....	95
Tableau V-5 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 03.....	96
Tableau V-6 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poutres dans la zone sismique 01 et 03.....	97
Tableau V-7 : La différence entre les résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 01 et 03.....	99
Tableau V-8 : Résultats des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 01.....	99
Tableau V-9 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 01.....	99
Tableau V-10 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 01.....	99
Tableau V-11 : Résultats des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 03.....	99
Tableau V-12 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 03.....	99
Tableau V-13 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 03.....	100
Tableau V-14 : La différence entre les résultats des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.....	100

Tableau V-15 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.....	101
Tableau V-16 : La différence entre les résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.....	101
Tableau V-17 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 01 à L'ELU.....	106
Tableau V-18 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 01 à L'ELA.....	106
Tableau V-19 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 03 à L'ELU.....	106
Tableau V-21 : L'évolution des sollicitations de voile (RDC) dans la zone sismique I et III.....	106

Chapitre VI

Tableau VI-1 : La différence entre les résultats des efforts normaux (N_x) à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.....	113
Tableau VI-2 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_x) à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.....	113
Tableau VI-3 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_y) à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.....	114

LISTE DES FIGURE :

Chapitre I

Figure I-1 : Plancher à corps creux.....	6
Figure I-2 : Brique creuse.....	7
Figure I-3 : déformations longitudinales et transversales.....	10
Figure I- 4 : Diagrammes contraintes –déformations du béton.....	12
Figure I-5 : Diagramme contrainte déformation.....	13
Figure I-6 : Diagrammes des déformations limitent de la section.....	14

Chapitre II

Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.	22
Figure II.2 : Section de la poutrelle.....	23
Figure II-3 : Schéma d'escalier.....	24
Figure II-4 : Schéma d'explication des dimensions de l'escalier.....	24
Figure II.5 : coupe de voile en plan.....	27
Figure II.6 : coupe de voile en 3D.....	28
Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse accessible en corps creux.....	29
Figure II-8 : Composants d'un plancher étage courant corps creux.....	30
Figure II-9: Remplissage en double cloisons.....	30
Figure II-10 : Dimension de l'acrotère.....	32
Figure II-11 : Référence des niveaux.....	33
Figure II-12 : Poteau central C6.....	35
Figure II-13 : Poteau de rive A3.....	38
Figure II-14 : Poteau d'angle A1.....	45

Chapitre III

Figure III-1 : Schéma l'acrotère.....	49
Figure III-2: Schéma de ferrailage.....	51

Figure III-3 : schéma statique d'escalier.....	51
Figure III-4 : schéma de la section.....	55
Figure III-5 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	57
Figure III-6 : schéma statique des poutrelles.....	59
Figure III-7 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....	59
Figure III-8 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....	61
Figure III-9 : schéma de la section de la poutrelle.....	61
Figure III-10 : Schéma de la section de la poutrelle sur appui.....	66
Figure III-11 : Schéma de la section de la poutrelle en travée.....	67
Figure III-12 : Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.....	70
Figure III-13 : Ferrailage de la dalle de compression.....	72

Chapitre IV

Figure IV- 1 : Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.....	74
Figure IV-2 : La disposition des voiles de contreventement dans la zone sismique 01.....	82
Figure IV-3 : La disposition des voiles de contreventement dans la zone sismique 03.....	94
Figure IV-4 : L'évolution des valeurs des Effort tranchant à la base entre la zone sismique 01 et 03.....	96

Chapitre V

Figure V-1 : section transversale de la poutre.....	97
Figure V-2 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (My) pour les poutres en travée dans la zone sismique 01 et 03.....	97
Figure V-3 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (My) pour les poutres sur appuis dans la zone sismique 01 et 03.....	100
Figure V-4 : L'évolution des valeurs des efforts tranchant (Tz) pour les poutres dans la zone sismique 01 et 03.....	101

Figure V-5 : L'évolution des valeurs des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.....	102
Figure V-6 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.....	105
Figure V-7 : L'évolution des valeurs des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.....	107
Figure V-8 : Disposition des voiles dans la zone sismique 01.....	107
Figure V-9 : Disposition des voiles dans la zone sismique 03.....	108
Figure V-10 : L'évolution des valeurs des efforts normaux (N_x) pour les voiles dans la zone sismique 01 et 03.....	108
Figure V-11 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (M_y) pour les voiles dans la zone sismique 01 et 03.....	109
Figure V-12 : L'évolution des valeurs des efforts tranchant (T_z) pour les voiles dans la zone sismique 01 et 03.....	109

Chapitre VI

Figure VI-1 : Les types des fondations.....	110
Figure VI-2 : coupe type d'un radier nervuré.....	112
Figure VI-3 : L'évolution des sollicitations à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.....	114

Liste des symboles

- f_{cj} : résistance en compression à j jour du béton.
 f_{tj} : résistance à la traction à j jour du béton.
 E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.
 E_{vj} : module de déformation différé du béton.
 G : Module de déformation transversale.
 ν : coefficient de poisson.
 f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.
 ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.
 σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton,
 γ : est un coefficient de sécurité.
 θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.
 $\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.
 f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier.
 $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible d'acier.
 f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés
 η : coefficient de fissuration
 N_u : est l'effort normal ultime
 B_r : est la section de béton réduite du béton
 λ : l'élancement de l'élément poteau.
 \bar{f} : la flèche admissible.
 F_p : l'action sismique horizontale.
 L_f : longueur de flambement.
 e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.
 e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.
 e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.
 ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2
 μ_{bu} : moment réduit.
 A_s : section d'armature comprimée
 A'_s : section d'armature tendue.
 S_t : escapement des armatures.
 A_r : section d'armature de répartition.
 M_0 : moment fléchissant dans la travée.
 M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
 M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.
 M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.
 M_{ut} : moment capable de la table de compression.
 A_{min} : section minimale d'armature.
 \emptyset_t : diamètre d'armature transversale.

Table des matières

LISTE DES TABLEAUX :	
LISTE DES FIGURE :	
Liste des symboles	
Table des :	
Introduction générale :	1
chapitre I:	
I.1. Introduction :	4
I.2. Présentation de l'ouvrage :	4
I.2.1. Introduction :	4
I.2.2. Caractéristiques géométriques:	4
I.2.3. Règles de calcul:	5
I.3. Conception de la structure:	5
I.4. Eléments constituant l'ouvrage:	5
I.4.1. Ossature de l'ouvrage:	5
I.4.2. Plancher:	5
I.4.3. Escaliers:.....	6
I.4.4. Maçonnerie:	6
I.4.5. Revêtement:.....	7
I.4.6. Acrotère:	7
I.4.7. Gaine d'ascenseur:.....	7
I.4.8. Fondations:	7
I.5. Caractéristiques des matériaux:	8
I.5.1. Béton:.....	8
I.5.2. L'acier : BAEL91Article(A.2.2).....	12
I.5.3. Règles des trois pivots:.....	14
I.6. HYPOTHESES DE CALCUL:	14
I.6.1. Etats limites ultimes (ELU):	14
I.6.2. Etats limites du service (ELS):.....	15
I.7. ACTIONS ET SOLLICITATIONS:	15
I.7.1. Les Actions:	15
I.7.2. Sollicitations:.....	16
II.1. Introduction :	19
II.2. Pré dimensionnement:	
II.2.1.les poteau	19
II.2.1.1. Vérification vis a vis de flambement des poteaux :	19
II.2.1.1. vérification vis a vis de PPA99/version 2003 :	20
II.2.2. les poutres :.....	20
II.2.2.1. les poutres principales :.....	21
II.2.2.2. les poutres secondaires :	21
II.2.3. les planchers :.....	22
II.2.3.1. dalle corps creux.....	22
II.2.4. les escaliers	24
II.2.5. les voiles	26

II.3. descente de charge.....	28
II.3.1. charges permanentes.....	28
II.3.2. surcharges d'exploitations.....	28
II.3.3. evaluation des charges et surcharge.....	28
II.3.3.1 les planchers.....	28
II.3.3.1.1. plancher terrasses.....	28
II.3.3.1.2. plancher etage courant.....	29
II.3.3.2. Mur exterieur.....	29
II.3.3.3. Acrotère.....	30
II.3.4. Loi degression de surcharges.....	31
II.3.4.1. Verification des sections adoptes pour les poteaux.....	40
.....	44
III.1. Introduction :	45
III.2. Étude de L'acrotère :	45
III.2.1. Schéma statique :	45
III.2.2. Calcul de l'excentricité:	46
III.2.3. Ferrailage :	47
III.2.3.1. Ferrailage a E.L.U.....	47
III.2.3.2. Schéma dz ferrailage.....	49
III.3. Étude des escaliers :	49
III.3.1. Le paillasse	49
III.3.2. Lepailerde ropos.....	50
III.3.3. Charges et surcharge :	50
III.3.4. Calcul de ferrailage :	51
III.3.4.1 Ferailage a E.L.S :	52
III.3.4.2 Vérificationdes contraintes a L'E.L.S.....	53
III.3.4.2.1. État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL).....	54
III.3.4.2.2. Vérification a la fleche.....	55
III.3.5. Schéma de ferrailage :	55
III.4. Etude des planchers.....	55
III.4.1. Plancher à corps creux :	55
III.4.2. Détermination des armatures.....	61
III.4.2.1. Vérification a E.L.U.....	62
III.4.2.2. Calcul des armatures transversales.....	63
III.4.2.3. Vérification des contraintes a L'E.L.S.....	63
III.4.2.4. Vérification a la flèche.....	65
III.4.3. schéma de ferrallaige.....	66
.....	69
IV.1. Introduction :	69
IV.2. Objectif de l'étude dynamique :	69
IV.3. Méthodes de calcul :	70
IV.4. Étapes de modélisation :	70
IV.4.1. Définition du modele de la structure	71
IV.4.2. Définition des charges de la structure	71
IV.4.3. Définition des options de calcul.....	71
IV.4.4. Exploitation des résultats	71
IV.5. Méthodes d'analyse modales spectrale.....	71
IV.5.1. Vérification de la période.....	76

IV.5.2. L'excentricité.....	77
IV.5.3. Calcul de l'action sismique :	80
IV.5.4. Vérification à l'effort normal réduit :	82
IV.4.5.5. Vérification des déplacements :	84
IV.4.5.6. Justification de l'effet P.Δ :	85
IV.4.5.7. Vérification de renversement :	88
.....	88
V.1. Introduction	92
V.2. Etudes des poutres :	92
V.2.1. Calcul du ferrailage de la poutre porteuse	92
V.2.1.1. Calcul de la section d'armatures.....	92
V.2.1.2. Etat limite ultime.....	92
V.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :	94
V.2.1.3. Sollicitations des poutres sous différentes combinaisons :	95
V.2.1.3.1. Etude comparative entre les résultats des sollicitation.....	96
V.3. Calcul du ferrailage des poteaux.....	98
V.3.1. Dimensionnement du poteau	98
V.3.2. Sollicitations des poteaux sous différentes combinaisons :	98
V.3.3. Etude comparative entre les résultats des sollicitations.....	100
V.4. Ferrailage des voiles :	102
V.4.1. Voiles pleins et/ou trumeaux :	103
V.4.1.1. Armatures verticales	103
V.4.1.2. Armatures horizontales	103
V.4.1.3. Armatures transversales.....	103
V.5. Combinaison de charge :	105
V.5.1. Etude comparative entre les résultats des sollicitations dans la zone sismique 1et 3	106
VI.1. Etude des fondations	110
VI.1.1.Choix du type de fondation :	110
VI.2. VIRADIER :	111
VI.2.1.CALCUL RADIER :	111
VI.2.2.Pré dimensionnement :	111
VI.2.3.Hauteur du radier :	111
VI.2.4.La hauteur des nervures :	111
VI.2.5. Epaisseur de la dalle :	112
VI.2.6.Vérification des contraintes dans le sol :	112
VI.2.7.Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes à E.L.U (BAEL A.5.2.2) :	113
Conclusion.....	116
Bibliographie:	
Règlements :	
Livre et cours :	
Logiciels et programmes :	
ANNEXES	



Introduction Générale

Introduction générale :

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extra ordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans les secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans les secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton pré contraint, CM...).

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, cette zone est représentée comme étant une région à forte sismicité, c'est pour quoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts quelle séisme peut engendrer à la structure. Pour chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments en dommages au tremblement de terre de **BOUMERDES** du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigide fient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts:

- Sécurité(le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: diminution des coûts du projet (dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages, tels que :

- Souplesse d'utilisation.

- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans deux zones sismique (zone I et zone III), comportant un RDC et 11 étages.

Ce mémoire est constitué des chapitres:

- ◆ Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ◆ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- ◆ Le 4ème chapitre on présente une étude comparative dans les zone sismique 1 e 3 dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structure analyses Professional2018.
- ◆ Le 5^{ème} chapitre on présente une étude comparative des sollicitations dans les zone sismique 1 e 3 des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2018.
- ◆ Pour le dernier chapitre, on présente une étude comparative des sollicitation des fondations dans la zone sismique 1 e 3 suivie par une conclusion générale.



Chapitre I :

Présentation De L'ouvrage Et
Caractéristiques Des Matériaux

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

I.1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clé, et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de master.

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée. Notre structure doit être calculée et conçue on deux zones sismique de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autres phénomènes.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles des exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

I.2.1. Introduction :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+11**) constitué d'un RDC à usage commercial et 11 étage à usage d'habitation avec une terrasse accessible, L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » et située en **zone I et III**, selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I.2.2. Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de la structure sont le suivantes:

Longueur en plan(m)	29,00
Largeur en plan(m)	19,10
Hauteur totale(m)	37,74
Hauteur d'étage courant(m)	3,06
Hauteur de R.D.C.(m)	4,08

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure.

I.2.3. Règles de calcul:

Les références pour la conception et le calcul de ce projet sont les règlements suivants:

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99version2003: DTR-BC.2.48**).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**RèglesCBA93**).

I.3. Conception de la structure:

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par:

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

I.4. Eléments constituant l'ouvrage:

I.4.1. Ossature de l'ouvrage:

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure est assuré uniquement par les voiles.

I.4.2. Plancher:

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.

I.4.2.1. Plancher à corps creux:

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonné sur place espacées de 65cm

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes:

- Facilité de réalisation;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

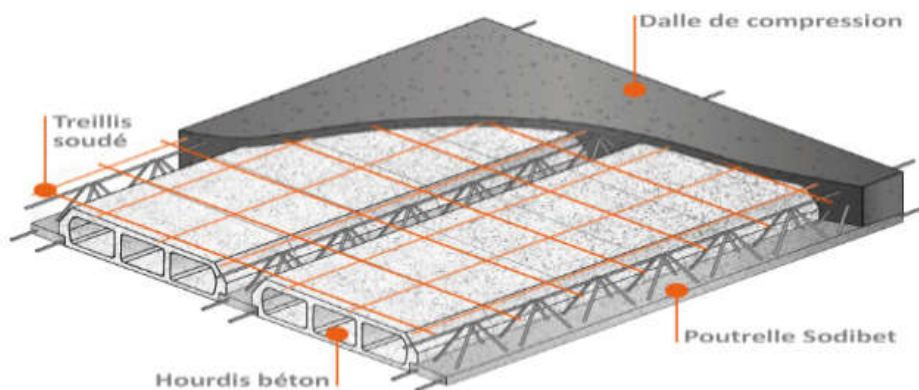


Figure I-1 : Plancher à corps creux.

I.4.2.2. Plancher à dalle pleine:

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3. Escaliers:

Ce sont des éléments non structureaux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers sinter étage, cet élément (escalier) est coulé surplace.

I.4.4. Maçonnerie:

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

A. **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

B. **Murs intérieurs** : Cloisons des réparations de 10cm.



Figure I-2 : Brique creuse.

I.4.5. Revêtement:

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par:

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.4.6. Acrotère:

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

I.4.7. Gaine d'ascenseur:

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est dispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondations:

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de **1,80** bars et la profondeur d'ancrage de **2m** dans le sol.

I.5. Caractéristiques des matériaux:

I.5.1. Béton:

I.5.1.1. Composition moyenne du béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à **25MPa**.

Composantes	Graviers (5/25)	Sable (0/5)	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	7 sacs	180L
Poids(kg)	1200	600	350	180

Tableau I-2:Les compositions moyennes du béton.

I.5.1.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- **Masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³(cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500kg/m³.
- **Retrait :** Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.
- **Le fluage :** lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:
 - Composition du béton.
 - Géométrie de la pièce.
 - Conditions atmosphériques.
 - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

I.5.1.3. Résistance caractéristique du béton:

➤ **Encompression** $\langle f_{cj} \rangle$: BAEL91 Article (A.2.1,11).

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj=28}$ [MPa]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours: } f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j \geq 28 \text{ jours: } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \end{array} \right.$$

I.5.1.4. En traction«ftj»:BAEL91Article (A.2.1,12).

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj}=0,6+0,060f_{cj} \quad \text{pour notre cas: } f_{t28}=2,1\text{MPa.}$$

I.5.1.5. Coefficient de poisson : BAEL91Article (A.2.1, 3).

$$V = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à:

$v=0,20$ Pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$v=0$ Pour la justification aux E.L.U

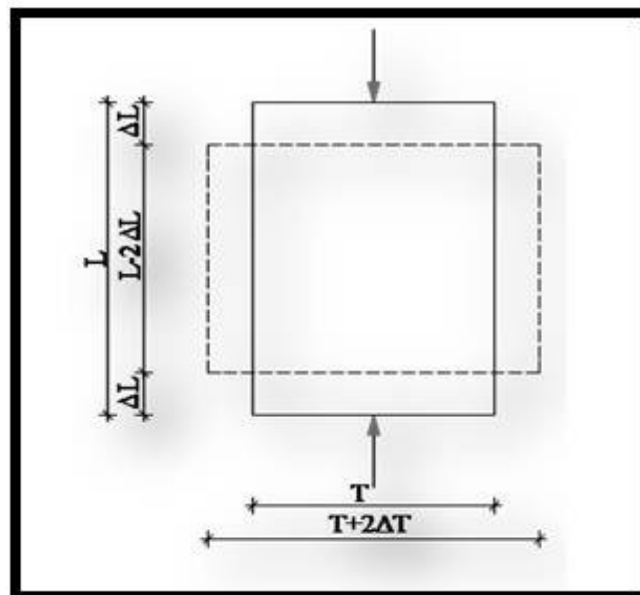


Figure I-3 : déformations longitudinales et transversales.

I.5.1.6. Déformations longitudinales du béton:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24heures.Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton est donné par la formule:

$$E_{vj}=11000\frac{1}{3}f_{cj}=32164.20 \text{ Mpa}$$

I.1.1.1.a. Déformations instantanées E_{ij} : BAEL91Article (A.2.1, 2).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

module de déformation longitudinale instantanée(E_{ij}) du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{vj}} = 32164,20 \text{MPa}$$

I.1.1.1.b. Déformations différées E_{vj} : BAEL91 Article (A.2.1 ,22).

Sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée

(E_{vj}) du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{vj}} = 10818,86 \text{MPa}$$

I.5.1.7. Contraintes limites du Béton :

D'après, BAEL91 Article (A.4.3,4). On distingue deux états limites:

I.1.1.1.c. I.5.1.6.1 État limite Ultime:

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus dé favorables.

- La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Notation:

$\theta = 1$ durée > 24h

$\theta = 0,9$ 1h < durée < 24h

$\theta = 0,85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1,5$ Combinaisons courantes

$\gamma_b = 1,15$ Combinaisons accidentelles.

Combinaisons courantes Combinaisons accidentelles.

Dans notre cas $f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$.

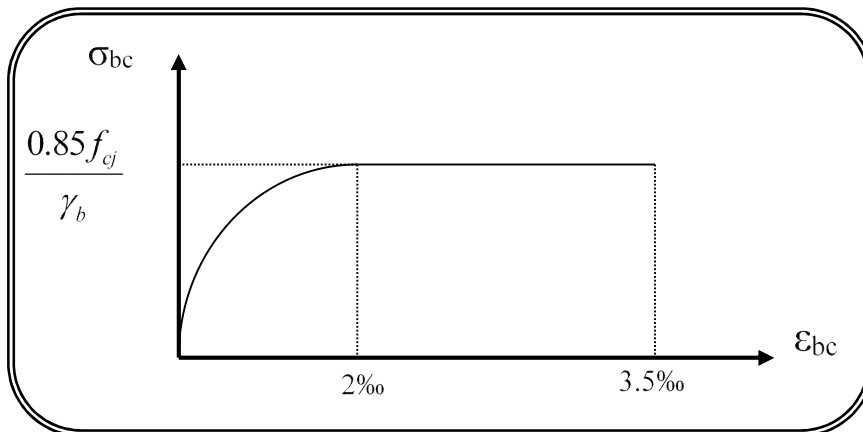


Figure I- 4 : Diagrammes contraintes–déformations du béton.

I.1.1.1.d. État limite de service:

Les vérifications à effectuer portent généralement sur:

- Un état limite de compression du béton.
- Un état limite d’ouverture de fissure.

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6f_{cj}$, dans notre cas : $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$

I.1.1.1.e. Contrainte Limite de cisaillement:

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par:

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

La contrainte admissible de cisaillement est limitée par:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) : \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) : \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.5.2. L’acier : BAEL91Article(A.2.2).

L’acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage, son rôle est d’absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d’aciers:

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Le module d’élasticité longitudinal de l’acier pour toutes les nuances est noté E_s et a pour valeur.

$$E_s = 2,10^5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91Article(A.2.2.1).}$$

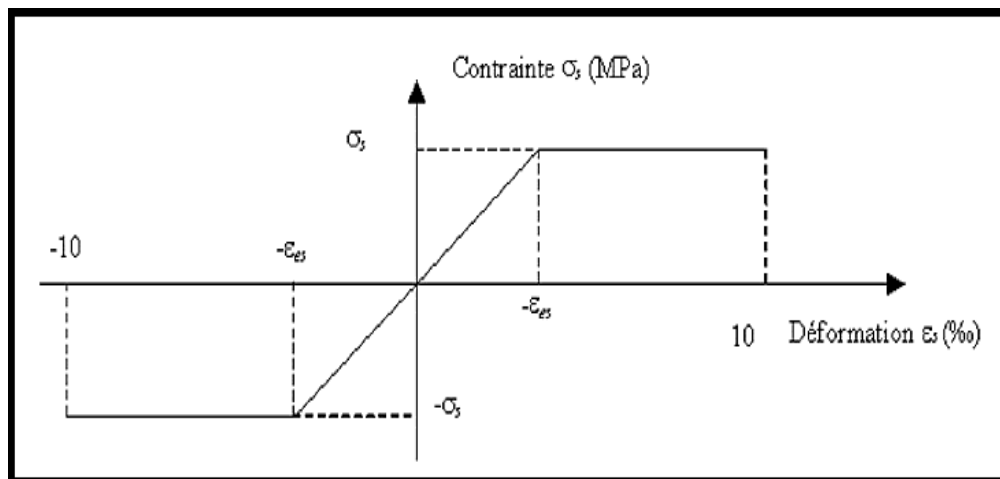
Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant:

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE50	500	
Filstréfiles HA type3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type4	TL 50 $\varphi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL52 $\varphi \leq 6$ mm	520	

TableauI-3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.5.2.1. Diagramme contrainte-déformation:BAEL91Article(A.2.2.2).



FigureI-5 : Diagramme contrainte déformation.

I.5.2.2. Contraintes limites:

La contrainte limite de l'acier est calculée avec la formule:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

- $\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Selon le type de fissuration la contrainte limite de traction est calculée avec une des formules suivantes:

- Cas de fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{tj}}, 240 \text{Mpa}) \right\}$
- Cas de fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$

Avec: η coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ Pour rondes lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour acier HA.

I.5.3. Règles des trois pivots:

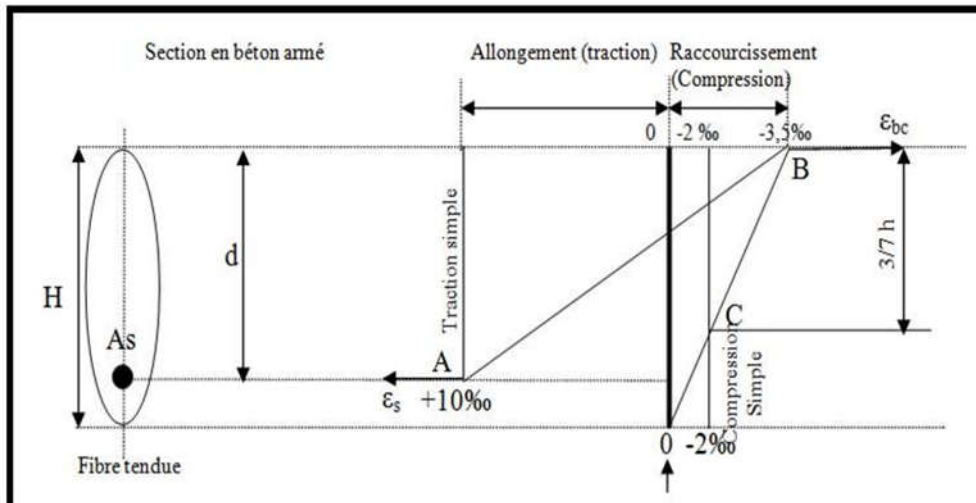


Figure I-6 : Diagrammes des déformations limitées de la section.

- **Pivot A:** Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B:** Flexion avec état ultime **atteint** dans le béton.
- **Pivot C:** Compression simple ou composée.

I.6. HYPOTHESES DE CALCUL:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL91 (Béton Armé aux Etats Limites): basé sur la théorie des états limités.

I.6.1. Etats limites ultimes (ELU):

Correspondent à la valeur maximale de la résistance de la construction, soit:

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :** Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes:

- Les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton: $\epsilon_{bu}=3,5\%$ en flexion et $\epsilon_{bu}=2\%$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : **A**, **B** ou **C**.

I.6.2. Etats limites du service (ELS):

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou des éléments ne sont plus satisfaites sont:

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :** Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $\eta=15$).

I.7. ACTIONS ET SOLLICITATIONS:

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I.7.1. Les Actions:

Les Règles BAEL91 distinguent les actions suivantes : article (A.3.1,1):

- **Les actions permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :

- **Les actions variables**, notées Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.
 - **Les actions accidentelles**, notées E , provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).
- Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

I.7.2. Sollicitations:

I.7.2.1. Combinaisons d'actions:

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

A. Vérification des états limite de service:

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	de base Q_1	Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$
G	Q_B	0 ou $0,77 W$ ou $0,77 S_n$
	W	0 ou $\psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\psi_0 Q_B$

Tableau I-4 : Combinaisons d'actions à ELS.

B. Vérification des états-limites ultimes de résistance:

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
$1,35 G$ ou G	$1,5 Q_B$	0 ou W ou S_n ou $W + S_n$
	$1,5 W$	0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou S_n ou $1,3 \psi_0 Q_B + S_n$
	$1,5 S_n$	0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou W ou $1,3 \psi_0 Q_B + W$

Tableau I-5 : Combinaisons d'actions à ELU.

C. Combinaisons accidentelles:

Chapitre I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

La combinaison accidentelle s'écrit symboliquement : $G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_i + \Sigma\psi_{2i}Q_i$

Avec : F_A valeur représentative de l'action accidentelle.



Chapitre **II** :

Pré dimensionnement
Et Descente De Charge

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, dont le but est de déterminer les dimensions économique sa fin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2. Pré dimensionnement:

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant partant du sommet du bâtiment:

- Les poteaux et les voiles.
- Les poutres.
- Les dalles et planchers.
- Les escaliers.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA99 –version2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II.2.1. Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement d'après le BAEL91.
- La condition de résistance : d'après leBAEL91.
- Les conditions R.P.A99. V.2003.

II-2.1.1 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91):

D'après la formule de l'élanement.

$$\lambda \leq 50$$

1- Pour les poteaux rectangulaires:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I/A}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12bh}}} = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

λ : Élanement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$ (poteaux encastré à des poutres du plancher sur les deux côtés)

$h_e = 306\text{cm}$

$L_f = 0,7 h = 0,7 \times 306 = 214,20\text{cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20 \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{214,20 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84$$

Et pour adopter (b) on utilise la même condition précédente sauf que l'inertie change:

On adopte pour les sections des poteaux les dimensions suivantes:

Niveau	Poteau Carré bxh(cm)
9,10et11	40x40
6,7et8	45x45
3,4et5	50x50
RDC, 1et2	55x55

Tableau II-1 : les résultats du pré dimensionnement des poteaux.

II-2.1.2 Vérification vis-à-vis de le RPA 99/version2003 :

D'après le RPA99/version 2003(Article (7.4.1)), Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes:

- $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min} (b,h) \geq 25\text{ cm}$	$\text{Min} (b,h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min} (b,h) \geq h_e/20$	$\text{Min} (b,h) = 40\text{cm} \geq (h_e/20) = (3,06 - 0,2\text{à})/20 = 14,05\text{cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$	Oui

Tableau II- 2 : Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux.

II.2.2. Les poutres:

II.2.2.1. Poutres principales:

$$L_{\max} = 470 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm} \quad \text{soit : } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,5 h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 22,5 \text{ cm} \quad \text{soit : } b = 20 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur, donc on

adopte la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$ D'après le RPA99 :

- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ cv.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ cv
- $h / b = 45/30 = 1,5 < 4$ cv

Donc ; On choisit une poutre de section : **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$**

II.2.2.2. Poutre secondaire:(SelonleBAEL91) :

$$L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} \quad \text{soit : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,5 h \Rightarrow 12,0 \text{ cm} \leq b \leq 20,0 \text{ cm} \quad \text{soit : } b = 20 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur, donc on

adopte la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$ D'après le RPA99 :

- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ cv.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ cv
- $h / b = 40/30 = 1,33 < 4$ cv

Donc ; On choisit une poutre de section : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

II.2.3. LES PLANCHERS :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...). On a deux types de planchers:

- Plancher à corps creux;
- Plancher en dalles pleines;

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

II.2.3.1. Dalles corps creux:

Condition du règlement BAEL91:

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé

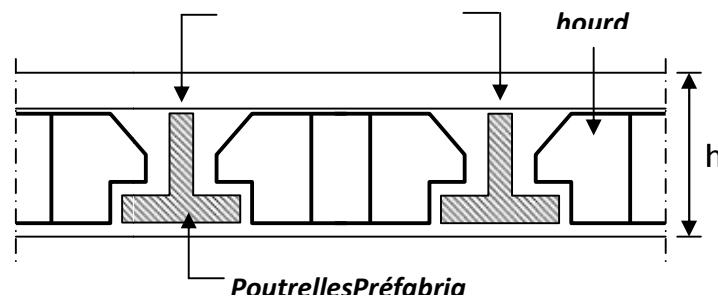


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

On déduira donc l'épaisseur des planchers « h_t » à partir des conditions ci-après :

$$h \geq L_{\max} / 22,5$$

h : Hauteur totale (corps creux + dalle de compression)

L_{\max} La plus grande portée entre nus d'appuis, $L_{\max} = 420$ cm

$$h = 420 / 22,5 = 18,67 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de **(16+4) cm**

Dans ces conditions la dalle de compression aura l'épaisseur minimale de **4cm**, L'épaisseur du corps creux est **16cm**.

Pour la largeur de la nervure, nous avons $b_0 = (8-14) \text{ cm}$

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir de conditions suivantes :

$$b_1 \leq l_{max}/10 \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 37.0 \text{ cm} \\ b_1 \leq h_{hourdis}/2 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 27.5 \\ 24 \leq b_1 \leq 32. \end{array} \right.$$

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$ (La plus faible valeur)

Par conséquent $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

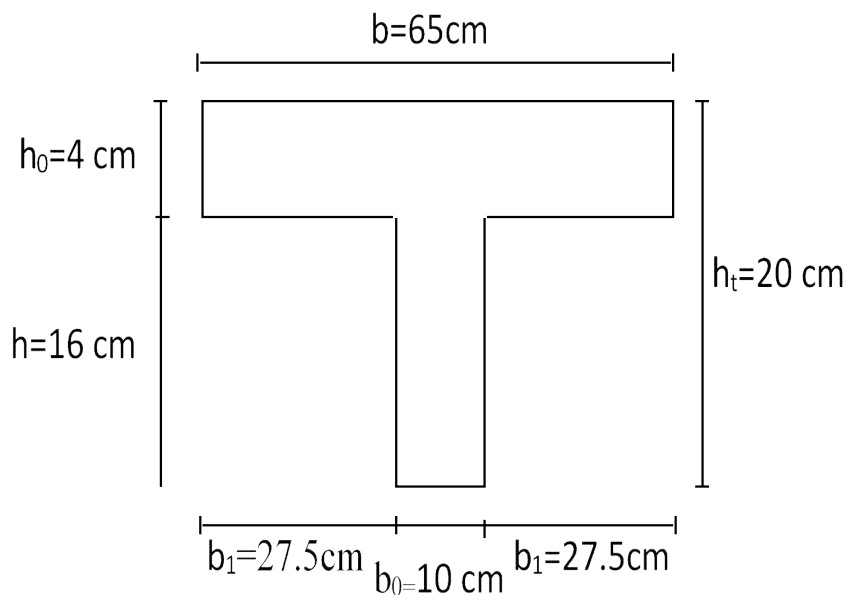


Figure II.2 : Section de la poutrelle

Épaisseur de la dalle de compression	4cm
Épaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm

Tableau II-3 : tableau récapitulatif dimensionnements du plancher en corps creux.

II.2.4. Les escaliers:

Les escaliers se composent de 3 volées et 2 paliers et sont identiques pour tous les étages.

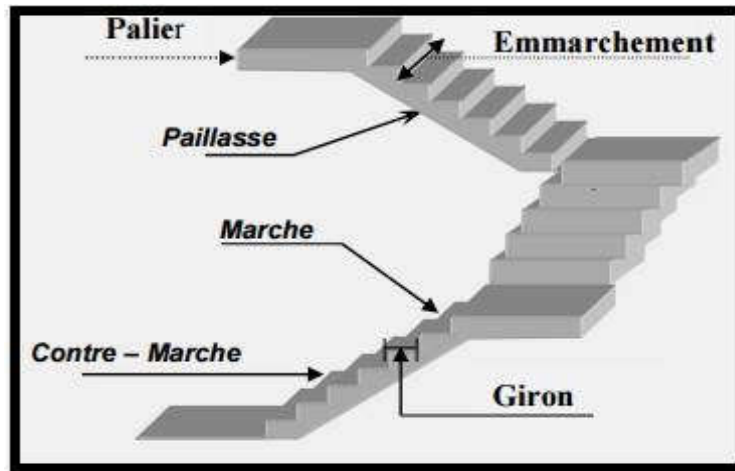


Figure II-3 : Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**:

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

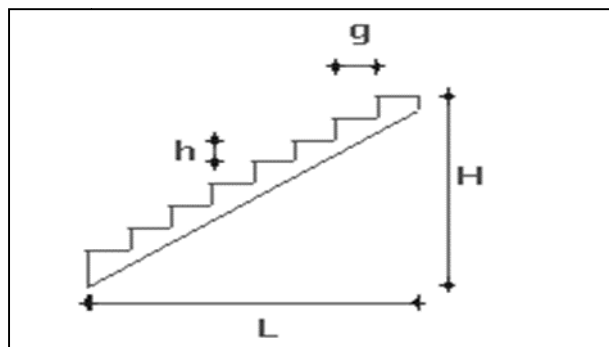


Figure II-4 : Schéma d'explication des dimensions de l'escalier.

- g:Giron de marche (varié de 14cm à 30cm).
- h:Hauteur de la contremarche (variée de14 cm à 20 cm).
- H:Hauteur de la volée.
- L:Distance horizontale entre axes.
- n:nombre de contre marches.
- (n-1):nombre de marches.
- $n \times h = H$: hauteur à monter

(n-1) g = L : longueur de la volée

La formule donne :

$$60 \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 350$$

Après la résolution de l'équation, on obtient n=6

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \\ h = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc:

Vérification: g+2h=30+2×17=64 C.V

Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p):

La paillasse est dimensionnée comme une dalle encastrée de deux côtés.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{H}{L}\right) = \arctan\left(\frac{102}{150}\right) = \arctan(0.68) = 34.22 \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$L' = \frac{H}{\cos(\alpha)} = \frac{150}{\cos(34.22)} = 181.4 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 6.04 \text{ cm} \leq e_p \leq 9.07 \text{ cm}$$

On adopte pour le palier et la paillasse une épaisseur : e_p=15cm

Les résultats dans le tableau suivant:

H (cm)	L(cm)	h(cm)	(G)	(α)	e_paillasse (cm)	L'(cm)
102	150	17	30	34.22°	15	181.40

Tableau II-4 : Les résultats du pré dimensionnement d'escalier.

II.2.5. Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

- L : portée du voile.
- e : épaisseur du voile.

D'après l'article (7.7.1 RPA99 /V2003). « 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.

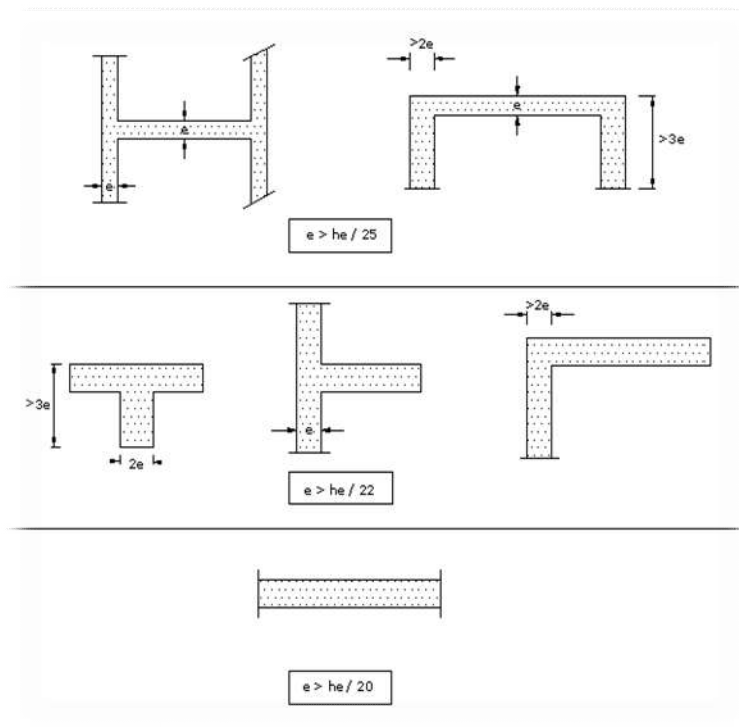


Figure II.5 : coupe de voile en plan.

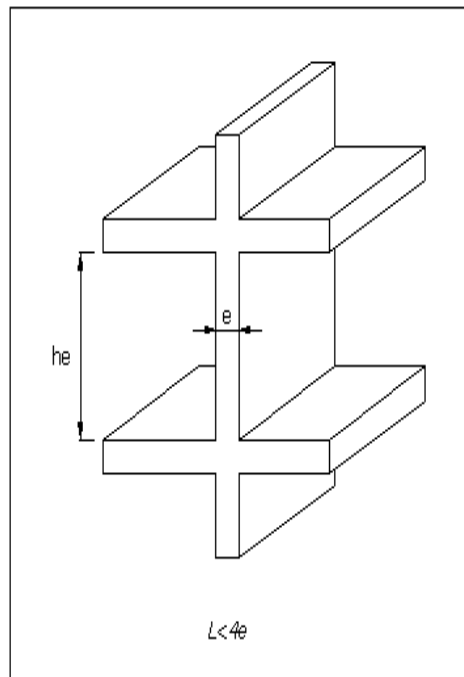


Figure II.6 : coupe de voile en 3D

Donc selon la condition de l'RPA :

$$e \geq h_e/20$$

$$388/20 = 19.4 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de voile : **e = 20 cm**

Vérification de la condition $L > 4e$:

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 230 \text{ cm} > 4 e = 100 \text{ cm}$ (Vérifié).
- Sens transversal : $L_{\min} = 140 \text{ cm} > 100 \text{ cm}$. (Vérifié).

Disposition des voiles :

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

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

II.3. Descente des charges :

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes(G).
- Les sur charges d'exploitation(Q).

II.3.1. Charges permanentes G [D.T.RB.C.22]:

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

II.3.2- Surcharges d'exploitations Q [D.T.RB.C.22]

- Plancher terrasse (accessible).....1,5kN/m²
- Plancher Étage courant..... 1,5kN/m²
- Escalier courant (accessible au public)2,5kN/m²

II.3.3- Évaluation des charges et surcharges:

II.3.3.1- Les planchers:

II.3.3.1.1. Plancher terrasse:

Plancher terrasse (accessible)			
Charges permanentes			
Matériaux	épaisseur	G(KN/m ³)	G(KN/m ²)
1) protection d'étanchéité en gravillon.....(5cm)	0,05	21,00	1,05
2) couche d'isolation en liège.....(4cm)	0,04	4,00	0,16
3) forme de pente.....(10cm)	0,10	20,00	2,00
4) étanchéité multi couche(2cm)	0,02	6,00	0,12
5) plancher en corps creux(16+4)			2,65
6) enduit de plâtre(2cm)	0,02	14,00	0,28
			6,26
Surcharge d'exploitation		Q(KN/m²)=	1,50

Tableau II-5 :Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

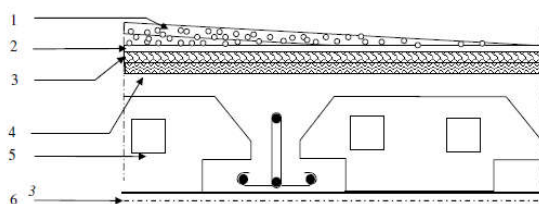


Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse accessible en corps creux.

II.3.3.1.2. Plancher étage courant:

Plancher étage courant (corps creux):

Plancher d'étage courant			
Charges permanentes			
Matériaux	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m ²)
1) carrelage(2cm)	0,02	22,00	0,44
2) mortier de pose(2cm	0,02	20,00	0,40
3) lit de sable(3cm)	0,02	18,00	0,36
5) plancher en corps creux(16+4)			2,65
6) cloisons intérieures(10cm)	0,01		1,00
7) enduit de plâtre(2cm)	0,02	14,00	0,28
			5,13
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m2)=		1,50

Tableau II-6 : Évaluation des charges permanentes du plancher courant.

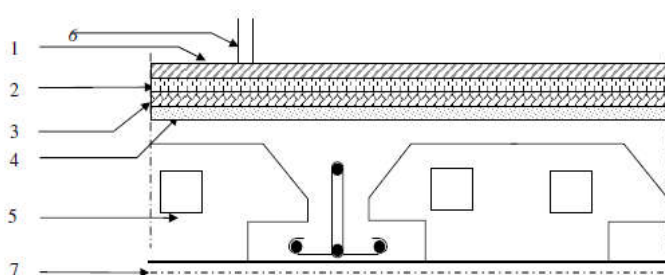


Figure II-8 : Composants d'un plancher étage courant corps creux.

II.3.3.2- Mur extérieur:

Murs extérieurs			
Matériaux	épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m ²)
a) maçonnerie(15+10)	0,25	9,00	2,25
b) enduit en plâtre.....(1.5cm)	0,02	13,00	0,20
e) enduit de ciment(1.5cm)	0,02	20,00	0,30
			2,75

Tableau II- 7 : Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.

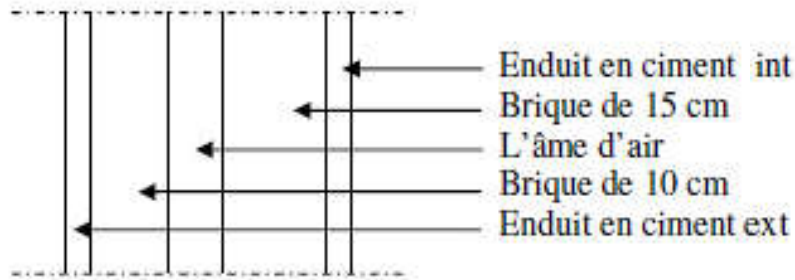
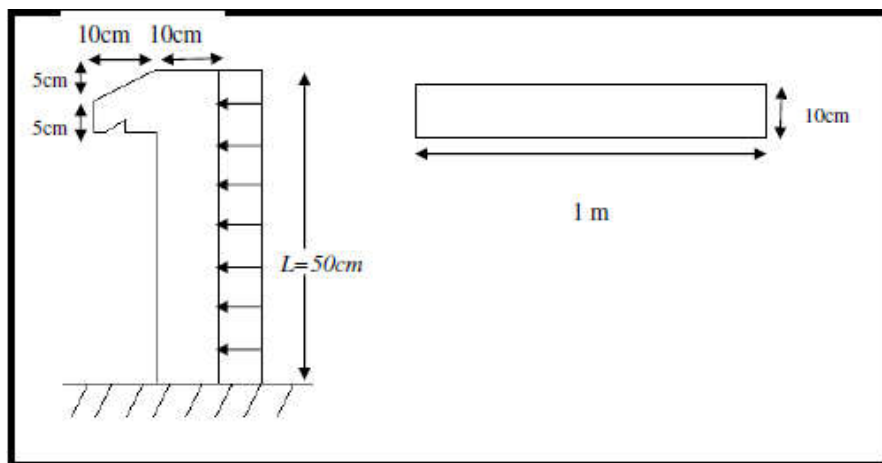


Figure II-9 : Remplissage en double cloisons.

Avec 30% d'ouverture $2,75 \times 0,7 = 1,932 \text{ KN/m}^2$ $G=1,932 \text{ KN/m}^2$

II.3.3.3- Acrotère :



FigureII-10 : Dimension de l'acrotère.

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0,6 + 0,1) \times (0,08 + 0,1) + \frac{(0,02 + 0,1)}{2} \quad S = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_1 = S \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

Poids de l'enduit en ciment :

Pour revêtement de 2cm, on a:

$$X = \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} = 0,102 \text{ m}$$

$$G_2 = 0,02 \times (0,6 + 0,5 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,1) \times 20 = 0,593 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,593 = 2,318 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,318 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Récapitulation

Élément	Charge permanente G (kN/m ²)	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
Plancher de terrasse (corps creux)	6,26	1,50
Plancher d'étage courant (corps creux)	5,13	1,50
Mur extérieure	1,93	-
Acrotère	2,32 k N/ml	1,00

TableauII-8 : Évaluation des charges permanentes et des charges d'exploitations.

II.3.4- Loi de dégression de surcharges:

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge: charge permanent G, charge d'exploitation Q.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 6.3page17)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré les mêmes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

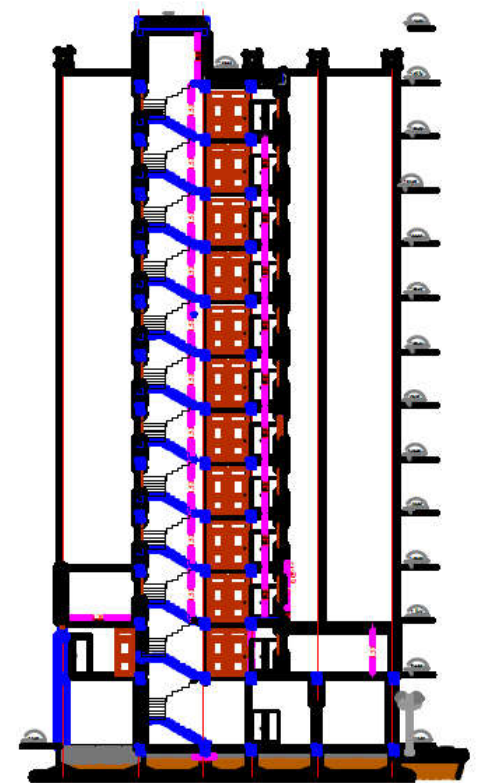


Figure II-11 : Référence des niveaux.

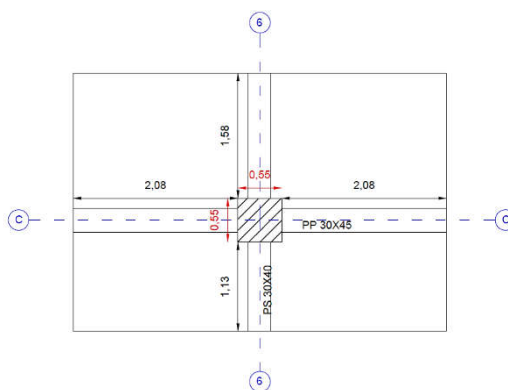
Calcul de Q:

N	Dégression	Q(KN)
N11	Q_{11}	1,5
N10	$Q_{11} + Q_{10}$	3
N9	$Q_{11} + 0.95 (Q_{10} + Q_9)$	4,35
N8	$Q_{11} + 0.9 (Q_{10} + Q_9 + Q_8)$	5,55
N7	$Q_{11} + 0.85 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7)$	6,6
N6	$Q_{11} + 0.8 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6)$	7,5
N5	$Q_{11} + 0.75 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5)$	8,25
N4	$Q_{11} + 0.71 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4)$	8,96
N3	$Q_{11} + 0.69 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3)$	9,78
N2	$Q_{11} + 0.67 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2)$	10,55
N1	$Q_{11} + 0.65 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1)$	11,25
N0	$Q_{11} + 0.65 (Q_{10} + Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_0)$	12,23

Tableau II-9 : Évaluation des charges d'exploitations par la règle de dégression.

Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela On choisit 03 types des poteaux:

1-Poteau centre:C6



FigureII-12 :Poteau central C6.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux... $(2.08+2.08) \times (1.58+1.13) = 11.27 \text{m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale..... $(0.45 \times 0.30) \times 4.16 = 0.56 \text{m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire..... $(0.40 \times 0.30) \times 2.71 = 0.33 \text{m}^3$
- ❖ Volume du poteau..... $(0.55 \times 0.55) \times 3.20 = 0.97 \text{m}^3$

N	Élément	G(K N)
N11	P. corps creux : (11.27×6.26)	70,55
	p. principale : $(0.45 \times 0.30 \times 25 \times 4.16)$	14,04
	p. secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 2.71)$	8,13
	p. poteau: $(0.40 \times 0.40 \times 3.20 \times 25)$	12,8
	Total	105,52
N10	P. corps creux : (11.27×5.13)	57,82
	p. principale : $(0.45 \times 0.30 \times 25 \times 4.16)$	14,04
	p. secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 2.71)$	8,13
	p. poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 3.20 \times 25)$	12,8
	Total	92,79
N9	Pec+pp+ps+pc+poteau 40x40 (3,20m)	92,79
N8	Pec+pp+ps+pc+poteau 45x45 (3,20m)	96,19
N7	Pec+pp+ps+ pc+poteau 45x45 (3,20m)	96,19

N6	Pec+pp+ps+ pc+poteau 45x45 (3,20m)	96,19
N5	Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,20m)	99,99
N4	Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,20m)	99,99
N3	Pec+pp+ps+ pc+poteau 50x50 (3,20m)	99,99
N2	Pec+pp+ps+ pc+poteau 55x55 (3,20m)	104,19
N1	Pec+pp+ps+ pc+poteau 55x55 (3,20m)	104,19
N0	Pec+pp+ps+ pc+poteau 55x55 (3,20m)	104,19

Tableau II-10: Calcul de G du poteau C3.

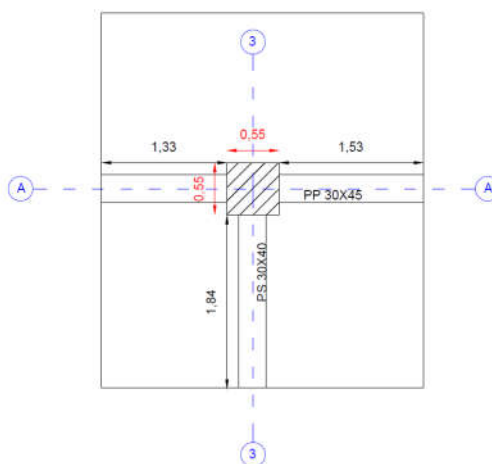
N	Q (KN/m²)	SURFACE AFFECTEE (m²)	Q (KN)
N11	1,5	11,27	16,91
N10	3	11,27	33,81
N9	4,35	11,27	49,02
N8	5,55	11,27	62,55
N7	6,6	11,27	74,38
N6	7,5	11,27	84,53
N5	8,25	11,27	92,98
N4	8,96	11,27	100,98
N3	9,78	11,27	110,22
N2	10,55	11,27	118,90
N1	11,25	11,27	126,79
N0	12,23	11,27	137,83

Tableau II-11 : Calcul de Q du poteau C3.

N	charges permanentes		charges c'exploitation		Efforts normaux ultime
	KN		KN		KN
	G	G cumul	Q	Q cumul	1,35G+1,5Q
N11	105,52	105,52	16,91	16,91	167,82
N10	92,79	198,31	33,81	50,72	343,80
N9	92,79	291,1	49,02	99,74	542,60
N8	96,19	387,29	62,55	162,29	766,28
N7	96,19	483,48	74,38	236,67	1007,70
N6	96,19	579,67	84,53	321,2	1264,36
N5	99,99	679,66	92,98	414,18	1538,81
N4	99,99	779,65	100,98	515,16	1825,27
N3	99,99	879,64	110,22	625,38	2125,58
N2	104,19	983,83	118,9	744,28	2444,59
N1	104,19	1088,02	126,79	871,07	2775,43
N0	104,19	1192,21	137,83	1008,9	3122,83

Tableau II-12 : Calcul des efforts normaux ultimes de C3.

1-Poteau de rive: A3



FigureII-13 : Poteau de rive A3.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux..... $(1.33 + 1.53) \times 1.84 = 5.26 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale..... $(0.45 \times 0.30) \times 2.86 = 0.39 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire..... $(0.40 \times 0.30) \times 1.84 = 0.22 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau..... $(0.55 \times 0.55) \times 3.20 = 0.97 \text{ m}^3$

N	Élément	G(KN)
N11	P. corps creux : (5.26*6.26)	32,93
	p. principale : (0.45*0.30*25*2.86)	9,65
	p. secondaire :(0.40*0.30*25*1.84)	5,52
	p. de l'acrotère : [(1.20 +1.65+1.40)*1.93]	6,3
	p. poteau :(0.40*0.40*3.20*25)	12,8
	Total	67,2
N10	P. corps creux : (5.26*5.13)	26,98
	p. principale : (0.45*0.30*25*2.86)	9,65
	p. secondaire :(0.40*0.30*25*1.84)	5,52
	p. de l'acrotère : [(1.20 +1.65+1.40)*1.93]	6,3
	p. poteau :(0.40*0.40*3.20*25)	12,8
	p. murs extérieurs (3.20-0.35)*[(1.18*1.33)+(1.53*1.93)]	12.69
	Total	73,94
N9	Pec+pp+ps+poteau 40x40 (3,20m) + p me	73,94
N8	Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,20m) + p me	77,34
N7	Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,20m) + p me	77,34
N6	Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,20m) + p me	77,34
N5	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p me	81,14
N4	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p me	81,14
N3	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p me	81,14
N2	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p me	85,34
N1	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p me	85,34
N0	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p me	85,34

Tableau II-13 : calcul de G du poteau A3.

N	Q(KN/m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
11	1.5	5,26	7,89

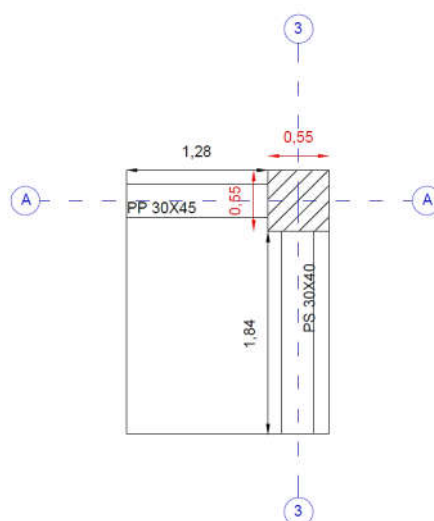
10	3	5,26	15,78
9	4,35	5,26	22,88
8	5,55	5,26	29,19
7	6,6	5,26	34,72
6	7,5	5,26	39,45
5	8,25	5,26	43,40
4	8,96	5,26	47,13
3	9,78	5,26	51,44
2	10,55	5,26	55,49
1	11,25	5,26	59,18
RDC	12,23	5,26	64,33

Tableau II-14 : Calcul de Q du poteau A3.

N	charges permanentes		charges c'exploitation		Efforts normaux ultime
	KN		KN		KN
	G	G cumul	Q	Q cumul	$1,35G+1,5Q$
N11	67,2	105,52	7,89	16,91	167,82
N10	73,94	179,46	15,78	32,69	291,31
N9	73,94	253,4	22,88	55,57	425,45
N8	77,34	330,74	29,19	84,76	573,64
N7	77,34	408,08	34,72	119,48	730,13
N6	77,34	485,42	39,45	158,93	893,71
N5	81,14	566,56	43,4	202,33	1068,35
N4	81,14	647,7	47,13	249,46	1248,59
N3	81,14	728,84	51,44	300,9	1435,28
N2	85,34	814,18	55,49	356,39	1633,73
N1	85,34	899,52	59,18	415,57	1837,71
N0	85,34	984,86	64,33	479,9	2049,41

Tableau II-15 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau A3.

2- Poteau d'angle A1:



FigureII-14 : Poteau d'angle A1.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux..... $1.28 \times 1.84 = 2.36 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale..... $(0.45 \times 0.30) \times 1.28 = 0.17 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire..... $(0.40 \times 0.30) \times 1.84 = 0.22 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau..... $(0.55 \times 0.55) \times 3.20 = 0.97 \text{ m}^3$

N	Élément	G(KN)
N11	P. corps creux : (2.36×6.26)	14,77
	p. principale : $(0.45 \times 0.30 \times 25 \times 1.28)$	4,32
	p. secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 1.84)$	5,52
	p. de l'acrotère : $[(1.20 + 1.65 + 1.40) \times 1.93]$	6,3
	p. poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 3.20 \times 25)$	12,8
	Total	43,71
N10	P. corps creux : (2.36×5.13)	12,11
	p. principale : $(0.45 \times 0.30 \times 25 \times 1.28)$	4,32
	p. secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25 \times 1.84)$	5,52
	p. poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 3.20 \times 25)$	12,8
	p. Murs extérieurs $[(1.84 \times 2.71) + (2.95 \times 2.66)] \times 1.93$	24.04
	Total	58,79
N9	Pec+pp+ps+poteau 40x40 (3,20m) + p me	58,79
N8	Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,20m) + p me	62,19
N7	Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,20m) + p me	62,19

N6	Pec+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,20m) + p me	62,19
N5	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,20m) + p me	65,99
N4	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,20m) + p me	65,99
N3	Pec+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,20m) + p me	65,99
N2	Pec+pdp+pp+ps+poteau 55x55 (3,20m) + p me	70,19
N1	Pec+pdp+pp+ps+poteau 55x55 (3,20m) + p me	70,19
N0	Pec+pdp+pp+ps+poteau 55x55 (3,20m) + p me	70,19

Tableau II-16 :Calcul de G du poteau A1.

N	Q(KN/m²)	SURFACE AFFERENTE (m²)	Q (KN)
11	1,5	2,36	3,54
10	3	2,36	7,08
9	4,35	2,36	10,27
8	5,55	2,36	13,1
7	6,6	2,36	15,58
6	7,5	2,36	17,7
5	8,25	2,36	19,47
4	8,96	2,36	21,15
3	9,78	2,36	23,1
2	10,55	2,36	24,9
1	11,25	2,36	26,55
RDC	12,23	2,36	28,86

Tableau II-17 : Calcul de Q du poteau A1.

N	charges permanentes		charges c'exploitation		Efforts normaux ultime
	KN		KN		KN
	G	G cumul	Q	Q cumul	1,35G+1,5Q
N11	43,71	105,52	3,54	16,91	167,82
N10	58,79	164,31	7,08	23,99	257,80
N9	58,79	223,10	10,27	34,26	352,58
N8	62,19	285,29	13,10	47,36	456,18
N7	62,19	347,48	15,58	62,94	563,51
N6	62,19	409,67	17,70	80,64	674,01
N5	65,99	475,66	19,47	100,11	792,31
N4	65,99	541,65	21,15	121,26	913,12
N3	65,99	607,64	23,10	144,36	1036,85
N2	70,19	677,83	24,90	169,26	1168,96
N1	70,19	748,02	26,55	195,81	1303,54
N0	70,19	818,21	28,86	224,67	1441,59

Tableau II-18 : Calcul des efforts normaux ultime du poteau A1.

Les résultats obtenus d'efforts Normaux ultimes maximaux des trois types de poteaux:

Poteau	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
Efforts Normaux ultimes(KN)	3122,83	2049,41	1441,59

TableauII-19 : Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux.

II.3.4.1.Vérification des sections adoptées pour les poteaux:

Vérification selon BAEL91:

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante:

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

N_u : l'effort normal ultime: $N_u=1,35G+1,5Q$.

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

B_r .: section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).

F_e : limite d'élasticité des aciers en(Mpa).

$\gamma_s=1,15$, $\gamma_b=1,5$

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50. \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)} \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Nu connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

$$\text{On a : } N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8 % en zone II a, donc:

$$\frac{A}{B_r} = 0,8\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,008 \times \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Calcul α :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,71 \times \sqrt{12}}{b}$$

Section de poteau cm ²	Λ	α
40×40	19.40	0.80
45×45	17.24	0.81
50×50	15.52	0.82
55 x 55	14.11	0.82

TableauII-20 : les valeurs de(λ,α)selon les sections des poteau

- Poteau de centre:

Niveau	Nu (kN)	A	Br (cm ²)	a (cm)	a _c (cm)
	1.35G+1.5Q				
N11	167,82	0,8	11,31	3,36	40
N10	343,8	0,8	23,17	4,81	40
N9	542,6	0,8	36,57	6,05	40
N8	766,28	0,81	51,01	7,14	45
N7	1007,7	0,81	67,08	8,19	45
N6	1264,36	0,81	84,16	9,17	45
N5	1538,81	0,82	101,18	10,06	50
N4	1825,27	0,82	120,02	10,96	50
N3	2125,58	0,82	139,77	11,82	50
N2	2444,59	0,82	160,74	12,68	55

N1	2775,43	0,82	182,50	13,51	55
N0	3122,83	0,82	205,34	14,33	55

Tableau II-21 : Vérification des sections adoptées pour le poteau centre.

- Poteau de rive:

Niveau	Nu (kN)	A	Br (cm ²)	a (cm)	a _c (cm)
	1.35G+1.5Q				
N11	167,82	0,8	11,31	3,36	40
N10	291,31	0,8	19,63	4,43	40
N9	425,45	0,8	28,67	5,35	40
N8	573,64	0,81	38,19	6,18	45
N7	730,13	0,81	48,60	6,97	45
N6	893,71	0,81	59,49	7,71	45
N5	1068,35	0,82	70,25	8,38	50
N4	1248,59	0,82	82,10	9,06	50
N3	1435,28	0,82	94,38	9,71	50
N2	1633,73	0,82	107,43	10,36	55
N1	1837,71	0,82	120,84	10,99	55
N0	2049,41	0,82	134,76	11,61	55

Tableau II-22 : Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive.

- Poteau d'angle:

Niveau	Nu (kN)	A	Br (cm ²)	a (cm)	a _c (cm)
	1.35G+1.5Q				
N11	167,82	0,8	11,31	3,36	40
N10	257,80	0,8	17,38	4,17	40
N9	352,58	0,8	23,76	4,87	40
N8	456,18	0,81	30,37	5,51	45
N7	563,51	0,81	37,51	6,12	45
N6	674,01	0,81	44,87	6,70	45
N5	792,31	0,82	52,10	7,22	50
N4	913,12	0,82	60,04	7,75	50
N3	1036,85	0,82	68,18	8,26	50
N2	1168,96	0,82	76,86	8,77	55
N1	1303,54	0,82	85,71	9,26	55
N0	1441,59	0,82	94,79	9,74	55

Tableau II-23 : Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle.



Chapitre III :

Étude Des Éléments Secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ses actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III.2. Étude de L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre G, et une poussée horizontale : $F = \text{Max} (F_p , F_q)$.

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- A = 0,15 Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 R.P.A 99 V 2003 page 37).
- Cp = 0,8 Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 R.P.A 99 V 2003 page 59).
- Wp : poids propre de l'acrotère. Wp = 1,83 kN/ml.
- Fq : La poussée horizontale Fq = 1 kN/ml.

III.2.1. Schéma statique :

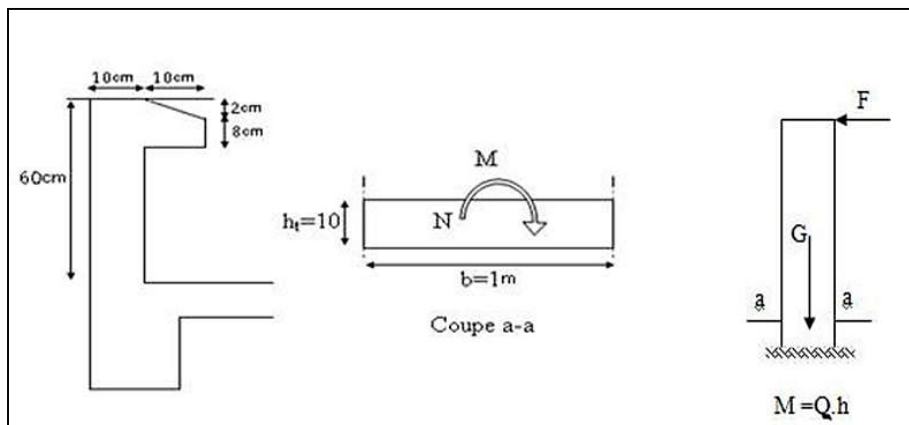


Figure III-1 : Schéma l'acrotère.

Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Avec :

- $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,83 = 0,88 \text{ kN/ml}$
- $Q = \text{Max}(F_p, F_q) = 1 \text{ kN/ml}$

La force F engendre un moment maximum à la base et l'effort normal et du au poids propre de l'acrotère :

- Moment à ELU : $M_u = 1,5Q.h$.
- Moment à ELS: $M_s = Q.h$.

	N(KN)	M (K N.m)
E.L.U	2,75	0,9
E.L.S	1,83	0,6

Tableau III-1: Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.

III.2.2. Calcul de l'excentricité:

- $M_u = N_u \cdot e$
- $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,75} = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm} > e = \frac{h_x}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$
- Le centre de pressions se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Assimilation à la flexion simple:**

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimée, sera menée à un calcul de flexion simple, en prenant comme moment fictif M_{au} avec:

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictive d'acier A_{s1} dont on déduit la section d'acier tendue:

$$A_s = A_{1s} - \frac{M_{au}}{100\sigma}$$

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \text{ et } d = 0,1 - 0,03 = 0,07 \text{ m}$$

e_a : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues A_s .

- $e_a = 0,33 + \left(0,07 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,35$

$$\triangleright M_{ua} = N_u \cdot e_a = 2,75 \cdot 0,35 = 0,96 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Ferrailage :

III.2.3.1. Ferrailage à L'ELU :

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07^2 \times 14,2} = 0,013$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,016 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$.
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0,96 \times 10^{-3}}{0,0422 \times 348} 10^4 = 0,65 \text{ cm}^2$.
- $A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,4 - \frac{2,75 \times 10^{-3}}{100 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL) :

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,845 \text{ cm}^2$

Donc :

- $A_s \text{ réelle} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$
- Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable.

❖ Données :

M _{ser} (K N.m)	b (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
0,6	100	10	7	3	15	2,01	0

Tableau III-2 : Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre:**

C'est la solution y positive de l'équation: $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton:(A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
1,78	1009,52582	0,059	1,11	15	C-V

Tableau III-3 : vérification de l'état limite de compression de béton.

Etat limite d'ouverture de fissures :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

- σ_{st} : contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15.K.(d-y)$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans l'acier tendu : pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = 0,8 * \zeta_s \text{ et } \zeta = \min \{0,5F_e ; \max (90\sqrt{\eta f_{tj}}, 200\text{MPa})\}$$

$\eta = 1,6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant:

y(c m)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérification
-----------	-----------	----------------------------	------------------------	------------------------------	--------------

12,22	73788,6038	0,059	46,20	200	C-V
-------	------------	-------	-------	-----	-----

Tableau III-4 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

❖ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

❖ **Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 F_p = 1,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,32}{10 \times 7} = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

III.2.3.2.Schéma de ferrailage :

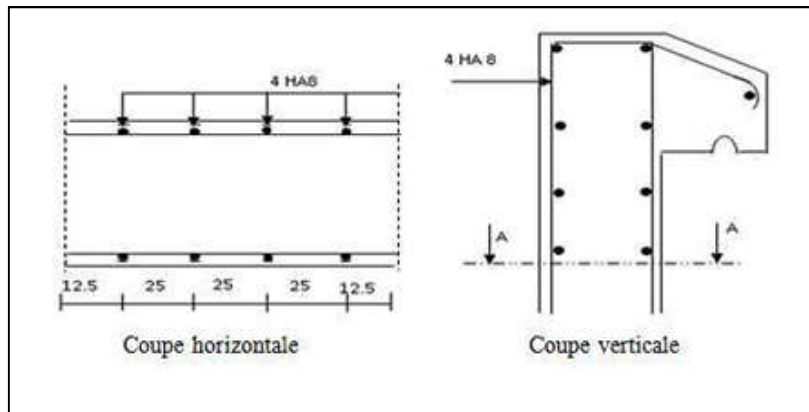


Figure III-4:Schéma de ferrailage

III.3. Étude des escaliers :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

III.3.1. Le Paillasse :

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propres de paillasse	0.15/cosa	25	4.54
Poids propre de la marche	0,17/2	20	1.70
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40

Revêtement	0.02	20	0.48
garde-corps métallique	-	-	0.10
		G	7.66
		Q	2.50

Tableau III-5 : Évaluation des charges du Paillasse.

III.3.2. Palier de repos :

Les compositions	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Poids propres de Palier de repos	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
		G	4.87
		Q	2,50

Tableau III-6 : Évaluation des charges du palier de repos.

III.3.3. Charges et surcharge :

	GkN/m2	QkN/m2
Paillasse	7.66	2.50
Palier de repos	4.87	2.50

Tableau III-7:données d'évaluation des charges.

	ELU : $q_u=1,35G+ 1,5Q$ qu(kN/m ²)	ELS: $q_s = G+ Q$ qs(kN/m ²)
Paillasse	14.09	10.16
Palier de repos	10.32	7.37

Tableau III-8:Combinaison de charges.

➤ Schéma statique :

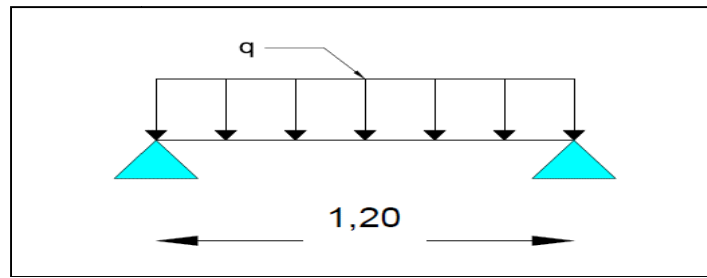


Figure III-3: schéma statique d'escalier.

- $M_0 = \frac{q l^2}{8}$
- $M_t = 0,85 M_0$
- $M_a = 0,30 M_0$

	M_{0u} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	M_{au} (kN.m)	M_{0S} (kN.m)	M_{ts} (kN.m)	M_{as} (kN.m)
Paillasse	2,54	2,16	0,76	1,22	1,04	0,37
Palier de repos	1,86	1,58	0,56	0,88	0,75	0,27

Tableau III-9 : les valeurs des moments.

III.3.4. Calcul de ferrailage :

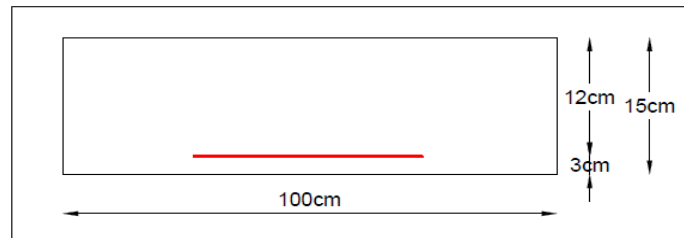


Figure III-4: schéma de la section.

- $\mu_{bu} = \frac{M_{bu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) \times d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{u1}}{Z \cdot \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{4 \cdot \sigma_s}$

		M_U (KN.M)	M_{lu}	μ_{bu}	A	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_u (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	$A_{réel}$ (cm ²)
Paillasse	En travée	2,16	0,392	0,009	0,011	12,94	1,57	0,48	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,76	0,392	0,003	0,004	12,98		0,17		
Palier de repos	En travée	1,58	0,392	0,007	0,008	12,96	1,57	0,35	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,56	0,392	0,002	0,003	12,98		0,12		

Tableau III-10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis.

III.3.4.1. Ferrailage à ELS :

		M_S (KN.M)	M_{lu}	μ_{bs}	A	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	$A_{réel}$ (cm ²)
Paillasse	En travée	1,04	0,392	0,004	0,005	12,97	1,57	0,23	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,37	0,392	0,002	0,002	12,99		0,08		
Palier de repos	En travée	0,75	0,392	0,003	0,004	12,98	1,57	0,17	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,27	0,392	0,001	0,001	12,99		0,06		

Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage entravée et sur appuis.

Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article(B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$$

$A_r : 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

III.3.4.2. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

Données :

		M _{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm ²)	As' (cm ²)
Paillasse	Entravée	1,04	100	15	12	3	15	3.93	0
	Sur appuis	0,37	100	15	12	3	15	3.93	0
Palier de repos	Entravée	0,75	100	15	12	3	15	3.93	0
	Sur appuis	0,27	100	15	12	3	15	3.93	0

Tableau III-12 : Données de vérification a l'ELS.

- ◆ **Position de l'axe neutre:**

C'est la solution y positive de l'équation: $by^2 + 30(A_s A'_s)y - (A_s d - A'_s d') = 0$

- ◆ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

- ◆ **Etat limite de compression de béton:(A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

		y(cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ _{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
Paillasse	En travée	3,22	5657,23427	0,0184	0,59	15	C-V
	Sur appuis	3,22	5657,23427	0,0065	0,21	15	C-V
Palier de repos	En travée	3,22	5657,23427	0,0133	0,43	15	C-V
	Sur appuis	3,22	5657,23427	0,0044	0,14	15	C-V

Tableau III-13 : Vérification d'état limite de compression de béton.

III.3.4.2.1. État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du BAEL)

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

		y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ _{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
Paillasse	Entravée	12,22	73788,6038	0,0506	24,22	201,63	C-V
	Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	8,62	201,63	C-V
Palier de repos	Entravée	12,22	73788,6038	0,0506	17,46	201,63	C-V
	Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	5,82	201,63	C-V

Tableau III-14 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

❖ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : cas de fissurations préjudiciables selon article(A.5.1.2.1.1 du BAEL91 modifiée99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 8,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,45 \times 10^{-2}}{1 \times 0,13} = 0,07 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.3.4.2.2. Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

- Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{k}{i} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{k}{i} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{16}{100} = 0,15 \geq \frac{0,95}{100} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{3,93}{120 \times 12} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.5. Schéma de ferrailage :

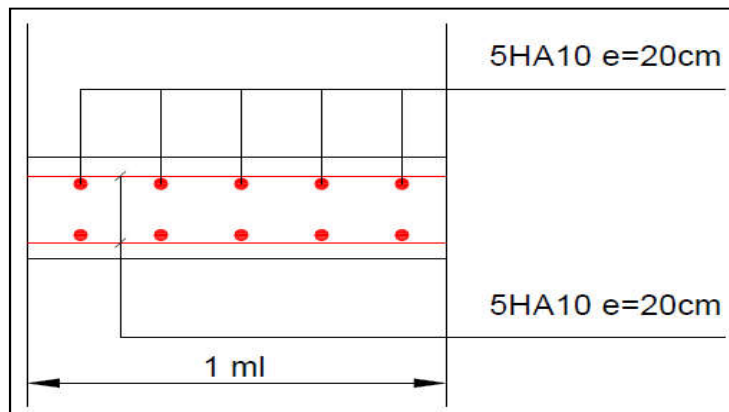


Figure III-5 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4. Etude des planchers

III.4.1. Plancher à corps creux :

Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- ♦ La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- ♦ L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- ♦ La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$.

- ♦ Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans notre cas, la condition (3) est non vérifiée donc il faut utiliser la méthode de Caquot minoré.

La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- ♦ De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- ♦ De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e .

- La charge répartie uniforme q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.
- Les longueurs réduites de chaque travée L' :
 - $L' = L$: pour une travée de rive.
 - $L' = 0,8L$: Pour une travée intermédiaire.

Évaluation des charges : Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

- $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$.
- $G = 6.49 \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/m}$.

ELU : Cas chargé

- $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.67 \text{ KN/m}$.

ELS: Cas chargé

- $q_s = G + Q = 4.87 \text{ KN/m}$.

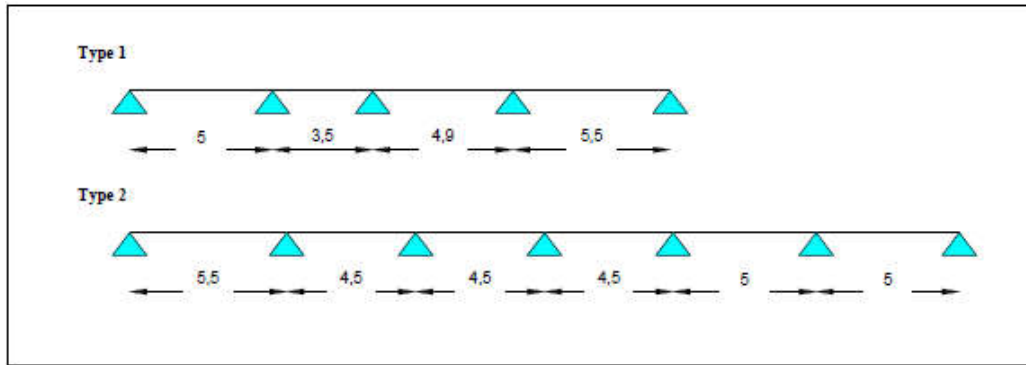


Figure III-6 : schéma statique des poutrelles.

Calcul des sollicitations:

- **Calcul à L'ELU:** Les travées sont toutes le même moment d'inertie.

Moment sur appui:

$$q_w = q_e = q_u = 6.67 \text{KN/ml.}$$

$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

❖ **Type 1 :**

Appuis	1	2	3	c	5
Moments (K N.m)	-5,87	-4,63	-4,88	-6,24	-5,62

Tableau III-15 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type 2 :**

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Moments (K N.m)	-5,57	-4,63	-5,48	-5,97	-5,48	-4,77	-5,35

Tableau III-16 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Effort tranchant et le moment entravé:

Effort tranchant:

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{q l}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{q l}{2}$$

Moment en travée :

$$x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{q L}$$

$$Mt(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w (1 - \frac{x}{L}) + M_e \frac{x}{L}$$

❖ Type 1:

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	-7,04	-6,16	3,20	-8,17	7,40	1,64	6,50
2-3	-6,16	-6,15	2,80	-6,70	6,56	1,45	5,38
3-4	6,57	-7,18	2,64	-7,62	8,45	1,13	6,88
4-5	7,12	-7,18	3,60	-7,54	8,64	1,51	6,08

Tableau III-17 : Valeurs des moments entravés et efforts tranchants à l'Élu.

❖ Type2:

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	-7,04	-6,35	3,20	-11,20	10,18	1,68	6,50
2-3	-5,35	-5,68	2,24	-8,32	7,62	1,10	4,63
3-4	-5,68	-6,55	3,30	-10,04	8,10	1,57	5,39
4-5	-7,18	-6,20	3,60	-11,01	10,54	1,80	6,80
5-6	-5,34	-4,77	2,64	-10,30	8,54	1,51	5,08
6-7	-5,77	-6,35	2,24	-9,30	8,19	1,01	6,10

Tableau III-18 : Valeurs des moments entravés et efforts tranchants à l'Élu.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU:

❖ TYPE1

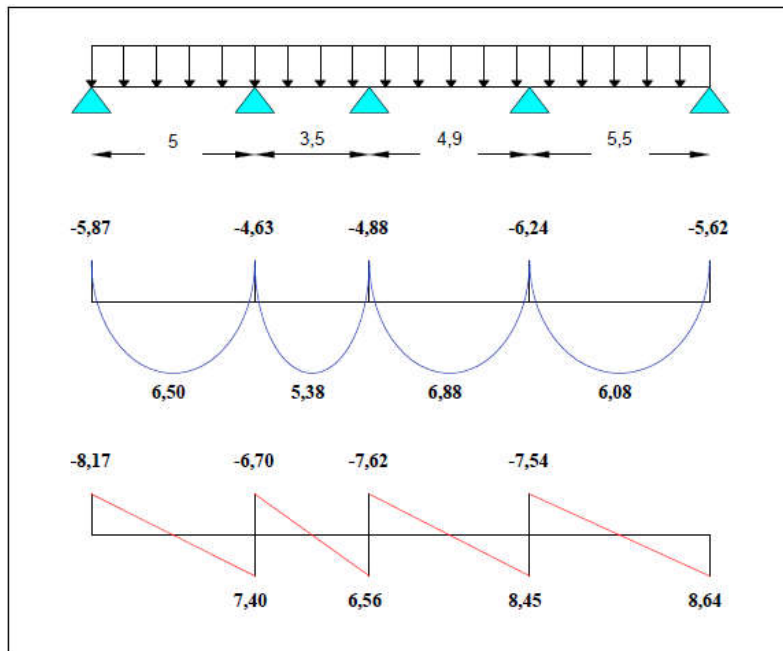


Figure III-7 : Diagrammes des moments entravés et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE2:

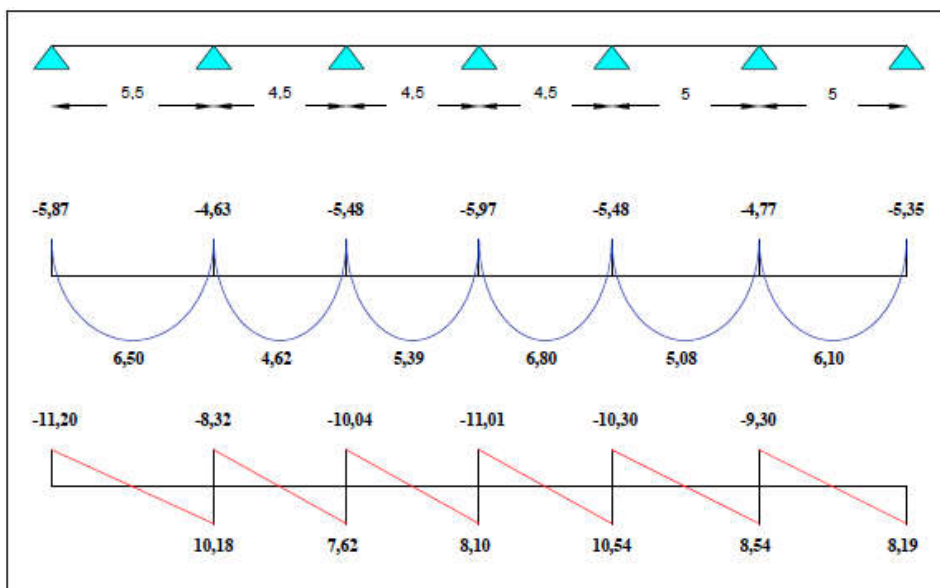


Figure III-8 : Diagrammes des moments entravés et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

Moment sur appuis : $q_w = q_e = q_s = 4.87 \text{ KN/ml}$

$$M_a = - \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

❖ Type 1 :

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (K N.m)	-4,87	-3,97	-3,88	-3,24	-4,62

Tableau III-19 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

❖ Type 2 :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Moments (K N.m)	-4,57	-3,98	-4,48	-4,97	-4,48	-4,77	-4,53

Tableau III-20 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

Effort tranchant et le moment entravé:

❖ Type 1 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	-7,04	-6,16	3,20	-8,17	7,40	1,64	5,50
2-3	-6,16	-6,15	2,80	-6,70	6,56	1,45	4,38
3-4	6,57	-7,18	2,64	-7,62	8,45	1,13	4,88
4-5	7,12	-7,18	3,60	-7,54	8,64	1,51	5,08

Tableau III-21 : Valeurs des moments entravés et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type 2 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	-6,04	-5,35	3,20	-11,20	10,18	1,68	5,50
2-3	-4,35	-4,68	2,24	-8,32	7,62	1,10	3,89
3-4	-4,68	-5,55	3,30	-10,04	8,10	1,57	4,39
4-5	-6,18	-5,20	3,60	-11,01	10,54	1,80	5,80
5-6	-4,34	-4,32	2,64	-10,30	8,54	1,51	4,08
6-7	-4,77	-5,35	2,24	-9,30	8,19	1,01	5,10

Tableau III-22 : Valeurs des moments entravés et efforts tranchants à l'ELS.

III.4.2. Détermination des armatures:

Le ferrailage des plancher se fait en flexion simple.

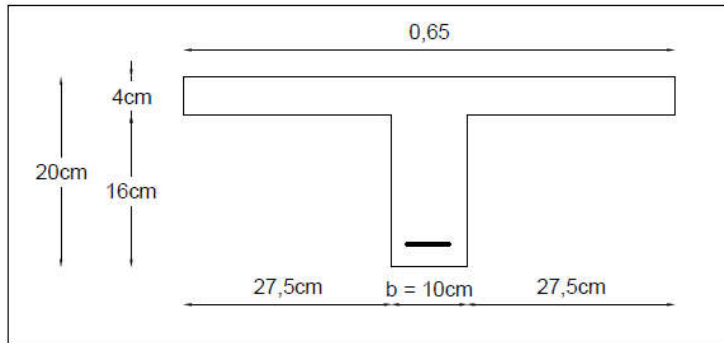


Figure III-9: schéma de la section de la poutrelle.

- **Moment de la table de compression :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$M_t \geq M_{\max} = 9.80 \text{KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire:

- **Sur appui : $b \times h = (65 \times 20) \text{cm}^2$**

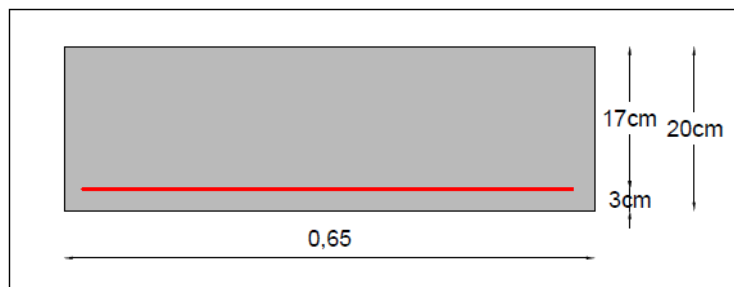


Figure III-10: Schéma de la section de la poutrelle sur appui.

- **En travée : $b \times h = (10 \times 20) \text{cm}^2$**

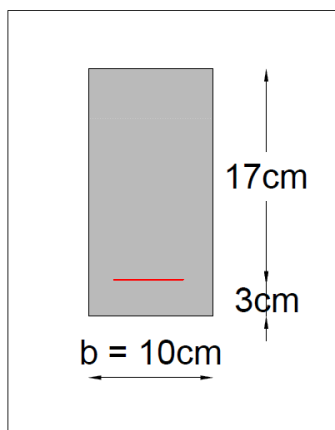


Figure III-11: Schéma de la section de la poutrelle entravée.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes:

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u \leq 1,25 \leq 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \leq 1$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) \cdot d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

	M _u (KN.m)	b (cm)	D (cm)	μ	α	Z (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{real} (cm ²)
Entravée	7.30	65	22.5	0,021	0,026	22,26	1,77	1,27	2HA12=2.26
Sur appui	8.63	10	22.5	0,114	0,151	21,14	0,27	1,11	1HA12=1.13

Tableau III-23 : Ferrailage du plancher terrasse.

III.4.2.1. Vérification à l'E.L.U:

a Condition de non fragilité :

Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL) :

En travée :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 > 1,33$$

Sur appuis :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 > 0,21$$

Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_{u,max} = 11,30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,30 \times 10^3}{100 \times 170} = 0,67 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

III.4.2.2. Calcul des Armatures transversales :

$$\emptyset = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_1 \right\} \text{ mm} = \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 12 \right\} \text{ mm} = 5,71$$

On adopte un cadre de Ø8 : $A_t = 1Ø8 = 0,50 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

- $St = \min\{0,9d ; 40\} = \min\{15,3 ; 40\} \text{ cm} = 15,3 \text{ cm}$
- On a adopté : $St = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant:

♦ Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 11,30 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 170} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,8 \frac{25}{1,15} = 17,39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 17,39 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée

♦ Sur appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 11,51 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 170} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,8 \frac{25}{1,15} = 17,39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 17,39 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée

III.4.2.3. Vérification des contraintes à L'ELS:

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée très préjudiciable.

♦ Données:

	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Entravée	6,20	65	25	22,5	2,5	15	2,26	0
Sur appuis	6,24	10	25	22,5	2,5	15	1,13	0

Tableau III-24 : Données de vérification à l'ELS.

♦ Position de l'axe neutre:

C'est la solution y positive de l'équation: $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 + nA_s'(y-d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton:(A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

	y(cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
En travée	4,35	12950,868	0,0586	2,55	15	C-V
Sur appuis	7,20	5211,9853	0,1145	8,25	15	C-V

Tableau III-25 : vérification de l'état limite de compression de béton.

Etat limite d'ouverture de fissures :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

- σ_{st} : contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15.K.(d-y)$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans l'acier tendu : pour une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = 0,8 * \zeta_s \text{ et } \zeta = \min \{0,5F_e ; \max(90\sqrt{\eta f_{tj}}, 200\text{MPa})\}$$

$\eta = 1,6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérifications on tau tableau suivant:

	y(c m)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Vérification
En travée	12,22	73788,6038	0,059	46,20	200	C-V
Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	262,85	200	Non vérifier

Tableau III-26 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

❖ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies ne sont pas justifiées à ELS. Alors on augmente la section sur appuis, la nouvelle section devient : 1HA14 = 1,54 cm²

Les nouveaux résultats de vérification sont dans le tableau suivant :

	y(cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérification
En travée	12,22	73788,6038	0,059	159,55	200	C-V
Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	195,93	200	Non vérifier

Tableau III-27 : vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

III.4.2.4.Vérification de la flèche:

d'après le BAEL91Article (B.6.5.1,page 85):

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{320} = 0,0625 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \frac{20}{320} = \Rightarrow 0,0625 \geq \frac{7,29}{20 \times 6,30} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 17} = 0,013 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

Calcul de la flèche : d'après le BAEL91Article (B.6.5.2, page86)

- Δf_t : la flèche totale
- f̄ : la flèche admissible
- La flèche **totale est** : Δf_t = f_v - f_t
- La flèche admissible est :

$$f = \frac{L \text{ cm}}{500} \text{ si } L < 500 \text{ cm}$$

$$f = 0,5 + \frac{L \text{ cm}}{1000} \text{ si } L > 500 \text{ cm}$$

- $f_t = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$ Flèche dû aux charges instantanées
- $f_t = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$ Flèche dû aux charges différées

Dans notre cas : L = 320 cm

Modules de déformation :

- E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 MPa
- E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 MPa
- f̄ = $\frac{320}{500}$ = 0,64 cm

Moment d'inertie de section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

Moment d’inertie fictif :

- $I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- $I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Avec :

- $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta + (2+3\frac{b_0}{b})}$ Pour la déformation instantanée
- $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta + (2+3\frac{b_0}{b})}$ Pour la déformation différée

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	z (cm)	Σs (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
7,30	2,26	0,01	21,05	159,55	4,25	1,70	0,57	88025,42	28371,48	44793,34

f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _T (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0,17	0,32	0,15	0,64	Vérifié

Tableau III-28 : Récapitulatif de la vérification des flèches.

III.4.3. Schéma de ferrailage:

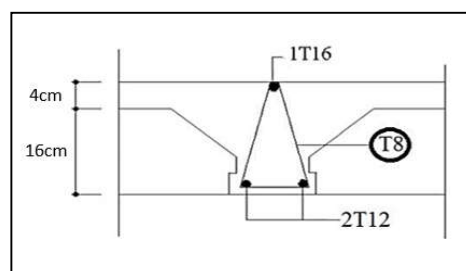


Figure III-12 : Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.

La dalle mince (Table de compression):d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20cm (5p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures. L'écartement L_e entraxes des nervures égale à 65cm donc:

On adapte: $3\phi 5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Donc on a choisi un treillis soudé TS $\phi 5$ (20×30) cm^2 .

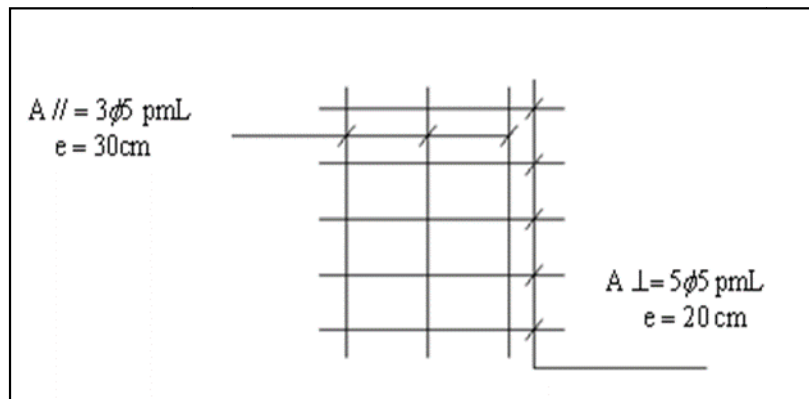


Figure III-13 : Ferrailage de la dalle de compression.



Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Et de dimensionnement les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélero-grammes.

Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (Robot Structures Analyses) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.

- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

IV.4. Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot poutse diviser en quatre étapes:

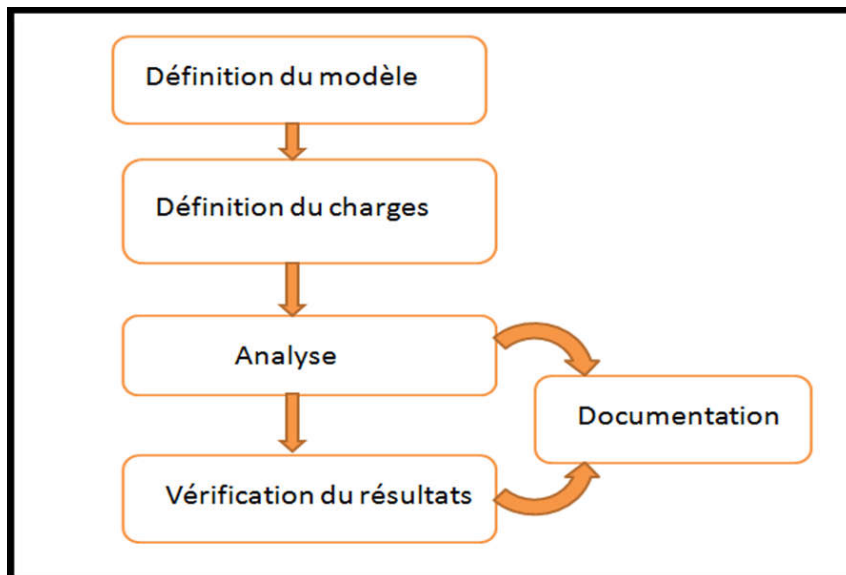


Figure IV-1 : Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.

IV.4.1. Définition du modèle de la structure:

- Choix de type de la structure: Pour notre cas, on étudiera une structure encoque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.

- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

IV.4.2. Définition des Charges de la structure:

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

IV.4.3. Définition des options de calcul:

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

IV.4.4. Exploitation des résultats:

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

Données de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment :

- A usage d'habitation et commerciale, (*Zone I*) et (*Zone III*).
- Ayant une hauteur totale de 37.74 m, il sera classé au groupe d'usage 2.
- La catégorie du site est **S2** (site ferme).

Dont notre cas on utilise la méthode d'analyse modale spectrale

IV.5. Méthode d'analyse modale spectrale :

Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. 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

Zone I :

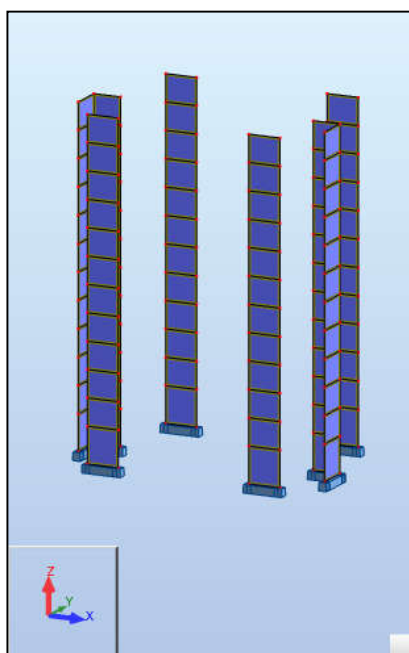
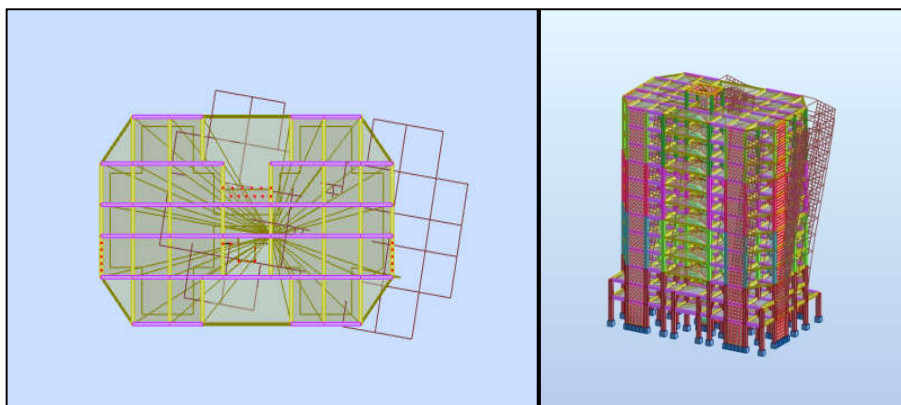


Figure IV-2 : La disposition des voiles de contreventement dans la zone sismique 01.

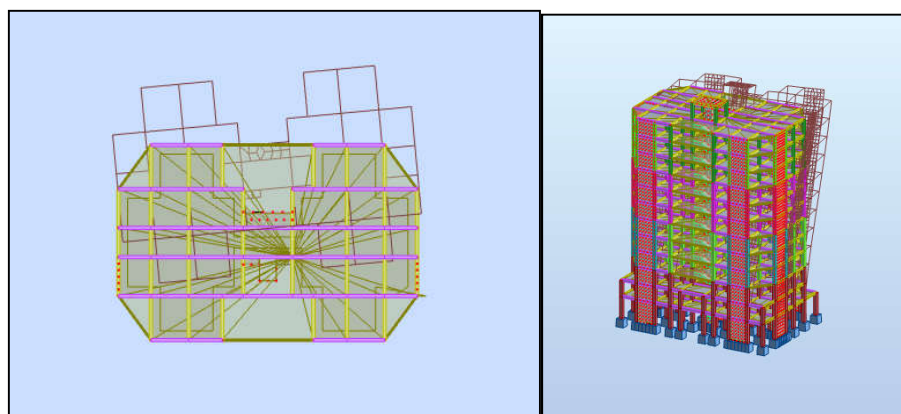
Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0,94	0,01	65,36	0,01	65,36	5475205,60	5475205,60
5/ 2	0,75	63,15	65,45	63,14	0,08	5475205,60	5475205,60
5/ 3	0,69	65,24	66,68	2,09	1,24	5475205,60	5475205,60
5/ 4	0,26	65,24	83,59	0,00	16,90	5475205,60	5475205,60
5/ 5	0,20	82,57	83,60	17,33	0,01	5475205,60	5475205,60
5/ 6	0,18	83,02	83,77	0,45	0,17	5475205,60	5475205,60
5/ 7	0,13	83,02	91,08	0,00	7,31	5475205,60	5475205,60
5/ 8	0,09	90,33	91,08	7,31	0,00	5475205,60	5475205,60
5/ 9	0,08	90,60	91,10	0,27	0,01	5475205,60	5475205,60
5/ 10	0,08	90,60	94,61	0,00	3,51	5475205,60	5475205,60

Tableau IV-1 : Périodes et facteurs de participation modaux (Zone I).



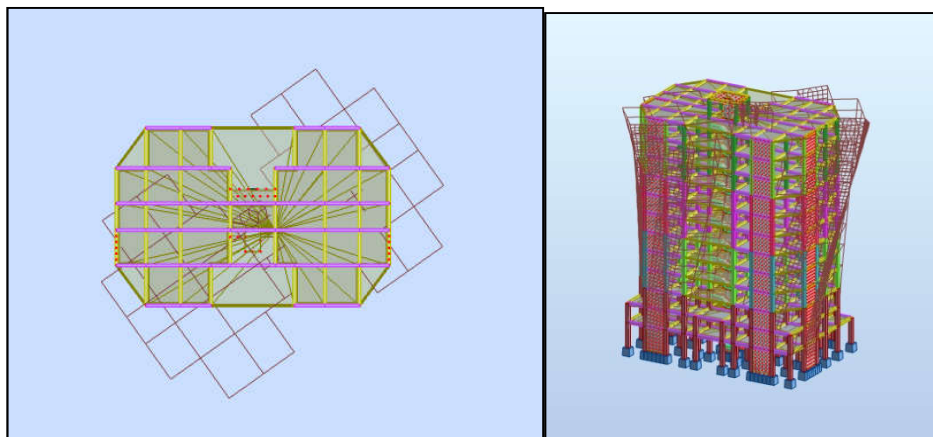
Le 1^{er} mode est un mode de translation selon Y,

$$U_x = 0,09\%, U_y = 65,90\%, U_z = 0,00\%.$$



Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon X,

$$U_x = 63,64\%, U_y = 0,16\%, U_z = 0,00\%.$$



Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z,

$$U_x = 0,42\%, U_y = 1,72\%, U_z = 0,00\%.$$

Zone III :

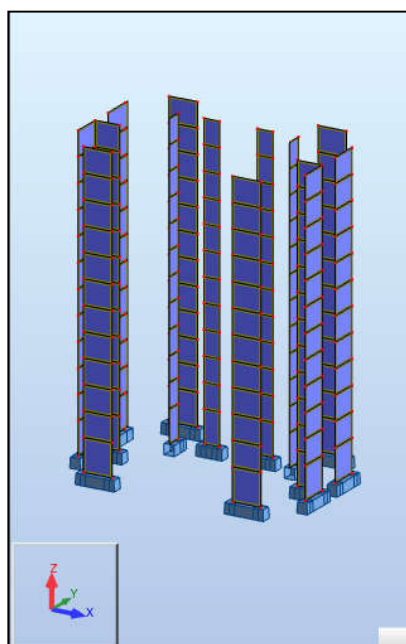
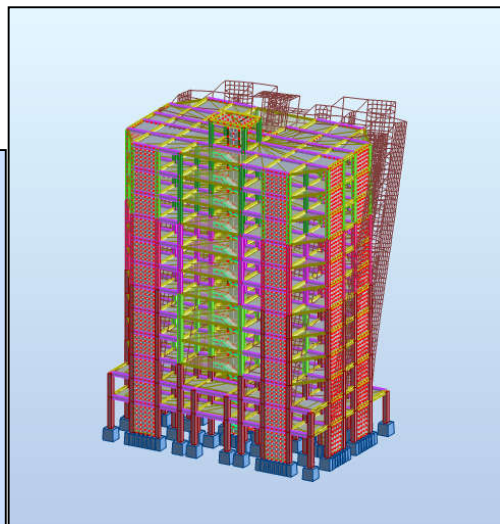
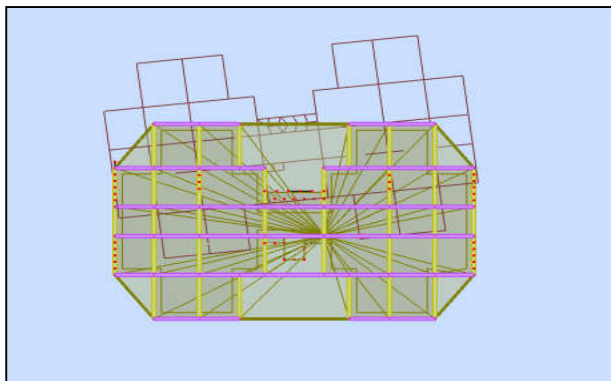


Figure IV-3 : La disposition des voiles de contreventement dans la zone sismique 03.

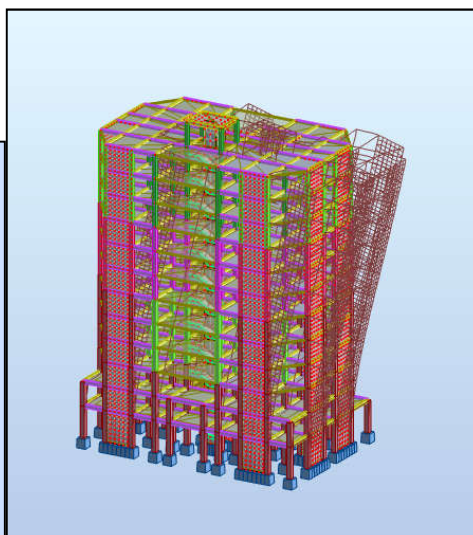
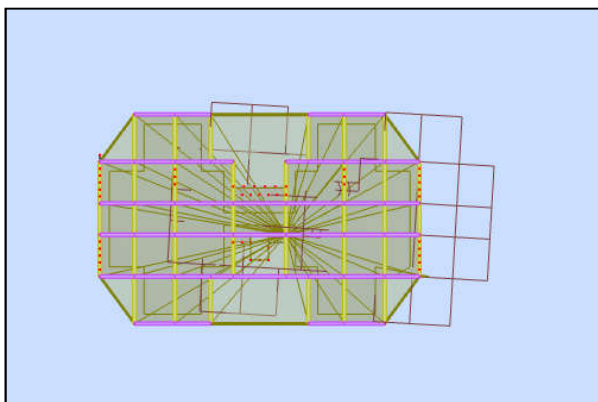
Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	0,80	0,09	63,90	0,0	0,09	63,90	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 2	0,74	64,73	64,07	0,0	64,64	0,16	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 3	0,60	65,16	65,79	0,0	0,42	1,72	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 4	0,22	65,17	82,82	0,0	0,02	17,02	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 5	0,20	82,68	82,84	0,0	17,50	0,03	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 6	0,15	82,73	83,18	0,0	0,05	0,34	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 7	0,10	82,74	90,54	0,0	0,01	7,36	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 8	0,09	90,12	90,55	0,0	7,38	0,02	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 9	0,07	90,71	90,56	0,0	0,59	0,00	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0
5/ 10	0,07	90,71	90,64	0,0	0,00	0,09	0,0	5788328,93	5788328,93	0,0

Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modaux (Zone III).



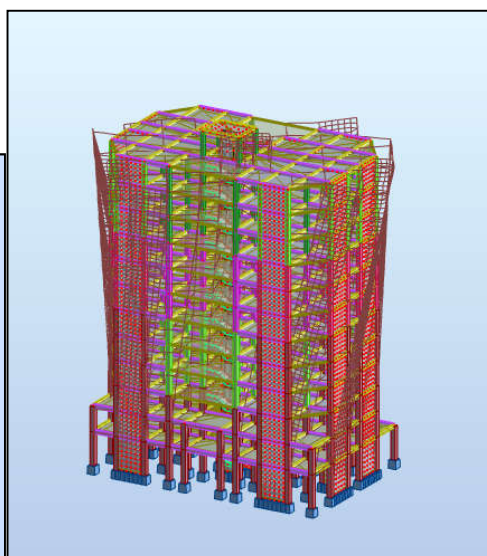
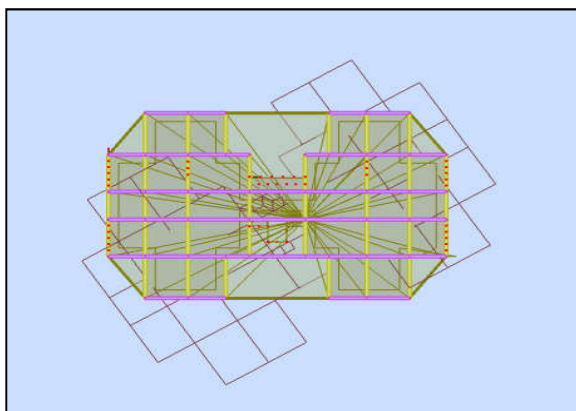
Le 1^{er} mode est un mode de translation selon Y,

$$U_x = 0,09\%, U_y = 63,90\%, U_z = 0,00\%.$$



Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon X,

$$U_x = 64,64\%, U_y = 0,16\%, U_z = 0,00\%.$$



Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z, $U_x = 0,42\%$, $U_y = 1,72\%$, $U_z = 0,00\%$.

IV.4.5.1. Vérification de la période :

D'après RPA99/V2003 article 4.2.4, la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser la valeur T estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$T_{X,Y} = 0,76 \text{ sec}$

- **Pour le sens longitudinal :**

$H_N = 37.74 \text{ m}$, $d = 29.00$, $C_T = 0,05$

Donc : **$T = 0,63 \text{ sec}$**

- **Pour le sens transversal**

$H_N = 37.74 \text{ m}$ et $d = 19.10 \text{ m}$, $C_T = 0.05$

Donc **$T = 0,76 \text{ sec}$**

Zone I :

Nous avons :

$$\left. \begin{aligned} 1.3 \times T_y &= 1.3 \times 0.76 = 0.98 \text{ sec} \geq T_{dyn,y} = 0.94 \text{ sec.} \\ 1.3 \times T_x &= 1.3 \times 0.63 = 0.82 \text{ sec} \geq T_{dyn,x} = 0.75 \text{ sec.} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Zone III :

Nous avons :

$$\left. \begin{aligned} 1.3 \times T_y &= 1.3 \times 0.76 = 0.98 \text{ sec} \geq T_{dyn,y} = 0.80 \text{ sec.} \\ 1.3 \times T_x &= 1.3 \times 0.63 = 0.82 \text{ sec} \geq T_{dyn,x} = 0.74 \text{ sec.} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Δ = la différence entre la zone 1 et la zone 3

	Zone 1	Zone 3	Δ	%
Nombre des voiles	8	14	6	75
Masse total (kg)	5475205,60	5788328,93	313123 ,33	5,72

LA DEFERENCE DE NOMBRE DES VOILES ET LA MASSE ENTRE LA ZONE 1 ET 3

	Période (sec)	
	U_x	U_y
Zone 1	0,75	0,94
Zone 3	0,74	0,80

COMPARAISON DE LA PERIODE DONS LES ZONE 1 ET 3

Résultats de la comparaison :

Lorsque le nombre des voiles augmente, en conséquence, il diminue la valeur des périodes et d'autre part, il augmente la masse de la structure dans de petites proportions

IV.4.5.2.1. L'excentricité :

L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_{xth} = X_{cm} - X_{cr} \qquad e_{xacc} = 5\% * L_x \qquad e_x = \text{Max} (e_{xth} , e_{xacc})$$

$$e_{yth} = Y_{cm} - Y_{cr} \qquad e_{yacc} = 5\% * L_y \qquad e_y = \text{Max} (e_{yth} , e_{yacc})$$

Avec:

- e_{xth} : excentricité théorique suivent x.
- e_{yth} : excentricité théorique suivent y.
- e_{xacc} ; e_{yacc} : excentricité accidentelle suivent x et y respectivement.

On doit avoir :

- $e_x \leq 0,15 L_x$
- $e_y \leq 0,15 L_y$

Zone I :

Niveau	ex th (m)	ey th (m)	ex acc (m)	ey acc (m)	ex (m)	ey (m)
ETAGE 2	0	0,2	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 3	0,01	0,58	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 4	0	0,22	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 5	0	0,23	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 6	0	0,23	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 7	0	0,23	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 8	0	0,22	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 9	0	0,22	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 10	0	0,22	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 11	0	0,22	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 12	0	0,22	1,43	0,93	1,43	0,93

Lx (m)	0,15Lx (m)	Ly (m)	0,15Ly (m)	ex<0,15Lx	ey<0,15Ly
29	4,35	19,1	2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV

Tableau IV-3 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité (Zone I).

Zone III :

Niveau	ex th (m)	ey th (m)	ex acc (m)	ey acc (m)	ex (m)	ey (m)
ETAGE 2	1,41	0,03	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 3	1,44	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 4	1,44	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 5	1,44	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 6	1,46	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 7	1,46	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 8	1,46	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 9	1,47	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 10	1,47	0,09	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 11	1,48	0,07	1,43	0,93	1,43	0,93
ETAGE 12	0	0,46	0,24	0,19	0,24	0,46

Lx (m)	0,15Lx (m)	Ly (m)	0,15Ly (m)	ex<0,15Lx	ey<0,15Ly
29	4,35	19,1	2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV
	4,35		2,865	CV	CV

Tableau IV-4 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité (Zone III).

IV.4.5.3. Calcul de l'action sismique :

Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

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

- **Le pourcentage d'amortissement** : $\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$
- **Le coefficient d'accélération groupe 2 Zone 3** : $A = 0.25$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).
- **Le coefficient d'accélération groupe 2 Zone 1** : $A = 0.08$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).
 - **Le coefficient de comportement** : $R = 5$ (Mixte portiques/voiles avec interaction, tableau 4.3 RPA99/version2003) :
- **La période caractéristique (T2)** : $T_2 = 0,40$ sec
 - ✓ $T_1 = 0.15$ (tableau 4.7 RPA99/version 2003).
 - ✓ $T_2 = 0.40$ (site S2).
- **Le facteur de qualité** : $Q = 1.2$ (tableau 4.4 RPA99/v 2003).
- **La période fondamentale de la structure (Tx,y):**
 - ✓ La formule empirique : $T_{x,y} = 0,76$ sec
 - ✓ $1,3T_x = 0,82$ sec
 - ✓ $1,3T_y = 0,99$ sec
- **Dy = 1.37**
- **Dx = 1.21**

Zone I :

- **Poids total de la structure** : $W = W_{GI} + \beta * W_{OI}$ avec $\beta = 0.2$
 - $W(t) = 5423163,92 \text{ Kg} = 54231,64 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente vaut alors :

$$V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1545,85 \text{ KN}$$

$$0,8 V_X = 1236,68 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant à la base dans le sens y :**

$$V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1750,26 \text{ KN}$$

$$0,8 V_Y = 1400,21 \text{ KN}$$

- $V_x (\text{dyn}) = 2360,93 \text{ KN}$
- $V_y (\text{dyn}) = 2065,50 \text{ KN}$

Vérification:

$$V_{dy} \geq 0.80 V_{st}$$

- ✓ **Sens X :**
2360,93 > 1236,68 Condition vérifiée
- ✓ **Sens-Y :**
2065,50 > 1400,21 Condition vérifiée

Zone III :

- **Poids total de la structure :** $W = W_{GI} + \beta * W_{OI}$ avec $\beta = 0.2$
- $W(t) = 5788328,93 \text{ Kg} = 57883,29 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente vaut alors :

- **Effort tranchant à la base dans le sens x :**

$$V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 2847,11 \text{ KN}$$

$$0,8 V_X = 2277,69 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant à la base dans le sens y :**

$$V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 2511,43 \text{ KN}$$

$$0,8 V_Y = 2009,14 \text{ KN}$$

- $V_x (\text{dyn}) = 4350,75 \text{ KN}$
- $V_y (\text{dyn}) = 4122,86 \text{ KN}$

Vérification :

$$V_{dy} \geq 0.80 V_{st}$$

- ✓ **Sens X :**
4350,75 > 2277,69 Condition vérifiée
- ✓ **Sens-Y :**
4122,86 > 2009,14 Condition vérifiée

Comparaison des résultats des efforts tranchant à la base dans les zones (1 et 3) :

Δ : la déférence (V zone 3- V zon1).

%: le pourcentage de la déférence = $\frac{V_{\text{zone 3}} - V_{\text{zon1}}}{V_{\text{zone 1}}}$

	Sens	Zone sismique 01	Zone sismique 03	Δ	%
Effort tranchant à la base	Vx (dyn)	2360,93	4540,24	2179,31	92,3
	Vy (dyn)	2065,50	4303,13	2237,63	108,3

Tableau IV-5 : la différence des Effort tranchant à la base dans la zone sismique 01 e 03.

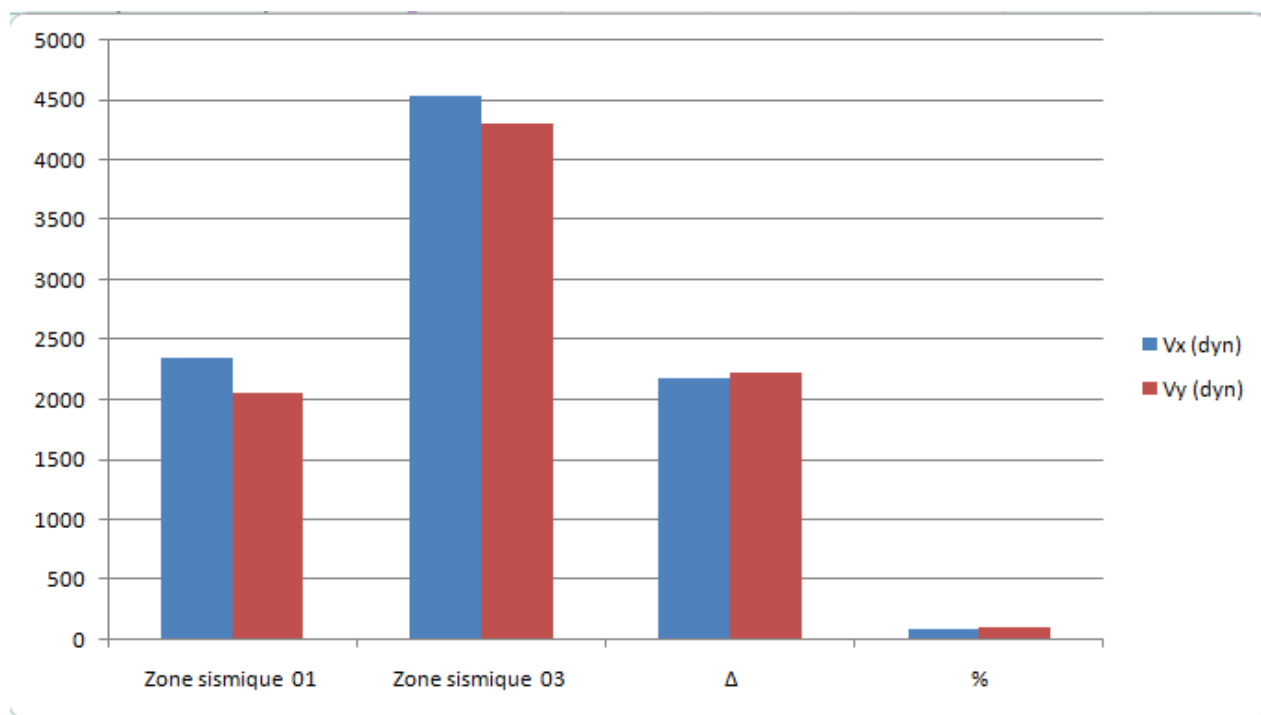


Figure IV-4 : L'évolution des valeurs des Effort tranchant à la base entre la zone sismique 01 et 03.

Remarque :

On peut constater qu'il a une augmentation significative sur les valeurs des efforts tranchant à la base entre les zones sismiques I et III.

IV.4.5.4.Vérification à l'effort normal réduit :

$$V = N_d / B \cdot f_{c28} \leq 0.3$$

- $f_{c28} = 25$ MPa
- B : Section transversale du poteau
- N_d : Effort normal de compression due au séisme RPA (Article 7.1.3.3).

Zone I :

	Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation
POTEAU (40 X 40) cm	c	400	400	160000	0,10	Vérifiée
POTEAU (45 X 45) cm	817233,13	450	450	202500	0,16	Vérifiée
POTEAU (50 X 50) cm	1249031,78	500	500	250000	0,20	Vérifiée
POTEAU (55 X 55) cm	1859016,28	550	550	302500	0,25	Vérifiée

Tableau IV-6 : Vérification à l'effort normal réduit dans la zone sismique 01.

Zone III :

	Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation
POTEAU (40 X 40) cm	378688,43	400	400	160000	0,09	Vérifiée
POTEAU (45 X 45) cm	763845,98	450	450	202500	0,15	Vérifiée
POTEAU (50 X 50) cm	1196358,37	500	500	250000	0,19	Vérifiée
POTEAU (55 X 55) cm	1802934,62	550	550	302500	0,24	Vérifiée

Tableau IV-7 : Vérification à l'effort normal réduit dans la zone sismique 03.

	Zone I	Zone III	Δ	%
POTEAU (40 X 40) cm	Nu (N) 414005,08	Nu (N) 378688,43	35 316,65	9.32
(45 X 45) cm	817233,13	763845,98	53 387,15	6.98
(50 X 50) cm	1249031,78	1196358,37	52 673,41	4.40
(55 X 55) cm	1859016,28	1802934,62	56 081,66	3.11

On peut constater qu'il a une diminution sur les valeurs des efforts entre les zones sismique I et III.

IV.4.5.5.Vérification des déplacements :

D’après l’article 4.4.3 du RPA99/v 2003 :

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Zone I :

Niveaux	h _k (cm)	Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
		dr UX (cm)	1%h _k (cm)	Observation	dr UY (cm)	1%h _k (cm)	Observation
RDC	408	0,20	4,08	<i>vérifiée</i>	0,30	4,08	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 1	306	0,30	3,06	<i>vérifiée</i>	0,50	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 2	306	0,40	3,06	<i>vérifiée</i>	0,60	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 3	306	0,50	3,06	<i>vérifiée</i>	0,70	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 4	306	0,50	3,06	<i>vérifiée</i>	0,70	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 5	306	0,50	3,06	<i>vérifiée</i>	0,70	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 6	306	0,60	3,06	<i>vérifiée</i>	0,80	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 7	306	0,60	3,06	<i>vérifiée</i>	0,70	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 8	306	0,60	3,06	<i>vérifiée</i>	0,70	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 9	306	0,50	3,06	<i>vérifiée</i>	0,70	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 10	306	0,50	3,06	<i>vérifiée</i>	0,60	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 11	306	0,50	3,06	<i>vérifiée</i>	0,60	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 12	306	0,30	3,06	<i>vérifiée</i>	0,60	3,06	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV-8 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal dans la zone sismique 01.

Zone III :

Niveaux	h _k	Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
		dr UX (cm)	1%h _k	Observation	dr UY (cm)	1%h _k	Observation

	(cm)		(cm)			(cm)	
RDC	408	0,4	4,08	<i>vérifiée</i>	0,5	4,08	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 1	306	0,6	3,06	<i>vérifiée</i>	0,7	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 2	306	0,8	3,06	<i>vérifiée</i>	0,9	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 3	306	0,9	3,06	<i>vérifiée</i>	1,0	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 4	306	1,0	3,06	<i>vérifiée</i>	1,1	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 5	306	1,1	3,06	<i>vérifiée</i>	1,1	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 6	306	1,1	3,06	<i>vérifiée</i>	1,2	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 7	306	1,1	3,06	<i>vérifiée</i>	1,2	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 8	306	1,1	3,06	<i>vérifiée</i>	1,1	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 9	306	1,0	3,06	<i>vérifiée</i>	1,1	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 10	306	1,0	3,06	<i>vérifiée</i>	1,0	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 11	306	0,9	3,06	<i>vérifiée</i>	1,0	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 12	306	0,5	3,06	<i>vérifiée</i>	1,0	3,06	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV-9 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal dans la zone sismique 03.

IV.4.5.6. Justification de l’effet P.Δ :

L’effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux : **L’article 5.9 du RPA99/version2003 page 37**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

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

Zone I :

SENS X :

Niveau	h _k (m)	W _k (kN)	P _k (kN)	V _k (kN)	Δ _k (cm)	Δ _k (m)	Θ _k	Condition
ETAGE 12	3,06	273	273	40,83	0,30	0,0030	0,0066	Vérifiée

ETAGE 11	3,06	4327	4600	474,72	0,50	0,0050	0,0158	Vérifiée
ETAGE 10	3,06	3887	8487	765,33	0,50	0,0050	0,0181	Vérifiée
ETAGE 9	3,06	3887	12373	986,08	0,50	0,0050	0,0205	Vérifiée
ETAGE 8	3,06	4043	16416	1180,65	0,60	0,0060	0,0273	Vérifiée
ETAGE 7	3,06	4043	20459	1353,17	0,60	0,0060	0,0296	Vérifiée
ETAGE 6	3,06	4043	24502	1505,42	0,60	0,0060	0,0319	Vérifiée
ETAGE 5	3,06	4217	28719	1642,68	0,50	0,0050	0,0286	Vérifiée
ETAGE 4	3,06	4217	32936	1766,57	0,50	0,0050	0,0305	Vérifiée
ETAGE 3	3,06	4217	37154	1876,55	0,50	0,0050	0,0324	Vérifiée
ETAGE 2	3,06	4454	41607	1971,08	0,40	0,0040	0,0276	Vérifiée
ETAGE 1	3,06	5213	46820	2067,92	0,30	0,0030	0,0222	Vérifiée
RDC	4,08	6412	53232	2150,73	0,20	0,0020	0,0121	Vérifiée

Tableau IV-9 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens X dans la zone sismique 01.

SENS Y :

Niveau	hk (m)	Wk (kN)	Pk (kN)	Vk (kN)	Δk (cm)	Δk (m)	Θk	Condition
ETAGE 12	3,06	273	273	35,54	0,60	0,0060	0,0151	Vérifiée
ETAGE 11	3,06	4327	4600	417,24	0,60	0,0060	0,0216	Vérifiée
ETAGE 10	3,06	3887	8487	674,85	0,60	0,0060	0,0247	Vérifiée
ETAGE 9	3,06	3887	12373	869,95	0,70	0,0070	0,0325	Vérifiée
ETAGE 8	3,06	4043	16416	1032,87	0,70	0,0070	0,0364	Vérifiée
ETAGE 7	3,06	4043	20459	1174,38	0,70	0,0070	0,0399	Vérifiée
ETAGE 6	3,06	4043	24502	1299,83	0,80	0,0080	0,0493	Vérifiée
ETAGE 5	3,06	4217	28719	1418,48	0,70	0,0070	0,0463	Vérifiée
ETAGE 4	3,06	4217	32936	1533,05	0,70	0,0070	0,0491	Vérifiée
ETAGE 3	3,06	4217	37154	1636,88	0,70	0,0070	0,0519	Vérifiée

ETAGE 2	3,06	4454	41607	1729,59	0,60	0,0060	0,0472	Vérifiée
ETAGE 1	3,06	5213	46820	1820,81	0,50	0,0050	0,0420	Vérifiée
RDC	4,08	6412	53232	1898,21	0,30	0,0030	0,0206	Vérifiée

Tableau IV-10 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens Y dans la zone sismique 01.

Zone III :

SENS X :

Niveau	hk (m)	Wk (kN)	Pk (kN)	Vk (kN)	Δk (cm)	Δk (m)	Θk	Condition
ETAGE 12	3,06	273	273	81	0,30	0,0030	0,0033	Vérifiée
ETAGE 11	3,06	4510	4783	967	0,50	0,0050	0,0081	Vérifiée
ETAGE 10	3,06	4070	8853	1552	0,50	0,0050	0,0093	Vérifiée
ETAGE 9	3,06	4070	12923	2003	0,50	0,0050	0,0105	Vérifiée
ETAGE 8	3,06	4226	17149	2400	0,60	0,0060	0,0140	Vérifiée
ETAGE 7	3,06	4226	21375	2753	0,60	0,0060	0,0152	Vérifiée
ETAGE 6	3,06	4226	25601	3061	0,60	0,0060	0,0164	Vérifiée
ETAGE 5	3,06	4401	30002	3341	0,50	0,0050	0,0147	Vérifiée
ETAGE 4	3,06	4401	34403	3591	0,50	0,0050	0,0157	Vérifiée
ETAGE 3	3,06	4401	38804	3808	0,50	0,0050	0,0166	Vérifiée
ETAGE 2	3,06	4637	43441	3999	0,40	0,0040	0,0142	Vérifiée
ETAGE 1	3,06	5396	48837	4187	0,30	0,0030	0,0114	Vérifiée
RDC	4,08	6657	55494	4350	0,20	0,0020	0,0063	Vérifiée

Tableau IV-11 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens X dans la zone sismique 03.

SENSS-Y :

Niveau	hk (m)	Wk (kN)	Pk (kN)	Vk (kN)	Δk (cm)	Δk (m)	Θk	Condition
ETAGE 12	3,06	273	273	83	0,60	0,0060	0,0064	Vérifiée
ETAGE	3,06	4510	4783	909	0,60	0,0060	0,0103	Vérifiée

11								
ETAGE 10	3,06	4070	8853	1465	0,60	0,0060	0,0119	Vérifiée
ETAGE 9	3,06	4070	12923	1892	0,70	0,0070	0,0156	Vérifiée
ETAGE 8	3,06	4226	17149	2260	0,70	0,0070	0,0174	Vérifiée
ETAGE 7	3,06	4226	21375	2586	0,70	0,0070	0,0189	Vérifiée
ETAGE 6	3,06	4226	25601	2875	0,80	0,0080	0,0233	Vérifiée
ETAGE 5	3,06	4401	30002	3140	0,70	0,0070	0,0219	Vérifiée
ETAGE 4	3,06	4401	34403	3380	0,70	0,0070	0,0233	Vérifiée
ETAGE 3	3,06	4401	38804	3591	0,70	0,0070	0,0247	Vérifiée
ETAGE 2	3,06	4637	43441	3778	0,60	0,0060	0,0225	Vérifiée
ETAGE 1	3,06	5396	48837	3965	0,50	0,0050	0,0201	Vérifiée
RDC	4,08	6657	55494	4122	0,30	0,0030	0,0099	Vérifiée

Tableau IV-12 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens Y dans la zone sismique 03.

IV.4.5.7.Vérification de renversement :

$$M_s/M_r > 1,5$$

- Ms : Moment stabilisant à la base.
- Mr : Moment renversant (Le moment moteur) à la base dans les directions (X ou Y).
- Coefficient de renversement = 1,5.

Zone I :

SENS X :

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	2150,73	82,81	6,08	33478	14,25	134	477062	Vérifiée
1	2067,92	96,84	9,14			365		Vérifiée
2	1971,08	94,53	12,2			777		Vérifiée
3	1876,55	109,98	15,26			1307		Vérifiée
4	1766,57	123,89	18,32			1920		Vérifiée
5	1642,68	1642,68	21,38			33106		Vérifiée

6	1505,42	1505,42	24,44			34746		Vérifiée
7	1353,17	1353,17	27,5			34902		Vérifiée
8	1180,65	1180,65	30,56			33362		Vérifiée
9	986,08	986,08	33,62			29891		Vérifiée
10	765,33	765,33	36,68			23846		Vérifiée
11	474,72	474,72	39,74			14089		Vérifiée
12	40,83	40,83	42,8			1073		Vérifiée

Tableau IV-13 : Vérification de renversement suivant le sens X dans la zone sismique 01.

SENSS-Y :

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	1898,21	77,4	6,08	33478	6,05	253	202542	Vérifiée
1	1820,81	91,22	9,14			626		Vérifiée
2	1729,59	92,71	12,2			1008		Vérifiée
3	1636,88	103,83	15,26			1553		Vérifiée
4	1533,05	114,57	18,32			2215		Vérifiée
5	1418,48	1418,48	21,38			36216		Vérifiée
6	1299,83	1299,83	24,44			37966		Vérifiée
7	1174,38	1174,38	27,5			38269		Vérifiée
8	1032,87	1032,87	30,56			36805		Vérifiée
9	869,95	869,95	33,62			33055		Vérifiée
10	674,85	674,85	36,68			26227		Vérifiée
11	417,24	417,24	39,74			15383		Vérifiée
12	35,54	35,54	42,8	1090	Vérifiée			

Tableau IV-14 : Vérification de renversement suivant le sens Y dans la zone sismique 01.

Zone III :

SENS X :

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	4350	162,5	6,08	33478	14,25	134	477062	Vérifiée
1	4187	188,23	9,14			365		Vérifiée
2	3999	190,76	12,2			777		Vérifiée
3	3808	217,93	15,26			1307		Vérifiée
4	3591	249,79	18,32			1920		Vérifiée
5	3341	3340,77	21,38			33106		Vérifiée

6	3061	3061,49	24,44			34746		Vérifiée
7	2753	2753,1	27,5			34902		Vérifiée
8	2400	2399,92	30,56			33362		Vérifiée
9	2003	2003,33	33,62			29891		Vérifiée
10	1552	1552,03	36,68			23846		Vérifiée
11	967	967,31	39,74			14089		Vérifiée
12	81	81,46	42,8			1073		Vérifiée

Tableau IV-15 : Vérification de renversement suivant le sens X dans la zone sismique 03.

SENS Y :

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	4122	157,15	6,08	33478	6,05	253	202542	Vérifiée
1	3965	186,61	9,14			626		Vérifiée
2	3778	187,53	12,2			1008		Vérifiée
3	3591	211,26	15,26			1553		Vérifiée
4	3380	239,48	18,32			2215		Vérifiée
5	3140	3140,18	21,38			36216		Vérifiée
6	2875	2874,72	24,44			37966		Vérifiée
7	2586	2586,19	27,5			38269		Vérifiée
8	2260	2259,94	30,56			36805		Vérifiée
9	1892	1892,08	33,62			33055		Vérifiée
10	1465	1464,73	36,68			26227		Vérifiée
11	909	909,06	39,74			15383		Vérifiée
12	83	83,31	42,8	1090	Vérifiée			

Tableau IV-16 : Vérification de renversement suivant le sens Y dans la zone sismique 03.



Chapitre V :

Etude des éléments principaux

V.1. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure et en vue par du logiciel Robot.

- Les Poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

V.2. Etudes des poutres :

V.2.1. Calcul du ferrailage de la poutre porteuse

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants:

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

V.2.1.1. Calcul de la section d'armatures

V.2.1.1.1. Etat limite ultime (E.L.U)

Armatures longitudinales

Condition de non fragilité(BAEL91 modifié99)

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{F_{t2e}}{F_e} \right) = \max (1,35 ; 1,47) \text{cm}^2$$

Pour la poutre porteuse (l'axe2): $A_{\min} = 1,47\text{cm}^2$

Condition exigée par RPA99 (RPA99/version2003articles7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de : $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$ (en toute section)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h$ (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement et de: $50\phi_1$ en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90° .

Armatures transversales

D'après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t,\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

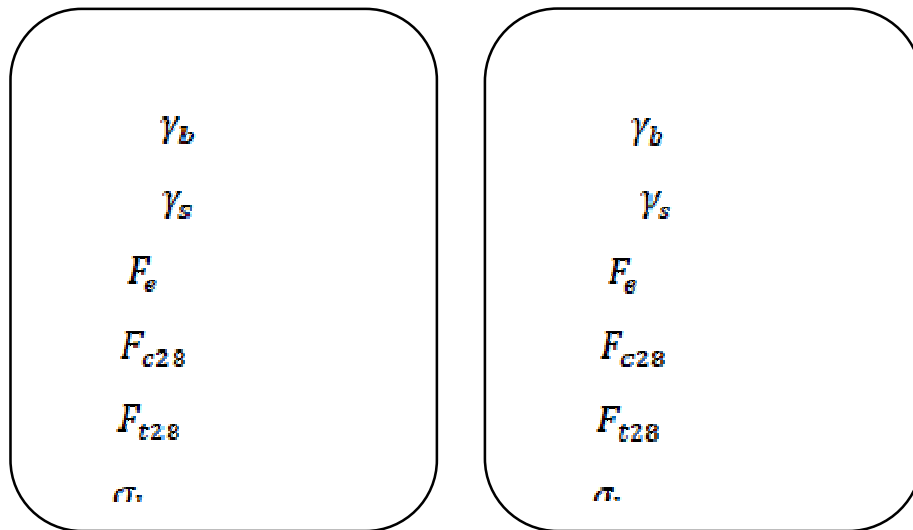
- Zone nodale et en travée :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30\text{cm} \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

V.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :



Caractéristique mécanique des matériaux:

Situation	Béton			Acier(FeE400)		
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	25	12,47	1,15	400	348

Tableau V-1 : Caractéristique mécanique des matériaux:

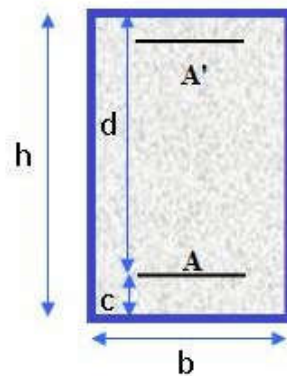


Figure V-1 :section transversale de la poutre.

V.2.1.3. Sollicitations des poutres sous différentes combinaisons :

Zone sismique I :

Poutre	Section (cm ²)	ELU		ELS		ELA	
		M _{u.t} (KN.m)	M _{u.a} (KN.m)	M _{ser.t} (KN.m)	M _{ser.a} (KN.m)	M _{u.t} (KN.m)	M _{a.acc} (KN.m)
P.principale	30x45	46,53	89,33	34,46	64,10	59,02	109,45
P.secondeaire	30x40	50,33	55,00	37,24	40,27	81,01	84,66

Tableau V-2 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poutres dans la zone sismique 01.

Poutre	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		T _{u.max} (KN)	T _{ser.max} (KN)	T _{acc.max} (KN)
P.principale	30x45	111,13	79,78	89,23
P.secondeaire	30x40	66,56	49,26	95,30

Tableau V-3 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 01.

Zone sismique III :

Poutre	Section (cm ²)	ELU		ELS		ELA	
		M _{u.t} (KN.m)	M _{u.a} (KN.m)	M _{ser.t} (KN.m)	M _{ser.a} (KN.m)	M _{u.t} (KN.m)	M _{a.acc} (KN.m)
P.principale	30x45	46,53	89,33	34,46	64,10	128,46	186,49
P.secondeaire	30x40	50,33	55,00	37,24	40,27	198,19	201,88

Tableau V-4 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poutres dans la zone sismique 03.

Poutre	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		T _{u.max} (KN)	T _{ser.max} (KN)	T _{acc.max} (KN)
P.principale	30x45	111,13	79,78	144,53
P.secondeaire	30x40	66,56	49,26	183,47

Tableau V-5 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 03.

V.2.1.3.1. Etude comparative entre les résultats des sollicitations dans la zone sismique I et III :

Poutre	Section (cm ²)	M _{y,t} (KN.m)				M _{y,a} (KN.m)			
		ELA				ELA			
		Zone I	Zone III	Δ	%	Zone I	Zone III	Δ	%
P.principale	30x45	59,02	128,46	69,44	117,6 %	109,45	186,49	77,04	70,4 %
P.secondeaire	30x40	81,01	198,19	117,18	144,6 %	84,66	201,88	117,22	138,6 %

Tableau V-6 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poutres dans la zone sismique 01 et 03.

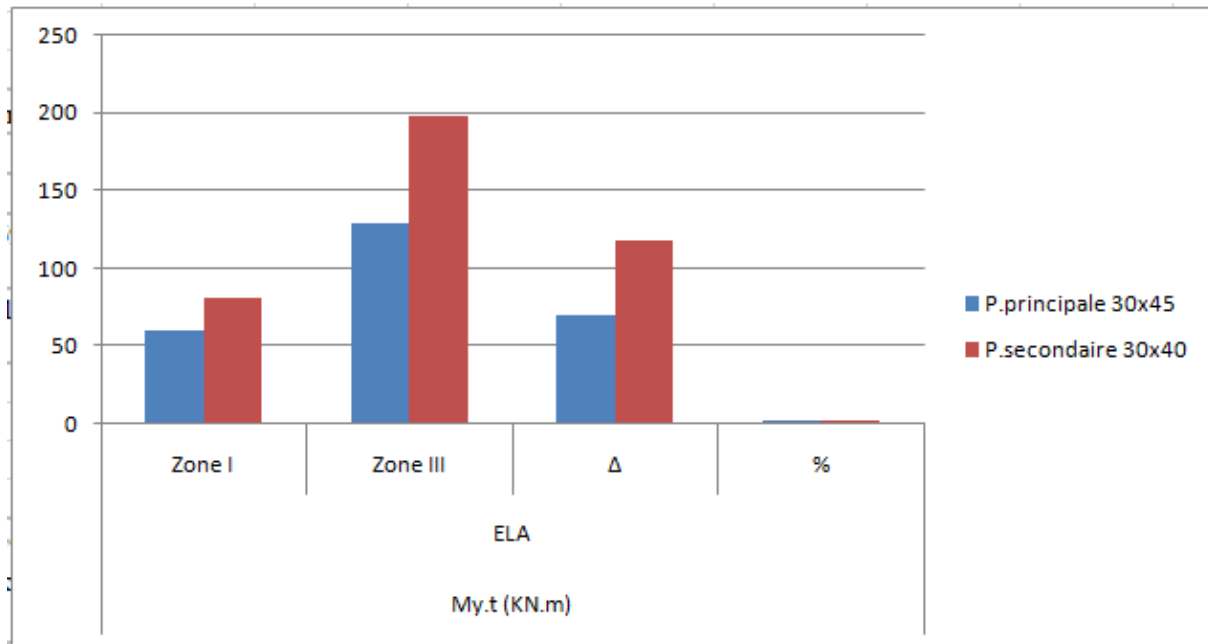


Figure V-2 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (M_y) pour les poutres en travée dans la zone sismique 01 et 03.

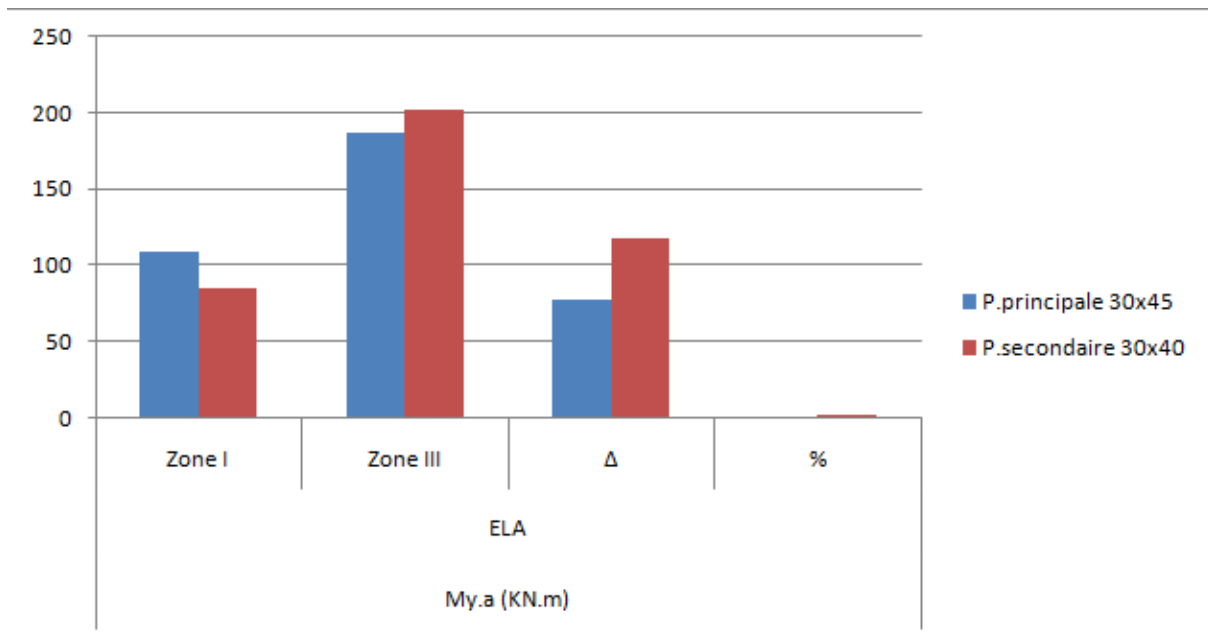
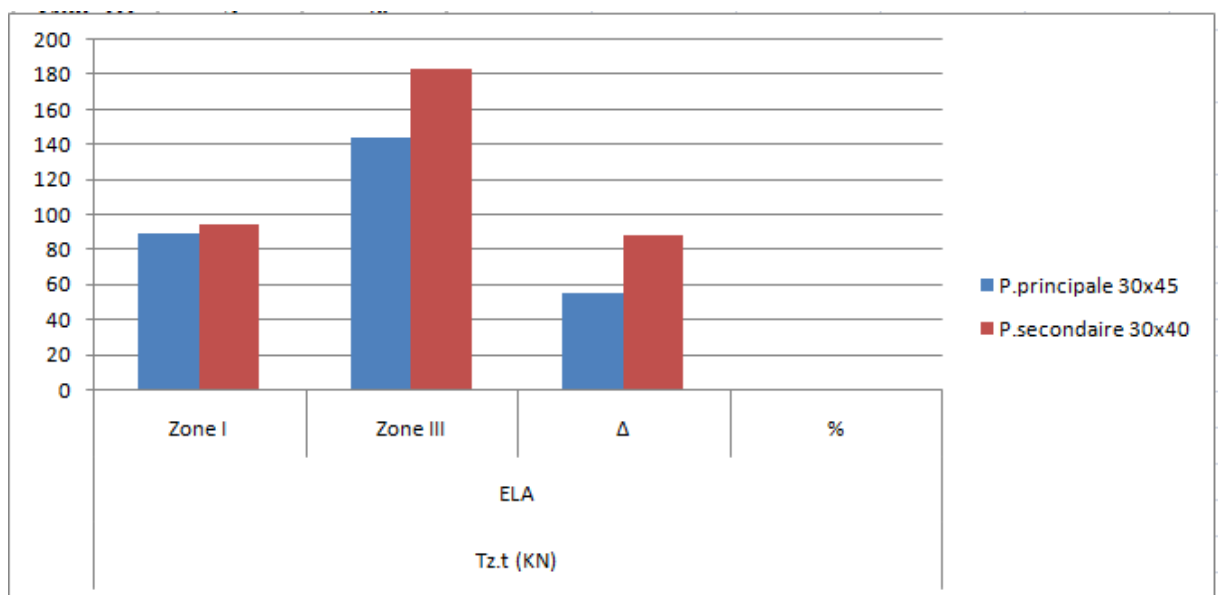


Figure V-3 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (M_y) pour les poutres sur appuis dans la zone sismique 01 et 03.

Poutre	Section (cm ²)	T _{z,t} (KN)			
		ELA			
		Zone I	Zone III	Δ	%
P.principale	30x45	89,23	144,53	55,3	62 %
P.secondeire	30x40	95,30	183,47	88,17	92,5 %

Tableau V-7 : La différence entre les résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 01 et 03.



IV.1.

Figure V-4 : L'évolution des valeurs des efforts tranchant (T_z) pour les poutres dans la zone sismique 01 et 03.

Commentaire :

On peut constater qu'il y a une augmentation significative des valeurs des sollicitations des poutres entre la zone sismique 01 et 03 :

Nous avons observé une évolution importante des valeurs des moments fléchissant (M_y) sur appuis pour les poutres principales qui atteignent un pourcentage de 117,6 %, et de 144,6 % pour les poutres secondaires.

L'évolution des efforts tranchant (T_z) pour les poutres principales atteignent un pourcentage de 62%, et de 92,5 % pour les poutres secondaires.

Cette évolution traduit clairement l'effet de l'augmentation de l'intensité de l'action sismique entre les zones sismiques 01 et 03 sur les efforts sollicités les éléments de la structure (les poutres).

V.3. Calcul du ferrailage des poteaux

Le poteau est un élément vertical, il transmet les efforts (G et Q) aux fondations. Sa section est soumise à la compression simple sous un effort normal.

V.3.1. Dimensionnement du poteau

Vérification à la compression (article 7-4-3 RPA99/V2003)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile ou sollicitations d'ensemble du séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$\sigma = \frac{N_u}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où

- N_u : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton;
- B_c : est la section brute du poteau.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

V.3.2. Sollicitations des poteaux sous différentes combinaisons :

Zone sismique I :

	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		N_u (KN)	N_{ser} (KN)	N_u (KN)
poteau	40x40	366,85	270,21	284,09
	45x45	742,30	546,76	580,04

	50x50	1167,84	860,20	916,19
	55x55	1771,11	1298,08	1371,36

Tableau V-8 : Résultats des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 01.

	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		$M_{y,u}$ (KN.m)	$M_{y,ser}$ (KN.m)	$M_{y,acc}$ (KN.m)
poteau	40x40	44,24	32,64	71,29
	45x45	45,77	33,98	66,99
	50x50	42,12	31,28	68,90
	55x55	43,56	31,39	60,57

Tableau V-9 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 01.

	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		$T_{u,max}$ (KN)	$T_{ser,max}$ (KN)	$T_{acc,max}$ (KN)
poteau	40x40	26,65	19,78	90,45
	45x45	28,95	21,50	119,60
	50x50	26,57	19,73	130,90
	55x55	44,84	32,48	136,27

Tableau V-10 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 01.

Zone sismique III :

	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		N_u (KN)	N_{ser} (KN)	N_u (KN)
poteau	40x40	366,85	270,21	326,94
	45x45	742,30	546,76	633,06
	50x50	1167,84	860,20	1147,43
	55x55	1771,11	1298,08	1835,13

Tableau V-11 : Résultats des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 03.

	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		$M_{y,u}$ (KN.m)	$M_{y,ser}$ (KN.m)	$M_{y,acc}$ (KN.m)
poteau	40x40	44,24	32,64	129,25
	45x45	45,77	33,98	145,57
	50x50	42,12	31,28	161,72
	55x55	43,56	31,39	144,26

Tableau V-12 : Résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 03.

	Section (cm ²)	ELU	ELS	ELA
		T _{u.max} (KN)	T _{ser.max} (KN)	T _{acc.max} (KN)
poteau	40x40	26,65	19,78	209,08
	45x45	28,95	21,50	278,40
	50x50	26,57	19,73	306,42
	55x55	44,84	32,48	291,96

Tableau V-13 : Résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 03.

V.3.3. Etude comparative entre les résultats des sollicitations dans la zone sismique I et III :

	Section (cm ²)	N _x (KN)			
		ELA			
		Zone I	Zone III	Δ	%
Poteau	40x40	284,09	326,94	42,85	15,1 %
	45x45	580,04	633,06	53,02	9,14 %
	50x50	916,19	1147,43	231,24	25,2 %
	55x55	1371,36	1835,13	463,77	33,81 %

Tableau V-14 : La différence entre les résultats des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.

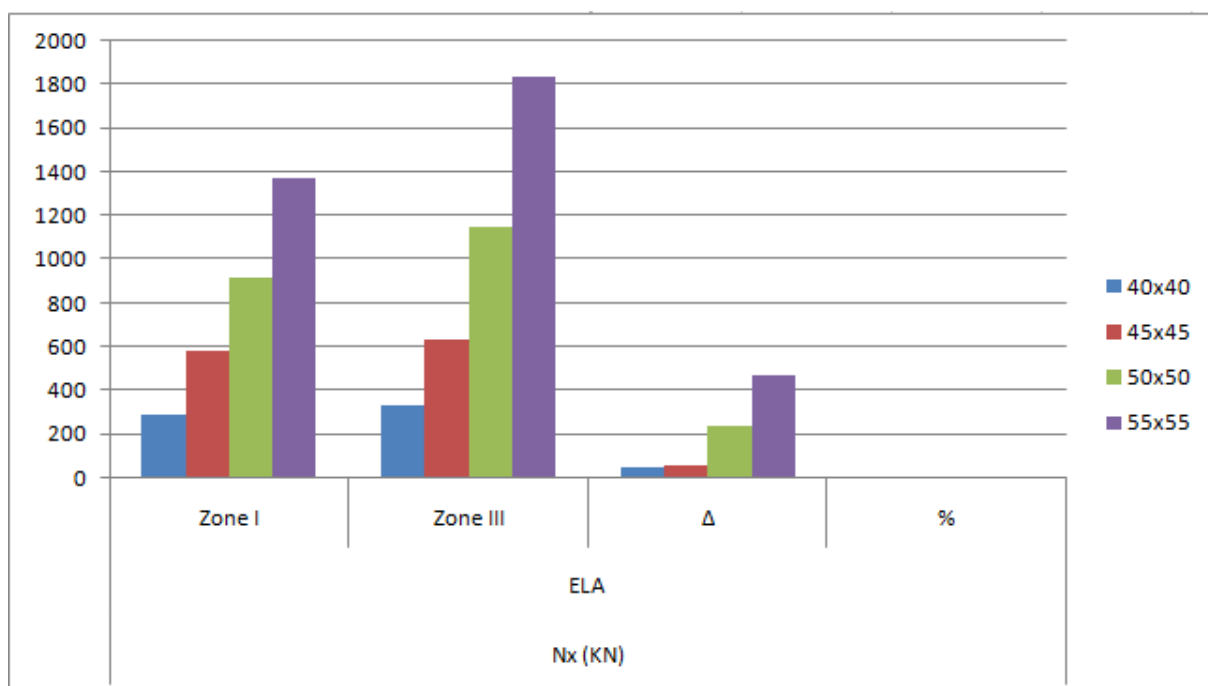


Figure V-5 : L'évolution des valeurs des efforts normaux (N_x) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.

	Section (cm ²)	M _{y,t} (KN.m)			
		ELA			
		Zone I	Zone III	Δ	%
Poteau	40x40	71,29	129,25	57,96	81,30 %
	45x45	66,99	145,57	78,58	117,30 %
	50x50	68,90	161,72	92,82	134,72 %
	55x55	60,57	144,26	83,69	138,17 %

Tableau V-15 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.

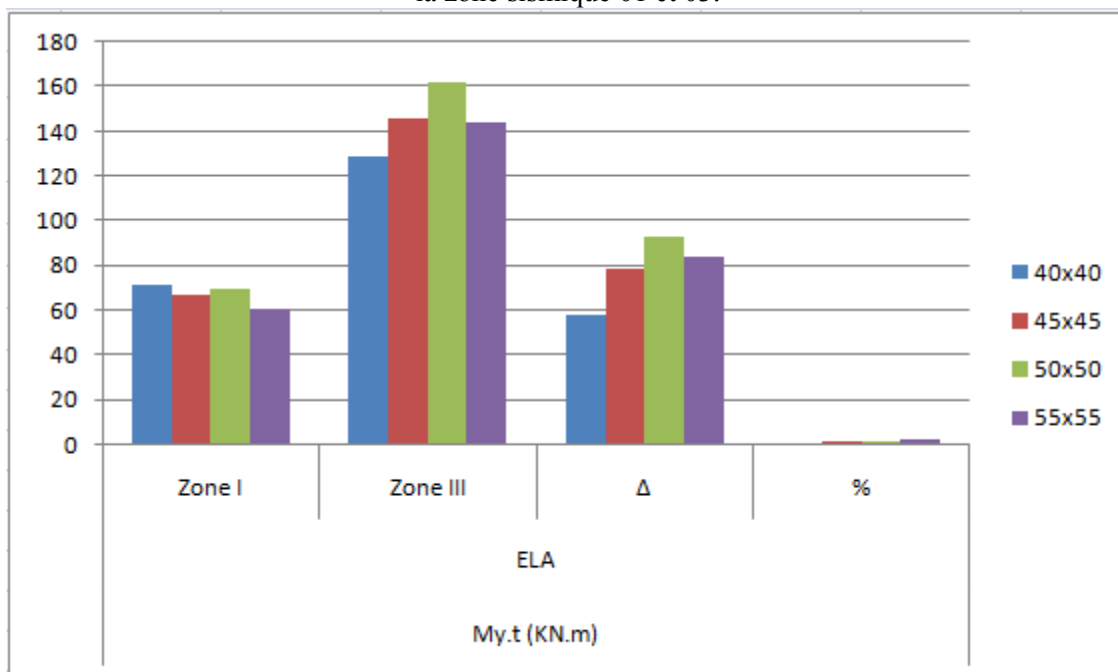


Figure V-6 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.

	Section (cm ²)	T _{y,t} (KN)			
		ELA			
		Zone I	Zone III	Δ	%
Poteau	40x40	90,45	209,08	118,63	131,16 %
	45x45	119,6	278,4	158,80	132,78 %
	50x50	130,9	306,42	175,52	134,09 %
	55x55	136,27	291,96	155,69	114,25 %

Tableau V-16 : La différence entre les résultats des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.

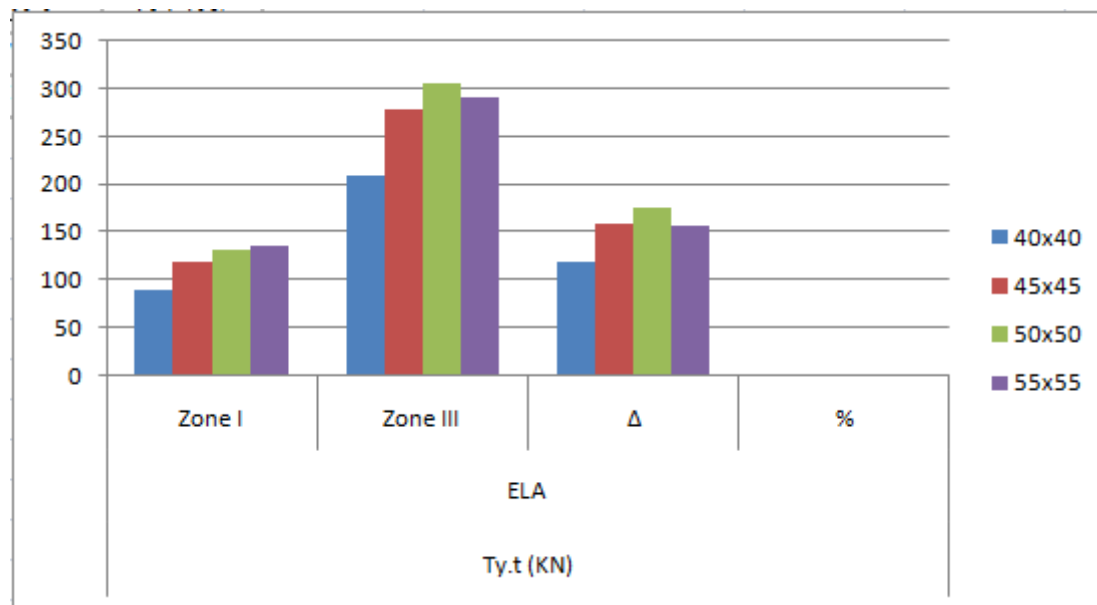


Figure V-7 : L'évolution des valeurs des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux dans la zone sismique 01 et 03.

Commentaire :

On peut constater qu'il y a une augmentation significative des valeurs des sollicitations des poteaux entre la zone sismique 01 et 03 :

Nous avons observé une évolution considérable des valeurs des efforts normaux (N_x) pour les poteaux qui atteignent un pourcentage de 33,81%.

L'évolution des moments fléchissants (M_y) pour les poteaux atteint un pourcentage de 138,17%.

L'évolution des efforts tranchants (T_z) pour les poteaux atteint un pourcentage de 134,09%.

Cette évolution traduit clairement l'effet de l'augmentation de l'intensité de l'action sismique entre les zones sismiques 01 et 03 sur les efforts sollicités les éléments de la structure (les poteaux).

V.4. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA.93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

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

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1. Voiles pleins et/ou trumeaux :

V.4.1.1. Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.1) et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontal de béton tendu
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement de signe du moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.1.2. Armature Horizontale :

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ (Art 7.7.4.2).
- ✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.1.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au

moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 (Article 7.7.4.3 RPA) préconise les règles suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures horizontales et verticales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - En zone courante égale à 0,10%
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - $S \leq 30cm$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

$$V = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts

de traction due au moment de renversement.

V.5. Combinaison de charge :

Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

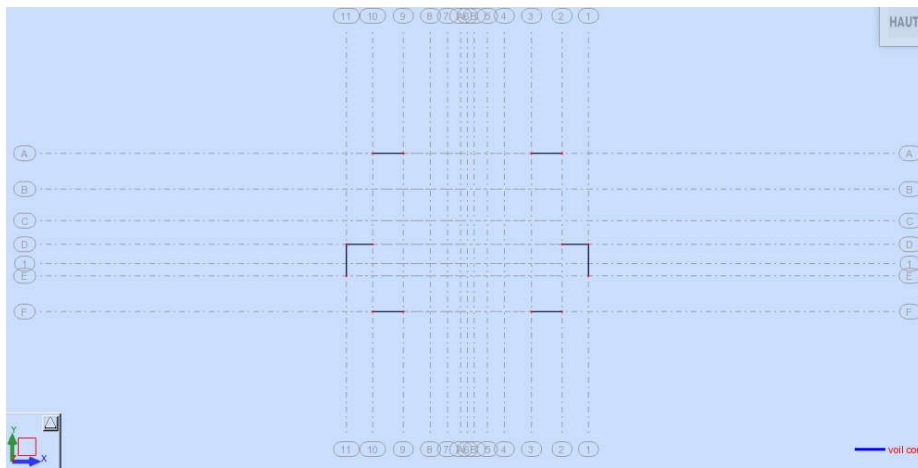


Figure V-8 : Disposition des voiles dans la zone sismique 01.

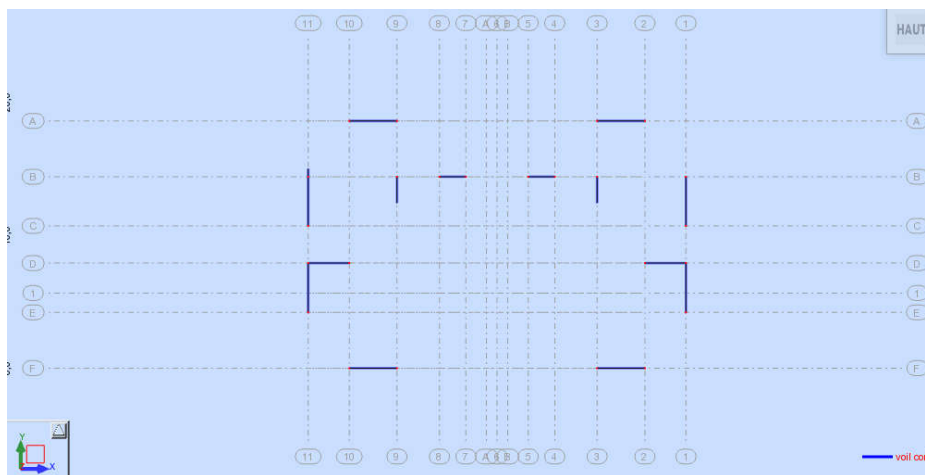


Figure V-9 : Disposition des voiles dans la zone sismique 03.

Zone sismique I :

	Niveau	ELU		
		N (KN)	M (KN.m)	T(KN)
Voile	RDC	1907,70	83,93	13,54

Tableau V-17 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 01 à L'ELU.

	Niveau	ELA		
		N (KN)	M (K N.m)	T(KN)
Voile	RDC	1714,98	1210,71	133,17

Tableau V-18 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 01 à L'ELA.**Zone sismique III :**

	Niveau	ELU		
		N (KN)	M (K N.m)	T(KN)
Voile	RDC	1907,70	83,93	13,54

Tableau V-19 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 03 à L'ELU.

	Niveau	ELA		
		N (KN)	M (K N.m)	T(KN)
Voile	RDC	2172,85	2933,28	317,99

Tableau V-20 : Résultats des sollicitations pour les voiles dans la zone sismique 03 à L'ELA.**V.5.1. Etude comparative entre les résultats des sollicitations dans la zone sismique I et III :**

	Niveau	ELA				
			Zone 01	Zone 03	Δ	%
Voile	RDC	$N_{u,max}(KN)$	1714,98	2172,85	457,87	26,70
		$M (KN.m)$	1210,71	2933,28	1722,57	142,28
		$T(KN)$	133,17	317,99	184,82	138,79

Tableau V-21 : L'évolution des sollicitations de voile (RDC) dans la zone sismique I et III.

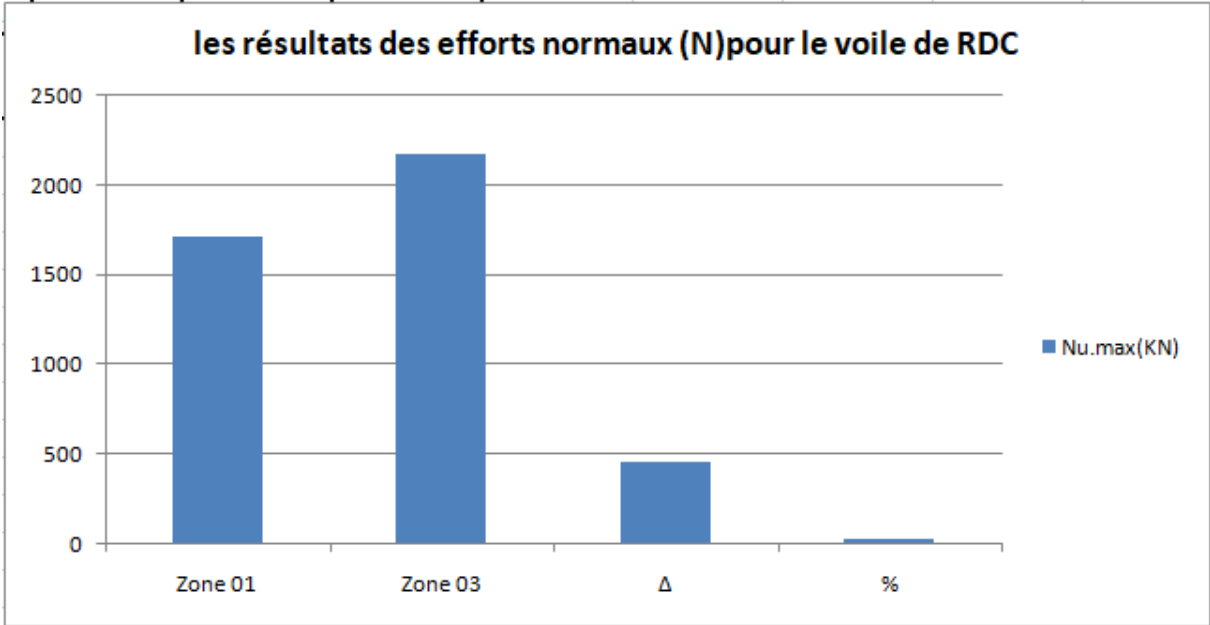


Figure V-10 : L'évolution des valeurs des efforts normaux (N_x) pour les voiles dans la zone sismique 01 et 03.

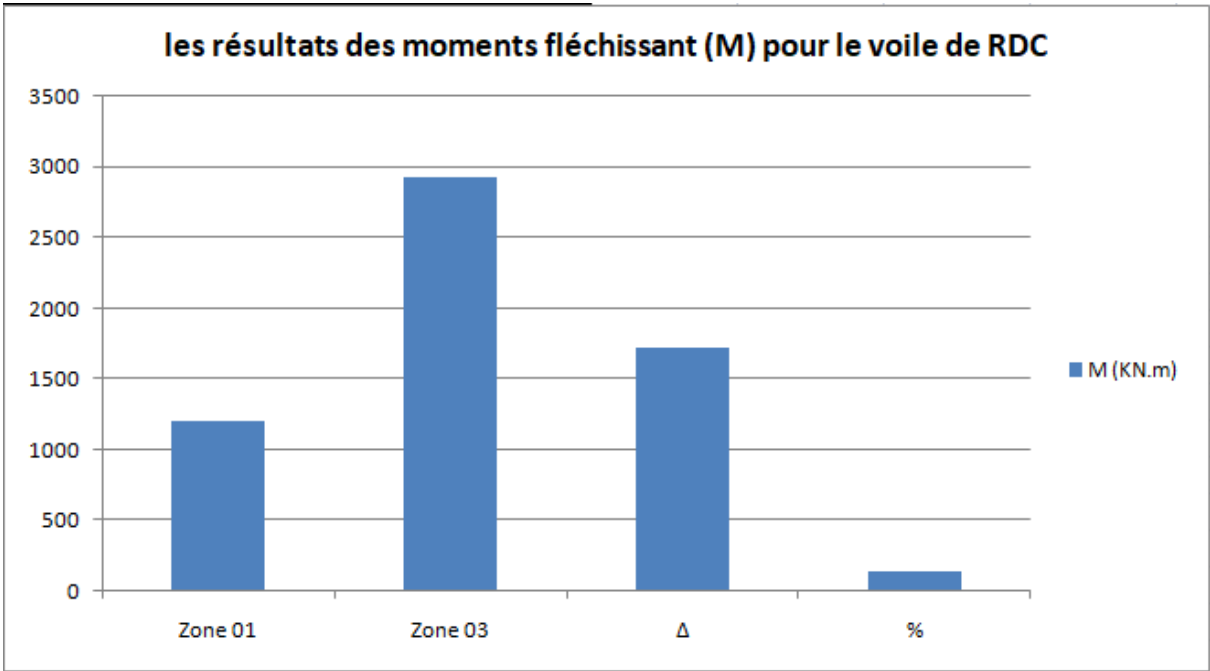


Figure V-11 : L'évolution des valeurs des moments fléchissant (M_y) pour les voiles dans la zone sismique 01 et 03.

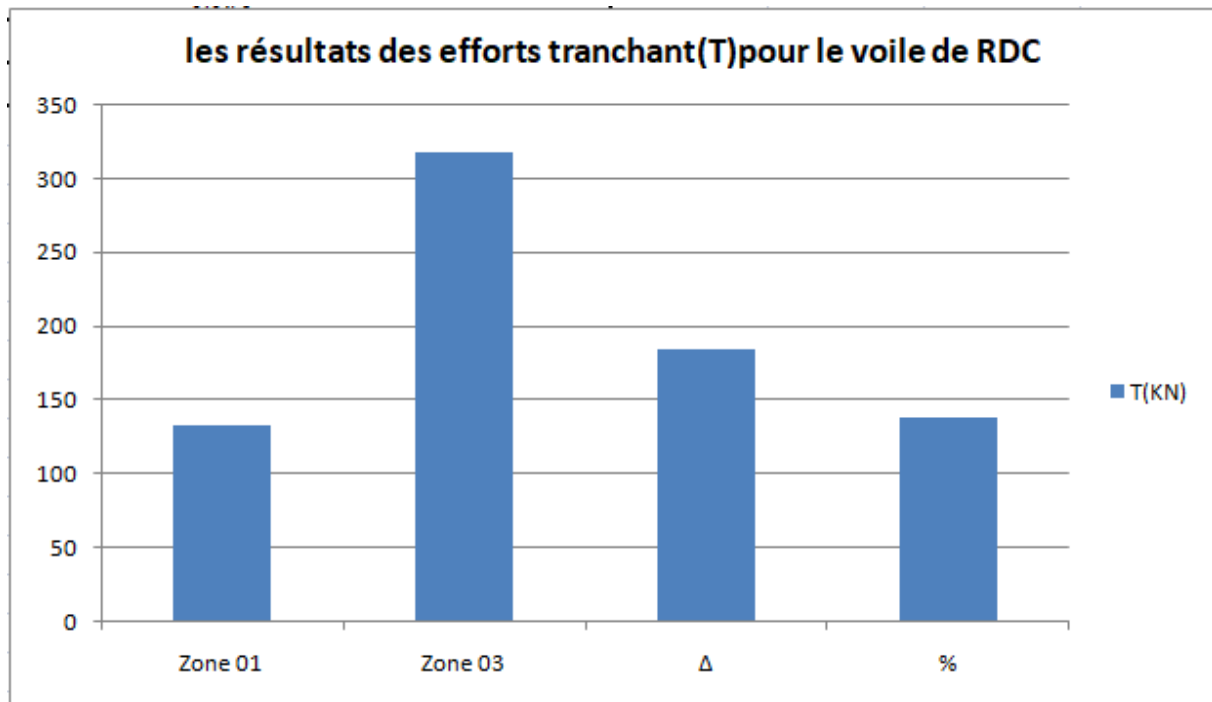


Figure V-12 : L'évolution des valeurs des efforts tranchant (T_z) pour les voiles dans la zone sismique 01 et 03.

Commentaire :

On peut constater qu'il y a une augmentation significative des valeurs des sollicitations des voiles entre la zone sismique 01 et 03 :

Nous avons observé une évolution considérable des valeurs des efforts normaux (N_x) pour les poteaux qui atteignent un pourcentage de 26,70%.

L'évolution des moments fléchissant (M_y) pour les poteaux atteint un pourcentage de 142,28%.

L'évolution des efforts tranchant (T_z) pour les poteaux atteint un pourcentage de 138,79%.

Cette évolution traduit clairement l'effet de l'augmentation de l'intensité de l'action sismique entre les zones sismiques 01 et 03 sur les efforts sollicitations des éléments de la structure (les voiles).



Chapitre VI :

Etude de fondation

VI.1. Etude des fondations

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.1.1.Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructive de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie .

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. L'étude géotechnique du sol a donné une contrainte admissible 1.8 bars.

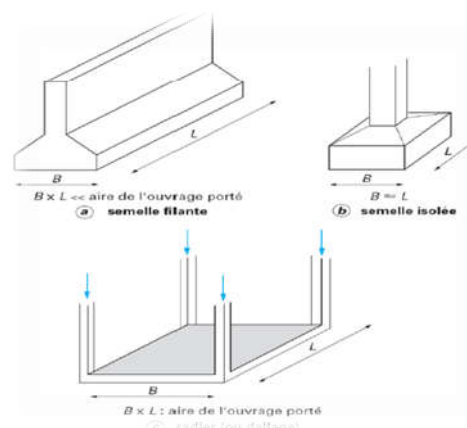


Figure VI-1 : Les types des fondations.

VI.2. RADIER :

Le type de fondation préconisé pour notre structure est **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentiels.

VI.2.1.CALCUL RADIER :

- Le premier système de fondation est constitué d'un radier nervure, le modèle de calcul est « coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel robot structural analyses.
- Le radier est calculé comme une dalle pleine nervurée en versée appuyée sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction $K_z = 5000 \text{ KN/m}^3$ (pour un sol de densité faible : $K=5\text{MN/m}^3$, HENRY THONIER, Conception et calcul des structures de bâtiment, tableau de page 200).

VI.2.2. Pré dimensionnement :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

VI.2.3. Hauteur du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité.

Sous réserve de deux autres conditions :

- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

VI.2.3.1. Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

VI.2.3.2. Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi^4}{32} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{\gamma \cdot K \cdot b}}$$

Avec :

K : coefficient d'élasticité du sol.

E : module de Young du béton ($3,2 \cdot 10^4$ MPa).

I : moment d'inertie du radier.

b : largeur du panneau le plus sollicité.

VI.2.4. La hauteur des nervures :

$$h_n = \frac{l}{10}$$

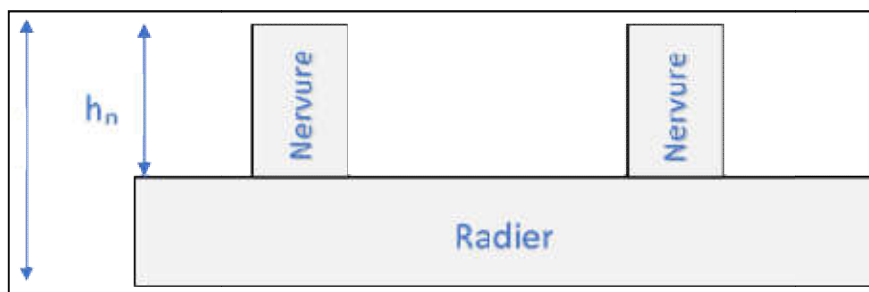


Figure VI-2 : coupe type d'un radier nervuré.

VI.2.5. Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{l}{20}$$

VI.2.6. Vérification des contraintes dans le sol :

VI.2.6.1. Vérification de contrainte moyenne

à L'ELS :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

à L'ELU :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq 1,5 * \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

VI.2.6.2. Vérification de non poinçonnement du radier :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $U_c = 2x(a+h) + 2x(b+h)$
- P_u : charge revenant au Poteau au voile le plus chargé à L'ELU
- a,b : dimensions du Poteau
- h : hauteur total du raider.
- $F_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25 \text{ N/mm}^2 = 0,0025 \text{ T/mm}^2$.
- $\gamma_b = 1,5$.

VI.2.7. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes à E.L.U (BAEL A.5.2.2) :

$$\tau_u \leq 0,05 F_{c28}$$

Résultats des sollicitations à la base de la structure :

Combinaison	Effort normal			
	F _z (KN)			
	Zone I	Zone III	Δ	%
ELA	1352,72	2122,14	769,42	56,88

Tableau VI-1 : La différence entre les résultats des efforts normaux (Nx) à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.

Combinaison	Moment fléchissant M _x			
	M _x (KN.m)			
	Zone I	Zone III	Δ	%
ELA	56,66	63,18	6,52	11,51

Tableau VI-2 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (Mx) à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.

Combinaison	Moment fléchissant		Δ	%
	My			
	My (KN.m)			
	Zone I	Zone III		
ELA	26,77	29,70	2,93	10,95

Tableau VI-3 : La différence entre les résultats des moments fléchissant (M_y) à la base de la structure dans la zone sismique 01 et 03.

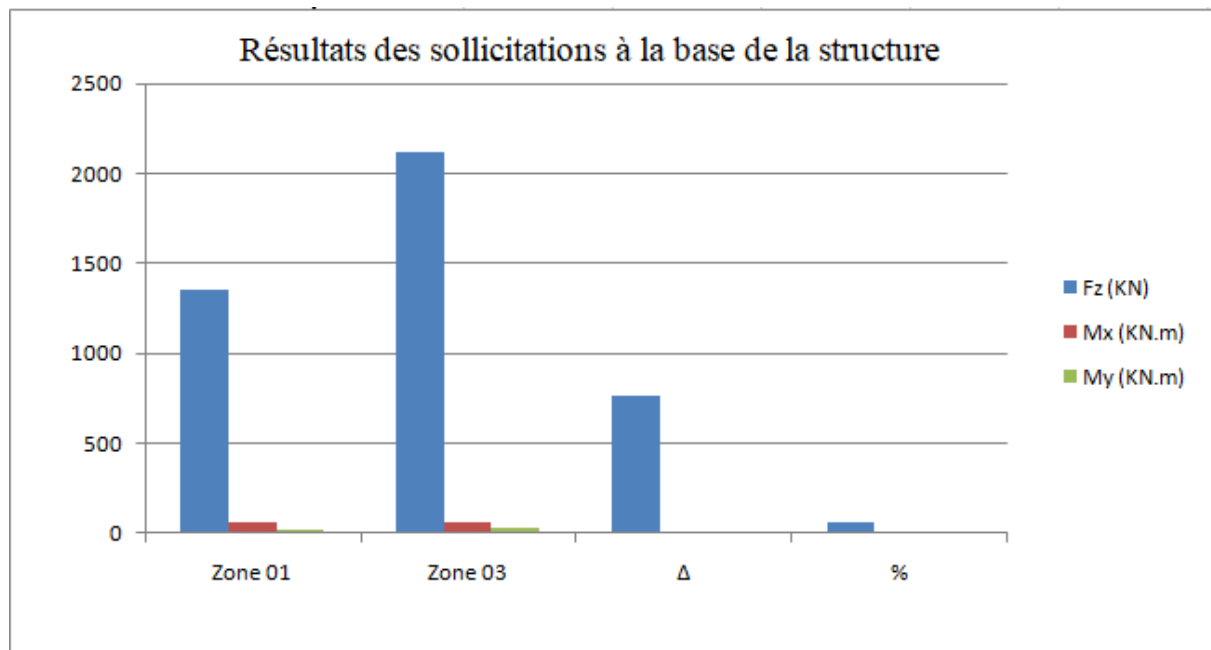


Figure VI-3 : L'évolution des sollicitations à la base de la structure dans la zone sismique I et III.



Conclusion General



Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Nous avons bien détaillé dans cette étude l'effet dominante de l'intensité des actions sismique variées suivant la zone sismique sur le calcul des éléments structuraux et sur le comportement global de la structure.

Nous avons mis en évidence la relation proportionnelle entre la variation de l'intensité des efforts sismiques et les efforts engendrés, d'où une augmentation significative des valeurs des sollicitations a été observée en fonction de la zone sismique considérée.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.



Bibliographie

Bibliographie

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- BA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Livre et cours :

- Calcul des ouvrages en béton armé, M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- Béton armé aux états limites BAEL 91: Ossatures et éléments courants Jean Perchat.
- Cours de béton armé IUP GCI3 option OS Année 2004/05 : Olivier Gagliardini UJF Grenoble.
- Pratique du B.A.E.L. 91: cours avec exercices corrigés.
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier.
- Mémoires master 2 promotions passées.

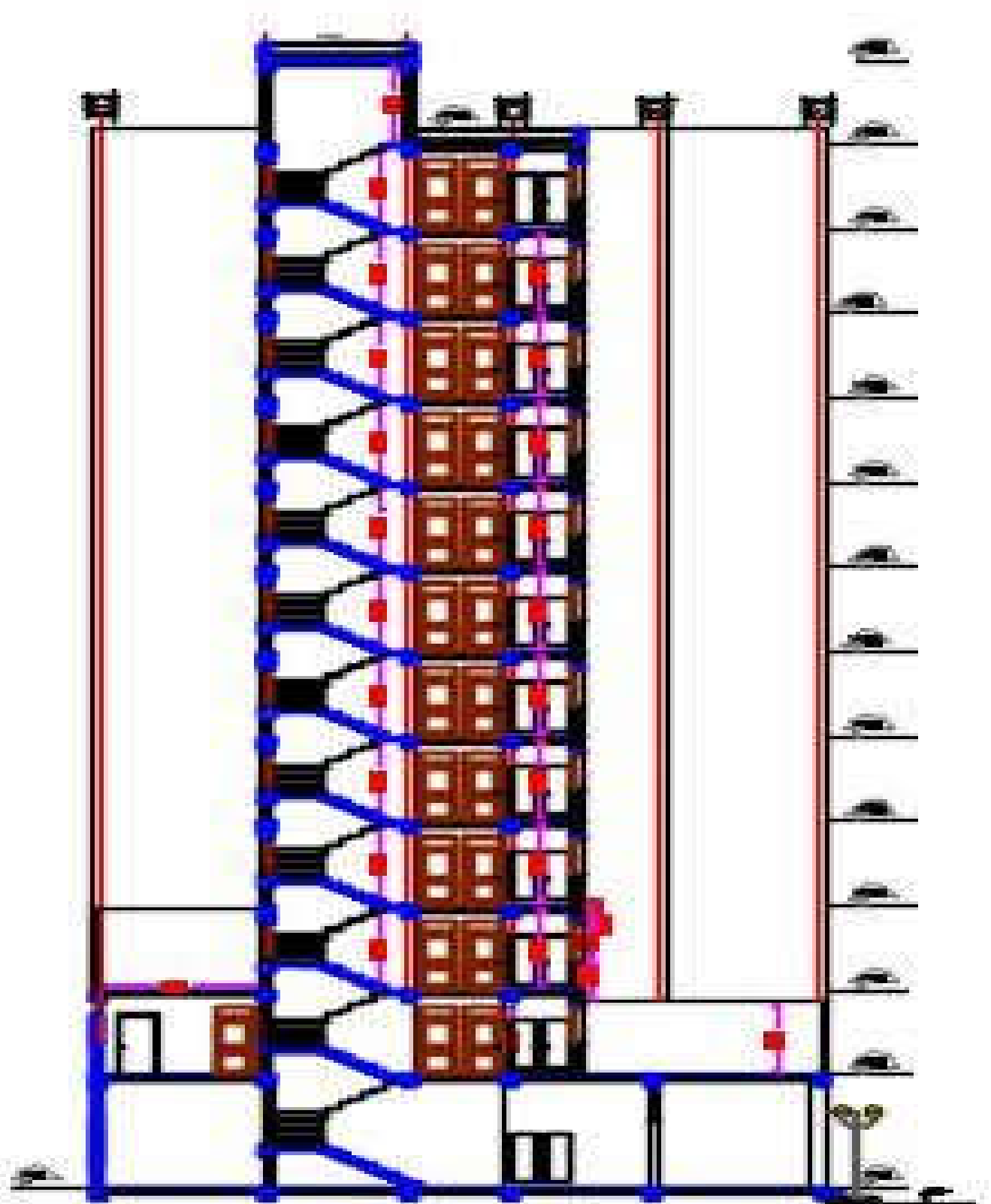
Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018. (Analyse des structures).
- AUTO CAD 2013. (Dessin).
- Word 2016. (Traitement du texte).
- Excel 2016.

ANNEXES



-Façade principale



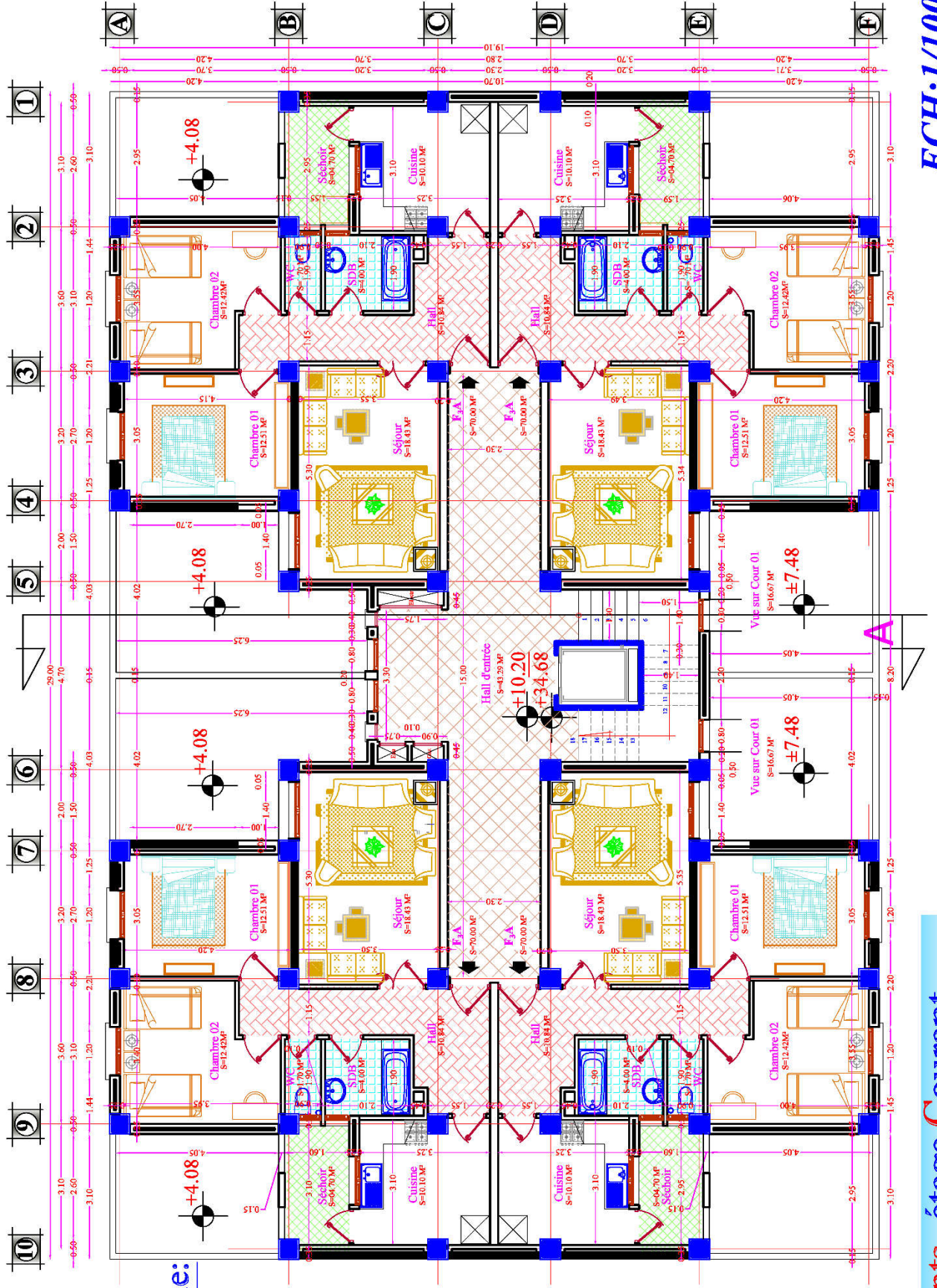
Coupe A.A

-Bloc Barre:

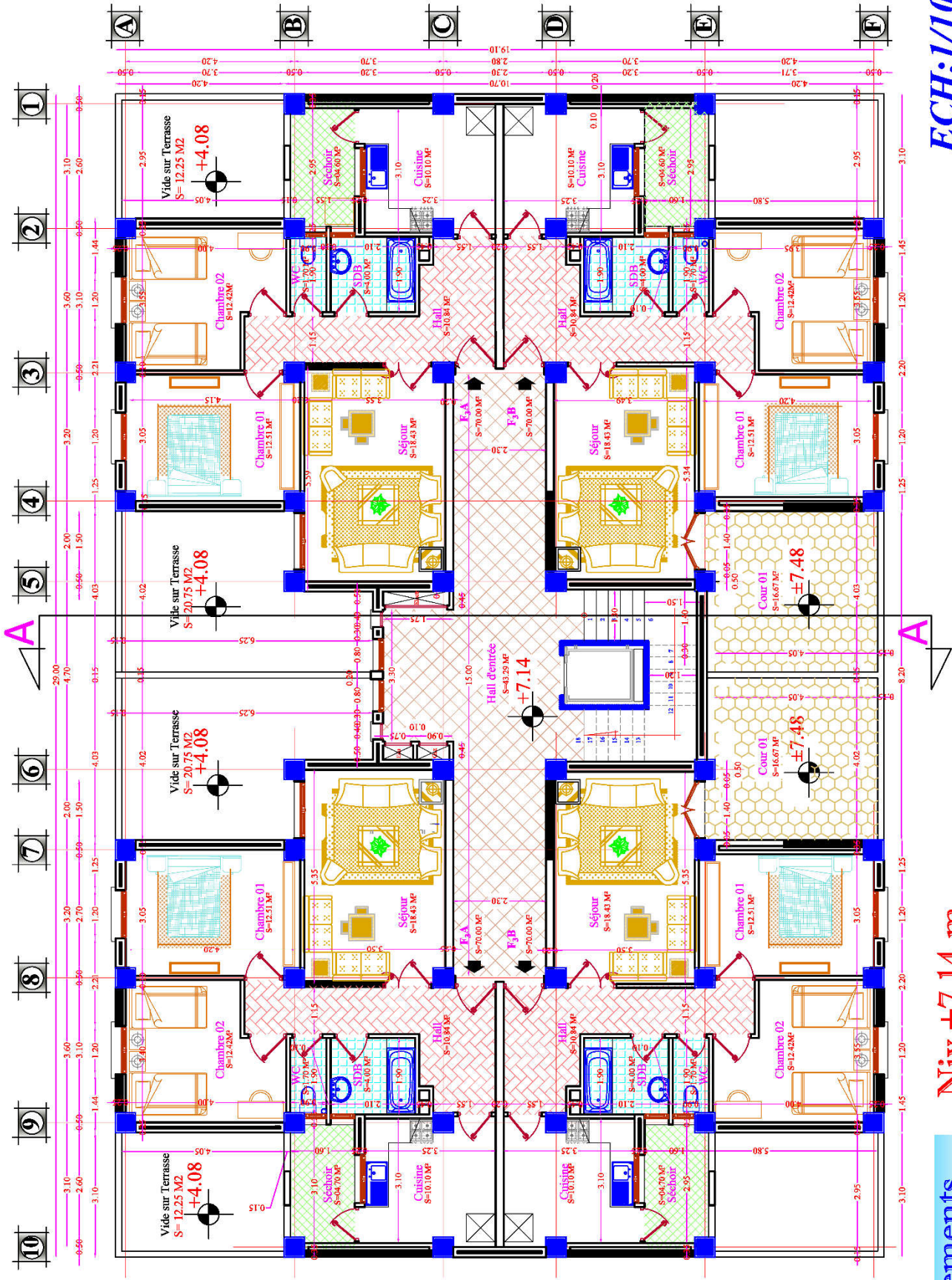
-Fiche Technique:

BLOC BARRE TYPE FA

-Chambre 1	12.51 M ²
-Chambre 2	12.42 M ²
-Séjour	18.43 M ²
-Hall	10.84 M ²
-Cuisine	10.10 M ²
-WC	01.70 M ²
-SDB	04.00 M ²
TOTAL	70.00 M²
-Séchoir	04.70 M ²
-Hall d'entrée	43.29 M ²



-Bloc Barre:



BLOC BARRE TYPE F3A

-Chambre 1.....	12.51 M ²
-Chambre 2.....	12.42 M ²
-Séjour.....	18.43 M ²
-Hall.....	10.84 M ²
-Cuisine.....	10.10 M ²
-WC.....	01.70 M ²
-SDB.....	04.00 M ²
TOTAL=	70.00 M²
-Séchoir.....	04.70 M ²
-Hall d'entrée.....	43.29 M ²

BLOC BARRE TYPE F3B

-Chambre 1.....	12.51 M ²
-Chambre 2.....	12.42 M ²
-Séjour.....	18.43 M ²
-Hall.....	10.84 M ²
-Cuisine.....	10.10 M ²
-WC.....	01.70 M ²
-SDB.....	04.00 M ²
TOTAL=	70.00 M²
-Séchoir.....	04.70 M ²
-Cour 01.....	16.67 M ²
-Hall d'entrée.....	43.29 M ²

-Plan des Logements

Niv +7.14 m

ECH:1/100