

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



# Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

# Thème

Etude d'un bâtiment (R+10 + 2SS + 2ES) à l'usage  
d'habitation

Présenté par :

**SEBHI FERIAEL**

Encadré par :

**Mme OUMOUSA**

**Mr TCHANTCHANE**

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

## ملخص

في هذه الدراسة، وضعنا لأنفسنا هدفًا يتمثل في تصميم ودراسة مبنى متعدد الطوابق ذات الطابع السكني مع موقفين للسيارات تحت الأرض (10 طوابق + طابق ارضي + طابقين سفليين + طابقين بينيين) من الخرسانة المسلحة في منطقة ذات قدرة زلزالية عالية. سيتم توفير التدعيم الرأسى للمبنى بواسطة جدران خرسانية مسلحة والتدعيم الأفقي بواسطة ألواح خرسانية مسلحة. تم إجراء دراسة السلوك الديناميكي تحت تأثير الزلازل وفقًا للوائح (RPA99/2003). هيكل البناية يتكون من جدران حاملة، وقد انجزت الدراسة الديناميكية للمبنى بواسطة البرنامج روبرو (ROBOT) دراسة البنية التحتية ادت بنا إلى أساسات مساحية .

**الكلمات المفتاحية :** مبنى ،خرسانة مسلحة ،نظام تدعيم ،جدران حاملة ،ديناميك، اساسات مساحية

## ABSTRACT

In this study, we set ourselves the objective of designing and studying a multi-storey residential building with two underground parking lots (10+ground floor+2basements+2entersols) in reinforced concrete situated in a high seismicity zone. The vertical bracing of the building will be provided by reinforced concrete walls, while the horizontal bracing will be provided by reinforced concrete slabs. The study of dynamic behavior under seismic actions was carried out in accordance with the regulations (RPA99/2003).

The building was modeled using Robot software.

The infrastructure study resulted in a ribbed general raft type superficial foundation.

**Key words:** Building, reinforced concrete, bracing, walls, dynamics, raft.

## RESUME

Dans cette étude nous nous somme donner comme objectif de faire la conception et l'étude d'un bâtiment multi-étages de nature habitationnel avec deux parkings sous terrain (R+10 +2 sous-sols+ 2entresols) en béton armé en zone de forte sismicité. Le contreventement vertical du bâtiment sera réalisé en voiles en béton armé et le contreventement horizontale sera assurer par des dalles en béton armé. L'étude du comportement dynamique sous actions sismiques s'est faite suivant le règlement (RPA99/2003).

La modélisation du bâtiment est réalisée à l'aide du logiciel Robot.

L'étude de l'infrastructure a abouti à une fondation superficielle de type radier général nervuré.

**Mots clés :** Bâtiment, béton armé, contreventement, voiles, dynamique, radier.

## Remerciement

Je remercie Allah de m'avoir aidée, de m'avoir donné la force et le courage de mener ce travail jusqu'au bout.

En premier lieu, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrante, Mme OUMOUSSA, pour sa confiance et son accompagnement tout au long de ce projet. Je souhaite également remercier infiniment M. TCHENTCHANE, mon co-encadrant, pour son encadrement exemplaire, sa patience, ses conseils éclairés, son soutien constant et son expertise. Je lui suis particulièrement reconnaissante pour m'avoir transmis sa passion et sa vision du métier d'ingénieur, ainsi que pour tout ce qu'il m'a appris.

Je souhaite exprimer ma sincère reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'études, et tout spécialement au bureau d'études Architect B & A à Blida, qui m'a offert l'opportunité de travailler et d'apprendre à leurs côtés.

Je remercie également l'ensemble des enseignants de l'École nationale supérieure des travaux publics, notamment M. TAFRAOUE, Mme DJOUDI et Mme MAHIAOUI, pour leurs enseignements de qualité et leurs encouragements tout au long de mon parcours académique. Leur dévouement et leur passion pour l'enseignement ont grandement enrichi mon apprentissage.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à mes parents, les meilleurs parents du monde, pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leur patience tout au long de cette aventure. Je ne saurais jamais assez les remercier pour m'avoir offert les meilleures conditions pour étudier et pour m'avoir tant soutenue. Sans eux, ce travail n'aurait pas été possible.

À mon grand frère, une chose est certaine : tu es le meilleur frère qu'on puisse demander ! Je me rends compte à quel point j'ai de la chance. Je voulais simplement te dire merci pour tout ton soutien. Ta générosité et ton amour me touchent profondément. Merci pour ta présence dans ma vie.

Enfin, je remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Vos encouragements et votre confiance en moi ont été une source précieuse de motivation.

# TABLE DES MATIERES

LISTE DES SYMBOLES  
INTRODUCTION GENERALE

## I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.Caractéristiques géométriques de la structure	
I.3.1. En élévation .....	1
I.3.2. En plan.....	2
I.4.Données générales sur le site	
I.4.1. Situation du site.....	3
I.4.2. Topographe du site.....	3
I.4.3. Sismicité.....	4
I.5.Conception de l'ouvrage	
I.5.1. Système structural.....	4
I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux	
I.6.1. Béton	
I.6.1.1. Définition.....	5
I.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression.....	6
I.6.1.3. Résistance caractéristique à la traction du béton.....	7
I.6.1.4. Contrainte limite...	
I.6.1.4.1. Etat limite ultime.....	7
I.6.1.4.2. Etat limite de service.....	8
I.6.1.5. Module de déformation longitudinale.....	8
I.6.1.6. Coefficient de poison.....	9
I.6.2. L'acier.	
I.6.2.1. Définition.....	9
I.6.2.2. La limite élastique de l'acier.....	10
I.6.2.3. Contraintes limites.....	10
I.6.2.4. Module d'élasticité longitudinal.....	11
I.6.2.5. Diagrammes de contraintes – déformations.....	11
I.7.Conclusion.....	11

## II : ADHERENCE ENTRE L'ACIER ET LE BETON

II.1. Introduction.....	13
II.2. Qu'est-ce que l'adhérence entre l'acier et le béton ?.....	13
II.3. Mécanismes d'adhérence.....	13
II.4. Fonctions d'adhérence.....	14
II.5. Les conséquences s'il n'y a pas une adhérence entre l'acier et le béton.....	14
II.6. Importance dans les structures en béton armé.....	15
II.7. Facteurs influençant l'adhérence.....	15
II.8. Méthodes pour améliorer l'adhérence.....	16
II.9. La différence fondamentale entre l'acier lisse et l'acier à haut adhérence.....	16
II.10.Ancrage des barres droites.....	17

II.11. Ancrage des barres courbes.....	19
II.12. Jonction par recouvrement.....	19
II.13. Conclusion.....	21

### **III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

III.1. Introduction.....	23
III.2. Le Pré dimensionnement des élément	
III.2.1. Les voiles.....	23
III.2.1.1. Définition.....	23
III.2.1.2. Calcul de l'épaisseur (e).....	24
III.2.1.3. Vérification des exigences du RPA99 (l'article 7. 7.1).....	25
III.3. Planchers.....	25
III.3.1. Définition. ....	25
III.3.2. Justification des dalles selon la Condition de non déformabilité.....	26
III.3.2.1. Pré dimensionnement de la dalle.....	27
III.3.2.2. Condition de la résistance au feu.....	27
III.3.2.3. Condition de déformation des plaques.....	28
III.3.2.4. Conclusion.....	28
III.4. Pré dimensionnement des poutres.....	28
III.4.1. Définition. ....	28
III.4.2. Critère de déformation selon les règles de BAEL91.....	29
III.4.3. Choix de dimension. ....	29
III.4.3.1. Poutre noyée. ....	29
III.4.3.2. Poutre retombée.....	30
III.4.4. Vérification des poutres selon le RPA(99ver2003)..... ;.....	30
III.5. L'escalier.....	31
III.5.1. Définition. ....	31
III.5.2. Types d'escaliers.....	31
III.5.3. Terminologie.....	32
III.5.4. Dimensionnement des escaliers.....	33
III.5.4.1. Escalier de sous-sol.....	33
III.5.4.2. Escalier d'étage courant.....	35
III.6. Conclusion.....	37

### **IV : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

IV.1. Introduction.....	39
IV.2. Estimation des charges et des surcharges .....	39
IV.2.1. Charge Permanente .....	40
IV.2.1.1. Plancher terrasse.....	40
IV.2.1.2. Plancher sous-sol (parking).....	41
IV.2.1.3. Plancher étage courant.....	42
IV.2.1.4. Maçonnerie : murs extérieurs.....	43
IV.2.1.5. Balcon en dalle pleine.....	44
IV.2.1.6. Charge concentrée du garde-corps... ..	44
IV.2.1.7. Acrotère.....	45
IV.2.1.8. Escalier.....	45
IV.2.1.8.1. Escalier sous-sol.....	45
IV.2.1.8.2. Escalier étage courant.....	47

IV.3. Surcharges d'exploitation.....	48
IV.4. Conclusion.....	48

## **V : ETUDE AU VENT**

IV.1. Introduction.....	50
IV.2. Nature de la construction.....	50
IV.3. Caractéristiques géométriques de bâtiment.....	50
IV.4. Application du DTR RNV2013.....	51
IV.5. Catégorie du terrain.....	51
IV.6. Calcul au vent au sens $V_1$ .....	51
IV.6.1. Coefficient dynamique $C_d$ .....	51
IV.6.2. Pression dynamique de pointe.....	52
IV.6.3. Action d'ensemble par la méthode des forces.....	54
IV.7. Calcul au vent au sens $V_2$ .....	55
IV.7.1. Coefficient dynamique $C_d$ .....	55
IV.7.2. Pression dynamique de pointe.....	56
IV.7.3. Action d'ensemble par la méthode des forces.....	58
IV.8. CONCLUSION.....	59

## **VI : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

VI.1. Introduction.....	61
VI.2. Choix de la méthode de calcul.....	61
VI.2.1. Méthodes utilisables.....	61
VI.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	61
VI.2.3. Conclusion sur la méthode statique équivalente.....	62
VI.3. La méthode dynamique modale spectral.....	62
VI.3.1. Principe.....	62
VI.3.2. Nombre de modes à considérer.....	63
VI.4. Modélisation de la structure analysée.....	63
VI.4.1. Description du logiciel Robot.....	64
VI.4.2. Description de la modélisation.....	64
VI.4.3. Modélisation des éléments structuraux.....	64
VI.4.4. Modélisation de la masse.....	65
VI.4.5. Caractéristiques de la structure et de l'analyse modale.....	65
VI.5. Etude de conception.....	66
VI.5.1. Variante 1.....	67
VI.5.1.1. Spectre de calcul.....	67
VI.5.1.2. Résultats d'analyse modale de variante 1.....	69
VI.5.1.3. Caractéristiques géométriques.....	70
VI.5.1.4. Interprétation des résultats.....	71
VI.5.2. Variante 2.....	71
VI.5.2.1. Résultats d'analyse modale de variante 2.....	72
VI.5.2.2. Vérification de la période.....	74
VI.5.2.3. Comparaison et conclusion.....	75
VI.6. Analyse sismique.....	75
VI.6.1. Combinaisons des charges.....	75
VI.6.3. Effort sismique aux différents niveaux.....	75
VI.6.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	76

VI.6.5. Vérification au renversement.....	78
VI.6.6. Vérification des déplacements latéraux inter- étages.....	79
VI.6.7. Justification vis à vis de l'effet P – Δ.....	80
VI.7. Conclusion.....	82

## VII : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

VII.1. Étude de l'acrotère.....	84
VII.1.1. Introduction.....	84
VII.1.2. Les charges .....	84
VII.1.3. les sollicitation.....	84
VII.1.4. Enrobage.....	85
VII.1.5. L'excentricité.....	85
VII.1.6. Calcul du ferrailage de l'acrotère.....	85
VII.1.6.1. Calcul à l'ELU.....	85
VII.1.6.2. Calcul à l'ELS .....	87
VII.1.6.3. Condition de non fragilité.....	88
VII.1.7. Vérification au séisme.....	88
VII.1.7.1. Les sollicitations.....	89
VII.1.7.2. Calcul du ferrailage d'acrotère.....	89
VII.1.7.2.1. Calcul à l'ELU.....	89
VII.1.7.2.2. Calcul à l'ELS.....	91
VII.1.7.2.3. Condition de non fragilité.....	92
VII.1.8. Armature de répartition.....	93
VII.1.9. Verification effort tranchant.....	93
VII.1.10. Vérification les armatures transversales.....	93
VII.2. Etude d'escalier Pour escalier étages courant.....	94
VII.2.1. Introduction.....	94
VII.2.2. Evaluation des charges.....	95
VII.2.3. Combinaisons d'action.....	95
VII.2.4. Calcul des efforts internes.....	95
VII.2.5. Ferrailage de l'escalier.....	95
VII.2.6. Armatures de répartition.....	97
VII.2.7. Vérification a ELU.....	97
VII.2.7.1. Condition de non fragilité.....	97
VII.2.7.2. Contrainte de cisaillement (BAEL, Art A.5.1.2) .....	97
VII.2.7.3. Influence d'effort tranchant au voisinage des appuis (B.A.E.L- A.5.1,3) .....	98
VII.2.8.4. Vérification les armatures transversales.....	98
VII.2.9. Vérification vis-à-vis de ELS de durabilité.....	98
VII.2.9.1. Vérification des contraintes de béton et l'acier à ELS.....	99
VII.2.9.2. Vérification de la flèche.....	100
VII.3. Etude d'escalier pour étage sous-sol.....	100
VII.3.1. Evaluation des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	101
VII.3.2. Ferrailage de l'escalier.....	103
VII.3.3. Armatures de répartition.....	104
VII.3.4. Vérification a ELU.....	104
VII.3.4.1. Condition de non fragilité.....	104
VII.3.4.2. Contrainte de cisaillement (BAEL, Art A.5.1.2) .....	104
VII.3.4.3. Influence d'effort tranchant au voisinage des appuis.....	

(B.A.E.L- A.5.1,3).....	105
VII.3.5.4. Vérification les armatures transversales.....	105
VII.3.6. Vérification vis-à-vis de ELS de durabilité.....	105
VII.3.6.1. Vérification des contraintes de béton et l'acier à ELS.....	106
VII.3.6.2. Vérification de la flèche.....	107
VII.4. Etude de balcon.....	109
VII.4.1. Introduction.....	109
VII.4.2. Pour le ferrailage supérieur de consol.....	109
VII.4.2.1. Combinaison des charges.....	109
VII.4.2.2. Calcul des effort internes.....	110
VII.4.2.3. Calcul du ferrailage supérieur.....	111
VII.4.2.4. Armatures de répartition.....	112
VII.4.3. Vérification a ELU.....	112
VII.4.3.1. Condition de non fragilité.....	112
VII.4.3.2. Contrainte de cisaillement : (BAEL, Art A.5.1.2) .....	112
VII.4.4. Vérification vis-à-vis de ELS de durabilité... ..	113
VII.4.4.1. Vérification des contraintes de béton et l'acier à ELS .....	113
VII.4.4.2. Vérification de la flèche.....	114
VII.4.5. Pour le ferrailage inferieur de balcon.....	114
VII.4.5.1. Combinaison des charges.....	115
VII.4.5.2. Calcul ferrailage inferieure.....	117
VII.4.5.3. Armatures de répartition.....	117
VII.4.6. Vérification a ELU.....	117
VII.4.6.1. Condition de non fragilité.....	117
VII.4.6.2. Contrainte de cisaillement : (BAEL, Art A.5.1.2) .....	117
VII.4.7. Vérification vis-à-vis de ELS de durabilité.....	118
VII.4.7.1. Vérification des contraintes de béton et l'acier ELS.....	118
VII.4.7.2. Vérification de la flèche.....	119
VII.5.Conclusion.....	120

## **VIII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

V.1.Introduction.....	122
V.2.Ferrailage des poutres.....	122
V.2.1. Combinaisons des charges.....	122
V.2.2. Recommandation du RPA99/2003.....	123
V.2.2.1 Armatures longitudinales.....	123
V.2.2.2 Armatures transversales.....	123
V.2.3. Calcul du ferrailage.....	124
V.2.4. Choix des armatures.....	125
V.2.5. Vérification Pourcentage d'acier exigé par RPA99/2003.....	125
V.2.6. Condition de non fragilité.....	126
V.2.7. Vérification VIS-A-VIS de ELS de durabilité.....	126
V.2.8. Vérification effort tranchant.....	127
V.2.9. Calcul des armatures transversales.....	128
V.2.10. Recouvrement des armatures longitudinales.....	128
V.2.11. Arrêt des barres.....	129
V.2.12. Vérification de la flèche.....	129
V.3.Ferrailage des voiles.....	130
V.3.1. Conditions du RPA99/2003.....	130

V.3.1.1. Conditions du ferrailage longitudinale.....	131
V.3.1.2. Conditions du ferrailage horizontale.....	132
V.3.1.3. Conditions du ferrailage transversal.....	132
V.3.2. Ferrailage vertical.....	133
V.3.3. Ferrailage horizontal.....	138
VII.4. La dalle plane.....	139
VII.4.1. Evaluation des sollicitations.....	139
VII.4.2. Sollicitations de calcul.....	140
VII.4.3. Calcul de ferrailage.....	141
VII.4.4. Conditions de non fragilité.....	142
VII.4.4.1. Vérification au cisaillement.....	142
V.5.Conclusion.....	143

## **IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

IX.1. Introduction.....	145
IX.2. Choix de type.....	145
IX.2.1. Détermination de la surface du radier.....	146
IX.3. Calcul de l'épaisseur.....	146
IX.3.1. Condition forfaitaire.....	147
IX.3.2. Condition de non cisaillement.....	147
IX.3.3. Condition sur la rigidité.....	147
IX.3.4. Choix de l'épaisseur du radier.....	148
IX.4. Caractéristiques géométrique.....	149
IX.4.1. Centre de gravité.....	149
IX.4.2. Moments d'inertie.....	149
IX.5. Détermination des charges et surcharges .....	149
IX.6. Divers Vérifications.....	150
IX.6.1. Vérification au poinçonnement.....	150
IX.6.2. Vérification de l'effort de sous pression.....	151
IX.6.3. Vérification au Renversement.....	151
IX.6.4. Vérification des contraintes.....	152
IX.5.4.1. Calcul des contraintes sous $G + Q + E$ .....	153
IX.5.4.2. Calcul des contraintes sous $0,8G+E$ .....	153
IX.7. Ferrailage du radier.....	154
IX.7.1. Vérification des contraintes de béton et L'acier à ELS.....	156
IX.8. Ferrailage des nervures.....	157
IX.8.1. Evaluation des charges.....	157
IX.8.2. Calcule de ferrailage.....	159
IX.8.3. Vérification effort tranchant.....	159
IX.8.4. Calcul des armatures transversales.....	159
IX.8 Conclusion.....	160
Conclusion générale .....	162

### **BIBLIOGRAPHIE**

### **LISTE DES FIGURES**

### **LISTE DES TABLEAUX**

### **ANNEXE**



## SYMBOLES

### Majuscules romaines

- A : Coefficient d'accélération de zone  
A' : Section d'acier comprimé.  
A : Section d'acier tendu.  
A<sub>max</sub>, A<sub>min</sub> : Section d'acier maximale et minimale  
B : Aire du béton.  
B<sub>r</sub> : Section réduite du béton d'un poteau.  
B<sub>t</sub> : Section de la partie tendue.  
C<sub>d</sub> : coefficient dynamique.  
C<sub>t</sub> : Coefficient de période  
D : Facteur d'amplification dynamique  
ELS : Etat limite service.  
ELU : Etat limite ultime.  
E<sub>s</sub> : Module d'élasticité longitudinal.  
F<sub>e</sub> : Limite d'élasticité de l'acier.  
G : Action permanente.  
I<sub>e</sub> : Moment d'inertie équivalent.  
I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub> : Moment d'inertie.  
K : Coefficient de raideur du sol.  
L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.  
L<sub>t</sub> : Largeur de la section tendue.  
M : Moment fléchissant.  
M<sub>a</sub> : Moment fléchissant en appui d'une poutre.  
M<sub>ser</sub> : Moment fléchissant à l'E.L. S  
M<sub>t</sub> : Moment fléchissant en travée d'une poutre.  
M<sub>u</sub> : Moment fléchissant à l'E.L.U.  
N : Effort normal.  
N<sub>ser</sub> : Effort normal de service.  
N<sub>U</sub> : Effort normal ultime.  
R : force résultante  
St : Espacement de cours d'armature.  
T<sub>u</sub> : Effort tranchant ultime.  
V : Effort tranchant  
W : Poids total de la structure  
W<sub>i</sub> : Poids sismique au niveau « i »  
Z<sub>0</sub> : paramètre de rugosité.  
W : poids.

## Minuscule latin

- $b$  : Largeur de la section du béton.  
 $b_0$  : Largeur de la nervure du béton (section en T $\acute{e}$ ).  
 $c, c'$  : Enrobage sup $\acute{e}$ rieur et inf $\acute{e}$ rieur.  
 $C_t$  : coefficient de topographie  $d$  : Hauteur utile d'une section.  
 $F$  : Fl $\acute{e}$ che.  
 $f_{c28}$  : R $\acute{e}$ sistance caract $\acute{e}$ ristique du b $\acute{e}$ ton  $\grave{a}$  la compression  $\grave{a}$  « 28 » jours.  
 $f_{cj}$  : R $\acute{e}$ sistance caract $\acute{e}$ ristique du b $\acute{e}$ ton  $\grave{a}$  la compression  $\grave{a}$  «  $j$  » jours.  
 $f_e$  : Limite d' $\acute{e}$ lasticit $\acute{e}$  de l'acier.  
 $f_{t28}$  : R $\acute{e}$ sistance conventionnelle de la traction de b $\acute{e}$ ton  $\grave{a}$  «28 » jours.  
 $f_{tj}$  : R $\acute{e}$ sistance conventionnelle de la traction du b $\acute{e}$ ton  $\grave{a}$  «  $j$  » jours.  
 $F$  : Contrainte de calcul.  
 $H$  : Hauteur de la section du b $\acute{e}$ ton.  
 $q_{dyn}$  : coefficient de pression dynamique.  
 $q_{ref}$  : la pression dynamique de r $\acute{e}$ f $\acute{e}$ rence pour les constructions permanentes.

## Majuscules et minuscule Grecque

- $\emptyset_l$  : Diam $\acute{e}$ tre d'une barre d'acier longitudinal  
 $\emptyset_t$  : Diam $\acute{e}$ tre d'une barre d'acier transversale  
 $\varepsilon$  : Coefficient (calcul de Cd).  
 $\Delta$  : Variation.  
 $\Sigma$  : sommation.  
 $\Phi$  : Diam $\acute{e}$ tre nominal d'une barre d'acier.  
 $\alpha$  : Angle.  
 $\gamma$  : Coefficient de s $\acute{e}$ c $\acute{u}$ rit $\acute{e}$ .  
 $\gamma_b$  : Coefficient de s $\acute{e}$ c $\acute{u}$ rit $\acute{e}$  de b $\acute{e}$ ton.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de s $\acute{e}$ c $\acute{u}$ rit $\acute{e}$  d'acier.  
 $\delta$  : D $\acute{e}$ placement d'un  $\acute{e}$ tage.

# INTRODUCTION

Notre formation d'ingénieur touche à sa fin. Afin de mettre en pratique nos connaissances théoriques et d'acquérir de l'expérience dans la conception et la construction de bâtiments, nous avons choisi d'étudier en détail un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment, composé d'un rez-de-chaussée (RDC) et de dix étages, avec deux sous-sols et deux entre-sols (R + 10 + 2SS + 2ES), sera construit dans une région sujette aux tremblements de terre.

Notre objectif est d'examiner et de dimensionner les différentes parties de cet ouvrage afin de garantir sa solidité et son bon fonctionnement tout au long de sa durée de vie. Pour ce faire, nous devons répartir efficacement les éléments porteurs en béton armé, horizontaux et verticaux, afin d'assurer le transfert correct des charges vers le sol. Nous devons également respecter les normes de résistance des matériaux et les réglementations concernant le béton armé (BAEL 91 modifié 99).

Étant donné que le bâtiment se trouve dans une zone sismique élevée (zone III), une étude sismique est nécessaire, réalisée conformément au code parasismique algérien (RPA 99/2003).

Pour mener à bien ce projet, notre mémoire est organisé en trois parties principales :

- La première partie présentera la structure du bâtiment, ses éléments et ses caractéristiques, ainsi que le choix des matériaux.
- La deuxième partie sera consacrée à la conception et à la modélisation de plusieurs variantes de la structure, afin d'optimiser les réponses modales à l'aide du logiciel Robot (Autodesk Robot 2014), conformément au code parasismique algérien (RPA 99/2003).
- La dernière partie sera dédiée au calcul et au ferrailage des éléments structuraux et des éléments secondaires, ainsi qu'au calcul et au ferrailage de l'infrastructure.

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE PROJET**

## Chapitre I

### Présentation de projet

#### I.1. Introduction

Le génie civil est un domaine en évolution rapide à l'échelle mondiale, avec une croissance notable observée en Algérie.

L'Algérie a été frappée par des nombreux tremblements de terre catastrophiques tout au long de son histoire. Plus le temps passe depuis le dernier tremblement de terre, plus la probabilité qu'un autre se produise augmente. Compte tenu de la nature imprévisible de ces événements sismiques, la seule défense contre leur force destructrice est de donner la priorité à une construction solide parasismique car la structure et ces éléments doivent être conçus et calculés de manière à résister avec une sécurité appropriée à toutes les contraintes attendues et à présenter une durabilité satisfaisante tout au long de l'exploitation prévue.

Ce projet de fin d'étude m'a permis de suivre les règles de calcul des structures en Béton armé, conformément au Règlement Parasismique Algérien.

#### I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+10+2SS+2ES) à usage d'habitation situé dans la commune de Cheraga, dans la wilaya d'Alger. Le bâtiment est composé de dix étages avec cinq logements par étage, et de deux attiques, chacun comprenant deux logements et deux sous-sols destinés à recevoir des parkings, ainsi que deux entre-sols.

#### I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

##### I.3.1. En élévation :

- Hauteur de sous-sol 1 2.89m
- Hauteur de sous-sol 2 2.89m
- Hauteur d'entre sol 2 3.57m
- Hauteur d'entre sol 1 3.06m
- Hauteur de RDC 3.06m
- Hauteur des étages courants 3.06m
- Hauteur de l'attique 1 3.06m

- Hauteur de l'attique 2 3.06m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 43.01m



Figure I.1 : Façade principale



Figure I.2 : Façade latérale

### I.3.2. En plan :

Le bâtiment représente une irrégularité en plan avec une forme de T (Figure I.3) de dimensions suivantes pour un étage courant :

- Longueur : 29.67 m
- Largeur : 21.79 m



Figure I.3 : plan d'étage

## I.4. Données générales sur le site :

### I.4.1. Situation du site :

L'assiette du projet se situe à Cheraga, il est délimité comme suit :

- Au Nord, par une piste d'accès.
- Au Sud et à l'Est, par des constructions.
- A l'Ouest, par un complément de terrain.
- Les coordonnées UTM approximatives du centre du site sont :  
X= 498193.56 m E et Y= 4068908.99 m N



Figure. I.3 : plan de situation de la zone d'étude.

### I.4.2. Topographe du site :

Le terrain destiné au projet est en pente orientée Sud Nord de l'ordre de 16%, avec une dénivelée de 8m.



Figure I.4 : photo montrant la dénivellation de site.

### **I.4.3. Sismicité :**

Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de forte sismicité (Zone III).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

## **I.5. Conception de l'ouvrage:**

### **I.5.1. Système structural:**

Notre structure est contreventée verticalement par des voiles porteurs en béton armé et contreventé horizontalement par des dalles pleines en BA, garantissant ainsi sa stabilité face aux charges verticales et horizontales. Ces voiles se prolongent tout au long de la structure.

Les voiles sont placés de manière transversale et longitudinale dans notre bâtiment. Ils sont aussi les supports des charges verticales, sans être nécessairement renforcés par des poteaux mais par des potelets de manière à garantir une bonne stabilité du voile et la transmissibilité des charges aux fondations.

Les planchers en dalles pleines en BA sont généralement rigides. Le plancher un élément porteur capable de supporter des charges et des surcharges qui lui sont attribuées et de transmettre les charges horizontales aux élément porteurs verticaux (les voiles).

#### **1) Maçonnerie :**

La construction de ce projet est réalisée à partir de briques creuses avec huit (08) trous d'une épaisseur de 10 cm. L'utilisation de cette maçonnerie concerne deux catégories de murs :

- Murs intérieurs : Ils se composent d'une seule paroi et ont pour fonction de séparer les espaces au sein d'un seul et même niveau.
- Les murs extérieurs : En vue d'une isolation phonique et thermique, ils sont construits en double cloison avec une lame d'air de 5 cm.

#### **2) Revêtement:**

Le revêtement comprend :

- Un carrelage pour les planchers.
- Un plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds, ainsi qu'une peinture pour ces derniers et les voiles porteurs.
- Un mortier de ciment pour le crépissage des murs extérieurs.

### 3) Escaliers:

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant la circulation verticale dans un bâtiment donné. Notre bâtiment comprend uniquement des escaliers balancés.

### 4) Ascenseur:

Un ascenseur est un appareil qui permet de transporter rapidement des passagers et des objets sur les différents niveaux d'une structure. Il est essentiel lorsqu'il y a un grand nombre d'étages, comme c'est le cas de notre projet (15 niveaux).

### 5) Terrasse:

La terrasse est un type de toit avec une pente faible qui forme le dernier plancher. Dans notre bâtiment ne propose pas d'accès à la terrasse (terrasse inaccessible).

### 6) Acrotère:

C'est un élément de façade situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse, à la périphérie du bâtiment, et constituant des rebords ou garde-corps. Compte tenu de non accessibilité de la terrasse, notre acrotère a une hauteur de 60 cm avec une épaisseur de 10 cm.

### 7) Garde-corps:

C'est un ensemble d'éléments formant une barrière de protection placée sur les côtés d'un escalier, ou autour d'un endroit ouvert afin d'empêcher une chute accidentelle.

## I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

### I.6.1. Béton :

#### I.6.1.1. Définition :

Le béton est un matériau de construction composite. Il est composé de granulats (sable, gravier) agglomérés par un liant hydraulique (ciment). En présence de l'eau ce dernier former une substance solide et durable, Il peut également comporter un adjuvant (produit chimique) dans le but d'améliorer une propriété donnée telle que la maniabilité, la vitesse de prise .

**I.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression :**

**i. Résistance à la compression à 28jours :**

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28jours. Elle est appelée valeur caractéristique requise notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est donnée en prenant compte du dosage en ciment, de la qualité du ciment et des règles de contrôle. Dans notre cas on prend :  $f_{c28} = 30$  MPA

Qualité de béton	Dosage en ciment	$f_{c28}$ (MPA)	$f_{t28}$ (MPA)
<b>Béton de faible résistance</b>	300 kg/m <sup>3</sup>	16	1.6
<b>Béton courant</b>	350 kg/m <sup>3</sup>	20	1.8
<b>Béton de haute résistance</b>	400 kg/m <sup>3</sup>	25	2.1
<b>Béton de résistance exceptionnelle</b>	400 kg/m <sup>3</sup> +Adj	30	2.4

Tableau I.1 : caractéristiques du béton en fonction du dosage en ciment.

**ii. Résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge  $j < 28$ jours :**

➤ Selon le BAEL99 art.A.2.1,11 :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

**iii. Résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge  $j > 28$ jours :**

On admettra une résistance au plus égale à  $1.10 f_{c28}$ .

**I.6.1.3. Résistance caractéristique à la traction du béton :**

Le béton a une résistance à la traction faible par rapport à sa résistance à la compression. Généralement, elle est de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression. Selon les règles du BAEL99 art.A.2.1,12 :

$$f_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$$

D'où  $f_{t28}=2.4$  MPA

**I.6.1.4. Contrainte limite :**

**I.5.1.4.1. Etat limite ultime :**

**i. Contrainte ultime de béton :**

Pour le calcul à l'E.L. U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

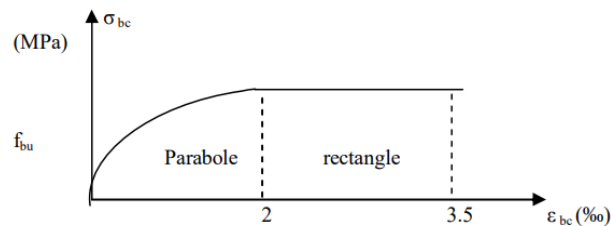


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

On a  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1.5$  en situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1.15$  en situations accidentelles.

Pour notre cas :

- $f_{bu} = 17$  MPA pour une situation durable.
- $f_{bu} = 22.17$  MPA pour une situation accidentelle.

**ii. Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Avec :

- $\bar{\tau} = \min (0,20 f_{c28} / b \gamma , 5 \text{ MPA})$  cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / b \gamma , 4 \text{ MPA})$  cas où la fissuration est préjudiciable

**I.6.1.4.2. Etat limite de service:**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité. La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$

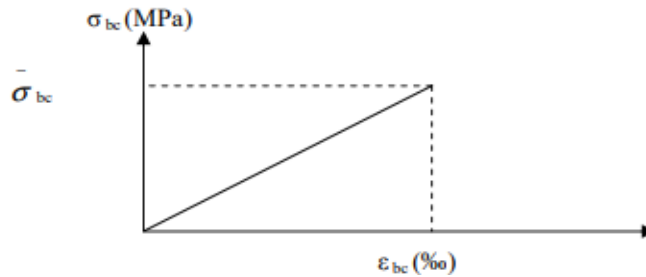


Figure I.6: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

**I.6.1.5. Module de déformation longitudinale :**

Selon le BAEL99 art.A.2.1,21 et A.2.1,22

Sous contraintes normales d'une durée d'application <24h, on admet que le module de déformations longitudinales instantanées  $E_{ij}$  du béton d'âge  $j$  est donné selon la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 34179.56 \text{ MPA}$$

Le module de déformations longitudinales différées  $E_{vj}$  (déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage) du béton d'âge  $j$  est donné selon la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 11496.76 \text{ MPA}$$

### **I.6.1.5. Coefficient de Poisson :**

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

- $\nu = 0.0$  dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$  dans le calcul des déformations à l'ELS

### **I.6.2. L'acier :**

#### **I.6.2.1. Définition :**

L'acier est caractérisé pour les ouvrages en béton armé, par sa grande résistance à la traction il est essentiel que l'acier utilisé ait une adhérence adéquate afin de garantir une transmission efficace des efforts entre les deux composants.

#### **I.6.2.2. La limite élastique de l'acier :**

Il existe 4 nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes.

Tableau.I.2: nuances et types d'acier.

	Nuance	$f_e$ (MPa)	Contrainte de rupture $\sigma_R$ (MPa)	Allongement de rupture %
<b>RL</b>	FeE200	215	330 à 490	22
	FeE240	235	410 à 490	22
<b>HA</b>	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

**I.6.2.3. Contraintes limites:**

**i. Etat limite ultime:**

La contrainte ultime à l'ELU est donnée par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $f_e$  : Limite élastique des aciers utilisés.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité, égal à :
  - 1,15 → Situations durables.
  - 1 → Situations accidentelles.

**ii. Etat Limite de Service:**

La contrainte limite à l'ELS est donnée en fonction du type de fissuration, de la situation et du rôle de l'ouvrage, il existe trois 03 cas de tolérance :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st}$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{ij} ]$

- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min [1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta} f_{tj} ]$

Avec : 
$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

- $\eta$  : Coefficient de fissuration, égal à :
  - 1,6 → Armatures HA
  - 1 → Ronds lisses

#### I.6.2.4. Module d'élasticité longitudinal:

La valeur retenue pour le module d'élasticité est :  $E_s = 2 \times 10^5$  MPA

#### I.6.2.5. Diagrammes de contraintes – déformations:

Le diagramme contraintes-déformations à l'état limite ultime (ELU) sont différents pour les aciers durs, mi-durs et doux.

Pour l'acier HA le diagramme est donné par la figure ci-dessous :

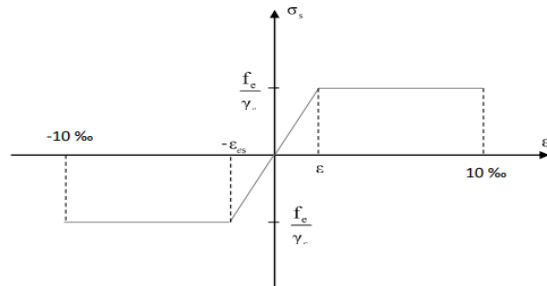


Figure.I.7 : Diagramme des contraintes déformations des aciers à l'ELU.

### I.7. Conclusion :

Le bâtiment étudié est de forme irrégulière comportant une structure composée de voiles porteurs avec des escaliers balance et une terrasse inaccessible. Les éléments de notre structure sont dimensionnés conformément aux codes en vigueur en Algérie (BAEL 91rév99, RPA99/2003). Les caractéristiques des matériaux utilisées sont de béton de  $f_{c28}=30$  MPA et acier FeE500.

**CHAPITRE II**  
**ADHERENCE ENTRE L'ACIER ET LE BETON**

## Chapitre II

### Adhérence entre l'acier et le béton

#### II.1. Introduction:

Dans la construction des structures en béton armé, l'adhérence entre l'acier et le béton est essentielle pour assurer la stabilité et la résistance de l'ensemble. Comprendre ce concept clé est fondamental pour les ingénieurs civils et les architectes. Dans ce chapitre, nous explorerons en détail ce qu'est l'adhérence entre l'acier et le béton, comment elle se produit, et son importance dans la conception et la construction des structures en béton armé.

#### II.2. Qu'est-ce que l'adhérence entre l'acier et le béton ?

L'adhérence entre l'acier et le béton se réfère à la capacité des deux matériaux à se lier ensemble. Dans les structures en béton armé, l'acier est utilisé pour renforcer le béton et améliorer sa résistance à la traction. L'efficacité de cette combinaison dépend de l'adhérence entre l'acier et le béton, qui permet de transférer les efforts entre les deux matériaux.

#### II.3. Mécanismes d'Adhérence:

L'adhérence entre l'acier et le béton repose sur plusieurs mécanismes clés :

- **Adhérence mécanique** : Lorsque le béton frais est coulé autour des barres d'acier, il pénètre dans les aspérités de la surface de l'acier, formant ainsi des ancrages mécaniques qui empêchent le glissement relatif entre les deux matériaux.
- **Adhérence chimique** : Au niveau microscopique, des liaisons chimiques se forment entre les produits d'hydratation du ciment dans le béton et la surface de l'acier, renforçant ainsi l'adhérence entre les deux matériaux.
- **Adhérence par friction** : La friction entre l'acier et le béton contribue également à maintenir leur connexion, surtout lorsque des charges sont appliquées sur la structure.

#### II.4. Fonctions d'adhérence :

- **Entraînement des barres** : L'association entre le béton et l'acier est efficace parce qu'il y a adhérence entre deux matériaux ce qui permet le transfert des efforts entre eux.
- **Distribution de la fissuration** : L'adhérence permet de répartir les fissures. Plus l'adhérence est grande plus le nombre de fissure augmente mais la largeur cumulée reste la même, donc l'adhérence évite la formation de grandes fissures concentrées.

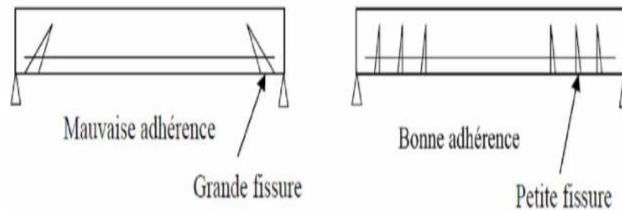


Figure II.1 : Distribution de la fissuration

#### II.5. Les conséquences s'il ya pas une adhérence entre l'acier et le béton:

Si l'adhérence entre l'acier et le béton dans une structure en béton armé n'est pas adéquate, le matériau « béton armé » dans le cas où l'adhérence = 0 cela peut avoir des conséquences graves :

- **Réduction de la résistance structurale** : L'acier et le béton travaillent ensemble pour supporter les charges appliquées sur la structure. Si l'adhérence entre les deux matériaux est insuffisante, cela peut entraîner un glissement relatif entre l'acier et le béton, affaiblissant ainsi la capacité de la structure à résister aux forces de compression, de traction et de flexion.
- **Risque de déformation excessive** : Sans une adhérence efficace, la structure peut subir des déformations excessives sous charge, ce qui peut entraîner des fissures dans le béton, des déformations permanentes ou même un effondrement partiel ou complet de la structure.
- **Diminution de la durabilité** : Une adhérence insuffisante peut affecter les comportements de la durabilité.
- **Augmentation des risques sismiques** : Une mauvaise adhérence peut augmenter ainsi les risques de dommages ou d'effondrement en cas de séisme.

## **II.6. Importance dans les structures en béton armé :**

L'adhérence entre l'acier et le béton est essentielle pour plusieurs raisons :

- **Résistance à la traction** : Le béton est fort en compression mais faible en traction. L'acier, en revanche, est très résistant à la traction. En combinant les deux matériaux, on obtient une structure capable de supporter à la fois les charges de compression et de traction.
- **Durabilité** : Une bonne adhérence entre l'acier et le béton garantit la durabilité de la structure en empêchant le glissement ou le délaminage des deux matériaux.
- **Performance sismique** : Dans les zones sismiques, une adhérence adéquate entre l'acier et le béton est cruciale pour assurer la capacité de la structure à résister aux forces sismiques.

## **II.7. Facteurs Influençant l'Adhérence :**

Plusieurs facteurs peuvent influencer l'adhérence entre l'acier et le béton :

- **Rugosité de surface** : Une surface d'acier plus rugueuse offre une meilleure adhérence mécanique et chimique avec le béton.
- **Qualité du béton** : La qualité du béton, y compris sa composition, son niveau d'hydratation et sa compacité, influence directement l'adhérence avec l'acier.
- **Préparation de surface** : Un nettoyage adéquat de la surface de l'acier avant le coulage du béton est essentiel pour assurer une bonne adhérence.
- **Environnement** : Les conditions environnementales telles que l'humidité, la température et la présence de substances corrosives peuvent affecter l'adhérence entre l'acier et le béton.
- **Forme des barres** : l'adhérence circulaire (rond) est supérieure à celle des barres ayant une autre forme.
- **groupement d'armatures** :
  - ❖ L'adhérence d'une barre individuelle est supérieure à l'adhérence de deux barres groupées.
  - ❖ L'adhérence de deux barres groupées dans le sens verticale est supérieure à l'adhérence de deux barres groupées horizontalement.
- **La résistance du béton** : L'adhérence augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton.
- **La compression transversale** : Dans une pièce comprimée, l'adhérence va augmenter par la contrainte créée (le serrage).

- **L'épaisseur du béton** : Plus l'élément est épais plus l'adhérence est assurée car l'épaisseur du béton évite l'éclatement.

### II.8. Méthodes pour Améliorer l'Adhérence:

Pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton, plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans la pratique de l'ingénierie civile :

- **Préparation de surface** : La surface de l'acier peut être nettoyée et traitée pour améliorer sa rugosité et sa propreté avant le coulage du béton.
- **Utilisation d'adjuvants** : Des adjuvants chimiques peuvent être ajoutés au béton pour améliorer sa compatibilité avec l'acier et renforcer les liaisons chimiques.
- **Texture de l'acier** : L'utilisation de barres d'acier nervurées peut augmenter la rugosité de surface et améliorer l'adhérence mécanique avec le béton.

### II.9. La différence fondamentale entre l'acier lisse et l'acier à haut adhérence :

La différence fondamentale entre l'acier lisse et l'acier à haut adhérence réside dans leur rugosité de surface et leur capacité à fournir une adhérence mécanique avec le béton dans les structures en béton armé :

- **Acier lisse** : L'acier lisse est caractérisé par une surface relativement uniforme et lisse. Lorsqu'il est utilisé dans les structures en béton armé, l'acier lisse offre une adhérence principalement basée sur des liaisons chimiques entre la surface de l'acier et le béton, ainsi que sur la friction résultante. Cependant, cette adhérence peut être limitée par la faible rugosité de surface de l'acier lisse, ce qui peut entraîner un risque de glissement relatif entre l'acier et le béton sous charges importantes.
- **Acier à haut adhérence** : L'acier à haut adhérence, est spécialement conçu pour offrir une adhérence mécanique supérieure avec le béton. Sa surface est caractérisée par des nervures ou des barres déformées, ce qui augmente considérablement sa rugosité et sa capacité à former des ancrages mécaniques avec le béton frais lors du coulage. Ces ancrages mécaniques fournissent une adhérence supplémentaire qui empêche le glissement relatif entre l'acier et le béton, renforçant ainsi la résistance et la performance globale de la structure en béton armé. En résumé, tandis que l'acier lisse repose principalement sur des liaisons chimiques et la friction pour assurer l'adhérence avec le béton, l'acier à haut adhérence offre

une adhérence mécanique accrue grâce à sa rugosité de surface et à la formation d'ancrages mécaniques, ce qui en fait un choix préféré dans de nombreuses applications de construction où une adhérence élevée est nécessaire.

### II.10. Ancrage des barre droites isolées :

#### II.10.1. Définition :

Soit une barre rectiligne supportant dans une section A un effort axial  $F_s$ , ancrer la barre c'est assurer à partir du point A la transmission intégrale de cet effort au béton par adhérence .

- Remarque : Si l'effort de traction est égal à l'effort maximal admissible ( $\sigma_s = f_e$ ) l'ancrage est appelé totale

#### II.10.2. Valeur limite de $\tau_s$ à l'ELU :

Pour assurer un ancrage correct, c'est-à-dire, empêcher le glissement des armatures dans leur gaine de béton,  $\tau_s$  doit être limitée. La valeur maximale réglementaire pour le calcul des ancrages est fixée comme suit :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

Avec :

- $\psi_s$  : coefficient de scellement:

-1 RL -1.5 HA

- $f_{t28}$  : résistance à la traction du béton .

#### II.10.3. Longueur de scellement droit $l_s$ :

On appelle Longueur de scellement droit  $l_s$  la longueur nécessaire pour assurer sous contrainte d'adhérence limite  $\bar{\tau}_s$  l'ancrage totale d'une barre droite tendue. C'est à dire en appliquent la formule :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

- Remarque : d'après le B.A.E.L99 cette formule est valable aussi bien en traction qu'en compression

D'où le tableau suivant donnant les valeurs de  $l_s$  :

Nuance	FeE220	FeE240	FeE400	FeE500
$f_{t28}$	$\psi_s = 1$	$\psi_s = 1$	$\psi_s = 1.5$	$\psi_s = 1.5$
<b>20</b>	50 $\emptyset$	54 $\emptyset$	41 $\emptyset$	51 $\emptyset$
<b>25</b>	43 $\emptyset$	47 $\emptyset$	35 $\emptyset$	44 $\emptyset$
<b>30</b>	37 $\emptyset$	41 $\emptyset$	31 $\emptyset$	39 $\emptyset$
<b>35</b>	33 $\emptyset$	36 $\emptyset$	27 $\emptyset$	34 $\emptyset$

Tableau.II.1 : valeur de  $l_s$ .

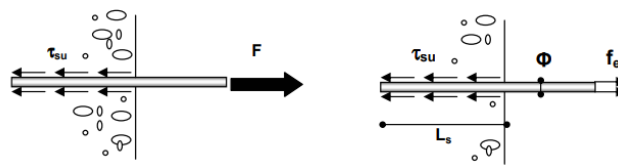


Figure II.2 : Ancrage droit et répartition des contraintes.

**II.10.4. Longueur de scellement droit dans le cas de paquet des barres :**

Une barre doit toujours être ancrée individuellement :

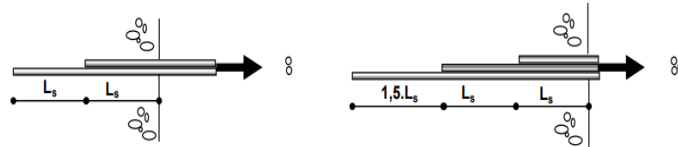


Figure II.3 : Disposition d'ancrage droit dans le cas de paquet de 2 ou 3 barres .

## II.11. Ancrage des barres courbes :

Est un ancrage défini par :

- Le rayon de courbure  $r$  de l'axe de la barre  $r = (D + \phi)/2$
- L'angle au centre  $\theta$  de la partie courbe, supposée circulaire.

### II.11.1. Variation de l'effort le long de la courbe :

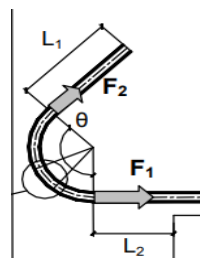


Figure II.4 : Ancrage par courbure

Avec :  $F_1 = F_2 \cdot \psi + \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \overline{\tau_{su}} \cdot \psi'$

## II.12. Jonction par recouvrement :

Lorsque les longueurs des barres nécessaires dépassent les longueurs commerciales, l'armature est nécessairement formée de différents tronçons et il faut rétablir la continuité mécanique entre deux tronçons successifs. Pour cela, on peut avoir recours à procédés :

- **Jonction par recouvrement** : faire appel à l'adhérence en faisant chevaucher deux tronçons successifs de barre sur une certaine longueur.
- **Jonction par soudage bout à bout** : lorsque l'acier est soudable.
- **Jonction par soudage par recouvrement** : soudure bout à bout.
- **Jonction par manchonnage** : au moyen de manchons sertis ou vissés sur les deux tronçons (pour les barres H.A uniquement).

Remarque : La procède le plus courant est la jonction par recouvrement.

### II.12.1. Transmission des efforts:

On admet :

- Que le béton se fissure entre les deux barres.
- Que les fissures sont inclinées à  $45^\circ$ .
- Que la transmission des efforts d'une barre à une autre s'effectue par compression des 'bielles' de béton découpées par les fissures.

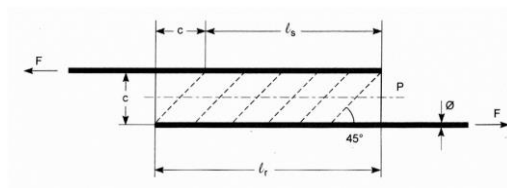


Figure II.6 : Les fissures dans le cas de barres espacées .

### II.12.2. Longueur de recouvrement :

Pour assurer la continuité de la transmission des efforts, il faut réaliser une jonction par recouvrement entre deux barres identiques sur une certaine longueur appelée "longueur de recouvrement".

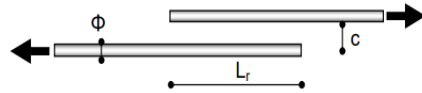
Si les barres sont espacées d'une distance « c » inférieure à 5 fois leur diamètre, la longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit.

- Si  $c < 5\Phi$   $L_r = L_s$
- Si  $c > 5\Phi$   $L_r = L_s + c$

Avec :

- $L_r$  : Longueur de recouvrement.

- $L_s$  : Longueur de scellement droit.



Figur II.7 : Recouvrement de barres.

### II.13. Conclusion:

En résumé, une adhérence inefficace entre l'acier et le béton dans une structure en béton armé peut compromettre sa résistance, sa durabilité et sa capacité à résister aux charges et aux conditions environnementales, mettant ainsi en danger la sécurité des occupants et la pérennité de la structure.

## **CHAPITRE III**

### **PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

## **Chapitre III**

### **Prédimensionnement des éléments**

#### **III.1. Introduction :**

L'objectif du pré dimensionnement est de précalculer les sections des différents éléments résistants. Il sera réalisé conformément aux règles du BAEL 91 et du RPA 99/version 2003, afin d'atteindre une épaisseur économique afin d'éviter un excès d'acier et de béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être améliorés après des vérifications lors de la phase de dimensionnement.

#### **III.2. Le Prédimensionnement des éléments :**

##### **III.2.1. Les voiles :**

###### **III.2.1.1. Définition :**

Les murs en béton armé ont pour fonction de contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- L'épaisseur minimale du voile est définie par l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003. En outre, il est nécessaire de déterminer l'épaisseur en fonction de la hauteur libre des étages. Si les hauteurs des étages sont différentes il convient de choisir la hauteur de l'étage le plus élevé.
- Selon l'article 7.7.1 du RPA99V2003, les éléments qui répondent à la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, à la différence des éléments linéaires.
- L et e représentent la portée et l'épaisseur du voile respectivement. Il est nécessaire de déterminer l'épaisseur en prenant en compte les conditions de rigidité aux extrémités, comme illustré dans les figures ci-dessous.

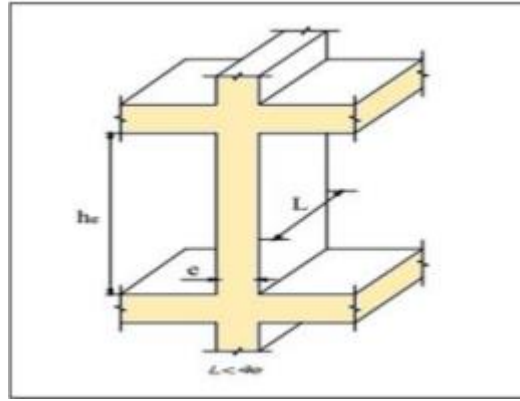


Figure.III.1 : coupe de voile en élévation

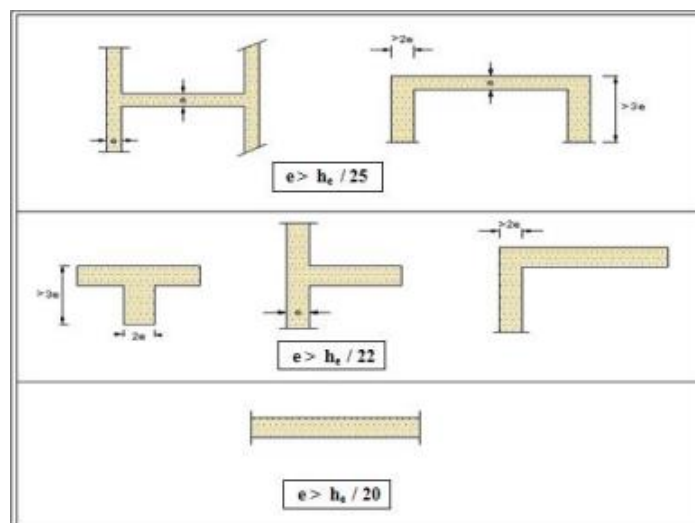


Figure. III.2 : les travées de panneau de la dalle.

### Calcul de l'épaisseur (e) :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99) :

- L'épaisseur minimale ( $e_{\min}$ ) est de 15cm.

A partir de la hauteur d'étage  $h = 3.06\text{m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- $e \geq \frac{h}{25} \rightarrow e \geq 12.24\text{cm}$
- $e \geq \frac{h}{22} \rightarrow e \geq 13.90\text{cm}$

- $e \geq \frac{h}{20} \rightarrow e \geq 15.30\text{cm}$

$$e \geq \max(15, 12.24, 13.90, 15.30) \quad \text{donc } e \geq 15.30\text{cm}$$

On prend :  **$e = 30\text{cm}$**

### III.2.1.2. Vérification des exigences du RPA99 (l'article 7. 7.1):

- $L_{\min} \geq 4e = 4 \times 30 \quad L_{\min} \geq 120\text{cm}$

## III.3. Planchers:

### III.3.1.Définition :

Le plancher est le séparateur entre deux niveaux, transmettant les charges et surcharges directement imposées aux éléments porteurs. Aussi c'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres ou des murs.

Les principaux rôles des planchers sont :

- Résistance et stabilité :
  - Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
- Durabilité.
- Etanchéité et protection :
  - Au feu.
- Isolation thermique et acoustique (confort). .
- Fonctions techniques :
  - Liaisons avec les éléments porteurs.
  - Passage de gaine (eau, électricité, éclairage...etc.)

**III.3.2. Justification des dalles selon la Condition de non déformabilité :**

Selon les règles du BAEL99, les dalles reposant sur des appuis continus peuvent porter sur deux directions, ou sur une seule.

$$\alpha = L_x / L_y$$

- $0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$  : la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$  : la dalle est considérée comme portant uniquement dans la direction de sa plus petite portée.

Avec :

$L_x$  : la plus petite travée du panneau de dalle.

$L_y$  : la plus grande travée du panneau de dalle.

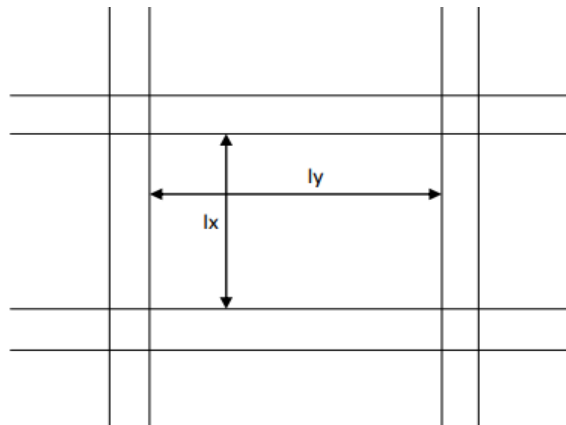


Figure. III.3 : les travées d'un panneau de dalle.

Les différents cas de la structure sont représentés dans le tableau suivant :

$l_x$	$L_y$	$\alpha$	Conclusion
<b>3.29</b>	3.29	1	$0.4 \leq \alpha \leq 1$ : la dalle est considérée comme portant dans deux directions

<b>3.34</b>	5.49	0.608	$0.4 \leq \alpha \leq 1$ : la dalle est considérée comme portant dans deux directions
<b>3.36</b>	7.96	0.422	$0.4 \leq \alpha \leq 1$ : la dalle est considérée comme portant dans deux directions
<b>3.65</b>	7.96	0.458	$0.4 \leq \alpha \leq 1$ : la dalle est considérée comme portant dans deux directions
<b>5.64</b>	6.98	0.808	$0.4 \leq \alpha \leq 1$ : la dalle est considérée comme portant dans deux directions
<b>2.85</b>	3.40	0.838	$0.4 \leq \alpha \leq 1$ : la dalle est considérée comme portant dans deux directions

Tableau.III.1: cas des panneaux de dalles- types de dalle.

**III.3.2.1. Prédimensionnement de la dalle :**

La détermination de l'épaisseur de la dalle, selon les règles du BAEL99, se fait suivant la condition de déformations suivante :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

Avec  $L_x = 7.96\text{m}$

$$0.159\text{m} \leq e \leq 0.265\text{m}$$

On prend épaisseur  $e$  :  $e = 20\text{cm}$

**III.3.2.2. Condition de la résistance au feu :**

Il existe certaines règles de construction concernant l'épaisseur des dalles de plancher afin de répondre aux conditions de résistance au feu.

Pour les dalles isostatiques, l'épaisseur de la dalle doit respecter les valeurs suivantes :

- Pour notre cas on a :  $e=20\text{cm} > 17.5\text{cm}$  est vérifiée.

### III.3.2.3. Condition de déformation des plaques :

- Dalles reposant sur deux appuis :

$$L_x/35 < e < L_x/30$$

- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$L_x/50 < e < L_x/40$$

Avec :

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas, la dalle repose sur quatre appuis avec une portée égale à :  $L_x=3.71\text{m}$

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \rightarrow 3.71/50 < e < 3.71/40$$

$$7.42\text{cm} < e < 9.275\text{cm}$$

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

### III.3.2.4. Conclusion:

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

Donc on adopte  $e=20\text{cm}$

## III.4. Prédimensionnement des poutres :

### III.4.1. Définitions :

Les poutres en béton armé de forme rectangulaire ont pour fonction de transférer les charges verticales et horizontales aux éléments verticaux.

D'après le BAEL 91 et les RPA 2003, les dimensions de la poutre h et b sont établies de la manière suivante.

**III.4.2. Critère de déformation selon les règles de BAEL91 :**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$0.3h < b < 0.7h$$

On prendra le sens transversal celui des plus petites travées et le sens longitudinal le sens des plus grandes travées.

$$L_{\max}=7.96\text{m}$$

**III.4.3. Choix de dimension:**

**III.4.3.1. Poutre noyée :**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{7,79} = 0,15 < 0.4$  : la dalle est considérée comme portant uniquement dans la direction de sa plus petite portée.

• **Condition de flèche**

Dalles reposant sur deux appuis :

- Poutre noyée 1 :

$$\frac{L_y}{35} < h < \frac{L_y}{30} \Rightarrow \frac{7,96}{35} < h < \frac{7,96}{30} \Rightarrow 0,22 < h < 0,26 \Rightarrow h = 22 \text{ cm}$$

$$.h= 22 \text{ cm}$$

Mais un choix de h=20 cm est raisonnable étant donné que la poutre sera noyée dans la dalle ayant une épaisseur e=20cm et donc celle-ci va bénéficier de la rigidité de la dalle.

On a choisi **h=20cm et b=120cm**

Pour deux raisons principales :

- La largeur de la poutre  $b=120\text{cm}$  : car la longueur des voiles est de  $L=120\text{cm}$  pour assurer la transmission totale des efforts des poutres aux voiles.
- La hauteur  $h=20\text{cm}$  pour un aspect architectural et esthétique (pour avoir des poutres sans retombées)

**III.4.3.2. Poutre : (voir plan d'architecture)**

Selon les règles de BAEL91 :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$0.3h < b < 0.7h$$

Pour  $L_{\max}=3.43\text{ m}$

$$\frac{3.43}{15} < h < \frac{3.43}{10} \rightarrow 0.23\text{m} < h < 0.343\text{m}$$

On prend  **$h = 40\text{cm}$**

$$0.3 \times 40 < b < 0.7 \times 40 \rightarrow 12\text{cm} < b < 28\text{cm}$$

On prend  **$b = 30\text{cm}$**

**III.4.4. Vérification des poutres selon le RPA :**

RPA99 version 2003 art.7.5.1:

- **les poutres noyées :**

$$.b \geq 20\text{cm} \rightarrow 120\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$.h \geq 30\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 0.167 < 4 \quad \text{c'est vérifié}$$

**Remarque :**

Combien même la 2eme condition n'est pas vérifiée pour les poutre noyées elle ne pose pas de problème statique car celle-ci est rigidifier par la dalle

- **la poutres :**

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.333 < 4 \quad \text{c'est vérifié}$$

### III.5. L'escalier :

#### III.5.1. Définition :

Les escaliers sont composés d'une série de marches qui permettent de se déplacer à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ce qui en fait une importante sortie de secours en cas d'incendie.

#### III.5.2. Types d'escaliers :

On distingue notamment, les escaliers :

- A quartier tournants (balancé)
- A palier intermédiaires
- A la française (limon apparent sur le côté)
- A l'anglaise (marche en débord sur le limon) Etc...

**L'escalier balancé** : escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées.

On distingue deux principaux types d'escaliers balancés :

- Escaliers balancés à quartiers tournants : L'escalier à un quartier tournant ou à quart tournant : le changement de direction est à 90°. Le quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier.

- L'escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants Le changement de direction est de  $180^\circ$ . L'appellation « quartier tournant » désigne la portion de l'escalier qui assure le changement de direction soit à l'aide de marches balancées, soit par l'intermédiaire d'un palier de repos. Dans la pratique cette dénomination est surtout employée pour les escaliers balancés.

Dans notre structure :

- Les escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire et escaliers balancés à quartiers tournants à  $90^\circ$  dans les étages sous-sol.
- Escalier balance compose de deux volées droites et escalier à deux quartiers tournants à  $180^\circ$  pas de poutre palière dans les autres étages.

### III.5.3.Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

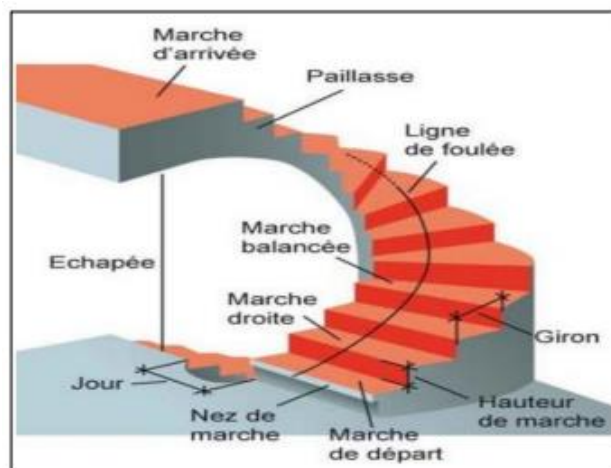


Figure.4: Schéma d'un escalier.

III.5.4. Dimensionnement des escaliers :

III.5.4.1. Escalier de sous-sol :

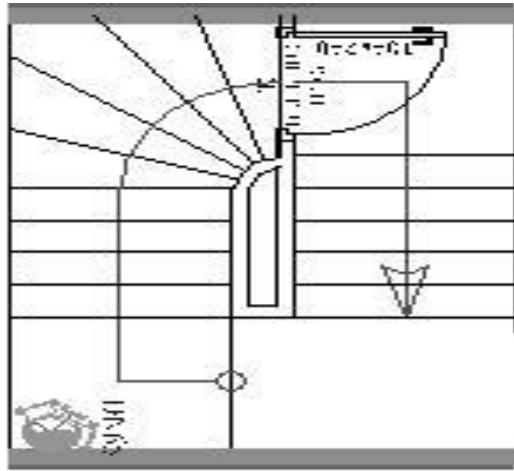


Figure.III.5 : schéma de l'escalier sous-sol.

Hauteur :  $H = 2.89$  m.

Giron :  $g = 30$  cm. car  $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$ .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a :  $59 < 2h + g < 66$  avec  $14.5 < h < 18$ .

Pour :  $h = 17$  cm  $N_c = H / h = 289 / 17 = 17$

On aura  **$h = 17$  contres marches**

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \rightarrow 59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

Donc est vérifié

➤ **Palier de départ :**

- Nombre de marche :  $n = 2\text{marches}$
- La hauteur de palier :  $H_1 = N_c \times h = 1 \times 0.17 = 0.17\text{m}$
- La longueur :  $L = 1.30\text{m} \geq 1.2\text{m}$
- L'inclinaison :  $\alpha = 0^\circ$

➤ **Volée 1 à 5 contres marches :**

- Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 4\text{marches}$
- La hauteur de volée 1 :  $H = N_c \times h = 5 \times 0.17 = 0.85\text{m}$
- La longueur :

$$L = (n - 1) \times g = 3 \times 30 = 0.90\text{m}$$

- L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{0.85}{0.90} = 0.944 \rightarrow \alpha = 43.36^\circ$$

- Longueur de paillasse :

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{0.85}{\sin 43.36} = 1.43\text{m}$$

Epaisseur de paillasse : La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{270}{30 \cos 43.36} \leq e \leq \frac{270}{20 \cos 43.36} \rightarrow 12.37\text{cm} \leq e \leq 18.56\text{cm}$$

Donc

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

➤ **Volée de tournement balance à 90° avec 5 contres marches :**

- Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 4\text{marches}$
- La hauteur de volée :  $H = N_c \times h = 5 \times 0.17 = 0.85\text{m}$
- La longueur :  $L = 1.58\text{m}$
- L'inclinaison :  $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{0.85}{1.58} = 0.54 \rightarrow \alpha = 28.27^\circ$
- Longueur de paillasse :  $L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{0.85}{\sin 28.27} = 1.79\text{m}$

➤ **Palier de repos :**

- Largeur :  $d=1.30\text{m}$

➤ **Volée 2 à 6 contres marches :**

- Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 5$  marches
- La hauteur de volée 1 :

$$H = N_c \times h = 6 \times 0.17 = 1.02\text{m}$$

- La longueur :

$$L = (n - 1) \times g = 4 \times 30 = 1.20\text{m}$$

- L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.02}{1.20} = 0.85 \quad \rightarrow \quad \alpha = 40.36^\circ$$

- Longueur de paillasse :

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{\sin 40.36} = 1.57\text{m}$$

**III.5.4.2. Escalier d'étage courant :**

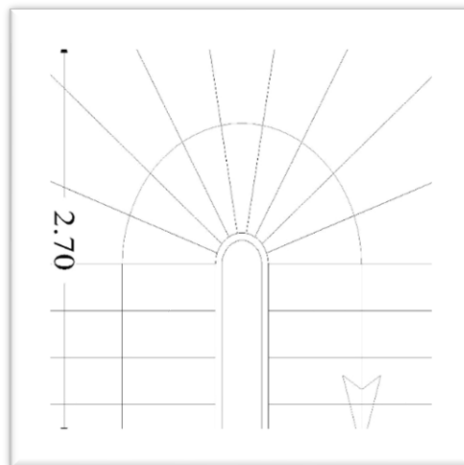


Figure.III.6: schéma de l'escalier étage courant.

Hauteur :  $H = 3.06 \text{ m}$ .

Giron :  $g = 30 \text{ cm}$ . car  $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$ .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a:  $59 < 2h + g < 66$  avec  $14.5 < h < 18$ .

Pour:  $h = 17 \text{ cm}$   $N_c = H / h = 306 / 17 = 18$

On aura 18 contre marches

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \rightarrow 59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

Donc est vérifier.

- Nombre de marche :  $n = N_c - 1 = 17$  marches
- La hauteur de volée :

$$H = N_c \times h = 18 \times 0.17 = 3.06 \text{ m}$$

- L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{3.06}{2.7} = 1.133 \rightarrow \alpha = 46.74^\circ$$

- Langueur horizontale de paillasse :

$$L_p = 5.23 \text{ m}$$

Epaisseur de paillasse : La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis, d'épaisseur « e » telle que :

$$L = 2.7 + 2.7 = 5.40 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{540}{30} \leq e \leq \frac{540}{20} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq e \leq 27 \text{ cm}$$

Donc **e = 20 cm**

**III.6. Conclusion:**

Le prédimensionnement joue un rôle essentiel dans l'analyse des structures d'ouvrages. Elle repose sur les réglementations en vigueur et permet d'obtenir une estimation des dimensions minimales à prendre en compte avant de procéder au dimensionnement final.

**CHAPITRE IV**

**EVALUATION DES CHARGES ET DES**

**SURCHARGES**

## **Chapitre IV**

### **Evaluation des charges et des surcharges**

#### **IV.1. Introduction :**

Les actions sont des forces et des interactions causées par les charges ou les déformations appliquées à une construction. L'ouvrage est conçu dans deux situations différentes, à savoir durables et accidentelles, pendant lesquelles des actions sont réalisées. On peut observer :

**1. les actions permanentes (G) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres.

**2.les actions variables (Qi) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- **Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution :** sont celles qui résultent de l'utilisation future de la structure. Leurs valeurs sont fixées par le règlement. Celui utilisé est le DT R B.C 2.2
- **Charges climatiques :** Les charges climatiques sont les efforts dues au climat tel que le vent, la neige et le sable. Leurs valeurs sont données par le RNV2013 plus les actions de température comme le retrait.

**3.Charges accidentelles (A) :** Ce sont des charges dues à des phénomènes qui se produisent très rarement pendant la durée de vie de l'ouvrage, avec une faible durée d'application. Parmi les charges accidentelles : le séisme, l'explosion.

#### **IV.2. Estimation des charges et des surcharges :**

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

IV.2.1. Charge Permanente:

IV.2.1.1. Plancher terrasse:

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

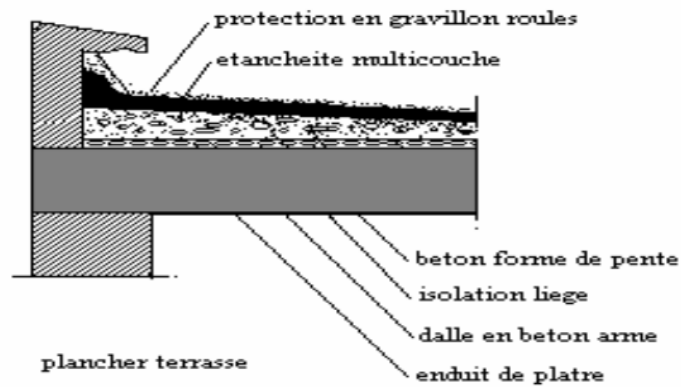


Figure.IV.1: coupe d'un plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Protection en gravillon roulés</b>	0.05	<b>1</b>
<b>Etanchéité multicouche</b>	0.02	<b>0.12</b>
<b>Béton forme de pente</b>	0.10	<b>2.2</b>
<b>Isolation liège</b>	0.04	<b>0.16</b>

<b>Dalle en béton arme</b>	0.20	<b>5</b>
<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	<b>0.2</b>
<b>Totale</b>	/	<b>8.68</b>

Tableau.IV.1: la descente des charges de plancher terrasse.

**IV.2.1.2. Plancher sous sol (parking):**

<b>Matériaux</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>La résine époxy</b>	/	/
<b>Béton forme de pente</b>	0.10	<b>2.2</b>
<b>Dalle en béton arme</b>	0.20	<b>5</b>
<b>Enduit de ciment</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>Totale</b>	/	<b>7.6</b>

Tableau.IV.2 : la descente des charges de plancher sous-sol (parking).

**IV.2.1.3. Plancher étage courant :**

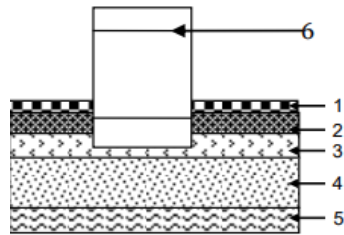


Figure.IV.2: coupe d'un plancher d'un étage courant.

		Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Revêtement en carrelage	0.02	<b>0.4</b>
<b>2</b>	Mortier de pose	0.02	<b>0.4</b>
<b>3</b>	lit de sable	0.02	<b>0.36</b>
<b>4</b>	Dalle en béton arme	0.20	<b>5</b>
<b>5</b>	Enduit de plâtre	0.02	<b>0.2</b>
<b>6</b>	Cloisons internes	0.10	<b>1</b>
	Totale	/	<b>7.36</b>

Tableau.IV.3 : la descente des charges plancher étage courant.

**IV.2.1.4. Maçonnerie : murs extérieurs :**

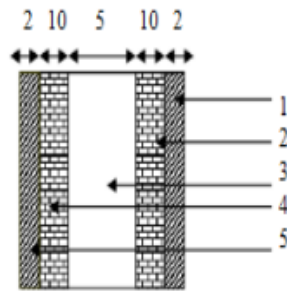


Figure.IV.3: coupe d'un mur extérieur.

		Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Enduit de ciment	0.02	<b>0.4</b>
<b>2</b>	Briques creuses	0.10	<b>0.9</b>
<b>3</b>	Lame d'air	0.05	/
<b>4</b>	Briques creuses	0.10	<b>0.9</b>
<b>5</b>	Enduit de plâtre	0.02	<b>0.2</b>
	Totale	/	<b>2.4</b>

Tableau.IV.4: la descente des charges d'un mur extérieur.

- En considérant les 30 % d'ouvertures :  $G = 2.4 \times 0,72 = 1.728 \text{ KN/m}^2$

**IV.2.1.5. Balcon en dalle pleine:**

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m2)
<b>Revêtement en carrelage</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>Mortier de pose</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>lit de sable</b>	0.02	<b>0.36</b>
<b>Dalle en béton arme</b>	0.20	<b>5</b>
<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	<b>0.2</b>
<b>Totale</b>	/	<b>6.36</b>

Tableau.IV.5 : la descente des charges de balcon.

**IV.2.1.6. Charge concentre de garde-corps :**

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m2)
<b>Poids du mur(brique)</b>	0.1	<b>0.9</b>
<b>Enduit de ciment</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>Totale</b>	/	<b>1.7</b>

TableauIV.6 : charge permanente de panneau.

- Pour une bande de 1m on a  $P*1=1.7\text{KN/ml}$

**IV.2.1.7. Acrotère :**

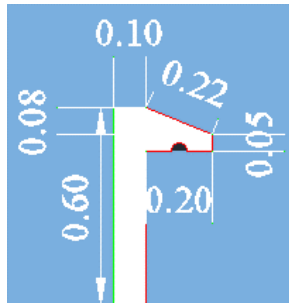


Figure.IV.4 : schéma d'un acrotère.

$$S = (0,1 \times 0,47) + (0,05 \times 0,30) + \frac{1}{2} (0,20 \times 0,08) + (0,08 \times 0,10)$$

$$= 0,078 \text{ m}^2$$

➤ le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G = S \times \gamma \times 1 = 0,078 \times 25 = 1,95 \text{ KN/ml}$$

**IV.2.1.8. Escalier:**

**IV.2.1.8.1. Escalier sous-sol :**

➤ Volée 1 a 5 contres marches : h=17cm et e=15cm  $\alpha = 43.36^\circ$

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revetment carrelage horizontal</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier horizontal</b>	0.02	20	0.4
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Revêtement carrelage vertical</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier vertical</b>	0.02	20	0.4
<b>Poids de la pailleasse</b>	0.15	25	5.16
<b>Poids de marche</b>	0.17/2	22	1.87

## CHAPITRE IV : Evaluation des charges et des surcharges

<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.50
<b>Garde-corps</b>	/	/	0.1
<b>Totale</b>	/	/	9.59

Tableau.IV.7 : la descente des charges de volée1.

➤ Palier de repos :

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>Mortier de pose</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>Lit de sable</b>	0.02	<b>0.36</b>
<b>Dalle en béton arme</b>	0.15	<b>3.75</b>
<b>Enduit de ciment</b>	0.02	<b>0.4</b>
<b>Totale</b>	/	<b>5.31</b>

Tableau.IV.8 : la descente des charges de palier de repos.

➤ Volée 2 à 6 contres marches : h=17cm et e=15cm  $\alpha = 40.36^\circ$

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revetment marche</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier horizontal</b>	0.02	20	0.4

<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Revêtement contre marche</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier vertical</b>	0.02	20	0.4
<b>Poids de la paille</b>	0.15	25	4.92
<b>Poids de marche</b>	0.17/2	22	1.87
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.50
<b>Garde-corps</b>	/	/	0.1
<b>Totale</b>	/	/	9.35

Tableau.IV.9 : la descente des charges de volée 2.

**IV.2.1.8.2. Escalier étage courant :**

➤ Volée a 18 contres marches : h=17cm et e=20cm  $\alpha = 26.74^\circ$

<b>Matériaux</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids volumique (KN/m 3)</b>	<b>Poids surfacique (KN/m2)</b>
<b>Revetment carrelage horizontal</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier horizontal</b>	0.02	20	0.4
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Revêtement carrelage vertical</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier vertical</b>	0.02	20	0.4
<b>Poids de la paille</b>	0.20	25	5.60
<b>Poids de marche</b>	0.17/2	22	1.87
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.50
<b>Garde-corps</b>	/	/	0.1

<b>Totale</b>	/	/	10.03
---------------	---	---	-------

TableauIV.10: la descente des charges d'escalier balance.

### **IV.3. Surcharges d'exploitation :**

Le mobilier, le matériel, les matières en stock et les personnes sont considérés comme des charges d'exploitation notées Q. Les équipements fixes légers peuvent également être ajoutés. En général, ces charges sont considérées comme des charges réparties de manière équitable. Elles sont donc conditionnées par l'usage de l'élément en question.

D'après le DTR BC 2-2 les surcharges d'exploitation sont comme suit :

- Terrasse inaccessible :  $1\text{KN/m}^2$
- Etage courant (planchers) :  $1.5\text{KN/m}^2$
- Balcons:  $3.5\text{KN/m}^2$
- Escaliers:  $2.5\text{KN/m}^2$
- parkings:  $2.5\text{KN/m}^2$

### **IV.4. Conclusion:**

L'évaluation des charges avant d'étudier un bâtiment consiste à déterminer les forces et poids que le bâtiment devra supporter, comme le poids des matériaux de construction, des occupants, du mobilier, etc. Cela permet de concevoir une structure solide et sûre qui résistera aux contraintes imposées par ces charges.

## **CHAPITRE V**

### **ETUDE AU VENT**

## Chapitre V

### Etude au vent

#### V.1. Introduction :

Le vent est un mouvement d'air qui se déplace d'une zone de pression élevée vers une zone de pression faible. En génie civil, les phénomènes climatiques ont un impact considérable sur la stabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de prendre en considération les effets du vent sur les différentes parois d'une construction.

Ainsi, il sera nécessaire d'effectuer une étude au vent dans les deux directions perpendiculaires de la structure, dans le but de déterminer la force causée par le vent.

#### V.2. Nature de la construction :

Le type de construction sera considéré comme :

- Peu sensible aux excitations dynamiques si le coefficient " $C_d$ " est inférieur à 1,2
- Sensible aux excitations dynamiques si le coefficient " $C_d$ " est supérieur à 1,2.

#### V.3. Caractéristique géométrique de bâtiment :

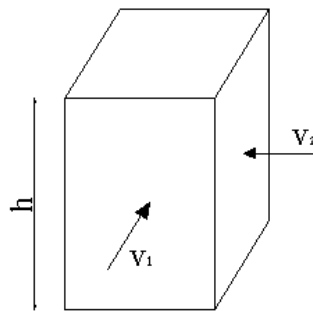


Figure.V.1:Schéma représente les directions de vent.

- Sens " $V_1$ " du vent :  $h=39.98\text{m}$ ,  $b=29.80\text{m}$
- Sens " $V_2$ " du vent :  $h=39.98\text{m}$ ,  $b=21.47\text{m}$

Avec:

b: Dimension du côté perpendiculaire au vent.

h: Hauteur totale de la construction.

#### V.4. Application du DTR RNV-2013 :

Le DTR RNV-2013 est applicable pour les constructions dont la hauteur ne dépasse pas les 200m.

#### V.5. Catégorie de terrain :

D'après le règlement RNV2013 Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- Le terrain est de catégorie IV.
- Facteur de terrain :  $K_T=0.234$
- Paramètre de rugosité :  $Z_0=1\text{m}$
- Hauteur minimale :  $Z_{\min}=10\text{m}$
- $\xi$ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$ :  $\xi=0,67$

#### V.6. Calcul au vent au sens V1 :

##### V.6.1. Coefficient dynamique $C_d$ :

$$C_d = \frac{1 + 2g \times Iv(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Z_{eq})}$$

Avec :  $Z_{eq}$  : est la hauteur équivalente de la construction en m.

D'après la figure 3.1 de RNV2013 on a :

$$Z_{eq} = 0.6 \times h \geq Z_{\min}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 39.98 = 23.99\text{m} \geq Z_{\min}=10\text{m}$$

- $Iv(Z_{eq})$  est l'intensité de la turbulence pour  $z = Z_{eq}$
- $Q_2$  est la partie quasi-statique.

- R2 est la partie résonante.
- g est le facteur de pointe.

**Remarque :**

Pour une valeur simplifiée de  $C_d$ , Une valeur conservatrice de  $C_d = 1$  peut être considérée dans le cas suivant :

- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

$$h = 39.98\text{m} < 100\text{m} \text{ et } h = 39.98\text{m} < 4 \times 29.80 = 119.2\text{m}$$

Donc  $C_d = 1$

La construction sera donc considérée comme peu sensible à l'excitation dynamique dans la direction V1.

**V.6.2. Pression dynamique de pointe :**

D'après RNV2013 La pression dynamique de pointe  $q_p(Z_e)$ , à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par :

$$q_p = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

Avec :

- $q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 dans RPA99 en fonction de la zone de vent.

Alger → Zone I      Donc  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

- $C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent.
- $Z_e$  : est la hauteur de référence.

**V.6.2.1. Coefficient de topographie :**

Le site étant supposé comme plat, le coefficient de topographie ( $C_t(Z)$ ) est tiré du RNV2013 :

Donc  $C_t(Z)=1$

**V.6.2.2. Hauteur de référence  $Z_e$  :**

$$b = 29.80 < h = 39.98 < 2b = 59.6m$$

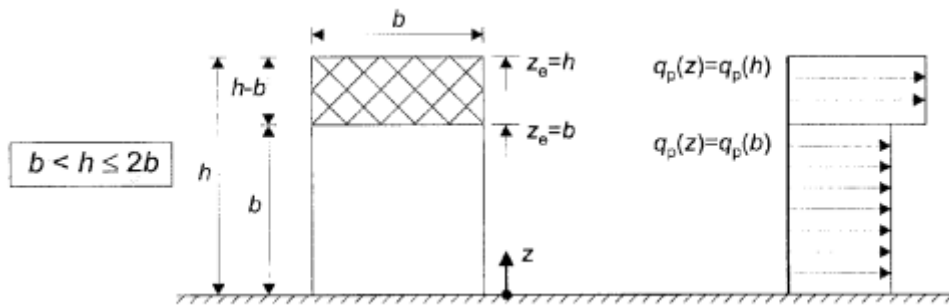


Figure.V.2 : représente la hauteur de référence de V1

$$Z_{e1}=b=29.80m$$

$$Z_{e2}=h=39.98m$$

**V.6.2.3. Coefficient d'exposition :**

$C_e(z)$  est donné par :

$$C_e(Z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(Z)]$$

Avec :

- $C_r$  est le coefficient de rugosité.
- $C_t$  est le coefficient de topographie.
- $I_v(z)$  : est l'intensité de la turbulence.
- $z$  :est la hauteur considérée.

Dans le cas où  $C_t(z) = 1$  le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  est donné par le tableau 2.3 dans RNV2013 en fonction de catégorie de terrain IV

Par interpolation  $C_e(29.80) = 1.937$  et  $C_e(39.98) = 2.159$

Conclusion :

$$q_p(Z_{e1} = 29.80) = q_{ref} \times C_e(29.80) = 1.937 \times 375 = 726.375 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(Z_{e2} = 39.98) = q_{ref} \times C_e(39.98) = 2.159 \times 375 = 809.625 \text{ N/m}^2$$

### V.6.3. Action d'ensemble par la méthode des forces :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z) \times A_{ref}$$

#### V.6.3.1. Coefficient de force $C_f$ :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda$$

Avec :

- $C_{f,0}$  est le coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini.
- $\psi\lambda$  est le facteur d'élancement.

#### Facteur d'élancement :

On a

- $\phi = 1$  pour les constructions fermées.
- Pour une valeur intermédiaire  $\lambda_e = \text{Max}(0.786 \frac{b}{l}; 70) = 70$

D'après la figure 4.1 de RNV2013 on conclure la valeur de  $\psi\lambda = 0.92$

#### Coefficient de force :

Le coefficient  $C_{f,0}$  des constructions à base rectangulaire à angles vifs est donné par la figure 4.4 de RNV2013.

$$d/b = 0.72 \rightarrow C_{f,0} = 2.4$$

$$C_f = C_{f,0} \times \psi \lambda = 2.4 \times 0.92 = 2.208$$

**V.6.3.2. Surface de référence Aref :**

La Surface de référence donnée par la formule suivante :

$$A_{ref1} = 29.80 \times 29.80 = 888.04 \text{m}^2$$

$$A_{ref2} = 29.80 \times (39.98 - 29.80) = 303.364 \text{m}^2$$

Ze	Cd	Cf	qp(Z)	Aref (m <sup>2</sup> )	Fw(MN)
29.8	1	2.208	726.375	888.04	1.42
39.98	1	2.208	809.625	303.364	0.542
<b>Totale</b>					<b>1.992MN</b>

TableauV.1 : calcule d'action au vent V1.

**V.7. Calcul au vent au sens V2 :**

**V.7.1. Coefficient dynamique Cd:**

$$C_d = \frac{1 + 2g \times Iv(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Z_{eq})}$$

Avec :

- Zeq : est la hauteur équivalente de la construction en m.

D'après la figure 3.1 de RNV2013 on a :

$$Z_{eq} = 0.6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 39.98 = 23.99 \text{m} \geq Z_{min} = 10 \text{m}$$

- $I_v(Z_{eq})$  est l'intensité de la turbulence pour  $z = Z_{eq}$
- $Q_2$  est la partie quasi-statique.
- $R_2$  est la partie résonante.
- $g$  est le facteur de pointe.

Remarque :

Pour une valeur simplifiée de  $C_d$ , Une valeur conservatrice de  $C_d=1$  peut être considérée dans le cas suivant :

- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

$$h = 39.98\text{m} < 100\text{m} \text{ et } h = 39.98\text{m} < 4 \times 21.47 = 85.88\text{m}$$

Donc  $C_d=1$

La construction sera donc considérée comme peu sensible à l'excitation dynamique dans la direction V2.

### **V.7.2. Pression dynamique de pointe:**

D'après RNV2013 La pression dynamique de pointe  $Q_p(Z_e)$ , à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par :

$$Q_p = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

Avec :

- $q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 dans RPA99 en fonction de la zone de vent.

$$\text{Alger} \rightarrow \text{Zone I} \text{ Donc } q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

- $C_e$  : est le coefficient d'exposition au vent.
- $Z_e$  : est la hauteur de référence.

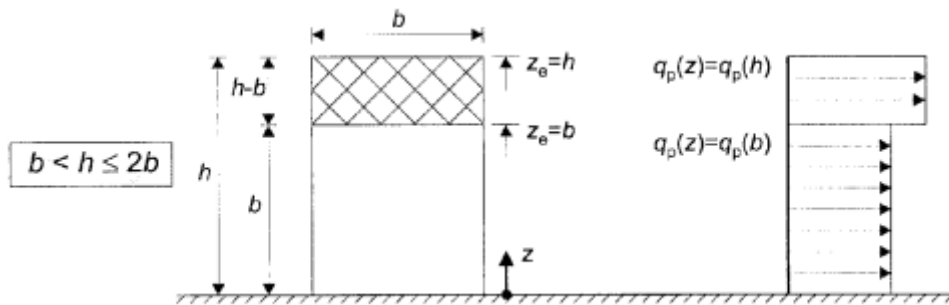
#### **V.7.2.1. Coefficient de topographie :**

Le site étant supposé comme plat, le coefficient de topographie ( $C_t(Z)$ ) est tiré du RNV2013 :

Donc  $C_t(Z)=1$

**V.7.2.2. Hauteur de référence  $Z_e$  :**

$$b = 21.47 < h = 39.98 < 2b = 42.94\text{m}$$



FigurV.3: représente la hauteur de référence de V2.

$$Z_{e1}=b=21.47\text{m}$$

$$Z_{e2}=h=39.98\text{m}$$

**V.7.2.3. Coefficient d'exposition :**

$C_e(z)$  est donné par :

$$C_e(Z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(Z)]$$

Avec :

- $C_r$  est le coefficient de rugosité.
- $C_t$  est le coefficient de topographie.
- $I_v(z)$  : est l'intensité de la turbulence.
- $z$  :est la hauteur considérée.

Dans le cas où  $C_t(z) = 1$  le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  est donné par le tableau 2.3 dans RNV2013 en fonction de catégorie de terrain IV

Par interpolation

$$C_e(21.47) = 1.687$$

$$C_e(39.98) = 2.159$$

Conclusion :

$$q_p(Ze1 = 21.47) = q_{ref} \times C_e(21.47) = 1.687 \times 375 = 632.75 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(Ze2 = 39.98) = q_{ref} \times C_e(39.98) = 2.159 \times 375 = 809.625 \text{ N/m}^2$$

### **V.7.3. Action d'ensemble par la méthode des forces :**

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z) \times A_{ref}$$

#### **V.7.3.1. Coefficient de force $C_f$ :**

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda$$

Avec :

- $C_{f,0}$  est le coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini.
- $\psi\lambda$  est le facteur d'élancement.

#### **Facteur d'élancement :**

On a

- $\phi = 1$  pour les constructions fermées.
- Pour une valeur intermédiaire  $\lambda_e = \text{Max}(0.786 \frac{b}{l}; 70) = 70$

D'après la figure 4.1 de RNV2013 on conclure la valeur de  $\psi\lambda=0.92$

#### **Coefficient de force :**

Le coefficient  $C_{f,0}$  des constructions à base rectangulaire à angles vifs est donné par la figure 4.4 de RNV2013.

$$d/b = 1.388 \rightarrow C_{f,0} = 2.$$

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda = 2 \times 1.388 = 2.776$$

**V.7.3.1.1. Surface de référence Aref :**

La Surface de référence donnée par la formule suivante :

$$A_{ref1} = 21.47 \times 21.47 = 460.96\text{m}^2$$

$$A_{ref1} = 21.47 \times (39.98 - 21.47) = 397.41\text{m}^2$$

$Z_e$	$C_d$	$C_f$	$q_p(Z)$	$A_{ref} (\text{m}^2)$	$F_w(\text{MN})$
<b>21.47</b>	1	2.776	726.375	460.96	0.93
<b>39.98</b>	1	2.776	809.625	397.41	0.893
<b>Totale</b>					<b>1.823MN</b>

Tableau.V.2 : calcul de l'action au vent V2.

**V.8. CONCLUSION**

Il est important de prendre en compte le vent lorsqu'il s'agit de construire des bâtiments élevés.

## **CHAPITRE VI**

### **ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

## Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

### VI.1. Introduction:

L'objectif principal des études dynamiques est d'identifier les caractéristiques propres d'une structure (une période propre, un déplacement, etc.) lorsqu'elle est soumise à une action dynamique tels qu'un tremblement de terre (séisme).

Une telle étude pour un ouvrage étagé en béton armé est souvent très complexe, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs en représentant ce problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini a un modèle de nombre de degré de liberté finis. Ce modèle doit refléter avec une bonne précision les moindres paramètres du système d'origine on l'appelle le modèle brochette.

### VI.2. Choix de la méthode de calcul :

Selon l'article 4-1(RPA99vesion2003)

#### VI.2.1. Méthodes utilisables :

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

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

Remarque : Le choix de l'une ou l'autre dépend du type de structure et de ses dimensions et de son importance.

#### VI.2.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

### **VI.2.1.2. Conclusion sur la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 30 m.

Donc on opte pour la méthode model spectrale.

### **VI.3. La méthode dynamique modale spectrale :**

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

#### **VI.3.1.Principe :**

Selon l'article 4.3(RPA99 version2003)

Pour utiliser la méthode dans de bonnes conditions, il est nécessaire de respecter les points suivants :

- Etablissement d'une modélisation adéquate.

- Choix judicieux des modes à retenir.
- Connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes.

### **VI.3.2. Nombre de modes à considérer :**

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), le nombre de modes de vibration à prendre en considération doit être tel que :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Avec :

- N est le nombre de niveaux au-dessus de sol.
- $T_K$  : la période du mode K.

### **VI.4. Modélisation de la structure analysée :**

Compte tenu de la difficulté et de la complexité du calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux, etc.) des éléments qui composent la structure du bâtiment, nous

utilisons des outils informatiques et divers logiciels pour effectuer cette tâche pour les structures disponibles.

### **VI.4.1. Description du logiciel Robot :**

En ce qui concerne l'analyse de notre bâtiment, nous allons travailler avec le code de calcul par éléments finis proposé par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis ».

Autodesk Robot Analysis est un logiciel de simulation et d'analyse structurelle utilisé dans l'ingénierie civile et la construction. Il permet de modéliser des structures complexes telles que des bâtiments, des tours, puis d'effectuer des analyses de charge, de contraintes et de déformation pour évaluer leur performance et leur sécurité. Le logiciel propose également des outils pour optimiser la conception des structures et simuler différents scénarios de charge. Sa convivialité et sa précision en font un outil apprécié des ingénieurs du bâtiment et des concepteurs de structures.

Ce dernier propose des fonctionnalités de simulation pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes normes en vigueur à travers le monde (RPA99/2003, BAEL, en Algérie)

### **VI.4.2. Description de la modélisation :**

Pour la modélisation, nous avons procédé à une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cette tâche, nous avons recherché les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

### **VI.4.3. Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux s'est faite comme ce qui suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- Les poutres ont été modélisées par des éléments barres.

- Les planchers dalles sont modélisées par des éléments plaque a 3 degrés de libertés ( diaphragmes rigides).

### VI.4.4. Modélisation de la masse :

Selon RPA99version2003

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitations minorées, soit :

$$W = G + \beta Q$$

Avec :

- G : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- Q : charges d'exploitation.
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99version2003)  $\beta = 0.2$

Remarque :

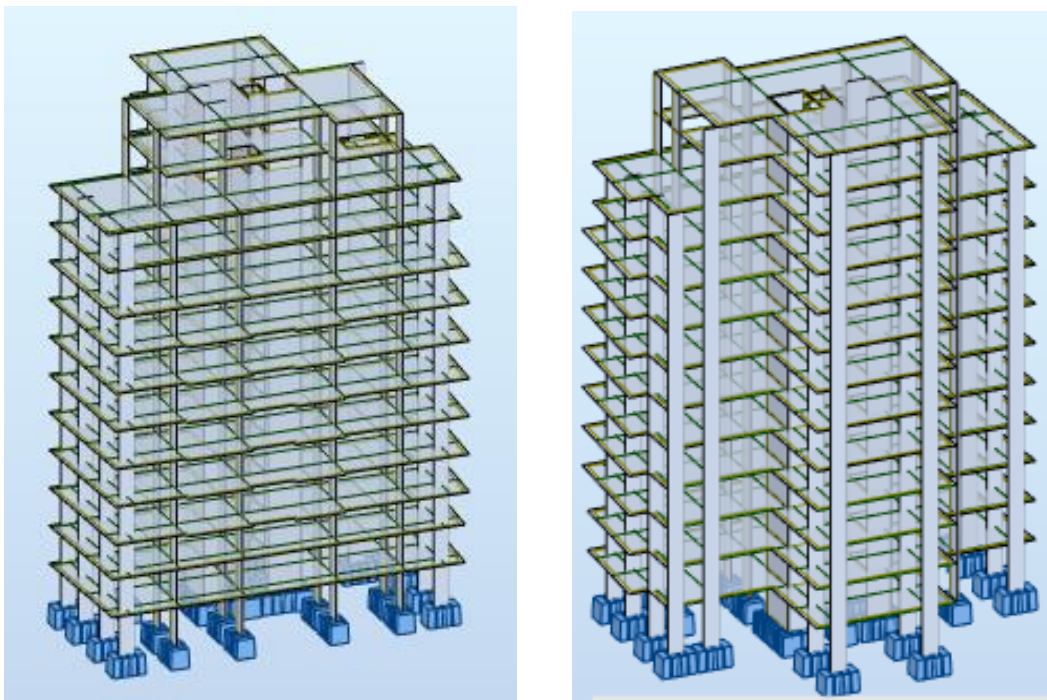
- La masse des éléments modélisés est prise de façon implicite en prenant en compte le poids volumique du béton armé, à savoir  $2.5 \text{ t/m}^3$ .
- La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), est introduite manuellement en tant que charge permanente

### VI.4.5. Caractéristiques de la structure et de l'analyse modale :

Les principales caractéristiques de la structure sont :

- Structure classée en groupe d'usage 2.
- Site meuble : sol de catégorie S3.

- Ouvrage se trouvant dans une zone III (zone de forte sismicité).
- Hauteur de la structure : 40.29 m.
- Système structural composé exclusivement de voiles en béton armé.
- Pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 10\%$ .
- Nombre d'itérations : 40 à augmenter si l'itération ne converge pas
- Tolérance : 0.0001 (écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant).
- Densité négligée (pour éviter de prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses).



Figur.VI.1: Modèle 3D de la structure

### VI.5. Etude et conception

Dans cette partie nous allons concevoir plusieurs variantes du plan d'étage avec plusieurs dispositions de voile dans l'objectif est de choisir la meilleure conception dynamique.

Le choix de disposition des voiles est conditionné par la symétrie par rapport au centre de gravité qui a pour objectif de diminuer l'excentricité entre le centre de gravité et de rigidité.

Il est à préciser que l'étude effectuée a nécessité la modélisation de plusieurs variantes afin d'obtenir une conception optimisée. Mais pour une approche plus fluide on présentera ici deux d'entre elles.

### VI.5.1 : Variante 1

Dans cette variante on dispose les voiles le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité.

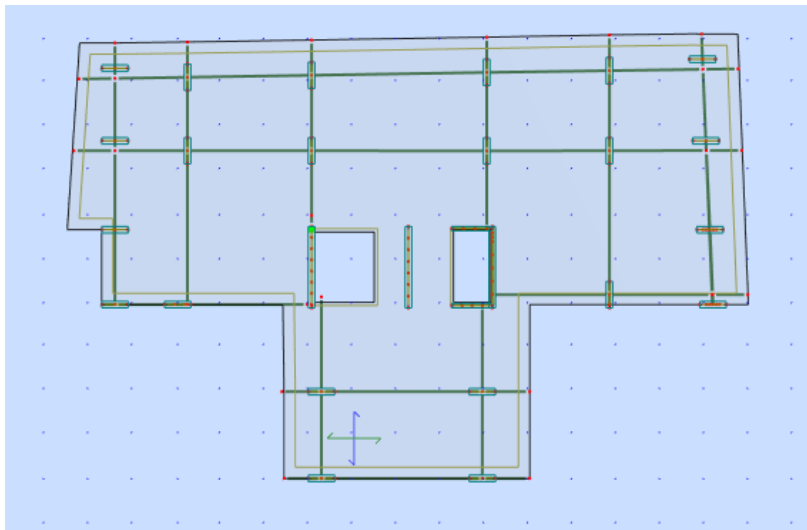


Figure VI.2 : Plan d'étage de la variante 1

#### VI.5.1.1 Spectre de réponse de calcul :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003, les paramètres relatifs à notre structure sont les suivants :

- Coefficient d'accélération de zone : A = 0.25 (tableau 4.1 : zone III, groupe d'usage 2)
- Facteur de comportement global de la structure : R = 3.5 (tableau 4.3 : voiles porteurs)
- Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0,05
<b>Redondance en plan</b>	Oui	0
<b>Régularité en plan</b>	Non	0,05
<b>Régularité en élévation</b>	Oui	0
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Oui	0
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Oui	0

Tableau.VI.1 : valeurs des pénalités Pq.

$$Q = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,1$$

- Coefficient d'amortissement :  $\xi = 10\%$  (tableau 4.2)
- $g$  : accélération de la pesanteur.
- Périodes caractéristiques :  $T1 = 0.15$  s et  $T2 = 0.5$  s (site S3)
- Facteur de correction d'amortissement :  $\eta = \sqrt{7/2 + \varepsilon} = 0.76$

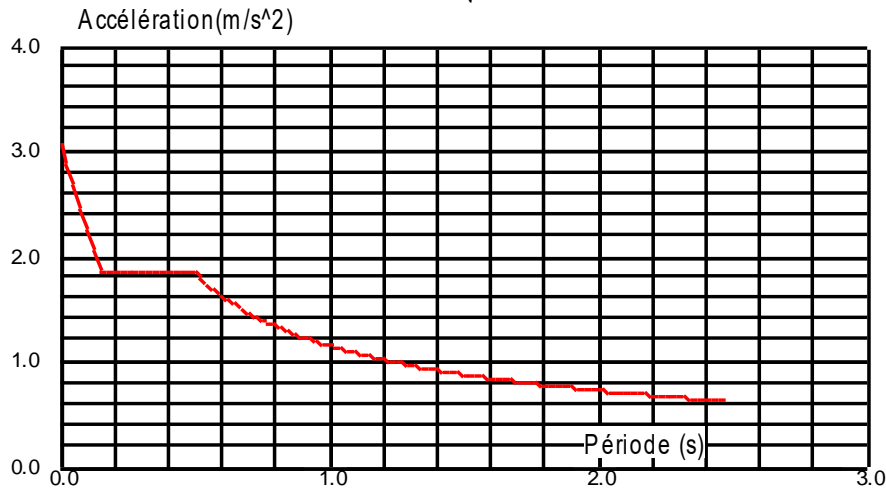


Figure.VI.2 : représentation de graphe pour un spectre de réponse de la variante 1

VI.5.1.2 Résultats de l'analyse modale de la variante 1.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses modales UX [%]	Masses modale UY [%]	Masse cumulées UX [%]	Masse cumulées UY [%]	RZ
<b>1</b>	1.90	<b>0.53</b>	<b>38.79</b>	<b>1.43</b>	38.79	1.43	<b>35.6284</b>
<b>2</b>	2.06	0.49	<b>1.99</b>	<b>71.13</b>	40.78	72.56	2.4786
<b>3</b>	2.28	0.44	40.14	0.49	80.92	73.05	<b>47.9769</b>
<b>4</b>	2.76	0.36	0.26	0.00	81.18	73.05	0
<b>8</b>	5.65	0.18	6.13	0.06	87.31	73.11	0.5689
<b>6</b>	6.74	0.15	6.08	0.53	93.39	73.64	0.0679
<b>7</b>	7.07	0.14	0.07	18.61	93.46	92.26	1.3458

Tableau.VI.2 : Résultats de l'analyse modale de la variante 1.

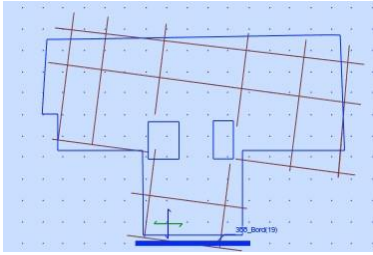


Figure.VI.3 : représentation du

Mode 1(variante 1)

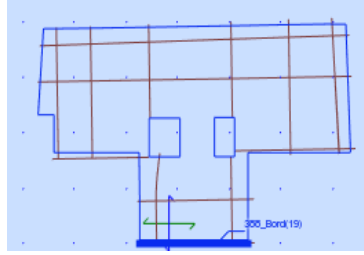


Figure.VI.4 : représentation du

Mode 2(variante 1)



Figure.VI.5 : représentation du

Mode 3 (variante 1)

**Remarque :**

- La période fondamentale de la structure est de 0.53sec.
- Le premier, et le deuxième mode sont des modes de torsion
- Le nombre de modes à considérer est de 7
- Les facteurs de participations massiques atteignent les 90% au 6ème mode selon la direction X et au 7ème mode selon la direction Y.

**VI.5.1.3 Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques du bâtiment étudié correspondant à chaque niveau (Centre de gravité, centre de torsion, excentricités théorique et accidentelle) figurent dans le tableau suivant :

Etages	Centre de gravité [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité Théorique [m]		Excentricité Accidentelle [m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>1</b>	16.81	11.80	16.46	10	0.35	1.80	1.53	1.01
<b>2</b>	16.97	11.62	16.46	10	0.51	1.62	1.53	1.01
<b>3</b>	16.59	12.23	16.46	10	0.13	2.23	1.53	1.07
<b>4</b>	16.72	12.31	16.46	10	0.25	2.31	1.53	1.07
<b>5</b>	16.70	12.33	16.46	10	0.24	2.33	1.53	1.07
<b>6</b>	16.55	12.24	16.46	10	0.09	2.23	1.53	1.07
<b>7</b>	16.53	12.16	16.46	10	0.07	2.16	1.53	1.07
<b>8</b>	16.77	12.28	16.46	10	0.31	2.28	1.53	1.07

<b>9</b>	16.51	12.06	16.46	10	0.05	2.06	1.53	1.05
<b>10</b>	16.92	11.47	16.46	10	0.45	1.47	1.53	0.96
<b>11</b>	16.60	11.36	16.46	10	0.14	1.35	1.53	0.96
<b>12</b>	15.71	9.25	16.33	8.62	0.61	0.63	1.01	0.95
<b>13</b>	15.85	9.60	16.33	8.62	0.48	0.99	1.01	0.95

Tableau.VI.3 : Caractéristiques géométriques de la variante 1

### VI.5.5.3. Interprétation des résultats :

Le résultat de la disposition initiale des voiles (variante 1) été attendu étant donnée l'apparition d'une excentricité importante entre le centre de gravité de l'étage et le centre de cisaillement de tous les voiles en plans.

Donc pour optimiser cette conception et essayer d'enlever la torsion des premiers modes il faut diminuer l'excentricité entre le centre de gravité et centre de torsion.

### VI.5.2 : Variante 2 :

Dans cette variante on va essayer d'introduire le contreventement par cage d'escalier et voir son incidence sur le comportement dynamique de la structure.

La simulation finale est donnée par l'affectation de voiles de petite épaisseur aux au niveau de la cage d'ascenseur et ajouter deux voiles V01 et V02 de longueur 2.7m et 1.60m et de 30 cm respectivement d'épaisseur au niveau de la cage d'escalier (voir la figure VI.6) .

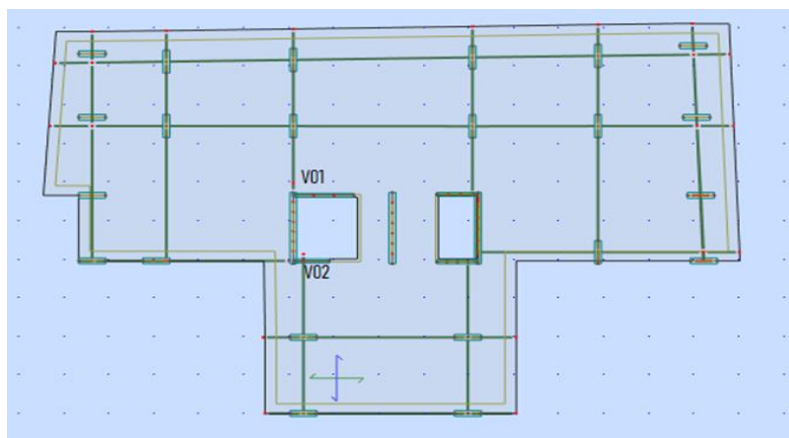


Figure VI.6: Plan d'étage de la variante 2

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques des modes considérés.

**VI.5.2.1. Résultats de l'analyse modale de model 2 :**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modales UX[%]	Masses Modales UY[%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	
<b>1</b>	1.98	0.50	57.50	<b>0.17</b>	57.50	0.17	<b>0.0135</b>
<b>2</b>	2.06	0.49	<b>0.22</b>	72.69	57.92	72.87	<b>0.0019</b>
<b>3</b>	2.38	0.42	22.47	0.06	80.39	72.93	<b>4.5789</b>
<b>4</b>	5.89	0.17	4.09	0.00	84.48	72.93	0.9791
<b>5</b>	7.09	0.14	0.65	17.96	85.13	90.89	0.3352
<b>6</b>	7.14	0.14	8.31	1.30	93.43	92.18	0.0005

Tableau VI .3 : Résultats de l'analyse modale de model 2.

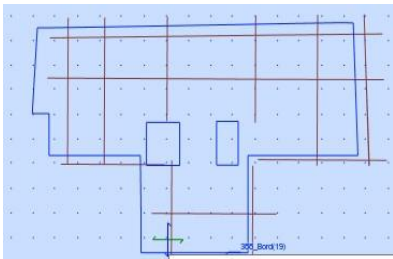


Figure VI.7 : représentation du Mode 1 (variante 2)

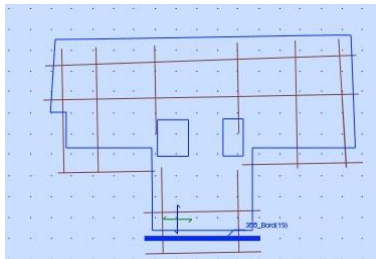


Figure VI.8 : représentation du Mode 2 (variante 2)

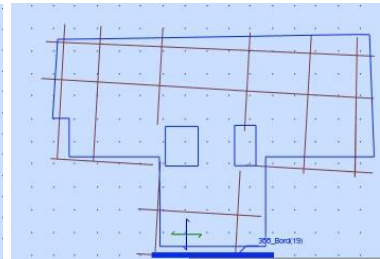


Figure VI.9 : représentation du Mode 3 (variante 2)

Remarque :

- La période fondamentale de la structure est de 0.51sec.
- Le premier, et le deuxième mode sont des modes de translation suivant Y et X respectivement.

- Le troisième mode est un mode de torsion
- Le nombre de modes à considérer est de 6
- Les facteurs de participations massiques atteignent les 90% au 6ème mode selon la direction X et au 5ème mode selon la direction Y.

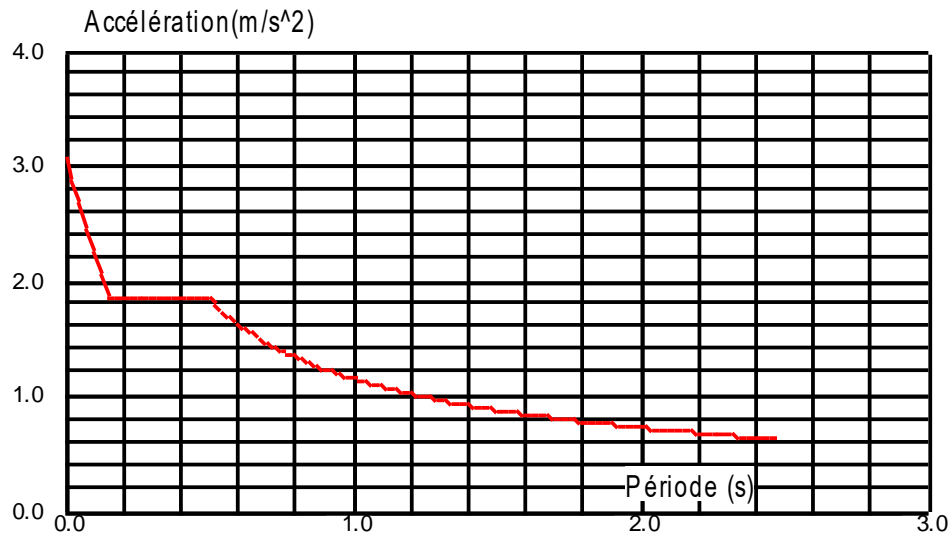
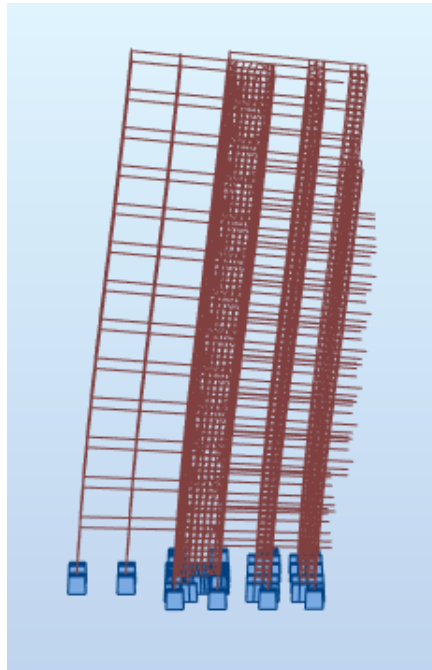
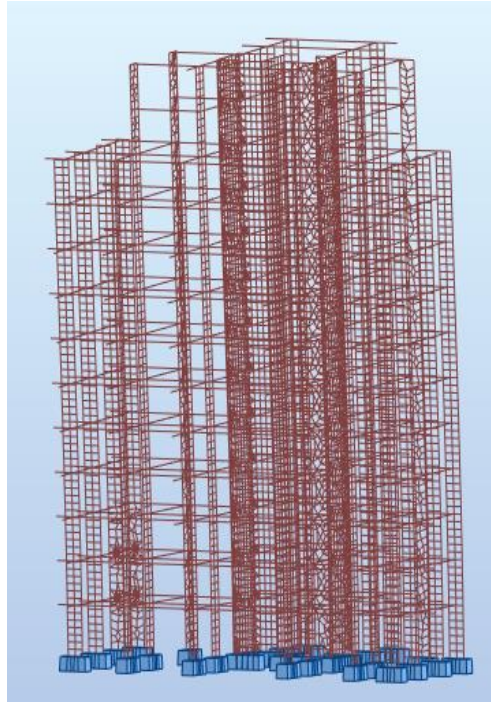


Figure.VI. 10 : représentation de graphe pour un spectre de réponse de la variante 2.



FigureVI.11 : Représentation du mode de la variante 2 (Translation suivant y)



FigureVI.12 : Représentation de la variante 2 (Translation suivant x)

#### VI.5.2.2 Vérification de la période :

Le RPA99/2003 (article 4.2.4) exige que la période numérique (obtenue par Autodesk Robot) ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique ci-dessous de plus de 30%. Cette formule est :

$$T_{\text{empirique}} = \min (C_t \cdot h_n^{3/4}, 0.09 h_n / \sqrt{D})$$

Avec :

- $C_t$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau [4.6 du RPA99/2003].  $C_t=0.05$
- $h_n$  : hauteur totale de la structure mesurée à partir de la base . $h_n= 39.78\text{m}$
- $D$  : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée en mètre.  $D=19.68\text{m}$

$$- T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.79\text{s}$$

$$- T = 0.09 h_n / \sqrt{D} = 0.81s$$

Donc :  $T_{empirique} = 0.79s$

$T_{numerique} = 0.51s \leq 1.3 T_{empirique} = 1.07s \rightarrow$  condition vérifiée

### **VI.5.2.3 Comparaison et conclusion :**

Dans cette partie nous nous sommes intéressés à l'étude de conception de contreventement du bâtiment pour deux variantes différentes. Cette comparaison porte sur la performance dynamique de chacune d'elle. Ainsi après avoir confronté les deux conceptions et leurs résultats il s'avère que la deuxième variante est la plus intéressante. Ce résultat été attendu car cette conception fait intervenir la cage d'escalier dans le contreventement qui a pour effet de diminuer l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité de manière à diminuer la présence des modes de torsions fondamentales dans le bâtiment.

## **VI.6 Analyse sismique :**

L'analyse sismique va nous permettre de déterminer les efforts horizontaux appliqués au bâtiment analysé.

### **VI.6.1 Combinaisons de charges :**

Les combinaisons de charges utilisées sont les suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### **VI.6.3. Effort sismique aux différents niveaux :**

Le tableau ci-après donne la distribution de l'effort sismique aux différents niveaux :

Étages	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]
1	9302.28	10080.79
2	9390.17	9912.09
3	9008.66	9724.58
4	8682.47	9316.46
5	8145.84	8800.51
6	7504.37	8194.77
7	6764.65	7482.16
8	5927.15	6652.51
9	4973.10	5696.05
10	3925.12	4607.52
11	2898.57	3467.07
12	1706.62	2097.44
13	930.79	1161.82

Tableau.VI.4 : la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux

**VI.6.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon le RPA99/2003 (article 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base « V<sub>t</sub> » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale.

Si cette condition n'est pas vérifiée, nous devons majorer l'effort tranchant à la base selon le rapport suivant : 0.8 V/V<sub>t</sub>

Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99/2003) → A = 0.25

Q : facteur de qualité  $\rightarrow Q = 1.1$

R : coefficient de comportement (tableau 4.3 RPA99/2003)  $\rightarrow R = 3.5$

W : poids total de la structure  $\rightarrow W = 75040.76\text{KN}$

D : facteur d'amplification dynamique :

- Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

Périodes caractéristiques :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  et  $T_2 = 0.5 \text{ s}$  (site S3)

Car :

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\text{Donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \frac{0.5^{2/3}}{0.79} = 1.4$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 8254.4839\text{KN}$$

$$0.8V = 6603.58\text{KN}$$

V [kN]	Vt [kN]		Vt/V	
	X	Y	X	Y
<b>8288.85</b>	9302.28	10080.79	1.12	1.22

Tableau.VI. : Vérification de la résultante des forces sismiques

$Vt/V > 0.8 \rightarrow$  Condition vérifiée suivant les deux directions

**VI.6.5.Vérification au renversement :**

Cette condition d'équilibre s'intéresse à la stabilité d'ensemble de la structure sous l'effet d'un chargement sismique. On doit vérifier que le moment stabilisant sur le moment renversant soit supérieur ou égal à 1.5.

$$M_s/M_R \geq 1.5$$

Avec :

- MR : moment renversant obtenu à partir des résultats de l'analyse faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot.

$$MR = \sum_{i=1}^n F_i \times H_i$$

- MS : moment stabilisant obtenu à partir des résultats de l'analyse faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot.

$$M_{sx} = W \times XG$$

$$M_{sy} = W \times YG$$

- XG, YG : coordonnées du centre de gravité de la structure.
- W : poids total du bâtiment.
- Fi : Force sismique au niveau i.
- Hi : Hauteur du niveau i.

W [Kn]	G [m]		Ms [Kn.m]		MR [Kn.m]		Ms/MR	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>75353.18</b>	16.63	11.85	1253123.4	892935.2	243935.64	226471.94	5.14	3.94

Tableau VI.7: Vérification de la stabilité au renversement.

**VI.2.2. Vérification des déplacements latéraux inter- étages :**

L'article 5.10 du RPA99/2003 préconise de vérifier l'inégalité ci-dessous :

$$\Delta k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

- $\bar{\Delta} = 1\% h_e \rightarrow h_e = \text{hauteur d'étage courant} = 3.06 \text{ m} \rightarrow \bar{\Delta}_1 = 3.06 \text{ cm}$   
 $\rightarrow h_e = \text{hauteur d'étage entre sol 1} = 3.57 \text{ m} \rightarrow \bar{\Delta}_2 = 3.57 \text{ cm}$
- $\Delta k = \delta k - \delta k-1$
- $\delta k = R. \delta ek$
- $\delta k$  : Déplacement horizontal de l'étage k
- $\Delta k$  : Déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1
- $\delta ek$ : Déplacements dus aux forces sismiques au niveau k.
- $R = 3.5$  : coefficient de comportement de la structure (contreventement par voiles).

Étages	$\Delta k$	
	X	Y
<b>1</b>	0.3	0.3
<b>2</b>	0.2	0.2
<b>3</b>	0.2	0.2
<b>4</b>	0.2	0.2
<b>5</b>	0.3	0.3
<b>6</b>	0.3	0.3
<b>7</b>	0.2	0.2
<b>8</b>	0.2	0.2
<b>9</b>	0.2	0.2
<b>10</b>	0.1	0.1

<b>11</b>	0.2	0.2
<b>12</b>	2.1	2.1
<b>13</b>	0.3	0.3

Tableau VI.8 : Vérifications des déplacements Inter-étages

Remarque : A partir de ce tableau, nous constatons que les déplacements relatifs  $\Delta_k$  ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage 3.06 cm pour étage courant et 3.57cm pour entre sol 1.

**VI.2.2. Justification vis à vis de l'effet P –  $\Delta$  :**

Est un effet non linéaire qui se produit lorsque les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. L'effet P -  $\Delta$  est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P et au déplacement  $\Delta$ .
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Selon le RPA99/2003, pour que l'effet P -  $\Delta$  soit négligeable, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\theta_k = PK \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.1$$

Avec :

- PK : poids total de la structure (charge permanente + surcharges) au-dessus du niveau « k » calculé par la formule suivante :

$$PK = \sum_{i=1}^n (WGi + \beta \times WQi)$$

- $V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

- $h_k$  : Hauteur de l'étage  $k$ .

Si :

- $0.1 < \Theta_k < 0.2$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\Theta_k}$  (RPA99/2003).
- $\Theta_k > 0.2$  : la structure est instable et doit être redimensionnée.

Dans le tableau figurent les vérifications vis-à-vis de l'effet P -  $\Delta$ .

Etages	Poids	$h_k$	Sens X			Sens Y		
			$\Delta_k$	$V_k$	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\Theta_k$
<b>1</b>	75006.73	3.57	0.3	9302.28	0.013	0.3	10080.79	0.03
<b>2</b>	68574.76	3.06	0.2	9390.17	0.055	0.2	9912.09	0.05
<b>3</b>	62457.43	3.06	0.2	9008.66	0.0123	0.2	9724.58	0.013
<b>4</b>	56319.50	3.06	0.2	8682.47	0.045	0.2	9316.46	0.087
<b>5</b>	50022.22	3.06	0.3	8145.84	0.031	0.3	8800.51	0.093
<b>6</b>	43723.86	3.06	0.3	7504.37	0.087	0.3	8194.77	0.045
<b>7</b>	37425.99	3.06	0.2	6764.65	0.023	0.2	7482.16	0.089
<b>8</b>	31128.69	3.06	0.2	5927.15	0.09	0.2	6652.51	0.043
<b>9</b>	24829.57	3.06	0.2	4973.10	0.032	0.2	5696.05	0.012
<b>10</b>	18581.19	3.06	0.1	3925.12	0.036	0.1	4607.52	0.073
<b>11</b>	12782.51	3.06	0.2	2898.57	0.035	0.2	3467.07	0.048
<b>12</b>	7103.91	3.06	2.1	1706.62	0.022	2.1	2097.44	0.028
<b>13</b>	3656.99	3.06	0.3	930.79	0.067	0.3	1161.82	0.077

Tableau VI.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P -  $\Delta$

**Remarque :**

A partir de ce tableau, nous remarquons que pour chaque niveau «  $k$  »,  $\Theta_k < 0.1$  suivant les deux directions. Par conséquent, l'effet P -  $\Delta$  peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

**VI.7.Conclusion :**

Les résultats obtenus à partir de cette étude dynamique confirment la bonne conception de notre ouvrage car l'ensemble des exigences imposées par le règlement parasismique algérien (stabilité au renversement, effet P -  $\Delta$ ) sont vérifiées.

## **CHAPITRE VII**

### **ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

## Chapitre VII

### Étude des éléments secondaires

#### VII.1. Étude de l'acrotère :

##### VII.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

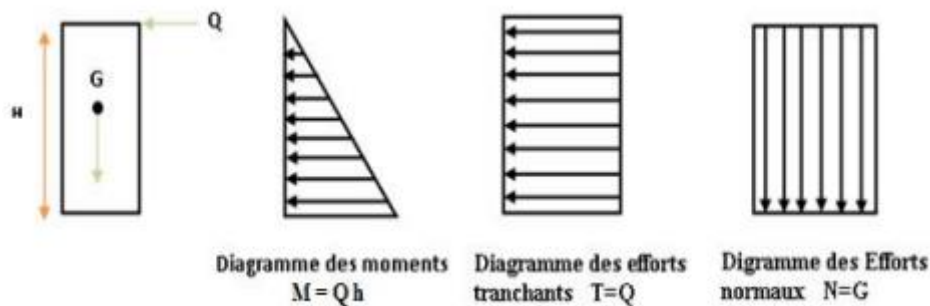


Figure.VII.1: Schéma statique de l'acrotère

##### VII.1.2. Les charges :

- poids propre de l'acrotère :  $G = 1.95 \text{ KN/ml}$
- surcharge (main courante):  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

##### VII.1.3. les sollicitations :

- $G$  : crée un effort normal  $N_G = 1.95 \text{ KN/ml}$  et un moment  $M_G = 0 \text{ KN/m}$
- $Q$  : crée un effort normal  $N_Q = 0 \text{ KN/m}$
- un moment de renversement maximum  $M_Q = 1 \times 0,6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$

##### i. Etat limite ultime :

- $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$  Donc  $N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1.95 = 2.6325 \text{ KN/ml}$
- $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$  Donc  $M_u = 1,5. N_Q. h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/m}$

**ii. Etat limite de service:**

- $N_{ser}=N_G+N_Q$  Donc  $N_{ser}=1.95\text{KN/ml}$
- $M_{ser}=M_G+M_Q$  Donc  $M_{ser}=0.6\text{KN.m/ml}$

**VII.1.4. Enrobage :**

Vu que la fissuration est jugée préjudiciable On prend :  $C = C' = 3 \text{ cm}$

**VII.1.5. L'excentricité :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$  et  $b = 100 \text{ cm}$

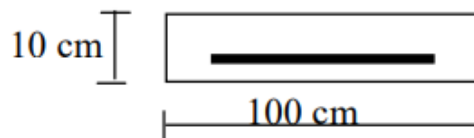


Figure.VII.2: la section rectangulaire de calcul.

- $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.6325} = 0.3419\text{m} = 34.19\text{cm}$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section est donc section partiellement comprimée ,on calcule la section d'armature en flexion simple puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée .

**VII.1.6. Calcul du ferrailage de l'acrotère :**

**VII.1.6.1. Calcul à l'ELU :**

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

- $e_1$  : excentricité de la résultante.
- $e_2$  : excentricité dus aux effets du second ordre.
- $e_a$  : excentricité additionnelle.

$$e_1 = M_u / N_u = 0.9 / 2.6325 = 0.3419 \text{ m}$$

**a. Calcul de l'élanement :**

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ et } B = b \times h$$

$$i = 0.03$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.03} = 40 < 70$$

- Donc on peut introduire forfaitairement les effets du flambement.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 8.64 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm}, L/250) = \text{Max}(2, 60/250) = 2\text{cm.} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.342 + 0.02 + 8.64 \times 10^{-3} = 0.37064 \text{ m}$$

On a :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}(15, \frac{20 \times e_1}{h}) = 68.4$$

- On va tenir compte de l'effet du second ordre.

**b. Le coefficient de Majoration des sollicitations :**

On majore  $N_U$ ,  $M_U$  par le coefficient de majoration  $\gamma_f$ , tel que :

$$\text{Si } \frac{e_1}{h} = \frac{0.342}{0.1} = 3.42 > 0.75 \text{ on a :}$$

$$\gamma_f = \min(1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2 \times \frac{h}{e_1}, 1.4)$$

$$\gamma_f = \min(1 + 0.2(\frac{40}{35})^2 \times \frac{0.1}{0.342} = 1.0764, 1.4) \quad \text{Donc } \gamma_f = 1.0764$$

**c. Les sollicitations majorées**

$$N_u^* = \gamma_f \cdot N_u = 1.0764 \times 2.6325 = \frac{2.834 \text{ KN}}{\text{ml}}$$

$$M_u^* = \gamma_f \cdot M_u + N_u^* e_a$$

$$M_u^* = 0.9 \times 1.0764 + 2.834 \times 0.02 = 1.0254 \text{ KN.m/ml}$$

**d. Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :**

-Les données :

- $d=0.09\text{m}$  et  $b=100\text{cm}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}}) \right] = 250 \text{ MPa}$

$$M_{ua} = M_u^* + N_u^* \times (d - h/2) = 1.0254 + 2.834(0.09 - 0.1/2) = 1.139 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = (1.139 \times 10^3) / (1 \times 0.09^2 \times 17 \times 10^6) = 0.01$$

$\mu_{bu} = 0.01 \leq 0.186$  pivot A  $\rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \rightarrow$  pas d'acier comprimé.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,0895\text{m}$$

$$A_s = M_{ua} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.2925 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- La section réelle des armatures tendues est alors ( $A_u$ ) :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u^*}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.2925 \times 10^{-4} - \frac{2.834 \times 10^3}{250 \times 10^6} = 0.1792 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VII.1.6.2. Calcul à l'ELS :**

$$N_{ser} = 1.95 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.678 \text{ kN.m/ml}$$

$$X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = 0.0467 \text{ m}$$

$$Z = d - X/3 = 0.0744 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = 0.5 \times 1 \times 0.0467 \times 0.0744 = 31.270 \text{ KN.m/ml}$$

on a

$$M_{ser/A} < \overline{M}_1$$

D'où

$$A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.678 \times 10^3}{0.0744 \times 250 \times 10^6} = 0.3645 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- La section réelle des armatures tendues est alors (A)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{0.678 \times 10^3}{0.0744 \times 250 \times 10^6} - \frac{1.95 \times 10^3}{250 \times 10^6} = 0.2865 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VII.1.6.3. Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.4}{500} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{smin}, A_{sser}, A_{su}) = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VII.1.7. Vérification au séisme :

Selon l'article (6.2.3) du RPA 99/version 2003, il est nécessaire de calculer les éléments non structuraux en fonction des forces horizontales en utilisant la formule suivante.

On calcule les forces horizontales de calcul  $F_p$  qui affectent les éléments non structuraux et les équipements ancrés dans la structure en utilisant la formule suivante :



- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA99 version 2003) pour la zone et le groupe d'usage appropriés  $A = 0,25$  (groupe 2, zone III).
- $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1 RPA99 version 2003)  $C_p = 0,80$  (élément en console)
- $W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 1.95 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

D'où ;

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1.95 = 1.56 \text{ KN/ml}$$

### VII.1.7.1. Les sollicitations :

#### i. Etat limite ultime :

- $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$  Donc  $N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1.95 = 2.6325 \text{ KN/ml}$
- $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$  Donc  $M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h = 1,5 \times 1.56 \times 0,6 = 1.404 \text{ KN.m/ml}$

#### ii. Etat limite service:

- $N_{ser} = N_G + N_Q$  Donc  $N_{ser} = 1.95 \text{ KN/ml}$
- $M_{ser} = M_G + M_Q$  Donc  $M_{ser} = 0.936 \text{ KN.m/ml}$

### VII.1.7.2. Calcul le ferrailage de l'acrotère :

#### VII.1.7.2.1. Calcul à l'ELU :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

- $e_1$  : excentricité de la résultante.
- $e_2$  : excentricité dus aux effets du second ordre.
- $e_a$  : excentricité additionnelle.

$$e_1 = M_u / N_u = 1.404 / 2.6325 = 0.533\text{m}$$

**a. Calcul de l'élancement :**

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ Et } B = b \times h$$

$$i = 0.03$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.03} = 40 < 100$$

- Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 8.64 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm}, L/250) = \text{Max}(2, 60/250) = 2\text{cm.} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.533 + 0.02 + 8.64 \times 10^{-3} = 0.56164 \text{ m}$$

On a :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) = 68.4$$

- On va tenir compte de l'effet du second ordre.

**b. Le coefficient de Majoration des sollicitations :**

On majore  $N_u$ ,  $M_u$  par le coefficient de majoration  $\gamma_f$ , tel que :

$$\text{Si } \frac{e_1}{h} = \frac{0.533}{0.1} = 5.33 > 0.75 \text{ on a :}$$

$$\gamma_f = \min\left(1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \times \frac{h}{e_1}, 1.4\right)$$

$$\gamma_f = \min\left(1 + 0.2\left(\frac{40}{35}\right)^2 \times \frac{0.1}{0.533}, 1.4\right) \text{ Donc } \gamma_f = 1.049$$

**c. Les sollicitations majorées :**

$$N_u^* = \gamma_f \cdot N_u = 1.049 \times 2.6325 = 2.7615 \text{ KN/ml}$$

$$M_u^* = \gamma_f \cdot M_u + N_u^* \cdot e_a$$

$$M_u^* = 0.9 \times 1.404 + 2.76151 \times 0.02 = 1.32 \text{ KN.m/ml}$$

**d. Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :**

$$M_{ua} = M_u^* + N_u^* \times (d - h/2) = 1.32 + 2.7615(0.09 - 0.1/2) = 1.4305 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = (1.4305 \times 10^3) / (1 \times 0.09^2 \times 17 \times 10^6) = 0.01$$

$$\mu_{bu} = 0.01 \leq 0.186 \quad \text{pivot A} \rightarrow \epsilon_s = 10\% \rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0895 \text{ m}$$

$$A_s = M_{ua} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.3674 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-La section réelle des armatures tendues est alors ( $A_u$ ) :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u^*}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.3674 \times 10^{-4} - \frac{2.7615 \times 10^3}{250 \times 10^6} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VII.1.7.2.2. Calcul à l'ELS :**

$$N_{ser} = 1.95 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0.936 \text{ KN.m/ml}$$

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.014 \text{ kN. m/ml}$$

$$X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = 0.0467\text{m}$$

$$Z = d - X/3 = 0.0744\text{m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = 0.5 \times 1 \times 0.0467 \times 0.0744 = 31.270\text{KN. m/ml}$$

on a

$$\frac{M_{ser}}{A} < \overline{M}_1$$

D'où

$$A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.014 \times 10^3}{0.0744 \times 250 \times 10^6} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-La section réelle des armatures tendues est alors (A)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{1.014 \times 10^3}{0.0744 \times 250 \times 10^6} - \frac{1.95 \times 10^3}{250 \times 10^6} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VII.1.7.2.3. Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.4}{500} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{smin}, A_{ser}, A_{su}) = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25\text{cm}$$

Remarque : Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée.

$$\text{Choix : } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**VII.1.8. Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit}$$

$$4\text{HA6} (A_s=1.13\text{cm}^2) \text{ et } S_t=30\text{cm}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t=20\text{cm}$$

**VII.1.9. Verification effort tranchant:**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

$$V_u = \max( 1.5 Q , F_p) = 1.56 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = 17.33 \text{ KPA} = 0.01733 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée

**VII.1.10. Vérification les armatures transversales :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas les armatures transversales si la condition suivante est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = 17.33 \text{ KPA} = 0.01733 \text{ MPA} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

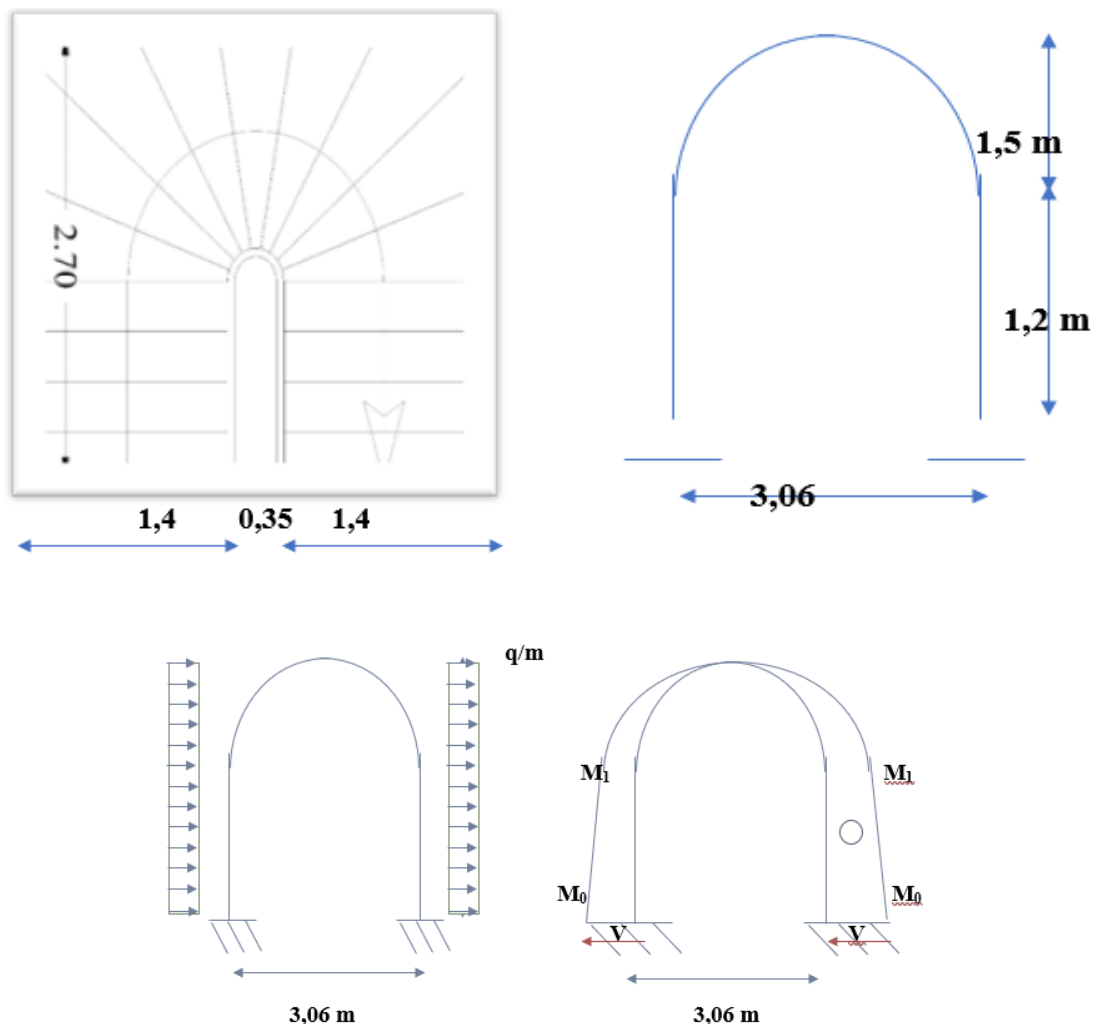
Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution

VII.2. Etude d'escalier Pour escalier étages courant :

VII.2.1. Introduction :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant le passage à pied d'un niveau de bâtiment à un autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

On présente un exemple d'un escalier traditionnel en béton armé, coulé sur place. La longueur de la volée est de 5.4m,  $N_c=18$  contres marches.



FigureVII.3 : schéma escalier balance

• **Evaluation des charges:**

- $G=10.03\text{KN/ml}$
- $Q=2.5\text{KN/ml}$ 
  - Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur.

**VII.2.2. Combinaisons d'action :**

- ELU :  $q_u = (1,35 G + 1,5 Q). 1 = 1.35 \times 10.03 + 1.5 \times 2.5 = 17.30 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_{ser} = G + Q = 10.03 + 2.5 = 12.53 \text{ KN/ml}$

**VII.2.3. Calcul des efforts internes :**

- $M = ql^2/8 \rightarrow M_u = 63.06 \text{ KN.m} ; M_s = 45.67 \text{ KN.m}$
- $T = ql/2 \rightarrow T_u = 46.71 \text{ KN} ; T_s = 33.83 \text{ KN}$

	$M_{0,appuis}$ (KN.m)	$M_{1,volee}$ (KN.m)	$M_{traves}$ (KN.m)	T(KN)
ELU	63,05	19,46	0	46,71
ELS	45,56	14,06	0	46,71

Tableau VII.1 : Calculs des efforts internes de l'escalier balance.

**VII.2.4. Ferrailage de l'escalier :**

-Les donnes :

- $F_{c28}=30\text{MPA}$
- $F_{t28}=2.4\text{MPA}$

- $F_c=500\text{MPa}$
- $d=18\text{cm}$  et  $h=20\text{cm}$  et  $b=1\text{m}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPA}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPA}$
- D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Avec :

- $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$
- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$
- $\mu_r = 0.29$
- selon RPA99version2003 on a :

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 10\text{cm}^2$$

Section	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_r$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{s \text{ adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	63,05	0.108	Oui	0.144	0.17	10	6HA20	18,85
<b>travée</b>	19,46	0.034	Oui	0.04	0.18	10	6HA20	18,85
<b>mi-travée</b>	0	0	0	0	0	$A_{\min}=10$	6HA20	18,85

Tableau.VII.2 : Calcul de la section des armatures.

- **Espacement des armatures :**

$$\text{Esp} < (100 - 4 - 12) / 5 = 16.5\text{cm} \quad \text{Donc} \quad S_t = 15\text{ cm}$$

**VII.2.5. Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \quad \rightarrow \quad 4.71\text{cm}^2 \leq A_s \leq 9.42\text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 8\text{HA}10 = 6.28\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 18\text{cm}$$

➤ Selon RPA99 version 2003 L'espaceur doit être inférieur au :

Min (20 cm, 15  $\phi$ ) donc esp < 20cm

On a 15 cm < 18 cm Donc la condition est vérifiée.

**VII.2.6. Vérification a ELU :**

**VII.2.6.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{500} = 1.104\text{cm}^2$$

**En travée :**

$$A_s = 18.85\text{cm}^2 > A_{s \min} = 1.49\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En appui :**

$$A_s = 18.85\text{cm}^2 > A_{s \min} = 1.49\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII.2.6.2. Contrainte de cisaillement (BAEL, Art A.5.1.2) :**

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

$$T_{u \max} = 46.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{46.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.26 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La condition est vérifiée

### VII.2.6.3. Influence d'effort tranchant au voisinage des appuis (B.A.E.L-A.5.1,3)

Les armatures longitudinales tendue inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

$$\text{Si } V_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$$

→ les armatures inférieures ne sont soumis à aucun effort de traction.

$$\text{Si } V_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$$

→ il faut que satisfaire la condition suivante:  $A_{si} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9d} / \sigma_s$

$$V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 46.71 - \frac{63.05}{0.9 \times 0.18} < 0$$

➤ Donc les armatures inférieures ne sont soumis à aucun effort de traction

### VII.2.6.4. Vérification les armatures transversales :

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas les armatures transversales si la condition suivante est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{46.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.26 \text{MPa} < 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b$$

➤ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### VII.2.7. Vérification vis-a-vis de ELS de durabilité :

La vérification se fait d'après la CBA93 :

$$\sigma_s < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right] = 250 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

**VII.2.7.1. Vérification des contraintes de béton et l'acier à ELS :**

On doit vérifier que :

La compression de béton  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times Y / I < \overline{\sigma}_{bc}$

La traction de l'acier :  $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-Y)}{I}$

-Position de l'axe neutre :

$$bY^2/2 + nAs'(Y - C') - nAs(d - Y) = 0$$

-Moment d'inertie :

$$I = bY^3/3 + nAs'(Y - C')^2 + nAs(d - Y)^2$$

-Données :

- N : coefficient d'équivalence n=15
- As : section d'acier tendus choisis
- As' : section d'acier comprimé choisis As'=0
- C=C' : enrobage C=2cm
- b : largeur b=1m
- l : longueur l=5.4m

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
<b>Appui</b>	45.67	18.85	7.65	45212.12	7.72	18	156.82	250

Tableau VII.3 : vérification à ELS pour l'escalier balance.

On a  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$  est vérifiée pour la travée est l'appui.

**VII.2.7.2. Vérification de la flèche :**

Selon l'article 8-7-5(CBA93), on peut admettre que qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $h/l \geq 1/16$  C'est vérifié
- $A_s/b.d \leq 4.2/f_e$  C'est vérifié
- $h/l \geq M_t/10M_0$  C'est vérifié

**VII.3. Etude d'escalier pour étage sous-sol :**

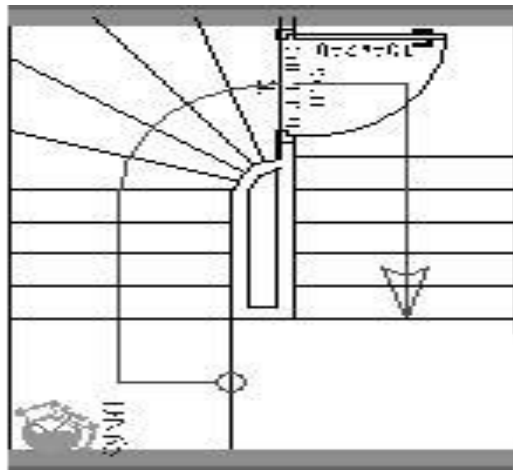


Figure.VII.4 : schéma escalier étage sous-sol.

	Paillasse	Palier de repos
<b>G</b>	9.35	5.31
<b>Q</b>	2.5	2.5
<b>ELU (1.35G+1.5Q)</b>	16.37	10.91
<b>ELS (G+Q)</b>	11.85	7.81

Tableau.VII.4 : Combinaisons de charges escalier sous-sol.

### VII.3.1. Evaluation des sollicitations à l'ELU et à l'ELS :

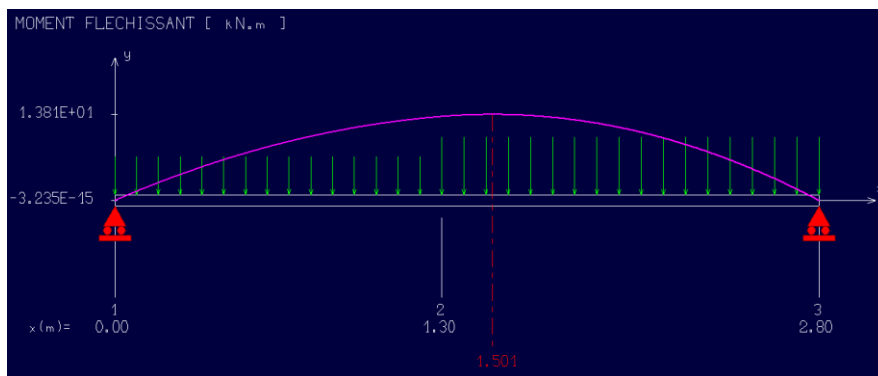


Figure.VII.4 : Diagramme du moment fléchissant escalier sous-sol (ELU)

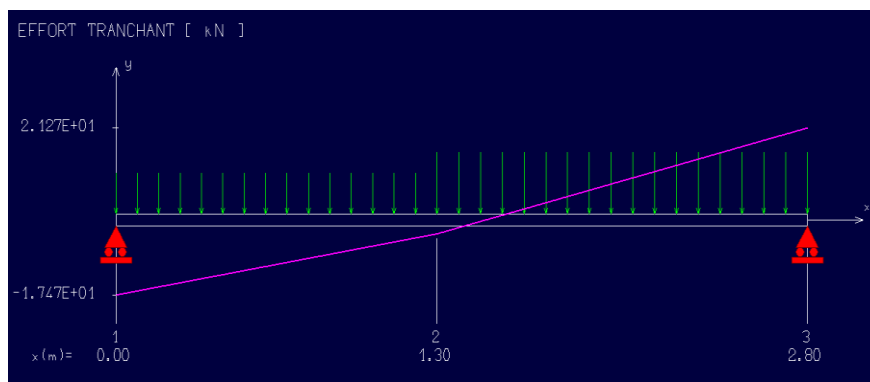


Figure.VII.5 : Diagramme de l'effort tranchant escalier sous-sol (ELU)

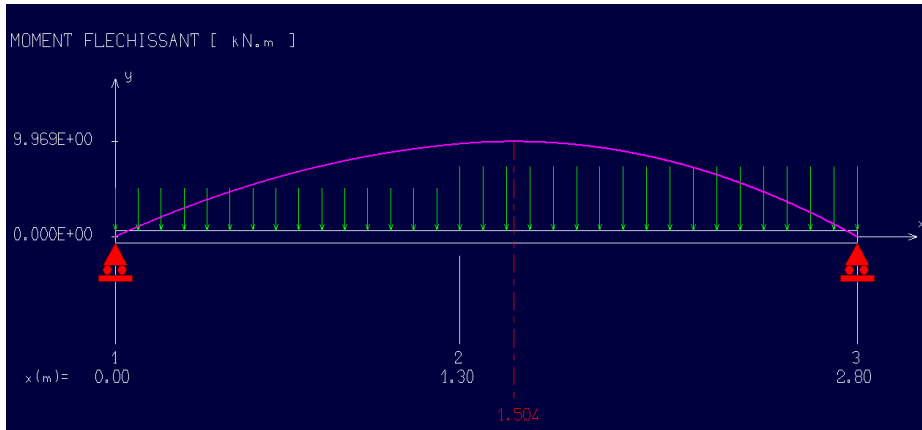


Figure.VII.6 : Diagramme du moment fléchissant escalier sous-sol (ELS)

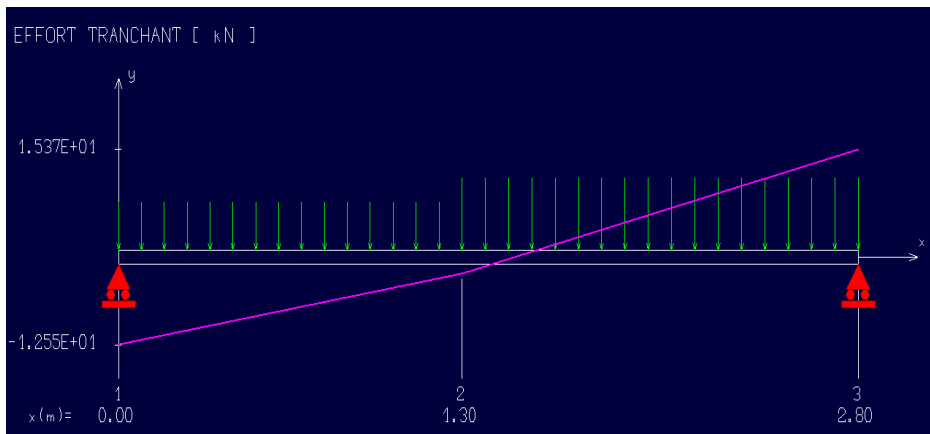


Figure.VII.7 : Diagramme de l'effort tranchant escalier sous-sol (ELS)

➤ Remarque : notre escalier est encasté partiellement à ses extrémités.

Donc :

$$M_{\text{appui}} = 0,3M_u^{\text{max}} \quad \text{et} \quad M_{\text{travée}} = 0,95M_u^{\text{max}}$$

	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{traves}} \text{ (KN.m)}$	$T \text{ (KN)}$
<b>ELU</b>	4.14	13.12	21.27
<b>ELS</b>	3	9.5	15.37

Tableau.VII.5 : calculs des efforts internes d'escalier sous-sol.

**VII.3.2. Ferrailage de l'escalier :**

-Les donnes :

- $F_{c28}=30\text{MPa}$
- $F_{t28}=2.4\text{MPa}$
- $F_e=500\text{MPa}$
- $d=13.5\text{cm}$  et  $h=15\text{cm}$  et  $b=1\text{m}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPA}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPA}$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$A_{s \min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{s \min}^{RPA} = 7.5\text{cm}^2$$

Section	Mu (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_r$	$\alpha$	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As réel	Choix	As adp (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	13.12	0.042	oui	0.053	0.132	2.3	3.75	5HA12	5.65
<b>Appui</b>	4.14	0.013	oui	0.016	0.134	0.71	3.75	5HA12	5.65

Tableau.VII.6 : Calcul de la section des armatures.

Remarque :

On a

$$A_s = 2.3 + 0.71 = 3.01\text{cm}^2 < 7.5\text{cm}^2$$

Donc  $A_s = \frac{7.5}{2} = 3.75\text{cm}^2$

Espacement des armatures :

En travée :  $\text{esp} < 100 - 2 \times 2 - 5 \times \frac{1.2}{4} = 22.5\text{cm}$  donc  $\text{esp}=20\text{cm}$

En appuis : :  $esp < 100 - 2 \times 2 - 5 \times 1.2/4 = 22.5\text{cm}$  donc  $esp = 20\text{cm}$

### VII.3.3. Armatures de répartition :

En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.4126\text{cm}^2 \leq A_s \leq 2.825\text{cm}^2$$

$$\text{Choix 3HA10} = 2.36\text{cm}^2/\text{ml} \quad esp = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 version2003 L'espaceur doit être inférieur au

$$\text{Min} (20 \text{ cm}, 15 \varnothing l) \text{ donc } esp < 18\text{cm}$$

On a  $15 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$  Donc la condition est vérifiée.

En appui :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.4126\text{cm}^2 \leq A_s \leq 2.825\text{cm}^2$$

$$\text{Choix 3HA10} = 2.36\text{cm}^2/\text{ml} \quad esp = 15\text{cm}$$

On a  $15 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$  Donc la condition est vérifiée.

### VII.3.4. Vérification a ELU :

#### VII.3.4.1. Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{500} = 1.49\text{cm}^2$$

En travée :  $A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{s \min} = 1.49\text{cm}^2$  Condition vérifiée

En appui :  $A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{s \min} = 1.49\text{cm}^2$  Condition vérifiée

#### VII.3.4.2. Contrainte de cisaillement (BAEL, Art A.5.1.2) :

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

$$T_{u \max} = 22.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{21.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.16 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée

### **VII.3.4.3. Influence d'effort tranchant au voisinage des appuis**

#### **(B.A.E.L-A.5.1,3)**

Les armatures longitudinales tendue inférieurs doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

$$\text{Si } V_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$$

→ les armatures inférieures ne sont soumis a aucun effort de traction.

$$\text{Si } V_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$$

→ il faut que satisfaire la condition suivante:  $A_{si} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9d} / \sigma_s$

$$V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 21.27 - \frac{13.12}{0.9 \times 0.135} < 0$$

➤ Donc les armatures inférieures ne sont soumis à aucun effort de traction

### **VII.3.4.4. Vérification les armatures transversales :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas les armatures transversales si la condition suivante est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{21.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.16 \text{ MPA} < 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b$$

➤ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### **VII.3.5. Vérification vis-a-vis de ELS de durabilité :**

La vérification se fait d'après la CBA93 :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right] = 250 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

### VII.3.5.1. Vérification des contrainte de béton et l'acier à ELS :

On doit vérifier que :

- La compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$
- La traction de l'acier :  $\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-Y)}{I}$

-Position de l'axe neutre :

$$bY^2/2 + nAs'(Y - C) - nAs(d - Y) = 0$$

-Moment d'inertie :

$$I = bY^3/3 + nAs'(Y - C)^2 + nAs(d - Y)^2$$

-Donnes :

- N : coefficient d'équivalence n=15
- As : section d'acier tendus choisis.
- As' : section d'acier comprime choisis As'=0
- C=C' : enrobage C=2cm
- b : largeur b=1m
- l : longueur l=2.70m

Tous les résultats sont recapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
<b>Travée</b>	9.5	5.65	4.01	9782	3.89	18	138.24	250
<b>Appui</b>	3	5.65	4.01	9782	1.23	18	43.65	250

Tableau.VII.7 : vérification à ELS pour l'escalier balance.

On a  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$  est vérifiée pour la travée est l'appui.

### VII.3.5.2. Vérification de la flèche :

Selon l'article 8-7-5(CBA93), on peut admettre que qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $h/l \geq 1/16$  Non vérifiée
- $A_s/b.d \leq 4.2/f_e$  C'est vérifié
- $h/l \geq M_t/10M_0$  Non vérifiée

Donc on doit vérifier la flèche D'après le CBA B6.5.3 :

$$f_{(\text{admissible})} < \frac{L_{\text{max}}}{500} \text{ si } L < 5\text{m}$$

$$f_{(\text{admissible})} < 0.5\text{cm} + \frac{L_{\text{max}}}{1000} \text{ si } L > 5\text{m}$$

➤ On a pour le palier de repos.

$$L = 1.3\text{m} \leq 5\text{m}$$

$$\text{Donc : } f_{(\text{admissible})} < 130/500 = 0.26\text{cm}$$

➤ On a pour la volée.

$$L = 1.5\text{m} \leq 5\text{m}$$

$$\text{Donc : } f_{(\text{admissible})} < 150/500 = 0.3\text{cm}$$

$f_{\text{max}}$  = la flèche maximum calculée pour une poutre encastree à ses deux extrémités. Le calcul RDM nous donne :

$$I = \frac{be^3}{12} = 2.81 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

$$f_{\text{max}} = q \cdot L^4 / 384EI$$

- En considérant une bande de 1m de largeur :  $b=1\text{m}$
- La combinaison des charges à ELS :
  - Pour le palier de repos :

$$q=(G+Q) \times b$$

$$q=7.81\text{KN/ml.}$$

- Pour le paillasse :

$$q=(G+Q) \times b$$

$$q=11.85 \text{ KN/ml.}$$

- La résistance caractéristique des éléments horizontaux est de 30MPa.

$$E_{vj}= 3700 \sqrt[3]{f_{t28}}$$

$$E_{vj}=11496.76 \text{ MPA}$$

Donc :

- Pour le palier de repos :

$$f_{\max} = q \cdot L^4 / 384EI = 7.81 \times 10^3 \times 1.3^4 / 384 \times 11496.76 \times 10^6 \times 2.81 \times 10^{-4}$$

$$f_{\max}=0.00179\text{cm} < f_{(\text{admissible})} = 0.5\text{cm}$$

Conclusion : la condition de la flèche est vérifiée pour le palier.

- Pour le paillasse :

$$f_{\max} = q \cdot L^4 / 384EI = 11.85 \times 10^3 \times 1.5^4 / 384 \times 11496.76 \times 10^6 \times 2.81 \times 10^{-4}$$

$$f_{\max}=0.00484\text{cm} < f_{(\text{admissible})} = 0.5\text{cm}$$

Conclusion : la condition de la flèche est vérifiée pour le paillasse.

## VII.4. Etude de balcon :

### VII.4.1. Introduction :

Le balcon est assimilé à une console en béton armé encastrée à son extrémité de longueur de 2.41 m et d'épaisseur de 20 cm. Le calcul se fait à la flexion simple et pour une bande de 1m.

### VII.4.2. Le ferrailage supérieur de la console :

#### VII.4.2.1. Combinaisons des charges:

- **Charge répartie :**

A ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 3.5 = 13.836 \text{ KN/ml}$$

A ELS:

$$q_{ser} = G + Q = 6.36 + 3.5 = 9.86 \text{ KN/ml}$$

- **Charge concentrée:**

a) Pour le garde-corps:

A ELU :

$$q_u = 1.35q = 1.35 \times 1.7 = 2.295 \text{ KN}$$

A ELS :

$$q_{ser} = q = 1.7 \text{ KN}$$

b) Pour le mur extérieur :

A ELU :

$$q_u = 1.35q = 1.35 \times 6.864 = 9.2664 \text{ KN}$$

A ELS :

$$q_{ser} = q = 6.864 \text{ KN}$$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = QL = 2.41 \text{ KN.m}$$

	ELU	ELS
<b>q (reparti) KN/ml</b>	13.836	9.86
<b>P(garde-corps) (KN /ml)</b>	2.295	1.7
<b>P` (mur extérieur) (KN/ml)</b>	9.266	6.864
<b>M<sub>mc</sub> (KN.m)</b>	3.62	2.41

Tableau VII.8: combinaisons des charges.

#### **VII.4.2.2. Calculs des effort internes:**

Le diagramme de moment fléchissant et effort tranchant seront déterminer par les formules de RDM suivante :

- Moment fléchissant :  $M_u = -(qL^2/2 + P`L1 + PL + M_{mc})$
  - Effort tranchant :  $T_u = qL + P` + P$
- Avec  $L_1=1.48m$  et  $L=2.41m$

	A ELU	ELS
<b>Moment (KN.m)</b>	63.03	45.30
<b>Effort tranchant(KN /ml)</b>	44.90	32.33

Tableau.VII.9 : Calcul M et T dans le consol à ELS et ELU

**VII.4.2.3. Calcul ferrailage supérieure:**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

-Les donnes :

- $F_{c28}=30\text{MPa}$
- $F_{t28}=2.4\text{MPa}$
- $F_e=500\text{MPa}$
- $d=18\text{cm}$  et  $h=20\text{cm}$  et  $b=1\text{m}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{MPa}$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17\text{MPa}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18\text{MPa}$

Avec :

- $\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$
- $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} / 0.8$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha)$
- $A_s = M_u / Z \sigma_s$
- selon RPA99version20003 on a :

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 100 \times 20$$

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 10\text{cm}^2$$

	Mu (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_r$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ réel	Choix	$A_{s \text{ adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appui</b>	63.03	0.114	Oui	0.1523	0.17	8.572	10	11HA10	12.44

Tableau.VII.10: Calcul de la section des armatures.

- Espacement des armatures:

$$\text{esp} < 100 - 2 \times 2 - 11 \times 1.0 / 10 = 8.5 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad \text{esp} = 8 \text{ cm}$$

#### VII.4.2.4. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \quad \rightarrow \quad 3.11 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 6.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 7HA10} = 5.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

-selon RPA99 version 2003 L'espaceur doit être inférieur au

Min (20 cm, 15  $\phi$ ) donc  $\text{esp} < 15 \text{ cm}$  condition vérifiée

#### VII.4.3. Vérification a ELU :

##### VII.4.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{500} = 1.987 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.44 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.987 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### VII.4.3.2. Contrainte de cisaillement : (BAEL, Art A.5.1.2)

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

$$T_{u \max} = 44.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{44.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.25 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée

### VII.4.4. Vérification vis-a-vis de ELS de durabilité :

La vérification se fait d'après la CBA93 :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_{st}$$

Avec  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right] = 250 \text{ MPA}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

#### VII.4.4.1. Vérification des contraintes de béton et l'acier à ELS :

On doit vérifier que :

- La compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$
- La traction de l'acier :  $\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-Y)}{I}$

-Position de l'axe neutre :

$$bY^2/2 + nA_s'(Y - C') - nA_s(d - Y) = 0$$

-Moment d'inertie :

$$I = bY^3/3 + nA_s'(Y - C')^2 + nA_s(d - Y)^2$$

-Données :

- N : coefficient d'équivalence n=15
- A<sub>s</sub> : section d'acier tendus choisis
- A<sub>s</sub>' : section d'acier comprimé choisis A<sub>s</sub>'=0
- C=C' : enrobage C=2cm
- b : largeur b=1m
- l : longueur l=2.41m

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	σ <sub>s</sub> (MPA)	σ̄ <sub>s</sub> (MPA)
<b>Appui</b>	45.30	12.44	6.54	33830.69	8.74	18	230.18	250

Tableau.VII.11 : vérification à ELS pour la console.

On a  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s < \bar{\sigma}_{st}$  est vérifiée pour la travée est l'appui

**VII.4.4.2. Vérification de la flèche :**

Selon l'article 8-7-5(CBA93), on peut admettre que qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $h/l \geq 1/16 \rightarrow 20/241 = 0.083 \geq \frac{1}{16}$
- $A_s/b.d \leq 4.2/f_e \rightarrow 12.44/18 \times 100 = 6.91 \times 10^{-3} \leq 8.4 \times 10^{-3}$
- $h/l \geq M_t/10M_0 \rightarrow 20/241 = 0.083 \geq 0.025$

➤ Toutes les conditions sont vérifiées.

**VII.4.5. Pour le ferrailage inferieur de balcon :**

Selon l'article 4-42(RPA99revision2003) on a les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III.

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette :

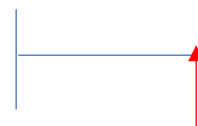
$$F_v = 0.5 A W_P$$

Avec :

- $W_P$  : poids propre de l'élément en porte à faux
- $A$  : coefficient sismique de zone A=10

**Pour le balcon :**

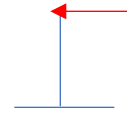
- $F_v = 0.5 A W_P = 0.5 \times 10 \times 6.36 = 0.80 \text{ KN}$
- $F_v' = F_v / 2.4 = 0.33 \text{ KN /ml}$



**Pour le garde-corps :**

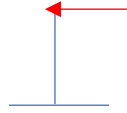
A coefficient daacceleration sismique  $A=0.25$  ZONE3

- $W_p=1*1*0.1*2500=250$  KN /ml=2,4 KN
- $F_p= 4.A.c_p. W_p=4*0.25*0.8*2.4=1.92$  KN



**Pour le mur extérieur :**

- $F_p= 4.A.c_p.W_p=4*0.25*0.80*1.7=1.36$ KN



**VII.4.5.1. Combinaison des charges :**

**VII.4.5.1.1. Balcon :**

- **ELU :**

$$q_u=1.35G+1.5Q=1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 3.5 = 13.836 \text{ KN/ml}$$

$$M=ql^2 /2=39.83 \text{ KN.m}$$

$$T=q*L=33.20 \text{ KN}$$

- **ELS:**

$$q_{ser}=G+Q=6.36+3.5=9.86 \text{ KN/ml}$$

$$M=ql^2 /2=28.40 \text{ KN.m}$$

$$T=q*L=23.66 \text{ KN}$$

- **Accidentelle :**

$$q_{acc}=G+Q+F_v=6.36+3.5+13.24= 23.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_{acc}=0.8G+F_v=18.33 \text{ KN}$$

$$M=66.53 \text{ KN.m}$$

$$T=q*L=55.44 \text{ KN}$$

**a) Pour le garde-corps :**

- **A ELU :**

$$q_u=1.35G+1.5*Q=1.35 \times 2.4 + 1.5 * 1 = 4.74 \text{ KN (gravite)}$$

$$M=0 \text{ KN.m}$$

$$T=0 \text{ KN}$$

$$N=4.74 \text{ KN}$$

- **A ELS :**

$$q_{\text{ser}}=G+Q=2.4+1=3.4 \text{ KN(gravite)}$$

$$M=0 \text{ KN.m}$$

$$T=0 \text{ KN}$$

$$N=3.4 \text{ KN}$$

- **Accidentelle :**

$$q_{\text{acc}}=F_p=+1.92 \text{ KN ( Perpendiculaire créant un moment )}$$

$$M_{\text{appui}}=1.92*1=1.92 \text{ KN.m}$$

$$T=1.92 \text{ KN}$$

**b) Pour le mur extérieur :**

- **A ELU :**

$$q_u=1.35q=1.35 \times 6.864 = 9.2664 \text{ KN}$$

$$M=0 \text{ KN.m}$$

$$T=0 \text{ KN}$$

$$N=9.6 \text{ KN}$$

- **A ELS :**

$$q_{\text{ser}}=q=6.864 \text{ KN}$$

$$M=0 \text{ KN.m}$$

$$T=0 \text{ KN}$$

$$N=6.86 \text{ KN}$$

- **Accidentelle :**

$$q_{\text{acc}}=F_p=1.36 \text{ KN}$$

$$M=2.86*1.36=3.39 \text{ KN.m}$$

$$T=1.36 \text{ KN}$$

**VII.4.5.2. Calcul ferrailage de balcon :**

Le ferrailage de balcon se fait pour le moment maximum calculer pour les deux nappes supérieures et inférieure. Pour notre cas  $M_{max}=M_{acc}=66.53 \text{ KN.m}$  .

A Calcul de ferrailage supérieur et inférieur

D’après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d’une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

-selon RPA99version2003 on a :

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 100 \times 20$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 10\text{cm}^2$$

Section	Mu (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_r$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appui</b>	66.53	0.122	Oui	0.163	0.168	8.99	9HA14	13.85

TableauVII.12 : Calcul de la section des armatures.

- Espacement des armatures :

$$\text{esp} < 100 - 2 \times 2 - 9 \times 1.4/8 = 10.425 \text{ cm} \quad \text{Donc } \text{esp}=10\text{cm}$$

Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 3.462\text{cm}^2 \leq A_s \leq 6.92\text{cm}^2$$

$$\text{Choix } 7\text{HA}10 = 5.50\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 10\text{cm}$$

-selon RPA99 version2003’espacement doit être inférieur au

Min (20 cm, 15 Øl) donc esp<20cm condition vérifier

**VII.4.5.3. Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{500} = 1.987\text{cm}^2$$

$$A_s = 13.85\text{cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.987\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII.4.5.4. Contrainte de cisaillement : (BAEL, Art A.5.1.2)**

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

$$T_{u \max} = 44.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{55.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.31 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée

#### **VII.4.5.5 Vérification vis-a-vis de ELS de durabilité :**

La vérification se fait d'après la CBA93 :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e , \max (0.5 f_e , 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right] = 250 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

##### **VII.4.5.5.1. Vérification des contrainte de béton et l'acier à ELS :**

On doit vérifier que :

- La compression de béton  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times Y / I < \bar{\sigma}_{bc}$
- La traction de l'acier :  $\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-Y)}{I}$

-Position de l'axe neutre :

$$bY^2/2 + nAs'(Y - C') - nAs(d - Y) = 0$$

-Moment d'inertie :

$$I = bY^3/3 + nAs'(Y - C')^2 + nAs(d - Y)^2$$

-Donnes :

- N : coefficient d'équivalence n=15
- As : section d'acier tendus choisis
- As' : section d'acier comprime choisis As'=0
- C=C' : enrobage C=2cm
- b : largeur b=1m
- l : longueur l=2.41m

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
<b>Appui</b>	23.1	13.85	6.82	36633.97	8.433	18	38.24	250

Tableau : vérification à ELS pour l'escalier balance.

On a  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s < \overline{\sigma}_{st}$  est vérifiée pour la travée est l'appui

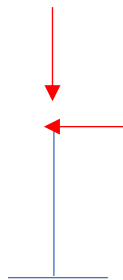
**Vérification de la flèche :**

Selon l'article 8-7-5(CBA93), on peut admettre que qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $h/l \geq 1/16 \rightarrow 20/241 = 0.083 \geq \frac{1}{16}$
- $A_s/b.d \leq 4.2/f_e \rightarrow 12.44/18 \times 100 = 6.91 \times 10^{-3} \leq 8.4 \times 10^{-3}$
- $h/l \geq M_t/10M_0 \rightarrow 0.054 \geq 0.012$

**Vérification du mur :**

On doit vérifier la stabilité du mur vis à vis d'effet sismique représentée par  $F_p$ .



Moment stabilisateur doit être  $\geq 1.5 * M_{basc}$

$$M_s = W_p * e / 2 = (M_G + \beta \times M_q) \times e / 2 = (1.7 + 0.2 \times 0.2) \times 0.2 / 2 = 0.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{basc} = F_p \cdot h = 3.89 \text{ KN.m}$$

**Conclusion :**  $M_s$  est inférieur au moment  $M_{basc}$ , il est donc impératif de vérifier le chaînage horizontal du mur pour assurer sa stabilité on transforme le schéma statique de nous console a une poutre bi-encastre (le coulage de la poutre après la construction du mur).

### VII.5. Conclusion:

Le ferrailage des éléments secondaires d'un bâtiment est très important car il renforce ces parties souvent négliger mais essential pour la stabilité globale, car ses éléments contribuant la rigidité et la résistance de la structure et assurée la sécurité et la durabilité de bâtiment.

**CHAPITRE VIII**  
**FERRAILLAGE DES ELEMENTS**  
**STRUCTURAUX**

## Chapitre VIII

### Ferrailage des éléments structuraux

#### VIII.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de calculer le ferrailage des éléments résistants et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Le calcul des sections sera mené conformément aux normes en vigueur en Algérie (CBA93, RPA99/2003).

#### VIII.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux non exposés aux intempéries et soumises aux charges verticales transmises directement par les planchers. Leur rôle est de transmettre les charges et surcharges qui leurs sont appliquées aux éléments porteurs verticaux (dans notre cas, les voiles).

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable (voir l'annexe) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et pour les deux situations suivantes :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1.5	1.15	30	17	500	435
Situation accidentelle	1.15	1	30	22.17	500	500

Tableau.VIII.1 : Caractéristiques sous situations accidentelles et durables.

#### VIII.2.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Situation durable : Elle permet de déterminer les moments maximums en travées.

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Situations accidentelles : Elles donnent les moments maximums et minimums en valeur absolue sur appuis.

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

## **VIII.2.2. Recommandation du RPA99/2003 :**

### **VIII.2.2.1. Armatures longitudinales :**

1. Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0.5%. ( $A_{st} = 0.5\% b \times h$ )
2. Le pourcentage maximum est de :
  - 4% ( $A_s = 4\% b \times h$ ) en zone courante.
  - 6% ( $A_s = 6\% b \times h$ ) en zone de recouvrement.
3. La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres/nœuds.
4. La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  (zone III).
5. Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

### **VIII.1.2.2. Armatures transversales :**

1. La quantité des armatures transversales doit vérifier :
$$A_t = 0.03. S.d$$
2. L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme ce qui suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi)$
  - En zone courante  $St \leq h/2$

Avec :

St : Espacement entre barres transversales.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

Ø : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

### VIII.2.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage est obtenu sous l'action des sollicitations les plus défavorables données par le logiciel Autodesk Robot selon les différentes combinaisons (situation durable et accidentelle).

1. Poutre (120 x 20) :

- d=18cm
- Selon RPA  $A_{st(min)} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 120 \times 20 = 12\text{cm}^2$
- Dans notre cas le moment max au niveau de l'appui est à ELU.
- $\mu_c = 0.290$
- portee de la poutre  $L = 7.92\text{m}$

Positon	Situation	Combinaison	M KN.m	$\mu$	$A_s$ $\text{cm}^2$	$A_s'$	$A_s$ min $\text{cm}^2$	Choix	$A_s$ reelle
<b>En Travée</b>	Durable	1.35G+1.5Q	161.62	0.245	24.2	0	12	8HA20	25.13
<b>Sur Appui</b>	Durable	1.35G+1.5Q	293.36	0.443	20.8	12.18	12	8HA20	25.13

Tableau.VIII.2 : Ferrailage de la poutre la plus sollicitée (120x20)

2. Poutres (30 x 40) :

- d=36cm
- Selon RPA  $A_{st(min)} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 40 \times 30 = 6\text{cm}^2$
- $L=3.57\text{m}$

	Combinaison	M KN.m	$\mu$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min	Choix	$A_s$ Réelle
<b>En Travée</b>	1.35G+1.5Q	18.51	0.03	1.2	6	4HA14	6.16
<b>Sur Appui</b>	1.35G+1.5Q	36.60	0.05	2.39	6	4HA14	6.16

Tableau.VIII.3 : Ferrailage de la poutre (30 x 40) la plus sollicitée.

#### VIII.2.4. Choix des armatures :

Section	Position	M (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adp(cm <sup>2</sup> )
<b>120 x 20</b>	Travée	161.62	24.2	8HA20	25.13
	Appui	293.36	20.8	8HA20	25.13
<b>30 x 40</b>	Travée	18.51	6	4HA14	6.16
	Appui	36.60	6	4HA14	6.16

Tableau.VIII.3 : choix d'armatures de Ferrailage des poutres.

#### VIII.2.5. Vérification Pourcentage d'acier exigé par RPA99/2003 :

- Pour les poutres 120 x 20:

$$A_{s \min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 120 \times 20$$

$$A_{s \min}^{RPA} = 12\text{cm}^2$$

- Pour les poutres 30 x 40:

$$A_{s \min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 40$$

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2$$

➤ Les deux conditions sont vérifiées.

### VIII.2.6. Condition de non fragilité :

- Pour les poutres 120 x 20 :

$$A_s > A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.18 \times 1.2 \times \frac{2.4}{500} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poutres 30 x 40 :

$$A_s > A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.4}{500} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.2.7. Vérification vis-à-vis de ELS de durabilité :

La vérification se fait d'après la CBA93 :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right] = 250 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

- Vérification des contraintes de béton et l'acier à ELS :

On doit vérifier que :

- La compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$
- La traction de l'acier :  $\sigma_s = n \frac{M_{ser}(d-Y)}{I}$

-Position de l'axe neutre :

$$bY^2/2 + nA_s'(Y - C) - nA_s(d - Y) = 0$$

-Moment d'inertie :

$$I = bY^3/3 + nAs'(Y - C')^2 + nAs(d - Y)^2$$

-Donnes :

- N : coefficient d'équivalence n=15
- As : section d'acier tendus choisis
- As` : section d'acier comprime choisis As`=0
- C=C` : enrobage C=2cm

Tous les résultats sont recapitulés dans le tableau ci-dessous :

section	positio n	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σbc (MPA)	σ <sup>bc</sup> (MPA)	σs (MPA)	σ <sup>s</sup> (MPA)
<b>120 x 20</b>	Travée	117.9	25.13	7.94	58171.3	9.1	18	83.05	250
	Appui	214.1	25.13	7.94	58171.3	16.3	18	230.8	250
<b>30 x 40</b>	Travée	13.36	6.16	12.12	70495.1	4.54	18	67.88	250
	Appui	26.41	6.16	12.12	70495.1	2.3	18	134.20	250

Tableau.VIII.4 : vérification à ELS pour les poutres

On a  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s < \overline{\sigma}_{st}$  est vérifiée pour la travée et l'appui

### VIII.2.8. Verification effort tranchant:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

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

Poutre	V <sub>u,max</sub> [KN]	Combinaisons	τ <sub>u</sub> [MPa]	τ <sub>b,adm</sub>	Condition
<b>120 x 20</b>	188.90	ELU	0.875	3	CV
<b>30 x 40</b>	89.11	ELU	0.825	3	CV

Tableau.VIII.5 : Vérification des résultats vis-à-vis de l'effort tranchant.

On a  $\tau_u < \overline{\tau}_u$  la condition est vérifiée

**VIII.2.9. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50

Fe=500 MPA

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\frac{At}{b * St} > \tau_u - 0.3 * f_{t28} * K / 0.8 * f_{c28}$$

$$St = \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

- Selon RPA 99 version 2003:

$$At = 0.003 * St * b$$

$$St \leq \min(h/4 ; 12 * \phi_l) \quad \text{zone nodale}$$

$$St \leq h/2 \quad \text{zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t = \min(h/35 ; \phi_l ; b/10) \rightarrow \phi_t = 10\text{mm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	T (KN)	$\tau_u$ (MPA)	BAEL91	RPA99		Stadp (cm)		At(cm <sup>2</sup> )	Choix
			St(cm)	St ZC	St ZN	ZC	ZN		
<b>120x20</b>	188.90	0.875	16.2	10	5	10	5	4.02	4cadHA8
<b>30 x 40</b>	89.11	0.825	32.4	20	16.8	15	5	3.14	CadHA10 /EtrHA10

Tableau.VIII.6 : calcul des armatures transversal.

**VIII.2.10. Recouvrement des armatures longitudinales :**

Lr=50Ø (zone III)

On a : Ø =20mm Lr=1m et Ø =14mm Lr=70cm

### VIII.2.11. Arrêt des barres:

- Armatures inférieures :

$$h < \frac{l}{10}$$

- Armatures supérieures :

$$h' \leq \frac{l}{4} \quad \text{Appui en travée de rives}$$

$$h' \leq \frac{l}{5} \quad \text{Appui en travée intermédiaires}$$

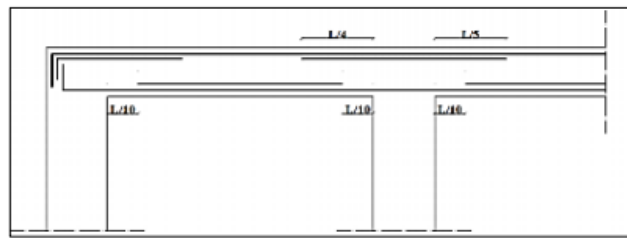


Figure.VIII.1 : arrêt de barres.

### VIII.2.12. Vérification de la flèche :

- Poutre porteuse 120x 20 : L=5.90m

$$f_{aadm} = 0.5\text{cm} + \frac{L_{max}}{1000} \text{ Si } l > 5\text{m}$$

$$f_{aadm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ Si } l < 5\text{m}$$

$$f_{aadm} = 0.5\text{cm} + \frac{L_{max}}{1000} = 1.299 \text{ cm}$$

$$M_{ser} = 214.04 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} * l^2}{10 * E_v * I_{fv}} = 0.056\text{cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_v = \frac{M_{ser} * l^2}{10 * E_i * I_{fi}} = 0.021\text{cm}$$

• **Poutre porteuse 30x 40 : L=2.51m**

$$f_{\text{aadm}} = 0.5\text{cm} + \frac{L_{\text{max}}}{1000} \text{ Si } l > 5\text{m}$$

$$f_{\text{aadm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} \text{ Si } l < 5\text{m}$$

$$f_{\text{aadm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} = 0.714\text{cm}$$

$$M_{\text{ser}} = 26.41\text{KN.m}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} * l^2}{10 * E_v * I_{fv}} = 0.18\text{cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} * l^2}{10 * E_i * I_{fi}} = 0.06\text{cm}$$

### VIII.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, et un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes et d'exploitations.

Donc les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales (flexion) et horizontales (cisaillement).

Le calcul du ferrailage des voiles de contreventement s'effectuera conformément aux recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/2003).

#### VIII.3.1. Conditions du RPA99/2003 :

##### VIII.3.1.1. Conditions du ferrailage longitudinale :

Le ferrailage vertical doit respecter les directives du RPA99/2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale de béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être menues de crochets.
- A chaque extrémité du voile 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 en termes de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal 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%
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.
- L'espacement :
  - En zone courante  $S_t \leq \min \{1.5e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  On choisit  $S_t = 20 \text{ cm}$
  - En zone nodale (L/10) :  $S_{tn} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

-Les sollicitations sont données par (méthode de Navier) :

$$\sigma_{1,2} = N/A \pm M \times V/I$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant appliqué.
- A : Section transversale du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie de la section.

Trois cas sont identifiés:

**1er cas :**

- $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  Section du voile entièrement comprimée. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/2003 ( $A_{min} = 0.20\% \times a \times L$ ).

**2ème cas :**

- $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  Section du voile entièrement tendue  $\Rightarrow$  Calcul du volume des contraintes de traction  $F_t$ .

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

Cette section est comparée avec le minimum exigé par le RPA99/2003.

**3ème cas :**

- $(\sigma_1 ; \sigma_2)$  de signes différents  $\Rightarrow$  Section du voile partiellement comprimée. Dans ce cas la section tendue est calculée par la méthode de Navier

**VIII.3.1.2. Conditions du ferrailage horizontale :**

- Le pourcentage minimal d'armatures est :
  - Section minimale égale à 0.15% de la section du béton
  - Diamètre minimal des barres de 10 mm.
  - Espacement entre barres :  $S_t \leq (1.5a ; 30 \text{ cm})$
- Les armatures horizontales doivent supporter l'effort tranchant appliqué sur le voile, Selon le RPA99/2003 :

$$\tau_b = (\bar{T} / ed) \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

Avec :

- T : Effort tranchant du au séisme.
- e : Epaisseur du voile.
- $d = 0.9 \times h$ : Hauteur utile.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- $\bar{\tau}_b$ : Contrainte admissible du béton.

**VIII.3.1.3. Conditions du ferrailage transversal:**

En plus des armatures horizontales, le RPA99/2003 exige l'utilisation d'épingles en nombre au moins 4 au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

### VIII.3.2. Ferrailage vertical :

Les détails du ferrailage vertical des voiles les plus sollicités et selon les différentes combinaisons accidentelles sont donnés dans les tableaux suivants :

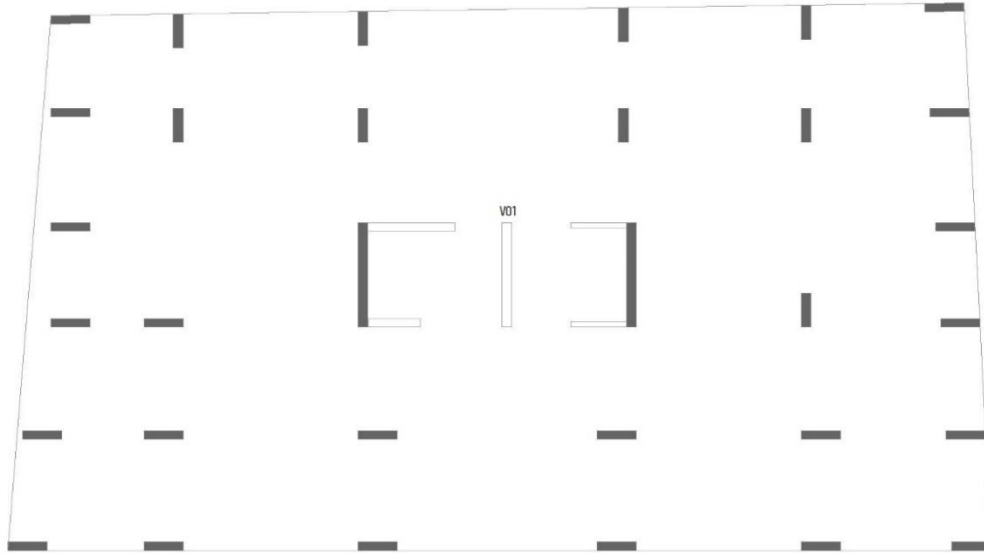


Figure.VIII.2 : disposition de voile le plus sollicité V01.

Etages		Sous-sol 1 ; sous sol2 ; 2eme entre sol ; 1ere entre sol ; RDC				
<b>Donnees</b>	e=30cm et L= 3.70 m					
	M(KN .M)	N(KN)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	$L_t$ (m)	As (cm <sup>2</sup> )
<b>Combinaisons</b>						
<b>ELU</b>	329.61	8675.54	7.34	8.29	1.85	40.73
<b>0.8G+Ex</b>	269.46	4495.76	3.66	4.44	1.85	20.31

<b>0.8G+Ey</b>	5270.41	3264.77	-4.70	10.58	1.85	26.07
<b>G+Q+Ex</b>	345.01	6267.06	5.15	6.15	1.85	28.56
<b>G+Q+Ey</b>	5345.96	5036.07	-3.21	12.28	1.85	17.82
<b>0.8G-Ex</b>	60.12	4675.42	4.12	4.30	1.85	22.89
<b>0.8G-Ey</b>	-4940.83	5906.41	-1.84	12.48	1.85	10.21
<b>G+Q-Ex</b>	135.67	6446.73	5.61	6.00	1.85	31.14
<b>G+Q-Ey</b>	-4865.28	7677.71	-0.13	13.97	1.85	0.75
<b>Choix de As</b>	9HA25 ; $A_s=44.18\text{cm}^2$ pour $L=1.85\text{m}$					
<b>Espacement</b>	Zone nodale			Zone courante		
	10 cm			20 cm		

Tableau.VIII.7 : Ferrailage vertical de voile pour étage Sous-sol 1 ; sous sol2 ; 2eme entre sol ; 1ere entre sol ; RDC

Etages		1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup> ;3 <sup>eme</sup>				
Donnees	e=30cm et L= 3.70 m					
	M(KN .M)	N(KN)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Lt(m)	As (cm <sup>2</sup> )
Combinaisons						
<b>ELU</b>	228.45	6556.88	5.58	6.24	1.85	30.95
<b>0.8G+Ex</b>	182.88	3410.25	2.81	3.34	1.85	15.58
<b>0.8G+Ey</b>	3812.75	2626.18	-3.16	7.89	1.85	17.54
<b>G+Q+Ex</b>	235.91	4748.08	3.94	4.62	1.85	21.84
<b>G+Q+Ey</b>	3865.79	3964.00	-2.03	9.17	1.85	11.27
<b>0.8G-Ex</b>	44.01	3523.29	3.11	3.24	1.85	17.26
<b>0.8G-Ey</b>	-3585.87	4307.36	-1.32	9.08	1.85	7.31
<b>G+Q-Ex</b>	97.05	4861.11	4.24	4.52	1.85	23.52
<b>G+Q-Ey</b>	-3532.83	5645.19	-0.03	10.21	1.85	0.19
<b>Choix de As</b>	7HA25 ; As=34.36cm <sup>2</sup> pour L=1.85m					

Espacement	Zone nodale	Zone courante
	10 cm	20 cm

Tableau.VIII.8 : Ferrailage vertical de voile pour 1<sup>er</sup> ; 2eme ;3eme étage.

Etages		4eme ; 5eme ;6eme				
Donnees	e=30cm et L= 3.70 m					
	M(KN .M)	N(KN)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Lt(m)	As (cm <sup>2</sup> )
Combinaisons						
<b>ELU</b>	93.47	4425.64	3.85	4.12	1.85	21.38
<b>0.8G+Ex</b>	93.35	2315.59	1.95	2.22	1.85	10.83
<b>0.8G+Ey</b>	2818.41	1907.67	-2.37	5.80	1.85	13.13
<b>G+Q+Ex</b>	116.21	3214.71	2.73	3.06	1.85	15.14
<b>G+Q+Ey</b>	2841.27	2806.80	-1.59	6.65	1.85	8.82
<b>0.8G-Ex</b>	-3.19	2373.11	2.13	2.14	1.85	11.84
<b>0.8G-Ey</b>	-2728.25	2781.03	-1.45	6.46	1.85	8.04

<b>G+Q-Ex</b>	19.68	3272.24	2.92	2.98	1.85	16.20
<b>G+Q-Ey</b>	-2705.38	3680.15	-0.61	7.24	1.85	3.36
<b>Choix de As</b>	7HA20 ; $A_s=21.99\text{cm}^2$ pour $L=1.85\text{m}$					
<b>Espacement</b>	Zone nodale			Zone courante		
	10 cm			20 cm		

Tableau.VIII.9 : Ferrailage vertical de voile pour 4eme ; 5eme ;6eme étage.

Etages		7eme ;8eme ;1 <sup>er</sup> attique ;2eme attique				
Donnees	e=30cm et L= 3.70 m					
	M(KN .M)	N(KN)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Lt(m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
Combinaisons						
<b>ELU</b>	228.45	2280.03	2.01	6.24	1.85	11.17
<b>0.8G+Ex</b>	182.88	1191.85	1.07	2.10	1.85	5.93
<b>0.8G+Ey</b>	3812.75	1060.58	-1.34	1.08	1.85	7.44
<b>G+Q+Ex</b>	235.91	1649.82	1.49	3.25	1.85	8.24

<b>G+Q+Ey</b>	3865.79	1518.55	-0.92	1.49	1.85	5.11
<b>0.8G-Ex</b>	44.01	1235.69	1.06	3.66	1.85	5.88
<b>0.8G-Ey</b>	-3585.87	1366.97	-1.11	1.17	1.85	6.18
<b>G+Q-Ex</b>	97.05	1693.66	1.46	3.58	1.85	8.13
<b>G+Q-Ey</b>	-3532.83	1824.94	-0.71	1.59	1.85	3.92
<b>Choix Hde As</b>	7HA16 ; As=14.07cm <sup>2</sup> pour L=1.85m					
<b>Espacement</b>	Zone nodale			Zone courante		
	10 cm			20 cm		

Tableau.VIII.10 : Ferrailage vertical de voile pour 7eme ;8eme étages et 1<sup>er</sup> attique ; 2eme attique.

### VIII.3.3. Ferrailage horizontal:

➤ Pourcentage minimal d'armatures :

- $0.15\% \times e \times h$  si  $\tau_b \leq 0.025f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$
- $0.25\% \times e \times h$  si  $\tau_b \geq 0.025f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$

➤ Espacement :

Selon RPA99/2003 :

- $S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$  Donc  $S_t = 15 \text{ cm}$

Le tableau ci-dessous présente les spécificités du ferrailage horizontal des voiles :

Étages	Combinaison	V (kN)	$\tau_b$ (MPa)	$A_s$ , min	Choix	$S_t$
1 <sup>er</sup> ;2eme sous-sol ;1 <sup>er</sup> ,2eme entresol ; RDC ;	0.8G+Ey	2410.63	3.5	26.78	18HA14	15
1 <sup>er</sup> ;2eme ;3eme	G+Q+Ey	2127.64	3.6	22.95	19HA14	15
4eme;5eme ;6eme	G+Q+Ey	1699.75	2.88	22.95	19HA14	15
7eme ;8eme ;1 <sup>er</sup> attique ;2eme attique	G+Q+Ey	1045.83	1.77	22.95	19HA14	15

Tableau.VIII.11 : ferrailage verticale de voile.

**Remarque** : pour le schéma de ferrailage de voiles voir l'annexe.

#### VIII.4. La dalle pleine :

Les dalles représentent des plaques minces et planes dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions. Elles reposent, avec ou sans continuité, sur deux, trois ou, comme dans notre bâtiment, quatre appuis.

La dalle faisant objet de notre étude a les dimensions suivantes :

- $l_x = 4.83$  m
- $l_y = 5.34$  m
- $l_x/l_y = 0.90 \geq 0.4 \rightarrow$  Dalle portant suivant deux directions x et y

**VIII.4.1. Evaluation des sollicitations :**

Le tableau ci-dessous présente les charges permanentes et d'exploitation revenant à la dalle

Niveau	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS
<b>Etage courant (habitation)</b>	7.36	1.5	12.19	8.89

Tableau VIII.12 : Charges revenant à la dalle pleine.

- Remarque : Dans le cadre de notre projet, nous allons examiner le calcul du ferrailage des planchers dalles pleines des niveaux courants.

**VIII.4.2. Sollicitations de calcul :**

Le tableau ci-dessous regroupe les sollicitations de calcul :

Sollicitation	Valeurs maximales	
	ELU	ELS
<b>V<sub>x</sub> (kN)</b>	20.27	14.78
<b>V<sub>y</sub> (kN)</b>	19.62	14.31

Tableau.VIII.13 : Sollicitations de calcul.

La fissuration est peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU seulement en considérant les sollicitations maximales suivantes :

**En travée :**

Etat	ELU
<b>M<sub>tx</sub></b>	11.04
<b>M<sub>ty</sub></b>	2.76

Tableau VIII.14 : Moment max sur la travée a ELU et ELS

**En appui :**

Etat	ELU
Max,y	-7.36

Tableau.VIII.15: Moment max sur l'appui a ELU et ELS.

**VIII.4.3. Calcul du ferrailage :**

Pour le calcul des armatures, nous considérons une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0.20m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0.03 m soumise à une flexion simple.

**Les donnees :**

- $F_{c28}=30$  MPA
- $F_{t28}=2.4$  MPA
- $F_e=500$  MPA
- $d=18$ cm et  $h=20$ cm et  $b=1$ m
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435$  MPA
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17$ MPA

Le tableau ci-après contient les calculs de ferrailage :

Position	Sens	Mu (KN.m)	$\mu$	$\mu \leq \mu_r$	$\alpha$	Z (m)	As cm <sup>2</sup> )	Choix	As adp (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	X-X	11.04	0.015	Oui	0.027	0.119	4.60	6HA12	6.79
	Y-Y	2.76	0.011	Oui	0.0130	0.119	1.15	6HA12	6.79
<b>Appui</b>	X-X	7.36	0.019	Oui	0.015	0.119	3.06	6HA12	6.79
	Y-Y								

Tableau.VIII.17 : les calculs pour le ferrailage de dalle pleine.

- $A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.987 \text{ cm}$
- selon RPA99version20003 on a :

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 100 \times 20$$

$$A_{s \min}^{\text{RPA}} = 10 \text{ cm}^2$$

- **Remarque :** En raison de problèmes techniques liés à la réalisation, notamment la simplicité du ferrailage, nous optons pour le même ferrailage pour toute la dalle dans les deux directions.

### VII.5.1. Conditions de non fragilité :

Elle est tel que :

$$\rho_x \geq \rho_0 \times (3-\alpha) / 2$$

Avec :

- $\rho_x \geq A_s / b_0 \times d$
- $\rho_0 \geq 0.23 \times f_{tj} / f_e$

Soit numériquement :

- $\rho_x \geq 3.77 \times 10^{-3}$
- $\rho_0 \geq 18.4 \times 10^{-3}$
- $\rho_x = 3.77 \times 10^{-3} \geq \rho_0 \times (3-\alpha) / 2 = 1.45 \times 10^{-3} \rightarrow$  Condition vérifiée

#### VII.5.1.1. Vérification au cisaillement :

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

**Sens X-X :**

$$T_u \text{ max} = 20.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{20.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.11 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_{ux} < \bar{\tau}_u$

La condition est vérifiée

**Sens Y-Y :**

$T_u \text{ max} = 19.62 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{19.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.109 \text{ MPA}$$

On a  $\tau_{uy} < \bar{\tau}_u$

La condition est vérifiée

### **VIII.5. Conclusion:**

Le calcul pour le ferrailage des éléments résistants sont des étapes cruciales dans la conception d'une structure solide et sécurisée. En comprenant les principes fondamentaux de calcul et en appliquant les normes appropriées, il est possible de garantir la résistance et la durabilité de la construction.

## **CHAPITRE IX**

### **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## Chapitre IX

### Etude de l'infrastructure

#### IX.1. Introduction :

La base des ouvrages qui sont directement en contact avec le terrain d'assise est appelée fondation. L'infrastructure doit former un ensemble solide capable de répondre aux fonctions qui lui sont assignées. Afin que cet ensemble remplisse sa mission dans les meilleures conditions, il est nécessaire d'avoir un système qui relie la superstructure à la fondation et garantit l'encastrement de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation, les dimensions, le ferrailage, etc., sont influencés par les caractéristiques mécaniques du sol. Il est également important de prendre en considération les conditions suivantes lors de la prise de décision :

- Élasticité du sol d'assise.
- Les charges transférées par la superstructure vers la terre.
- Écarts entre les différents points de renforcement.
- Système de structure choisi.
- La profondeur du bon sol.

Pour ce projet, et en tenant compte des conditions particulières aux choix mentionnés précédemment, nous avons choisi d'utiliser une fondation superficielle unique qui englobe toute la surface de la construction, et qu'on désigne sous le nom de "radier général".

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

#### IX.2. Choix de type de fondation :

Afin de déterminer le type de fondation adéquat, il est nécessaire de calculer la surface totale requise de la semelle pour la comparer à la surface du bâtiment. Dans cette optique, il est nécessaire de déterminer l'impact sur le sol.

Cet effort est évalué à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot.

L'effort normal transmis au sol est égal à :  $N_{ser} = 100578.52 \text{ kN}$

### IX.2.1. Détermination de la surface du radier :

La surface totale nécessaire pour la semelle de fondation est telle que :

$$S_n \geq N_{ser} / \sigma_{ELS}$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte admissible du sol a ELS = 3.00 bars = 300 KN/m<sup>2</sup>

$$AN : S_n = N_{ser} / \sigma_s = 100578.52 / 300 = 335.26 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface totale des fondations et la surface du bâtiment est égal à :

$$S_n / S_b$$

Avec :

$S_b$  : Surface du bâtiment = 554.65m<sup>2</sup>

$$AN : S_n / S_b = 335.26 / 554.65 = 0.604$$

Nous constatons que  $S_n \leq S_b \rightarrow$  Fondation de type radier s'impose.

La surface totale à utiliser est prise comme ce qui suit :

$$S_r = S_b + L_p \times C_d$$

Avec :

- $S_r$  : Surface totale de radier.
- $L_p$  : Longueur de périmètre.
- $C_d$  : Largeur de débordement minimale  $C_d=0$

$$AN : S_r = 554.65 \text{ m}^2$$

### IX.3. Calcul de l'épaisseur :

Le radier est assimilé à un plancher renversé et il est considéré comme infiniment rigide. Sous la réaction uniforme du sol, l'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

**IX.3.1. Condition forfaitaire :**

- La hauteur du radier est donnée par la formule empirique :

$$h \geq L_{\max}/20$$

- La hauteur des nervures est donnée par la formule empirique :

$$h \geq L_{\max}/8$$

Avec :

$l_{\max}$  (distance maximale entre deux Voile) = 9.14 m

AN:  $h_{\text{rad}} \geq 45.7 \text{ cm}$

$h_{\text{ner}} \geq 114.25 \text{ cm}$

**IX.3.2. Condition de non cisaillement :**

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur égale à l'unité  $b = 1 \text{ m}$  et une épaisseur  $d$ , ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = T_{\max} / b \times d \leq \tau_{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

De l'équation ci-dessus on tire  $d$  :

$$d \geq T_{\max} / b \times \tau_{\text{adm}}$$

Avec :

- $\tau_{\text{adm}} = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPA}$
- $T_{\max} = Nu / S_r \times L_{\max} / 2 = 137415.35 / 554.65 \times 9.14 / 2 = 1132.22 \text{ KN}$

Donc :

$$d \geq T_{\max} / b \times \tau_{\text{adm}} = 1132220 / 1000 \times 1.5 = 754.81 \text{ mm} \rightarrow h \geq d / 0.9 = 0.839 \text{ m}$$

**IX.3.3. Condition sur la rigidité :**

Pour que le radier soit rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \pi / 2 \times l_e$$

Avec :

- Le : longueur élastique :  $le = \sqrt[4]{4 \times E \times I / K \times B}$
- E : Module d'élasticité du béton: E =11496.76 MPa
- I : Inertie de la section du radier  $I = bh^3/12$
- K : coefficient de raideur du sol (K = 60000 KN/m<sup>3</sup>)
- b : bande unitaire (b =1m)

Et en remplaçant le et I par leurs équations et on obtient l'inégalité suivante :

$$h \geq \sqrt[3]{(L_{\max} \frac{2}{\pi})^4 3k/E}$$

D'où :  $h \geq \sqrt[3]{(9.14 \frac{2}{\pi})^4 3 \times 60000 / 11496.76 \times 10^3} = 2.61\text{m}$

### IX.3.4. Choix de l'épaisseur du radier :

D'après ces premières conclusions, il est possible de conclure que la disposition des nervures est une solution essentielle pour renforcer le radier.

Les dimensions retenues pour ce radier sont donc :

- Hauteur du radier :  $h_{\text{rad}} = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la nervure :  $h_{\text{ner}} = 2.8 \text{ cm}$
- Largeur de nervure :  $b_{\text{ner}} \geq 0.3h$   $b_{\text{ner}} = 0.90\text{m}$

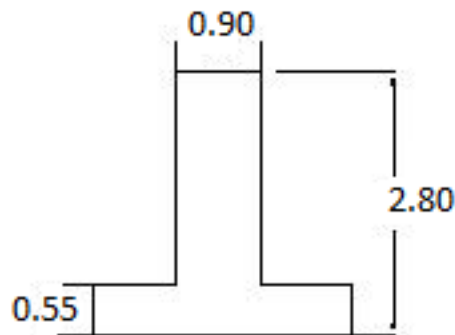


Figure.VIII.1 : Dimensions du radier et nervure

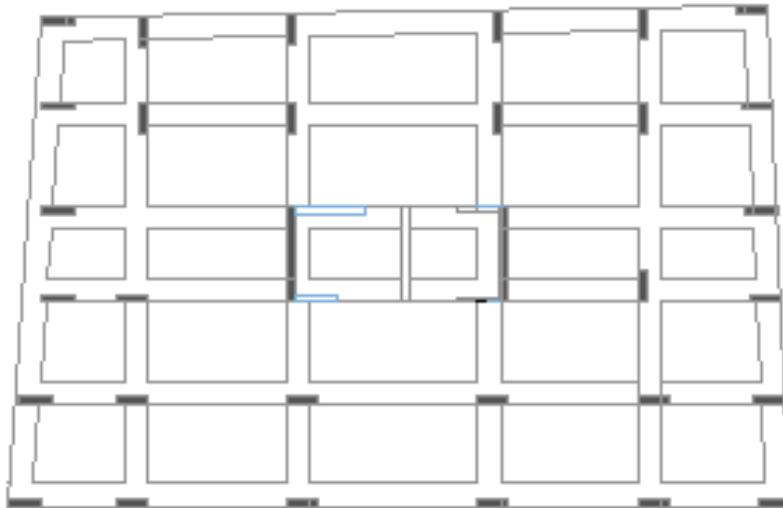


Figure.IX.2 : Schéma vu en plane de fondation.

#### **IX.4. Caractéristiques géométriques :**

##### **IX.4.1. Centre de gravité :**

- Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_{G,r} = 16.61\text{m}$$

$$Y_{G,r} = 9.55\text{m}$$

- Les coordonnées du centre de gravité du bâtiment sont :

$$X_{G,b} = 16.59\text{m}$$

$$Y_{G,b} = 12.19\text{m}$$

##### **IX.4.2. Moments d'inertie :**

- Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

$$I_{yG} = 43286.4576\text{m}^4$$

$$I_{xG} = 17706.5165\text{m}^4$$

#### **IX.5. Détermination des charges et surcharges :**

Les charges et surcharges revenant au radier sont :

- Superstructure :

$$G = 89682.88 \text{ KN}$$

$$Q = 10895.64 \text{ KN}$$

- Voile périphérique :

$$G = e \times h \times l_p \times 25 = 0,3 \times 73.09 \times 5.78 \times 25 = 3168.4515 \text{ KN}$$

- Radier :

$$G_r = S_r \times h_r \times 25 = 554.65 \times 0.55 \times 25 = 7626.4375 \text{ KN}$$

Donc:

$$G_{\text{totale}} = 100477.78 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 10895.64 \text{ kN}$$

Selon le RPA99/2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Combinaison	Effort Normal [kN]	Moment Mx [kN.m]	Moment My [kN.m]
<b>G + Q ± E</b>	111373.42	494326.92	301078.51
<b>0.8G ± E</b>	80382.22	441796.25	299488.56

T ableau.IX.1 : Efforts à la base de la structure

## **IX.6. Divers Vérifications :**

### **IX.6.1. Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement est un processus qui provoque une fracture dans la zone entourant la zone d'application de forces concentrées. Cette rupture est marquée par une grande fragilité, ce qui rend ce phénomène extrêmement risqué.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier le BAEL91/99 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}$$

Avec :

- $P_u$  : Charge revenant au voile le plus sollicité.
- $\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.
- $h_r$  : Epaisseur du radier .

Dans notre cas :

➤  $\mu_c = 2 \times ((e_v + h_r) + (l_v + h_r)) = 2 \times (e_v + l_v + 2 \times h_r) = 2 \times (0.3 + 1.20 + 2 \times 0.55)$   
 $\mu_c = 5.2m$

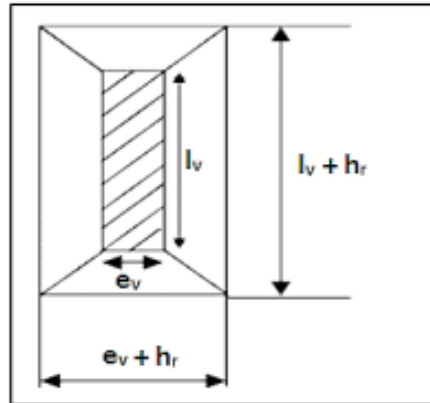


Figure.VIII.3 : Transmission des charges sur la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier

**Conclusion :**

$P_u = 1019.75 \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} = 3861 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**IX.6.2. Vérification de l'effort de sous pression :**

La vérification suivante est nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. Il faut vérifiée cette condition :

$$N \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s$$

Avec :

- N : Effort normal a la base sans surcharges = 89682.88 KN
- $\gamma_w$  : Poids spécifique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>
- S : Surface du radier = 554.65 m<sup>2</sup>
- Z : Hauteur d'encrage = 8.58 m
- $F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

**Conclusion :**

$N = 87578,83 \text{ KN} \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s = 71382.17 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**IX.6.3. Vérification au Renversement :**

Selon l'article 10.1.5 de RPA99/2003, nous devons vérifier que l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments résistant au renversement. Autrement dit :

$$e = M/N \leq B/4$$

➤ **La combinaison G+Q+E :**

**Selon X-X :**

- $e = M/N = 2.7 \leq B/4 = 4.8$  Condition vérifiée

**Selon Y-Y :**

- $e = M/N = 4.44 \leq B/4 = 7.505$  Condition vérifiée

➤ **La combinaison 0.8G+E :**

**Selon X-X :**

- $e = M/N = 3.72 \leq B/4 = 4.8$  Condition vérifiée

**Selon Y-Y :**

- $e = M/N = 5.50 \leq B/4 = 7.505$  Condition vérifiée

#### IX.6.4. Vérification des contraintes :

La contrainte sous le radier n'est pas homogène en raison du moment renversant causé par le séisme. Il s'agit donc d'un diagramme de forme trapézoïdale. Il est important que la contrainte moyenne du sol ne dépasse pas la valeur suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 1.33\sigma_{\text{sol}}$$

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- G + Q + E : Pour les contraintes maximales de compression.
- 0,8G + E : Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Avec :

Tandis que la contrainte admissible est égale à :  $\overline{\sigma_{\text{adm}}} = 3.99\text{MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{\text{max,min}} = N/S \pm M/I y$$

Les valeurs des efforts transmis au sol, les distances des fibres extrêmes, les inerties sont résumées dans ce tableau :

N [KN]		M [KN.m]	V [m]	I [m <sup>4</sup> ]	
<b>G+Q+E</b>	Sens x	111373.42	301078.51	16.61	17706.5165
	Sens y	111373.42	494326.92	9.55	43286.4576
<b>0.8G+E</b>	Sens x	80382.22	299488.56	16.61	17706.5165
	Sens y	80382.22	441796.25	9.55	43286.4576

Tableau.IX.2 : Efforts transmis au sol, fibres extrêmes et inerties

**IX.6.4.1. Calcul des contraintes sous G + Q + E :**

**Sens X-X :**

$$\sigma_{\max} = N/S + M/I V_x = 0.30\text{MPA}$$

$$\sigma_{\min} = N/S - M/I V_x = -0.26\text{MPA}$$

➤  $\sigma_{\text{moy}} = 0.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\max} = N/S + M/I V_y = 0.13\text{MPA}$$

$$\sigma_{\min} = N/S - M/I V_y = -0.089\text{MPA}$$

➤  $\sigma_{\text{moy}} = 0.075\text{MPA} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**IX.6.4.2. Calcul des contraintes sous 0,8G+E :**

**Sens X-X :**

$$\sigma_{\max} = N/S + M/I V_x = 0.43\text{MPA}$$

$$\sigma_{\min} = N/S - M/I V_x = -0.14\text{MPA}$$

➤  $\sigma_{\text{moy}} = 0.29 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\max} = N/S + M/I V_y = 0.24\text{MPA}$$

$$\sigma_{\min} = N/S - M/I V_y = 0.047\text{MPA}$$

➤  $\sigma_{\text{moy}} = 0.19 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### **IX.7. Ferrailage du radier :**

Le ferrailage du radier se calcule en flexion simple sous les sollicitations maximales obtenues par application des combinaisons de charges les plus défavorables. Ce calcul sera mené en considérant les moments isostatiques du panneau dalle le plus sollicité.

Le panneau de radier le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$l_x = 3.03 \text{ m et } l_y = 6.46 \text{ m}$$

$$\alpha = l_x / l_y = 0.47 \geq 0.4 \rightarrow \text{Panneau travaillant dans les deux sens.}$$

Les moments de flexion correspondant sont :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.1008 \times 274.03 \times 3.03^2 = 253.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x = 253.60 \times 0.250 = 63.40 \text{ KN.m}$$

Avec :

- $\mu_x, \mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de  $(\alpha = l_x/l_y)$   
 $\mu_x = 0.1008, \mu_y = 0.2500$
- $l_x, l_y$  : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec  $l_x < l_y$
- $P_u = 274.03 \text{ KN/m}$

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

#### **- Sur appui :**

➤ Pour un panneau continu

$$M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 M_{ox}$$

➤ Pour un panneau de rive

$$M_{ax} = M_{ay} = - 0.3 M_{ox}$$

#### **- En travée :**

➤ Pour un panneau continu

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy}$$

➤ Pour un panneau de rive

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy}$$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

$$\text{Au milieu de } l_x : V_x = \frac{P \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$$

$$\text{Au milieu de } l_y : V_y = \frac{p \cdot l_x}{3}$$

Le tableau ci-dessus résume les calculs pour le ferrailage de radier pour une largeur de 1m

➤ Les données :

$$\sigma_s = 435\text{MPa} , h=0.55\text{m}, d=0.50, f_{c28}=30\text{MPa}, f_{t28}=2.4\text{MPa}, f_{bu}=17\text{MPa}$$

		Suivant X	Suivant Y
<b>M0</b>		253.60	63.40
<b>Mt</b>		215.56	53.89
<b>Ma</b>	Rive	64.67	64.67
	Continu	107.78	107.78
<b>V</b>		336.30	276.77
<b>A<sub>sc</sub></b>	Sur appui	0	0
	En travée	0	0
<b>A<sub>s calc</sub></b>	Sur appui	5.07	5.07
	En travée	10.57	2.51
<b>A<sub>s min</sub></b>	Sur appui	27.5	27.5
	En travée		
<b>Choix des barres</b>	Sur appui	7HA16	7HA16
	En travée	7HA16	7HA16
<b>ρ<sub>x</sub></b>		$2.84 \times 10^{-3}$	

$\rho_0 \times 3^{-\alpha/2}$	$1.39 \times 10^{-3}$	
Non fragilités $\rho_x \geq \rho_0 \times 3^{-\alpha/2}$	Vérifiée	
$\tau_u$	0.6726	0.553
$\bar{\tau}_u$	3	
Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.IX.3 : Calcul de ferrailage du radier et vérification de ELU.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{Donc } S_t = 15\text{cm}$$

### IX.7.1. Vérification des contrainte de béton et l'acier à ELS :

- $P_{ser} = 200.80 \text{ KN}$
- $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.1008 \times 200.80 \times 3.03^2 = 185.82 \text{ KN.m}$
- $M_{oy} = \mu_y \cdot M_x = 200.80 \times 0.250 = 50.2 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui :
  - $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{ox} = -55.75 \text{ KN.m}$
- Moment en travée :
  - $M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 42.67 \text{ KN.m}$
  - $M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 157.947 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que :

- La compression de béton  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$
- La traction de l'acier :  $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-Y)}{I}$

-Position de l'axe neutre :

$$bY^2/2 + nAs'(Y - C') - nAs(d - Y) = 0$$

-Moment d'inertie :

$$I = bY^3/3 + nAs'(Y - C')^2 + nAs(d - Y)^2$$

position	Sens	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
<b>Travée</b>	X-X	157.947	14.07	12.49	357773	6.2	18	167.7	250
	Y-Y	42.67	14.07	12.49	357773	1.67	18	104.56	250
<b>Appui</b>	X-X	55.75	14.07	12.49	357773	2.19	18	67.98	250
	Y-Y								

Tableau.IX.4 : vérification des contraintes.

### **IX.8. Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont calculées de la même manière qu'une poutre continue. En utilisant la méthode des lignes de ruptures présentée dans le BAEL 91/99, les charges des dalles sont transmises aux nervures et le ferrailage est sélectionné pour la poutre la plus sollicitée.

#### **IX.8.1. Evaluation des charges :**

La méthode des lignes de rupture permet d'évaluer les charges équivalentes réparties de manière linéaire sur les travées des nervures. L'évaluation de la charge correspondante d'un panneau du radier qui revient à la nervure qui lui est adjacente est la suivante :

Avec :

- P : Charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant.
- P<sub>M</sub> : Charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant.

Elément	Trapeze	triangle
<b>Pv</b>	$(1 - \alpha/2)Plx/2$	$Plx/4$
<b>Pm</b>	$(1 - \alpha^2/ 3)Plx/2$	$Plx/3$

Tableau.IX.5 : Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales.

La distribution des charges pour un panneau dalle portant dans les deux sens est réalisée de la manière suivante :

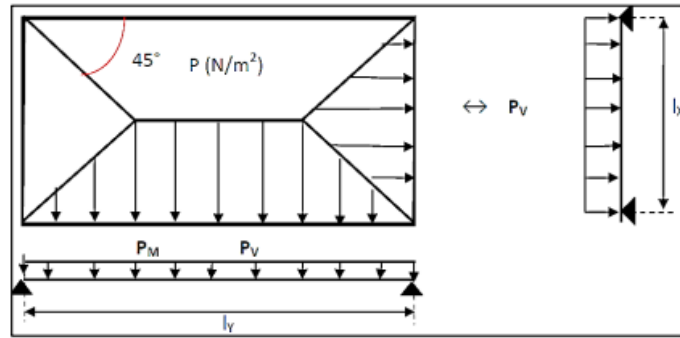


Figure.VIII.4: Transmission des charges aux nervures .

On peut observer les efforts obtenus dans les appuis et les travées des nervures dans chaque direction dans les figures ci-dessous :

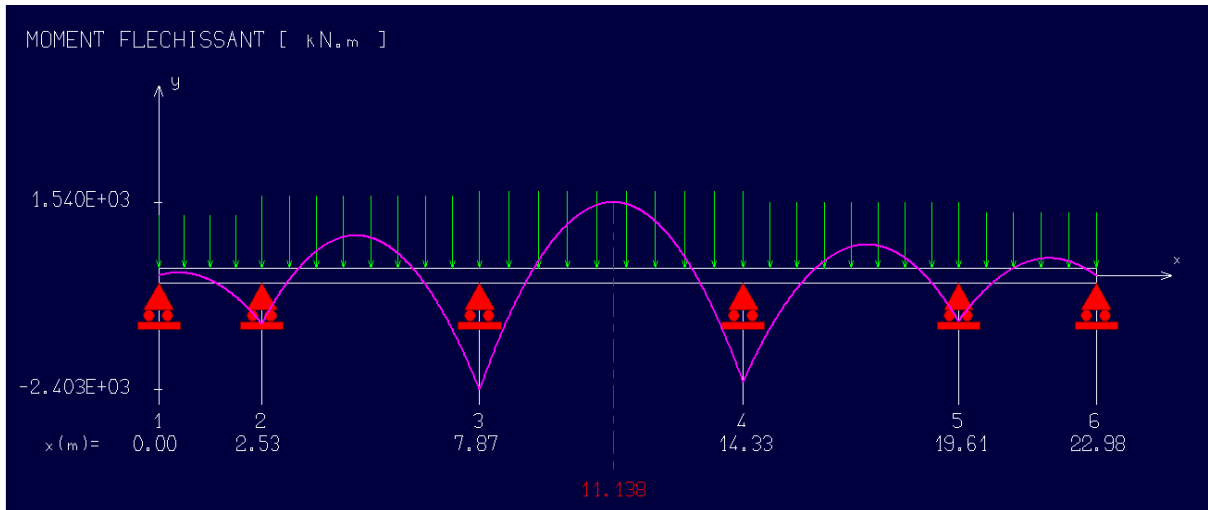


Figure.VIII.5 : Moment fléchissant de nervure .

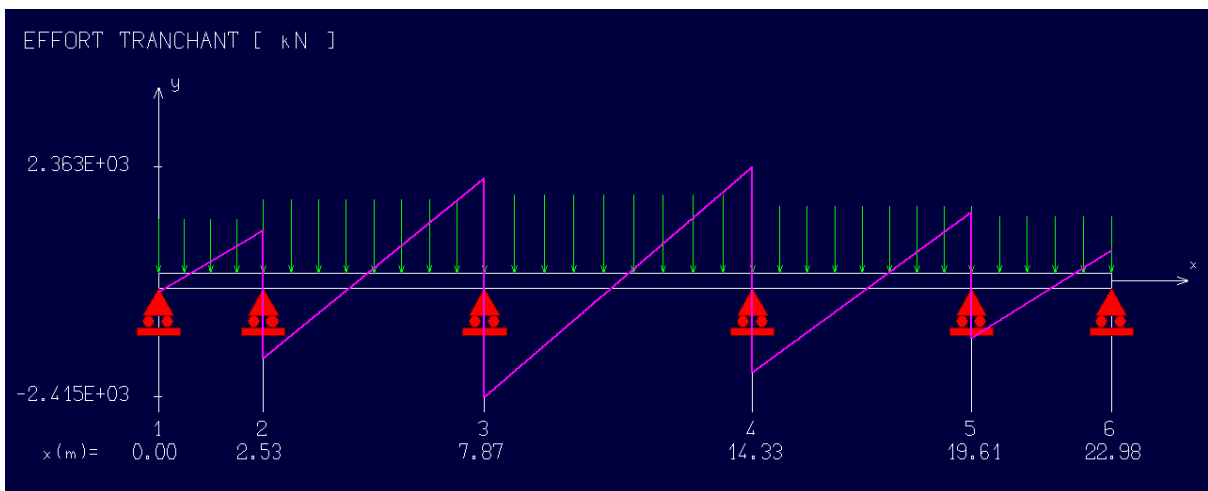


Figure.VIII.6 : Effort tranchant de nervure.

Le ferrailage sera calculé en utilisant les efforts maximaux sur appui et en travée, comme indiqué dans le tableau suivant :

	$M_{max}$ [MN.m]	$T_{max}$ [MN]
<b>Appui</b>	2.4	2.36
<b>Travée</b>	1.54	

Tableau.IX.6 : Moments et efforts tranchants Max dans les nervures

**IX.8.2. Calcul de ferrailage :**

- Remarque : Le ferrailage se calcule en flexion simple à l'état limite ultime en considérant une section rectangulaire sur appuis et en travée.
- Donnes :  $\sigma_{st} = 435\text{MPa}$  , $b=0.9\text{m}$ ,  $h=2.80\text{m}$ ,  $d=2.52\text{m}$ ,  $f_{c28}=30\text{MPa}$ ,  
 $f_{t28}=2.4\text{MPa}$   $f_{bu}=17\text{MPa}$

	M	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_s$	$A_s'$	$A_{smin}$	Choix	$A_s$
	MN.m				$\text{cm}^2$		$\text{cm}^2$		reelle
<b>En Travée</b>	2.4	0.025	0.031	2.5	22.07	0	63	6HA25 +6HA20 +6HA20	67.15
<b>Sur Appui</b>	1.54	0.016	0.02	2.5	14.16	0	63	6HA25 +6HA20 +6HA20	67.15

Tableau.IX.7 : Calcul de ferrailage des nervures.

**IX.8.3. Verification effort tranchant:**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = 1.04\text{MPa} < 3\text{MPa}$$

- Donc la condition est vérifiée.

**IX.8.4. Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50

Fe=500MPa

- **Selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$A_t / b * S_t > (\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K) / 0.8 * f_{c28} \quad \text{Avec } K = 1$$

$$S_t = \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

- **Selon RPA 99 version 2003 :**

$$A_t = 0.003 * S_t * b$$

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12 * \phi_l) \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \quad \text{zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t = \min(h/35 ; \phi_l ; b/10) \rightarrow \phi_t = 10\text{mm}$$

Elément	T	$\tau_u$	BAEL91	RPA99		Stadp		At(cm <sup>2</sup> )	Choix
	(MN)	(MPA)	St(cm)	St ZC	St ZN	ZC	ZN		
<b>Nervure (2.8×0.90)</b>	2.36	1.04	40	10	5	15	10	6.28	4cadHA10

### IX.9. Conclusion :

Ce chapitre conclut que des infrastructures solides et bien planifiées sont essentielles pour la sécurité et la durabilité des constructions.

## **CONCLUSION**

## Conclusion

La réalisation de ce projet de fin d'études constitue l'aboutissement d'un parcours éducatif enrichissant et fructueux au sein de l'École Nationale des Travaux Publics. Ce travail synthétise l'ensemble des connaissances acquises au cours de ces cinq années.

Tout d'abord, l'expérience que nous avons vécue à travers ce projet a été extrêmement enrichissante, nous offrant une perspective précieuse sur les véritables défis auxquels un ingénieur en génie civil peut être confronté lors du choix du modèle de calcul approprié. Cette expérience nous a permis d'appliquer directement plusieurs concepts enseignés, d'approfondir notre maîtrise des logiciels spécialisés, ainsi que de mieux comprendre les règlements en vigueur.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons exploré diverses étapes essentielles dans la conception et l'étude des bâtiments, chaque phase revêtant une importance particulière. La première étape a consisté à dimensionner et à calculer tous les éléments de la structure selon des normes préalablement établies. La seconde étape, centrée sur la conception des contreventements, a été cruciale pour analyser le comportement dynamique de la structure. En effet, la simulation de cette dernière nous a permis de déterminer la conception optimale, conciliant à la fois sécurité et économie sur la durée de vie de l'ouvrage. Enfin, la dernière partie de notre étude s'est focalisée sur l'infrastructure, élément fondamental pour garantir la stabilité de l'ouvrage, en assurant une interaction efficace entre le sol et la structure, tant au niveau statique que dynamique.

Ce projet de fin d'études nous a permis de développer des compétences analytiques et numériques qui seront indéniablement précieuses pour notre avenir professionnel. Parmi celles-ci figurent la modélisation à l'aide de logiciels spécialisés, la résolution de problèmes liés à la performance dynamique des structures, ainsi que la prise de décisions éclairées en matière de stabilité et d'économie, essentielles à notre métier d'ingénieur.

En résumé, le calcul d'une structure aussi significative que celle que nous avons étudiée représentait un défi que nous avons réussi à relever grâce à l'encadrement de nos professeurs, à la consultation de documents spécialisés et à l'utilisation d'outils informatiques adaptés.

## BIBLIOGRAPHIE

[1] DTR B.C.2-2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.

[2] RPA99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003), 2004. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.

[3] CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.

[4] BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.

[5] MR BENREDOUANE, Cours béton armé et calcul des ouvrages d'art, ENSTP, 2023/2022.

[6] MR HADID, Cours dynamique des sols, ENSTP, 2023/2022.

Les thèses :

- Calcul d'une tour en béton armé R+19 avec 2 sous-sols aux pins maritime à Alger présente par : LARBI Selma Hanane.
- Etude d'un bâtiment (R+15+2SS+2ES) stabilisé par des voiles en béton armé présente par : Omar BELBAHAR et Lahcen CHERBAL.
- Etude d'un bâtiment (R+12+sous-sol) à usage multiple contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques) Présenté par : IKKEN Hocine BENAMARA Rachid

Logiciels :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, Version 23.0.0.3128.
- Expert BA Autodesk, 2010.

- RDM 6, Version 6.17, 2011.
- AutoCAD 2014.
- Microsoft office Word 2013.
- Microsoft office Excel 2013.

# Liste des figures

## I : Présentation du projet

Figure I.1 : Façade principale.....	2
Figure I.2 : Façade latéral.....	2
Figure.I.3 : Plan d'étage .....	3
Figure.I.3 : plan de situation de la zone d'étude.....	3
Figure I.4 : Photo montrant la dénivellation du site.....	3
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	7
Figure I.6: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	8
Figure.I.7 : Diagramme des contraintes déformations des aciers à l'ELU.....	11

## II : Adhérence entre l'acier et le béton

Figure. II.1: Distribution de la fissuration.....	14
Figure. II.2 : Ancrage droit et répartition des contraintes.....	18
Figure. II.3 : Disposition d'ancrage droit dans le cas de paquet de 2 ou 3 barres.....	19
Figure. II.4 : Ancrage par courbure.....	19
Figure. II.6 : les fissures dans le cas de barres espacées.....	20
Figure. II.7 : Recouvrement de barres.....	21

## III : Pré dimensionnement des éléments

Figure. III.1: coupe de voile en élévation.....	24
Figure. III.2 : les travées de panneau de la dalle. ....	26
Figure. III.4: Schéma d'un escalier.....	32
Figure. III.5 : schéma de l'escalier sous-sol.....	33
Figure. III.6: schéma de l'escalier étage courant.....	35

## IV : Evaluation des charges et surcharges

Figure.IV.1 : coupe d'un plancher terrasse.....	40
Figure.IV.2 : coupe d'un plancher d'un étage courant.....	42
Figure.IV.3 : coupe d'un mur extérieur.....	43
Figure.IV.4 : schéma d'un acrotère.....	45

## V: Eude au vent

Figure.V.1 :Schéma représente les directions de vent.....	50
Figure.V.2 : représente la hauteur de référence de V1.....	53
Figure.V.3: représente la hauteur de référence de V2.....	57

## **VI : Etude dynamique et sismique**

Figure.VI.1 : Modèle 3D de la structure.....	66
Figure.VI.2 : plan d'étage de la variante 1.....	67
Figure.VI.3 : représentation de mode 1 (Variante 1).....	70
Figure.VI.4 : représentation de mode 2 (Variante 1).....	70
Figure.VI.5 : représentation de mode 3 (Variante 1).....	70
Figure.VI.6 : Plan d'étage de la variante 2.....	71
Figure.VI.7 : représentation de mode 1 (Variante 2).....	72
Figure.VI.8 : représentation de mode 2 (Variante 2).....	72
Figure.VI.9 : représentation de mode 3 (Variante 2).....	72
Figure.VI.10 : représentation de graphe pour un spectre de reepense de la variante 2.....	73
Figure.VI.11 : représentation de mode de la variante 2 (translation suivant Y).....	73
Figure.VI.12 : représentation de mode de la variante 2 (translation suivant X).....	74

## **VII : Etude des éléments secondaire**

Figure.VII.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	84
Figure.VII.2 : la section rectangulaire de calcul.....	85
Figure.VII.3 : schéma escalier balance .....	94
Figure.VII.4 : schéma escalier étage sous-sol.....	100
Figure.VII.4 : Diagramme du moment fléchissant escalier sous-sol (ELU).....	101
Figure.VII.5 : Diagramme de l'effort tranchant escalier sous-sol (ELU).....	101
Figure.VII.6 : Diagramme du moment fléchissant escalier sous-sol (ELS).....	102
Figure.VII.7 : Diagramme de l'effort tranchant escalier sous-sol (ELS).....	102

## **VIII : Ferrailage des éléments résistants**

Figure.VIII.1 : arrêt de barres.....	129
Figure.VIII.2 : disposition de voile plus sollicitée.....	133



# Liste des tableaux

## **I : Présentation du projet**

Tableau I.1 : caractéristiques du béton en fonction du dosage en ciment.....	6
Tableau.I.2 : nuances et types d'acier.....	10

## **II: adhérence entre l'acier et le béton**

Tableau.II.1 : valeur de $\lambda_s$ .....	18
--	----

## **III: Pré dimensionnement des éléments**

Tableau.III.1 : cas des panneaux de dalles- types de dalle.....	27
---	----

## **IV : Evaluation des charges et les surcharges**

Tableau.IV.1 : la descente des charges de plancher terrasse.....	40
Tableau.IV.2 : la descente des charges de plancher sous-sol (parking).....	41
Tableau.IV.3 : la descente des charges plancher étage courant.....	42
Tableau.IV.4 : la descente des charges d'un mur extérieur.....	43
Tableau.IV.5 : la descente des charges de balcon.....	44
Tableau.IV.6 : charge permanente de panneau.....	44
Tableau.IV.7 : la descente des charges de volée1.....	45
Tableau.IV.8 : la descente des charges de palier de repos.....	46
Tableau.IV.9 : la descente des charges de volée 2.....	46
Tableau.IV.10 : la descente des charges d'escalier balance.....	47

## **V : Etude de vent**

TableauV.1 : calcul de l'action au vent $V_1$ .....	55
TableauV.2 : calcul de l'action au vent $V_2$ .....	57

## **VI : Etude dynamique et sismique**

TableauVI.1 : valeurs des pénalités $P_q$ .....	68
TableauVI.2 : Résultats de l'analyse modale de model 1.....	69
TableauVI.3 : Caractéristiques géométriques .....	70
TableauVI.4 : Résultats de l'analyse modale de model 2.....	72
TableauVI.5 : la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux.....	76
TableauVI.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	77
TableauVI.7: Vérification de la stabilité au renversement .....	78
TableauVI.8 . Vérification de déplacement inter étage.....	79
TableauVI.9 : Vérification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ .....	81

## **VII : Etude des éléments secondaires**

Tableau. VII.1 : calculs des efforts internes de l'escalier balance.....	95
Tableau.VII.2 : Calcul de la section des armatures.....	96
TableauVII.3 : vérification à ELS pour l'escalier balance.....	100
Tableau.VII.4 : Combinaisons de charges escalier.....	101
Tableau.VII.5 : Calcul des efforts internes.....	102
Tableau.VII.6 : Calcul de la section des armatures.....	103
Tableau.VII.7 : vérification à ELS pour l'escalier balance.....	106
TableauVII.8 : combinaison des charges.....	110
Tableau.VII.9 : calcul M et T dans le consol à ELS et ELU.....	110
Tableau.VII.10 : Calcul de la section des armatures.....	111
Tableau.VII.11 : vérification à ELS pour la console.....	114
Tableau.VII.12 : Calcul des armatures.....	117
Tableau.VII.13 : vérification à ELS pour la console.....	119

## **VIII : Ferrailage des éléments résistants**

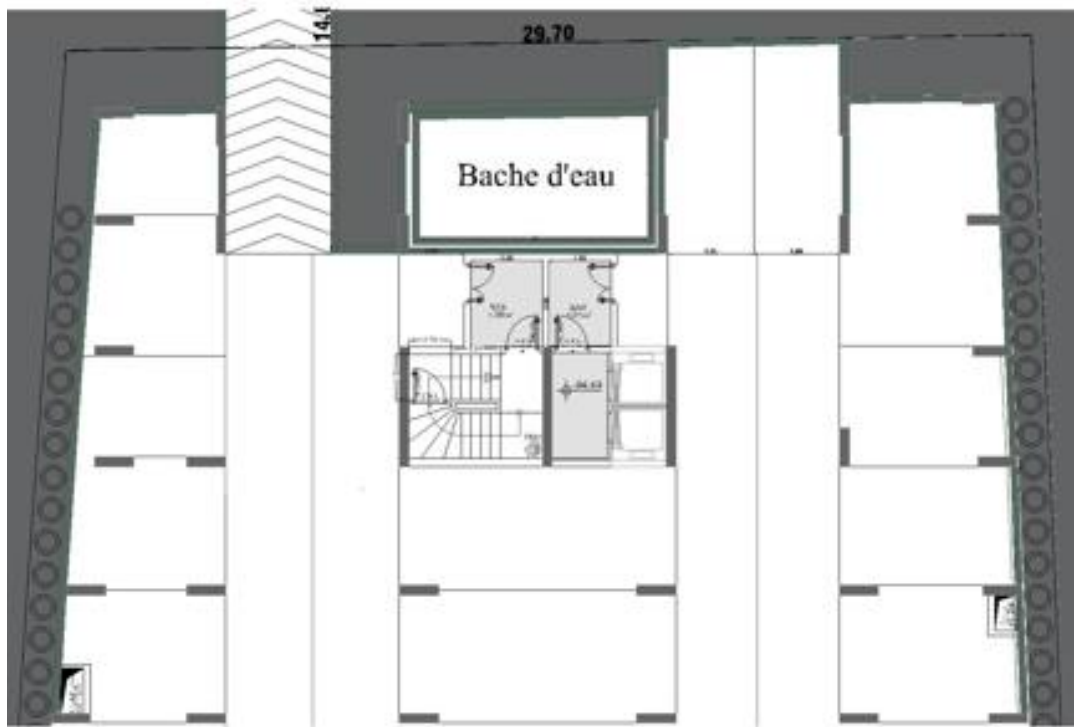
Tableau.VIII.1 : Caractéristiques sous situations accidentelle et durable.....	122
Tableau.VIII.2 : Ferrailage de la poutre la plus sollicitée (120x20).....	124
Tableau.VIII.3 : Ferrailage de la poutre (30 x 40) la plus sollicitée.....	125
Tableau.VIII.4 : vérification à ELS pour les poutres.....	127

Tableau.VIII.5 : Vérification des résultats vis-à-vis de l'effort tranchant.....	127
Tableau.VIII.6 : calcul des armatures transversal.....	128
Tableau.VIII.7 : Ferrailage vertical de voile pour étage Sous-sol 1 ; sous sol2 ; 2eme entre sol ; 1ere entre sol ; RDC.....	133
Tableau.VIII.8 : Ferrailage vertical de voile pour 1er ; 2eme ;3eme étage.....	135
Tableau.VIII.9 : Ferrailage vertical de voile pour 4eme ; 5eme ;6eme étage.....	136
Tableau.VIII.10 : Ferrailage vertical de voile pour 7eme ; 8eme étages et 1er attique ; 2eme attique.....	137
Tableau.VIII.11 : ferrailage verticale de voile.....	139
Tableau.VIII.12 : Charges revenant à la dalle pleine.....	140
Tableau.VIII.13 : Sollicitations de calcul.....	140
Tableau.VIII.14 : Moment max sur la travée a ELU et ELS.....	140
Tableau.VIII.15: Moment max sur l'appui a ELU et ELS.....	141
Tableau.VIII.16 : les calculs pour le ferrailage de dalle pleine.....	141

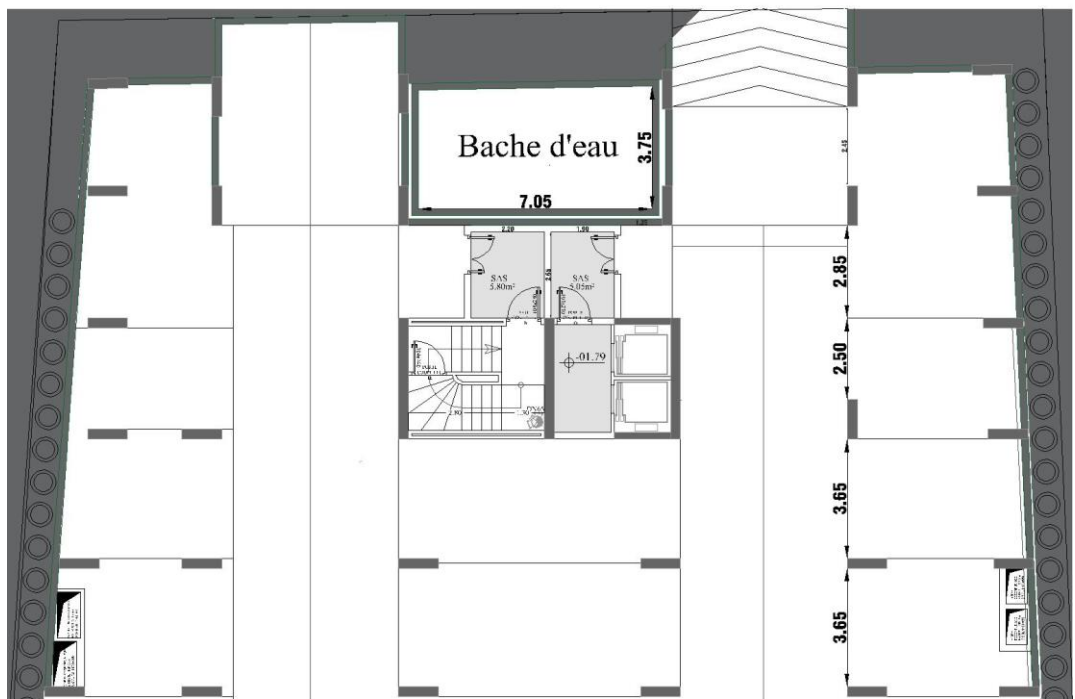
## **IX : Etude de l'infrastructure**

Tableau.IX.1 : Efforts à la base de la structure.....	150
Tableau.IX.2 : Efforts transmis au sol, fibres extrêmes et inerties.....	153
Tableau.IX.3 : Calcul de ferrailage du radier et vérification de ELU.....	155
Tableau.IX.4 : vérification des contraintes.....	157
Tableau.IX.5 : Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales.....	157
Tableau.IX.6 : Moments et efforts tranchants Max dans les nervures.....	159
Tableau.IX.7 : Calcul de ferrailage des nervures.....	159

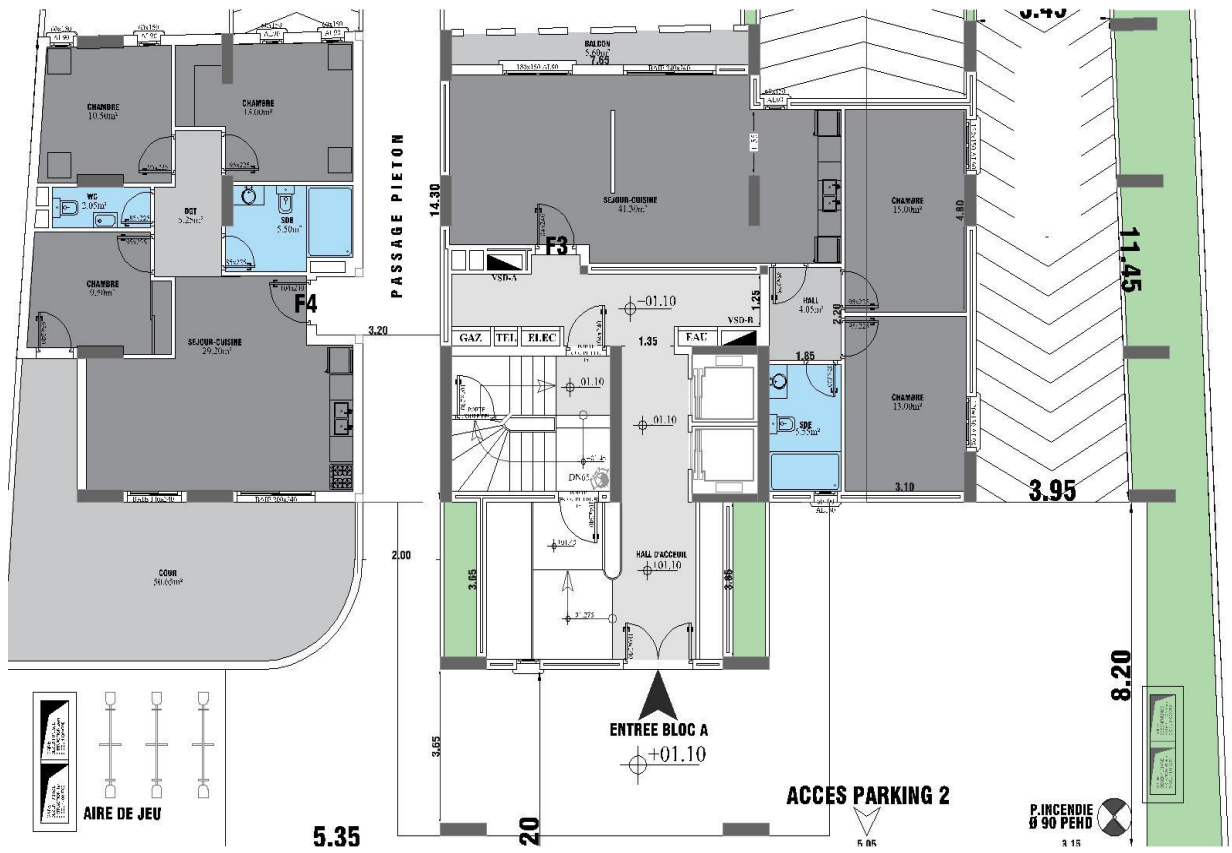
## **ANNEXE A**



Plan de 1<sup>er</sup> sous-sol.



Plan de 1<sup>eme</sup> sous-sol.



Plan de 2eme entre sol.







Plan étage courant.

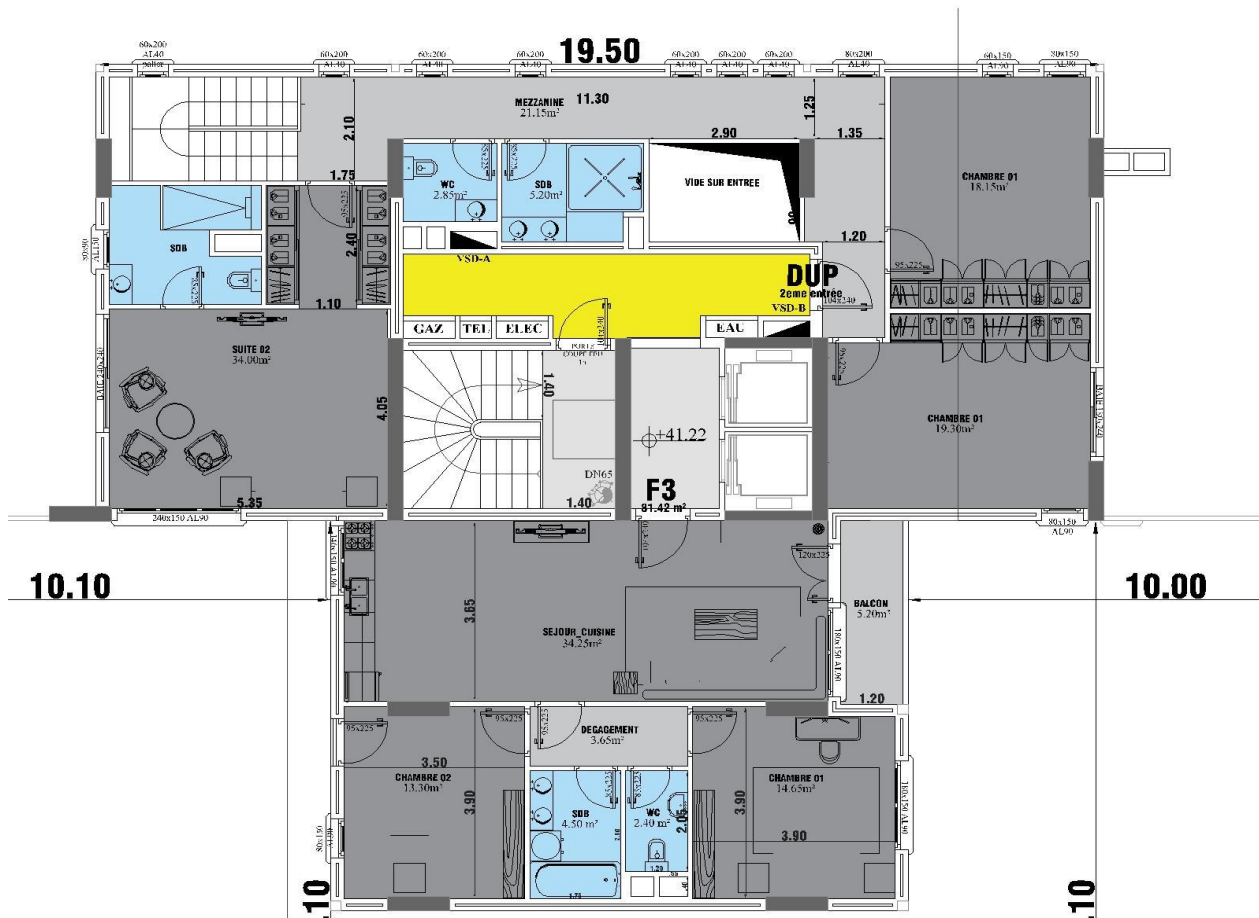




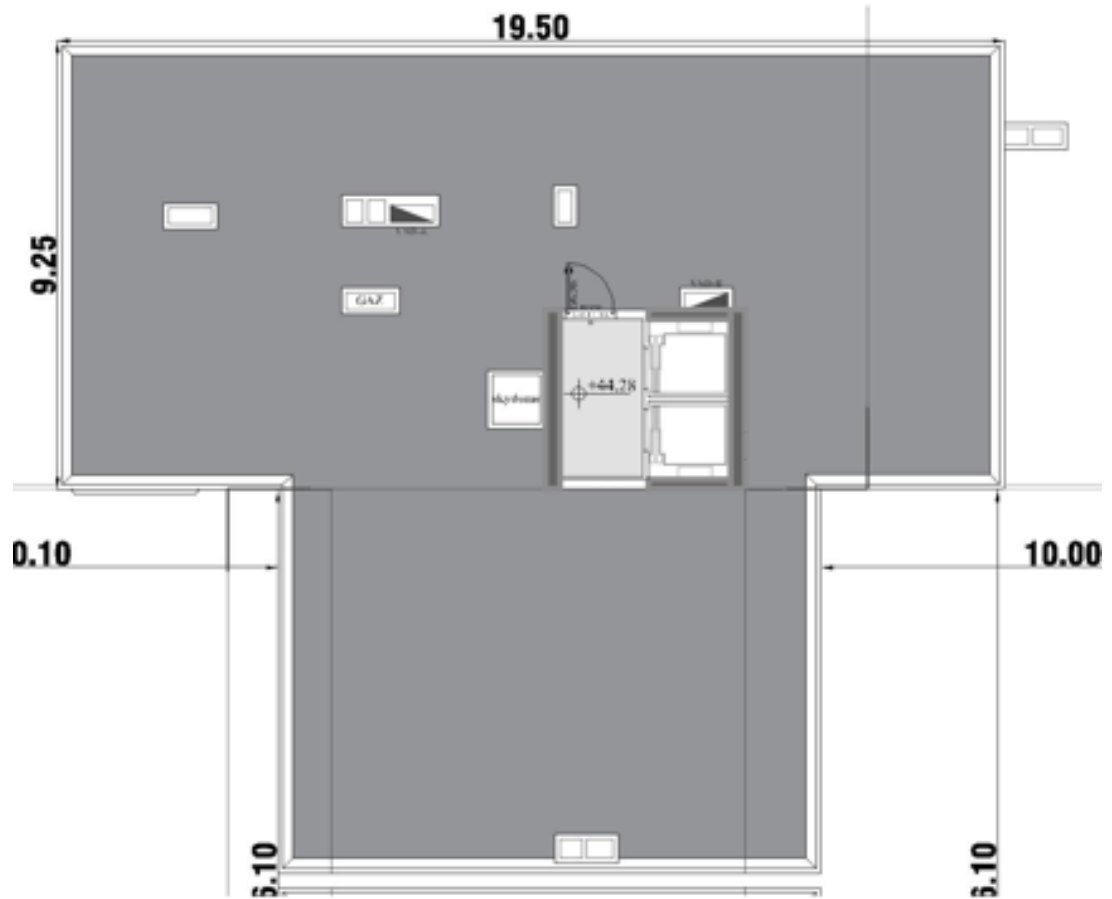
Plan 8eme étage.



Plan de 1<sup>er</sup> attique.

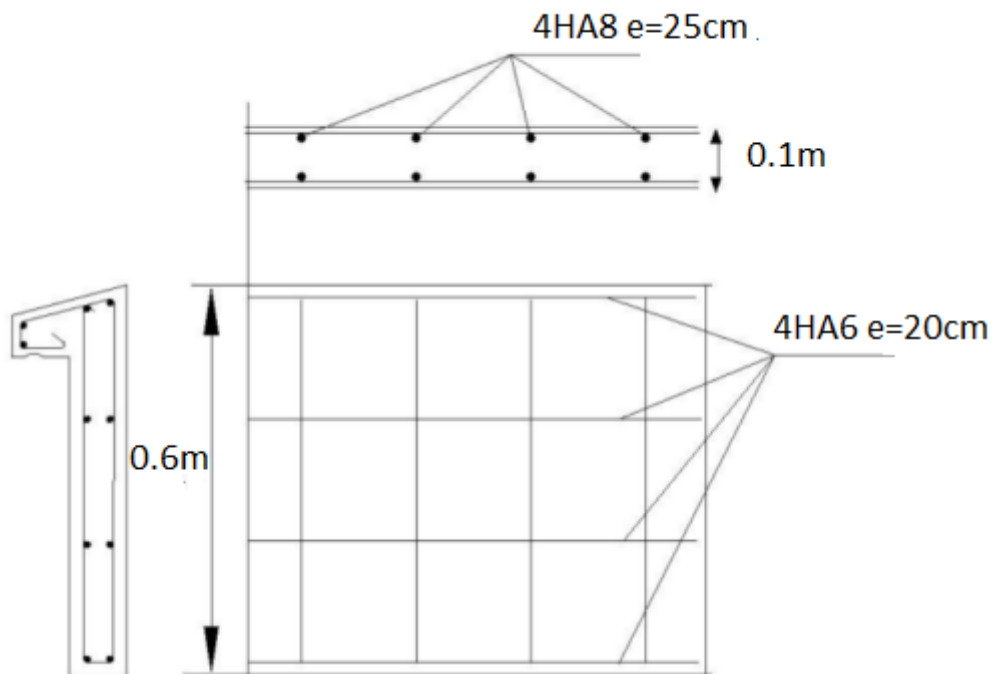


Plan de 2eme attique.

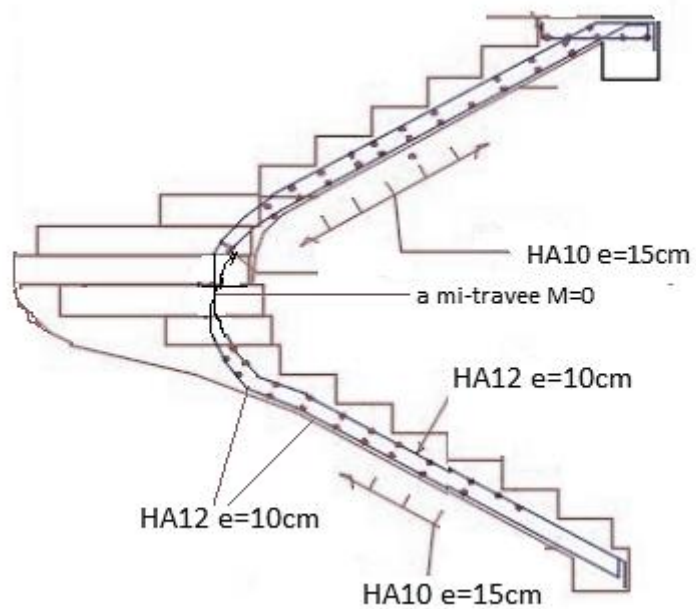


Plan de terrasse.

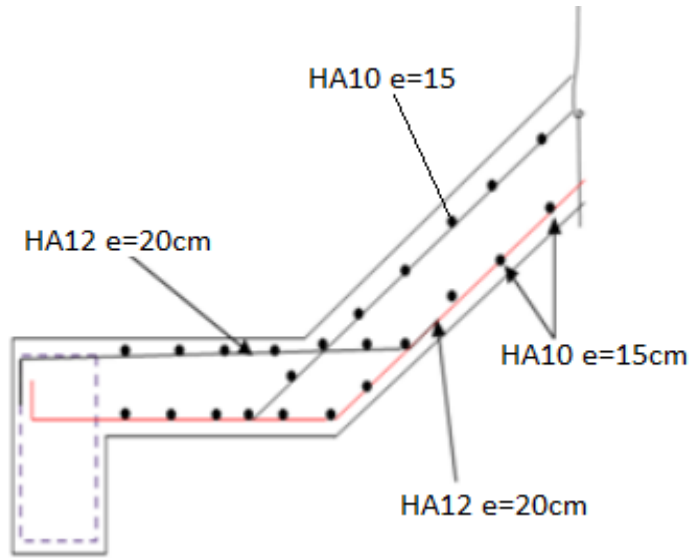
## **ANNEXE B**



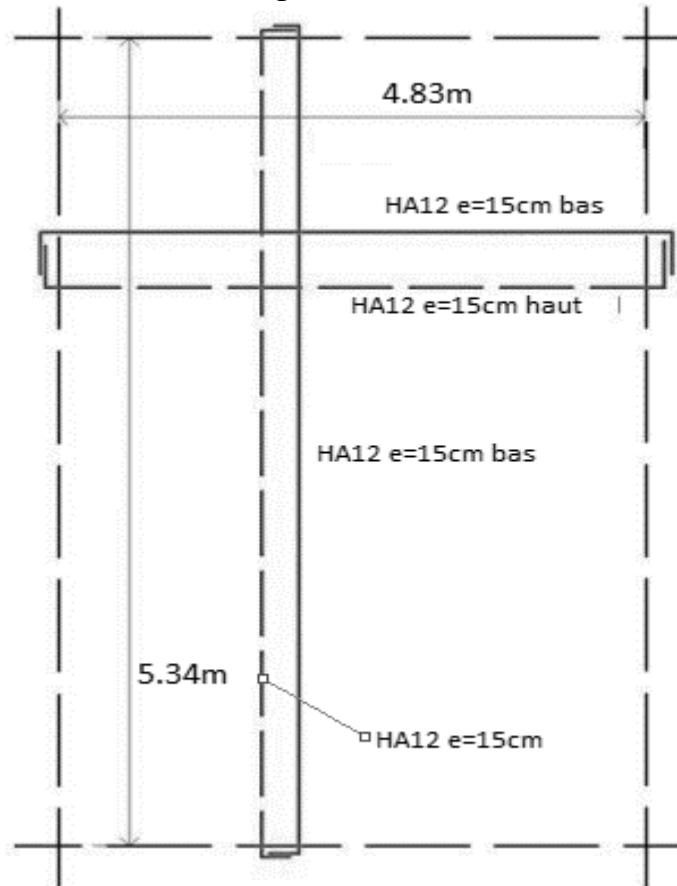
Croquis de ferrailage de l'acrotère.



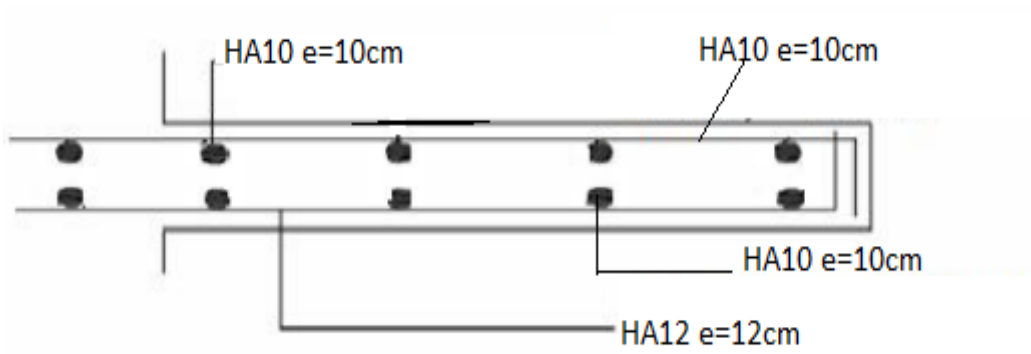
Croquis de ferrailage escalier balance pour étage courant.



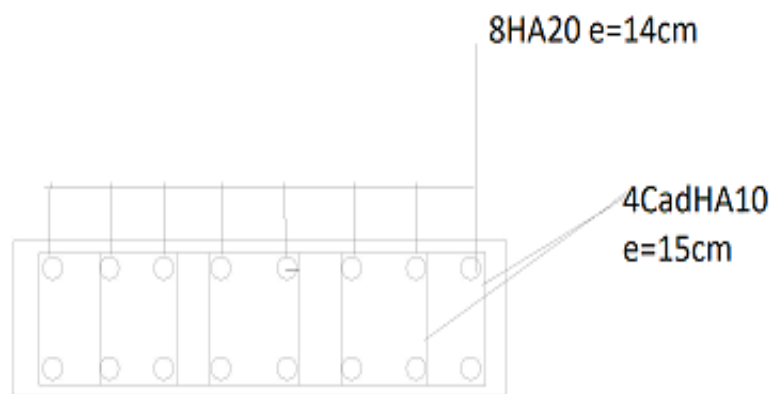
Plan ferrailage escalier de sous-sol.



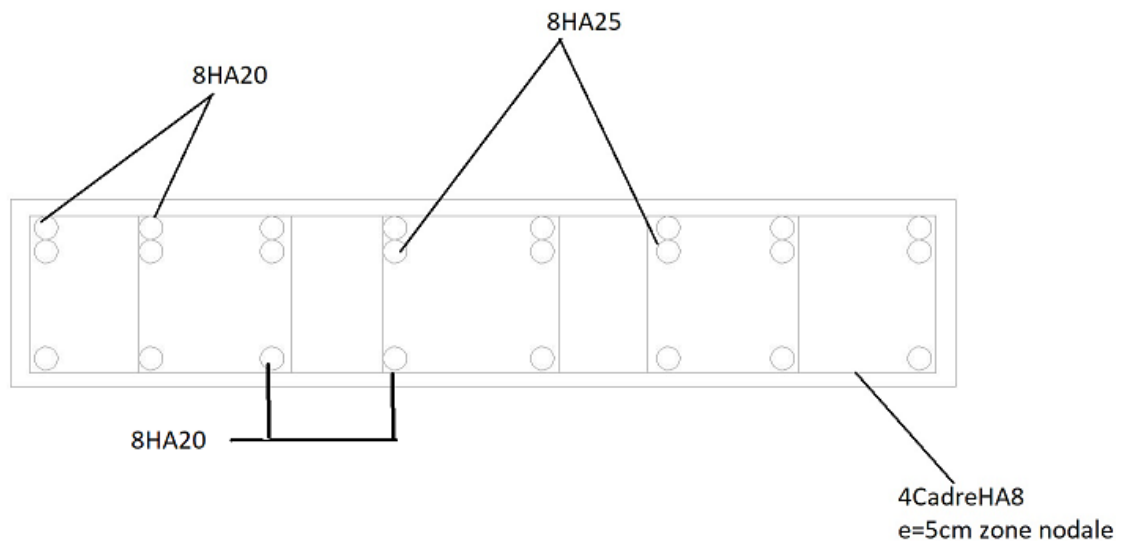
Plan ferrailage la dalle pleine.



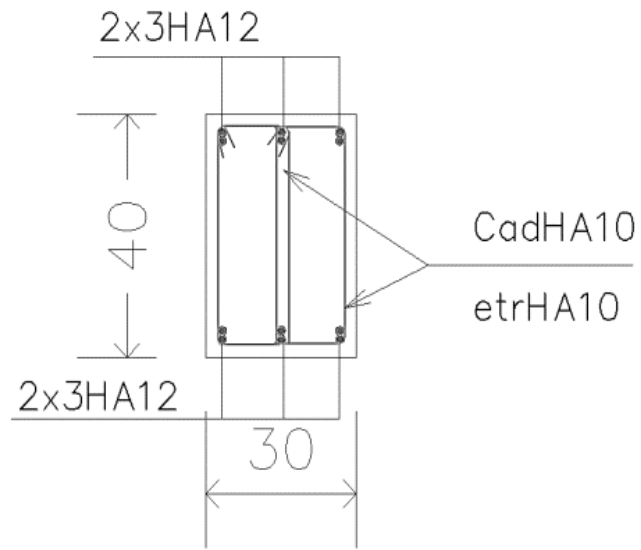
Plan ferrailage balcon.



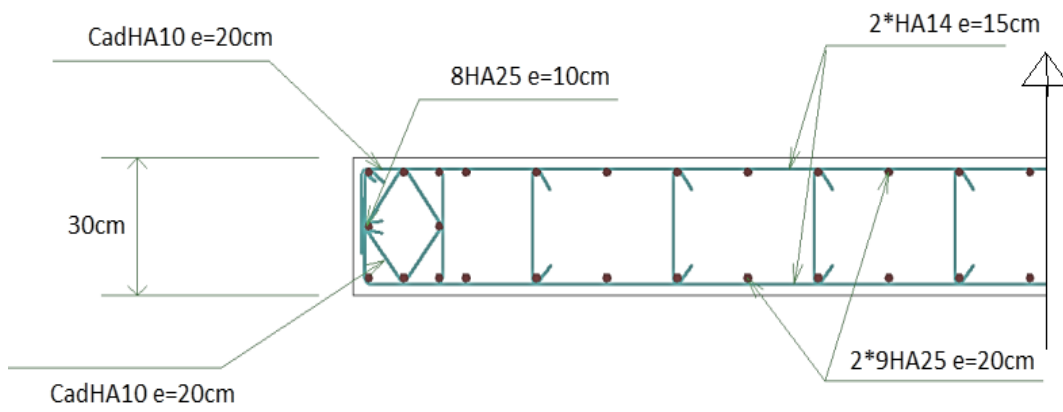
Croquis de ferrailage poutre noyée (120×20) au niveau de la travée.



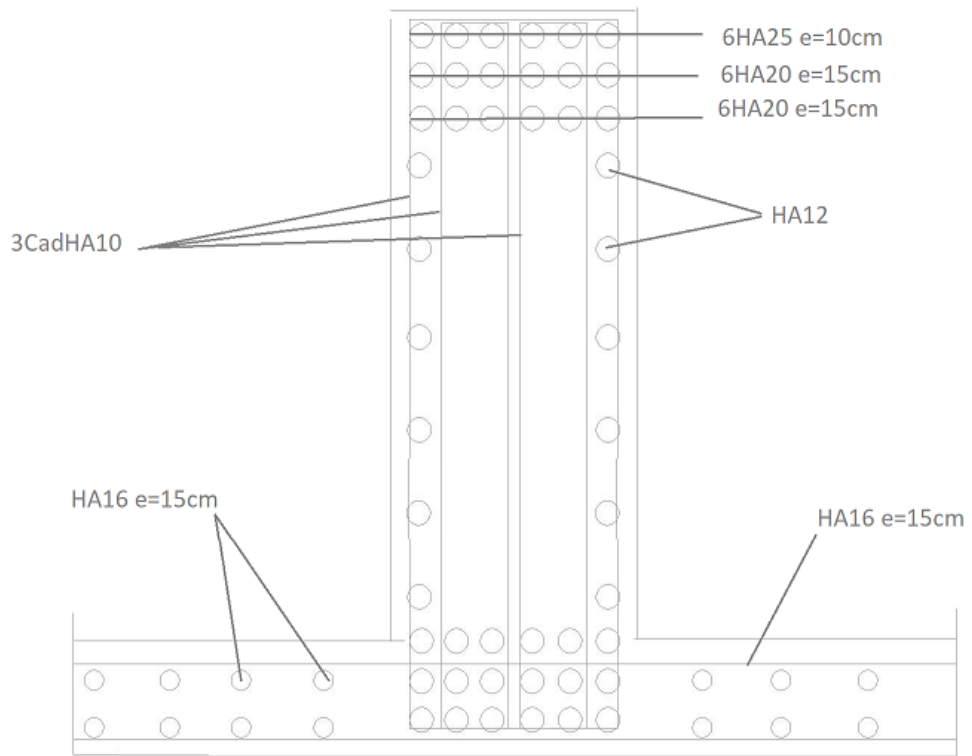
Croquis de ferrailage de poutre noyée (120×20) au niveau de l'appui



Plan ferrailage poutre noyée (30×40).



Plan ferrailage de voile V01.



Plan ferrailage radier et nervure.