

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et  
de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf de Mila

المركز الجامعي عبد الحفيظ بوالصوف -ميلة-

Institut des Sciences et de la Technologie

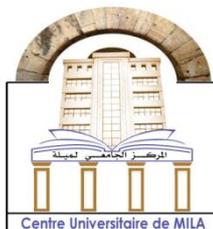
معهد العلوم و التكنولوجيا

Département de Génie Civil et Hydraulique

قسم الهندسة المدنية و الري

Spécialité Génie civil

فرع الهندسة المدنية



N° Ref :.....

Série : ....

## Université Abdelhafid Boussouf-Mila

Institut des Sciences et de la Technologie  
Département Génie civil et hydrauliques

Projet de Fin de cycle préparé En vue de l'obtention du diplôme  
**MASTER ACADEMIQUE**  
en Génie Civil  
thème

*Modélisation non linéaire d'une structure en portique*

Présenté par :

- BOULAHBAL HATEM
- LEHCHILI AYMEN

Encadreur :

✓ Dr.DJEGHADER.D

soutenu devant le jury :

Dr.BELGHIAT.CH

Président

Dr.GUETTICHE.A

Examineur

Année Universitaire : 2021/2022

## REMERCIEMENT

Nous remercions DIEU qui nous à donner la force et la Patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promoteur **Mr.DJEGHADER** pour son inestimable aide et soutien.

Nous remercions énormément **Mr.GUETTICHE** qui était toujours à nos côtes comme un bon guide, sans oublier son aide et sa générosité.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin a la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.

**Merci à tout le monde et que dieu vous garde.**

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents : source d'affectation de  
courage et*

*d'inspiration qui ont autant sacrifié pour  
me voir*

*atteindre ce jour.*

*A mon frère KHALED et ma sœur  
HADIL*

*A toute la famille BOULAHBAL .*

*A mes amis : AYMEN et Dr. WALID*

*A toute la promotion 2022, et à tous mes  
amis sans*

*exception.*

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

*HATEM*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents : source d'affectation de  
courage et  
d'inspiration qui ont autant sacrifié pour  
me voir  
atteindre ce jour.*

*A tous mon jumeau AMIR et frère fares  
et mes sœurs sara et malak*

*A toute la famille lehchili .*

*A mes amis : AYMEN et Dr. WALID*

*A toute la promotion 2022, et à tous mes  
amis sans  
exception.*

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

*Aymen*

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.

- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.
- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.
- $W_{sat}$  : Teneur en eau saturé.
- $W_L$  : Limite de liquidité.
- $W_p$  : Limite de plasticité.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.

- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $S_c$  : Tassement oedométrique.
- $S_c^T$  : Tassement total.
- $S_c^{adm}$  : Tassement admissible.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $A_{cv}$  : section brute du béton
- $\emptyset : 0.75$  : coefficient de sécurité
- $V_u$  : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique de calcul
- $V_n$  : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant
- $\alpha_c$  : coefficient dépendant de l'élancement de mur
- $\rho_v$  : Pourcentages des armatures verticales dans l'âme de mur
- $\rho_h$  : Pourcentages des armatures horizontales dans l'âme du mur
- $\rho_n$  : Pourcentages nominales des armatures dans l'âme de mur
- $h_w$  : hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusqu'au sommet de la structure

- $l_w$  : longueur de mur en plan
- $A_g$  : section transversale du voile

# SOMMAIRE

➤ Introduction générale .....	1
<b>❖ Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux</b>	
➤ I-1- Introduction 2	
➤ I.2. Description et présentation de l'ouvrage .....	2
➤ I-3-Dimensions en plan .....	3
➤ I.4. Eléments de l'ouvrage.....	5
➤ I.4.1. Maçonnerie .....	5
➤ I.4.2. Revêtement .....	6
➤ I.4.3. Planchers .....	6
➤ I.4.4. Escaliers .....	6
➤ I.4.5. Acrotère .....	6
➤ I.5. Caractéristiques des matériaux .....	6
➤ I.5.1. Béton .....	6
➤ I.5.2. Aciers .....	8
➤ I.6. Conclusion .....	9
<b>❖ Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE</b>	
➤ II.1. Introduction .....	10
➤ II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires.....	10
➤ II.2.1. les planchers .....	10
➤ I.2.1.1. Plancher à corps creux.....	10
➤ II.2.1.2. Plancher à dalle pleine.....	11
➤ II.2.2. Les Escaliers .....	12
➤ II.2.3. Prédimensionnement de l'acrotère .....	13
➤ II.3. Prédimensionnement des éléments principaux.....	14
➤ II.3.1. Pré-dimensionnement des poutres .....	14
➤ II.3.1.1. Les poutres principales .....	14
➤ II.3.1.2. Les poutres secondaires (Chaînages) .....	15
➤ II.3.2. Les Poteaux .....	15
➤ II.3.3 Pré-dimensionnement des voiles.....	16
➤ II.4. Evaluation de charges et surcharges .....	17
➤ II.4. 1. Les Planchers .....	17
➤ II.4.2. Balcon .....	19
➤ II.4.3. Cloisons extérieures .....	20
➤ II.4.4. L'escalier .....	21
➤ II.4.4.1. La paillasse RDC + EC .....	21
➤ II.4.4.2. Palier de repos RDC + EC .....	21
➤ II.5. Descente de charges .....	22
➤ II.5.1. présentation .....	22
➤ II.5.2. Vérification de la section de poteau.....	25
➤ II.6. Conclusion .....	26

## ❖ Chapitre III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECENDAIRES

➤ III.1.Introduction .....	27
...	
➤ III.2. Acrotère .....	27
➤ III.2.1. Évaluation des charges.....	27
➤ III.2.2. Calcul des efforts.....	27
➤ III.2.3. Ferrailage de l'acrotère.....	28
➤ III.2.3.1. Armatures longitudinales .....	28
➤ III.3. Escaliers .....	32
➤ III.3.1. Définition .....	32
➤ III.3.2. Escalier EC+RDC .....	32
➤ III.4. La poutre palière.....	38
➤ III.4.1. Définition .....	38
➤ III.4.2. Pré dimensionnement de la poutre palière.....	38
➤ III.4.3 Calcul des armatures .....	40
➤ III.4.4 Calcul à L'ELS .....	43
➤ III.5. Les planchers .....	46
➤ III.5.1. Généralité .....	46
➤ III.5.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure .....	46
➤ III.5.3. Les combinaisons d'action .....	46
➤ III.5.4. Type et Position des poutrelles .....	47
➤ III.5.5. Méthodes de calculs .....	48
➤ III.5.6 Calcul des sollicitations des poutrelles.....	49
➤ III.5.6.1.Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	49
➤ III.5.7.1.Les poutrelles dans la terrasse .....	51
➤ III.6. Les balcons.....	56
➤ III.6.1 définitions .....	56
➤ III.6.2. Evaluation des charges.....	56
➤ III.6.3 Combinaison des charges .....	56
➤ III.6.4. Calcul des efforts internes .....	56
➤ III.6.5. Diagramme des efforts internes .....	57
➤ III.6.6 Calcul des armatures.....	57
➤ III.6.7 Vérifications .....	57
➤ III.7. Conclusion .....	59

## ❖ Chapitre IV :Modélisation de la structure

➤ IV.1. Introduction.....	60
➤ IV.2. Description de la structure .....	60
➤ IV.3. Définition de logiciel ROBOT.....	60
➤ IV.4 Description de la structure par valeur .....	61
➤ IV.5. Vérification de la période fondamentale de la structure .....	62
➤ IV.6. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 du .....	63
➤ IV.7. Détermination du type de contreventement .....	64
➤ IV.8. La Disposition des éléments de contreventement (voiles).....	64
➤ IV.9 Vérifications.....	65
➤ IV.9.1) Vérification de l'effort normal réduit .....	65
➤ IV.9.2) Vérification des déplacements latéraux inter étages .....	66
➤ IV.9.3) Coefficient d'Accélération de Zone « A » .....	67

➤ IV.9.4) Facteur d'amplification dynamique moyen « D » ...	67
➤ IV.9.5) Calcule de facteur de correction d'amortissement h...	68
➤ IV.9.6) Pourcentage d'Amortissement critique	68
➤ IV.9.7) Facteur de qualité « Q »	69
➤ IV.9.8) Poids totale de la structure « W »	70
➤ IV.10 ) Vérification de l'effort tranchant à la base.	71
➤ IV.11. Conclusion.	76
<b>❖ Chapitre V :Ferrailage des éléments structuraux</b>	
➤ V.1. Ferrailage des poutres.	77
➤ V.1.1. Introduction.	77
➤ V.1.2. Recommandation du RPA	77
➤ V.1.3. Étapes de calcule de ferrailage.	77
➤ V.1.4. Ferrailage des poutres principales sans voile.	78
➤ V.1.5. Ferrailage des poutres principales avec voile.	79
➤ V.1.6. Ferrailage des poutres secondaires.	80
➤ V.1.7. Vérifications des poutres	81
➤ V.1.8. Calculer des armatures transversales	88
➤ V.2. Ferrailage des poteaux.	90
➤ V.2.1. Introduction	90
➤ V.2.2 Combinaisons des charges	90
➤ V.2.3) Recommandations du RPA99 révisé en 2003 [1]pour la zone IIa.	91
➤ V.2.4 ) Exemple de calcul.	93
➤ V.2.5) Le calcul de ferrailage	94
➤ V.2.6). Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)[1].	96
➤ V.2.7) Vérification des contraintes à L'ELS.	99
➤ V.3. Ferrailage des voiles.	102
➤ V.3.1. Introduction.	102
➤ V.3.2) Les combinaisons des actions.	102
➤ V.3.3) Exposé de la méthode.	102
➤ V.3.4) Calcul des sections d'armatures verticales.	103
➤ V.3.5) Armatures minimales.	104
➤ V.3.6) Armatures verticales.	104
➤ V.3.7) La longueur de section tendue.	105
➤ V.3.8) Acier de couture	105
➤ V.3.9) Armatures minimales.	106
➤ V.3.10) Armatures horizontales.	106
➤ V.3.11) Vérification de cisaillement.	106
➤ V.3.12) Armatures transversales.	107
➤ V.4. Conclusion	107
<b>❖ Chapitre VI: Etude De L'infrastructure</b>	
➤ VI.1. Introduction.	108
➤ VI.2. Etude du sol.	108
➤ VI.3. Choix du type de fondation.	108
➤ VI.3.1. Semelles isolés sous poteaux.	109
➤ IV.3.2. Semelles filantes.	110
➤ VI.4. Détermination de la charge totale transmise à la fondation.	110.
➤ VI.5. Calculs de la semelle filante sous mûr voile et poteau.	110

➤ VI.6. Pré dimensionnement des semelles filantes.....	110
➤ VI.7. Vérification des semelles filantes.....	111
➤ VI.7.1. Vérification au poinçonnement.....	111
➤ VI.7.2. Vérification des contraintes.....	112
➤ VI.7.3. Ferrailage.....	112
➤ VI.8. Dimensionnement de la poutre de rigidité.....	112
➤ VI.8.1. Ferrailage à l'ELU.....	113
➤ VI.8.2. Ferrailage de la poutre de rigidité.....	113
➤ VI.8.3 Le calcul du ferrailage .....	113
➤ VI.8.4 Armatures transversales.....	114
➤ VI.8.5 Calcul des espacements.....	114
➤ VI.8.6 Vérification au cisaillement.....	114
➤ VI.8.7. La longueur de recouvrement.....	115
➤ VI.9. Etude des longrines.....	115
➤ VI.9.1 Dimensionnement des longrines .....	115
➤ VI.9.2 Ferrailage de la longrine... ..	115
➤ VI.10. Conclusion .....	117
<b>❖ Chapitre VII : Analyse non linéaire</b>	
➤ VII.1. Introduction .....	118
➤ VII.2. Analyse Pushover .....	118
➤ VII.3. Principe de la méthode (Méthode de la capacité spectrale) .....	118
➤ VII.4. Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux .....	118
➤ VII.4.1. Poteaux-poutres .....	118
➤ VII.5. Détermination de la courbe de capacité .....	120
➤ VII.6. Résultats de l'Analyse : .....	121
➤ VII.7. Conclusion .....	129
✓ Conclusion général .....	130

# LISTE DES FIGURES

<b>❖ Chapitre I :Présentation de l’ouvrage et caractéristique des matériaux</b>	
➤	Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage.....2
➤	Figure I.2 : façade de notre construction.....3
➤	Figure I.3 : Coupe A-A.....3
➤	Figure I.4 : Vue en plan du rez-de-chaussée.....4
➤	Figure I.5 : vue en plan des autres étages.....5
➤	Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.....7
➤	Figure I.7: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU.....8
➤	Figure I.8: Diagramme contraintes- déformations de calcul.....8
<b>❖ Chapitre II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE</b>	
➤	Figure II.1 : Planchers à corps creux.....11
➤	Figure II.2 : Schéma des poutrelles.....11
➤	Figure II.3 : Coupe en élévation de l’acrotère.....13
➤	Figure II.4 : La section de poutre principale.....14
➤	Figure II.5 : Coupe du voile en élévation.....16
➤	Figure II.6 : Plancher à corps creux de terrasse.....17
➤	Figure II.7: Plancher à corps creux étage.....18
➤	Figure II.8: La surface afférente par le poteau F4.....23
<b>❖ Chapitre III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
➤	Figure.III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.....27
➤	Figure.III.2 : charge appliqué sur l'acrotère.....27
➤	Figure.III.3:La section équivalente de calcul de l’acrotère.....28
➤	Figure.III.4: Ferrailage de l’acrotère.....31
➤	Figure.III.5 : Schéma statique d’escaliers.....32
➤	Figure III.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.....34
➤	Figure III.7: Diagramme des moments en E.L.S.....35
➤	Figure III.8 :La section équivalente de calcul d’escalier type 1.....35
➤	Figure III.12-A : ferrailage d’escalier .....38
➤	Figure III.9 : Schéma statique.....39
➤	Figure III.10 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants.....40
➤	Figure III.11 : poutre pallier.....43
➤	Figure III.12-B : ferrailage de la poutre palière.....46
➤	Figure III.13 : Position des poutrelles.....47
➤	Figure III.14: Schéma de ferrailage des planchers.....55
➤	Figure III.15: Schéma statique de balcon.....56
➤	Figure III.16 : Diagramme des efforts internes.....57
➤	Figure III.17 : Ferrailage de Balcon.....59

<b>❖ Chapitre IV Modélisation de la structure</b>	
➤ Figure IV.1 : Présentation de la structure dans le robot .....	60
➤ Figure IV.2 : centre de gravite est centre de rigidité.....	63
➤ Figure IV.3 : La Disposition des éléments de contreventement (voiles).....	64
➤ Figure IV.4 : La Déformation de la structure.....	65
<b>❖ Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux</b>	
➤ Figure V.1 : Ferrailage des Poutres .....	90
➤ Figure V.2 : Ferrailage des Poteaux.....	101
➤ Figure V.3 : Ferrailage de voile.....	107
<b>❖ Chapitre VI Etude De L'infrastructure</b>	
➤ Figure:VI.1 : diagramme des moments de la poutre de rigidité.....	113
➤ FigureVI.2: Dimensionnement des longrines.....	115
➤ Figure VI.3 : ferrailage de Longrin.....	116
➤ Figure VI.4 : Ferrailage semelle filante sous poteau.....	116
➤ Figure VI.5 : Ferrailage semelle filante sous voile.....	117
<b>❖ ChapitreVII : Analyse non linéaire</b>	
➤ FigureVII.1. Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P-M2-M3).....	119
➤ FigureVII.2. Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).....	120
➤ FigureVI.3) Signification physique de la courbe de capacité portante.....	121
➤ FigureVII.4) Courbe Pushover : l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit du bâtiment (sens X).....	122
➤ FigureVII.5 : Courbe de performance sens : X.....	124
➤ FigureVII.6 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens X (3D).....	125
➤ FigureVII.7 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens X (2D).....	126
➤ FigureVII.8 : Courbe Pushover : l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit du bâtiment (sens Y).....	127
➤ FigureVII.9 :Courbe de performance sens : Y.....	128
➤ FigureVII.10 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens Y (3D).....	129

# LISTE DES TABLEAUX

<b>❖ Chapitre II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE</b>	
➤	Tableau II.1 : Evaluation de charge de l'acrotère.....14
➤	Tableau II.2 : Section des poteaux préalable.....16
➤	Tableau II.3: Charge permanente Plancher terrasse.....18
➤	Tableau II.4 : Charge permanente d'étage à corps creux.....19
➤	Tableau II.5 : Charge permanente de plancher-terrasse.....19
➤	Tableau II.6 : Charge permanente de balcon.....20
➤	Tableau II.7: Charge permanente de cloisons extérieures.....20
➤	Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.....21
➤	Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation de Palier de repos.....21
➤	Tableau II.10: La descente de charge de poteau F4.....23
➤	Tableau.II.11: tableau récapitulatif.....26
<b>❖ Chapitre III FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
➤	Tableau III.1 : Les sollicitations de l'acrotère.....28
➤	Tableau III.2 : Les combinaisons des charges d'escalier type 1.....32
➤	Tableau.III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 1.....34
➤	Tableau III.4 : Armatures longitudinales paillasse 1.....35
➤	Tableau.III.5 : récapitulation des résultats.....36
➤	Tableau.III.6 : les armatures de répartition.....36
➤	Tableau.III.7: Vérification des contraintes à l'ELS.....37
➤	Tableau.III.8 : Les combinaisons d'action.....46
➤	Tableau III.9 : Tableau des sollicitations de Plancher-terrasse ELU.....50
➤	Tableau III.10 : Tableau des sollicitations de Plancher-terrasse ELS.....51
➤	Tableau III.11 : Tableau des moments des poutrelles .....51
➤	Tableau III.12.:Tableau récapitulatif des résultats.....53
➤	Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.....54
➤	Tableau III.14 : Ferrailage de balcon.....57
➤	Tableau III.15 : Vérification des contraintes.....58
<b>❖ Chapitre IV Modélisation de la structure</b>	
➤	Tableau IV.1 : Période et facture de participation massique du modèle.....62
➤	Tableau IV.2 : vérification de l'excentricité.....63
➤	Tableau IV.3 : distributions de l'effort normal.....64
➤	Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal.....66
➤	Tableau IV.5 : déplacements latéraux inter étages.....66
➤	Tableau IV.6 : Coefficient d'Accélération de Zone.....67
➤	Tableau IV.7 : Facteur de qualité.....70
➤	Tableau IV.8 : Effort tranchant à la base.....71
➤	Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ au sens y-y.....72
➤	Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ au sens x-x.....73
➤	Tableau IV.11 : Vérification au renversement selon x.....74

➤	Tableau IV.12 : Vérification au renversement selon Y.....	75
<b>❖ Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux</b>		
➤	Tableau V.1 : Tableau des moments.....	78
➤	Tableau V.2 : Tableau Ferrailage des poutres principales en travées sans voile.....	78
➤	Tableau V.3 : Tableau Ferrailage des poutres principales en appuis sans voile.....	79
➤	Tableau V.4 : Tableau des moments.....	79
➤	Tableau V.5 : Ferrailage des poutres principales en travées avec voile.....	79
➤	Tableau V.6 : Ferrailage des poutres principales en Appuis avec voile.....	79
➤	Tableau V.7 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.....	80
➤	Tableau V.8 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis .....	80
➤	Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux sans voile.....	94
➤	Tableau V.10 : Ferrailage des poteaux avec voile.....	95
<b>❖ Chapitre VI Etude De L'infrastructure</b>		
➤	Tableau VI.1 : les moments en travée .....	114
➤	Tableau VI.2 : les moments en appuis.....	114
<b>❖ Chapitre VII : Analyse non linéaire</b>		
➤	Tableau VII.1: Valeurs de Ca et Cv caractérisant le type de sol et la zone sismique [7].....	123

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لتشييد مبنى سكني (دور أرضي + 5 طوابق) ليكون موجوداً بولاية ميله ، مصنف ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 وفقاً للمقياس الجزائري لهندسة الزلازل 99 نسخة معدلة سنة 2003. يتم تنفيذ المشروع عن طريق الأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة لضمان الاستقرار من المبنى ومقاومته لجميع الأحمال العمودية والأفقية.

علماً أن قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقاً للقوانين و المعايير المعمول بها لهندسة الزلازل 99 نسخة معدلة سنة 2003 و مقياس الخرسانة المسلحة (BAEL1991) , التحليل وحساب القوى الداخلية قد أنجز بواسطة ROBOT

إجراء تحليل ثابت غير خطي للبناء باستخدام طريقة الدفع التدريجي و التي هي طريقة تقريبية تقوم من خلالها بتحميل البناء بحمولة جانبية المتزايدة إلى حين وصول بعد مسافة معينة عبر الاعتماد على برنامج SAP2000 الهدف من هذه الدراسة هو الاقتراب قدر الامكان من السلوك الحقيقي للبناء ، و ذلك بأخذ بعين الاعتبار سلوكها خارج المجال المرن الخطي و دراسته في المجال البلاستيكي

## Résumé:

Ce projet est une étude technique pour la construction d'un immeuble d'habitation (rez-de-chaussée + 5 étages) à situer dans l'état de Mila, classé dans la zone sismique IIA selon l'échelle algérienne du génie sismique 99 version modifiée en 2003.

Le projet est mis en œuvre par des colonnes et des murs en béton armé pour assurer la stabilité du bâtiment et sa résistance à toutes les charges verticales et horizontales.

A noter que la mesure et l'armement des différents éléments de base sont conçus selon les lois et normes en vigueur pour le génie parasismique 99 versions modifiées en 2003 et le barème béton armé (BAEL1991), l'analyse et le calcul des efforts internes ont été fait par ROBOT

Effectuer une analyse statique non linéaire du bâtiment en utilisant la méthode de paiement progressif, qui est une méthode approximative par laquelle nous chargeons le bâtiment avec une charge latérale accrue jusqu'à ce qu'une certaine distance soit atteinte en nous appuyant sur le programme SAP2000

Le but de cette étude est de se rapprocher le plus possible du comportement réel du bâtiment, en considérant son comportement hors du domaine élastique linéaire et en l'étudiant dans le domaine plastique

## Abstract

This project is a technical study for the construction of a residential building (ground floor + 5 floors) to be located in the state of Mila, classified in the seismic zone IIA according to the Algerian scale of seismic engineering 99 version modified in 2003.

Reinforced concrete columns and walls to ensure the stability of the building and its resistance to all vertical and horizontal loads implement the project.

Note that the measurement and arming of the various basic elements are designed according to the laws and standards in force for earthquake engineering 99 versions modified in 2003

and the reinforced concrete scale (BAEL1991), the analysis and calculation of internal forces were made by ROBOT

Perform a non-linear static analysis of the building using the progressive payment method, which is an approximate method by which we load the building with an increased lateral load until a certain distance is reached relying on the SAP2000 program

The purpose of this study is to get as close as possible to the real behavior of the building, by considering its behavior outside the linear elastic domain and by studying it in the plastic domain.

## Introduction générale :

Toute étude de projet de construction a pour but d'assurer la stabilité, la durabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. Notre travail de fin d'étude vise à mettre en application des méthodes statiques non linéaire dans calcul des structures en béton armé en utilisant l'analyse Pushover. Ces méthodes ont pour but, la détermination des réponses non élastiques des structures en béton armé, résultantes d'un mouvement sismique, et l'estimation de point de performance des structurés sous chargement incrémental.

A cet effet, on a choisi un bâtiment de configuration simple et régulier, à usage d'habitation comportant six niveaux (R+5), situé en zone de moyenne sismicité (IIa).

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres:

- Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet avec les caractéristiques des matériaux de construction, tout en respectant les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des différents éléments structuraux secondaires et principaux avec le choix de leurs natures, leurs nombre et disposition pour assurer la stabilité de notre bâtiment tout en utilisant RPA99 (version2003), BAEL 91, CBA93,).
- Dans le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul et le ferrailage des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ROBOT.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier et ferrailer les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT.
- Le sixième chapitre concerne l'étude et le ferrailage des fondations.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude non linéaire de la structure par l'utilisation de logiciel SAP2000, en se basant sur l'analyse Pushover, suivi d'une conclusion générale.

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux



### I-3-Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme rectangulaire avec une largeur de 25.25 m et une longueur de 27.03 m. La hauteur totale est 18.7 m avec une hauteur d'étage de 3,06 m, la hauteur du RDC est de 3.40 m (Figure I.2, 3, 4 et 5).

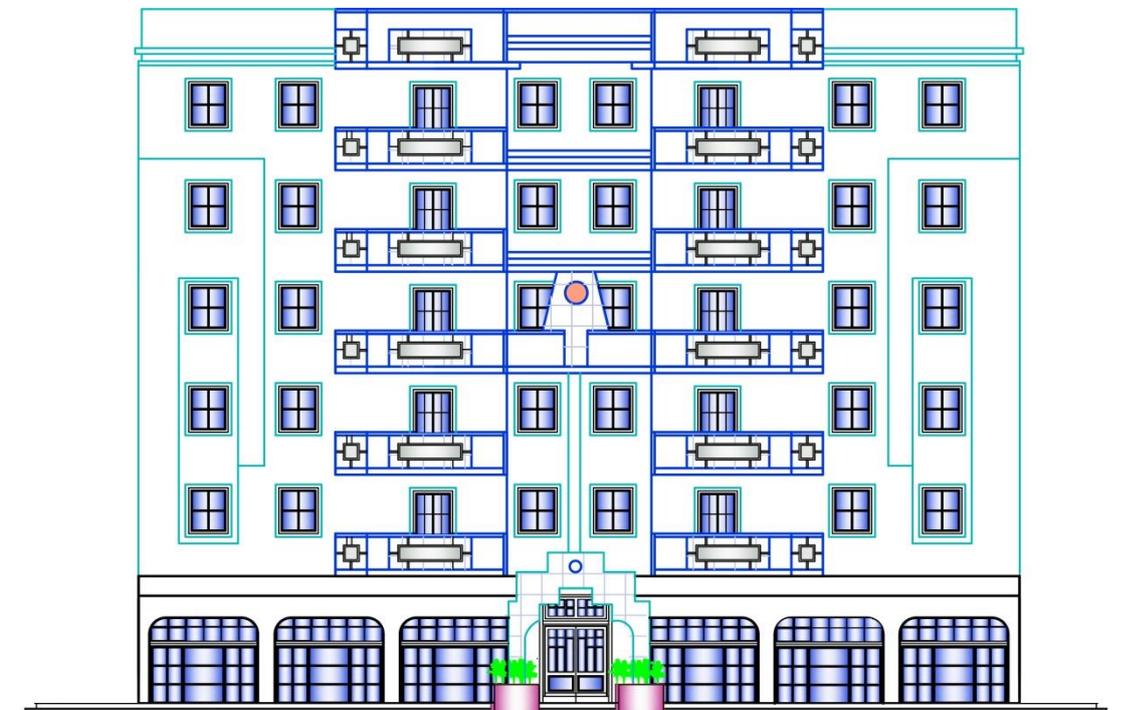


Figure I.2 : façade de notre construction

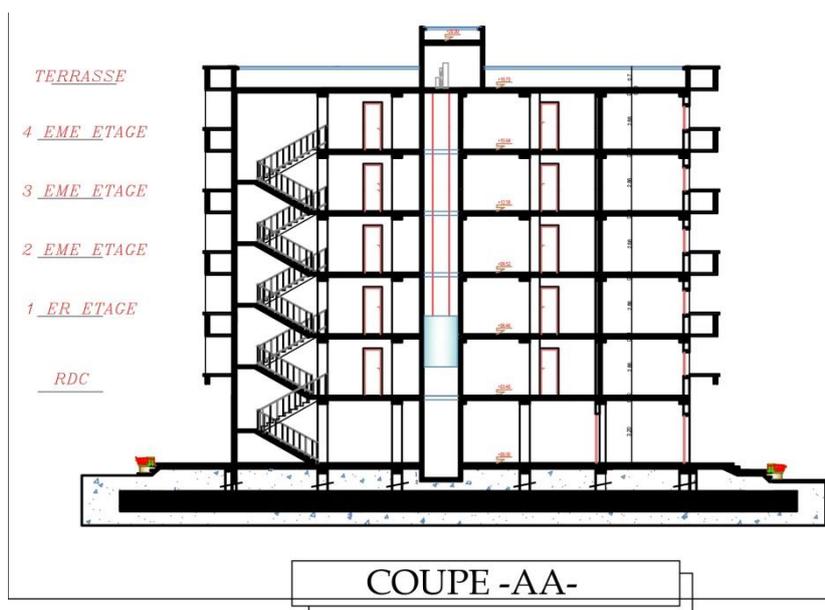


Figure I.3 : Coupe A-A

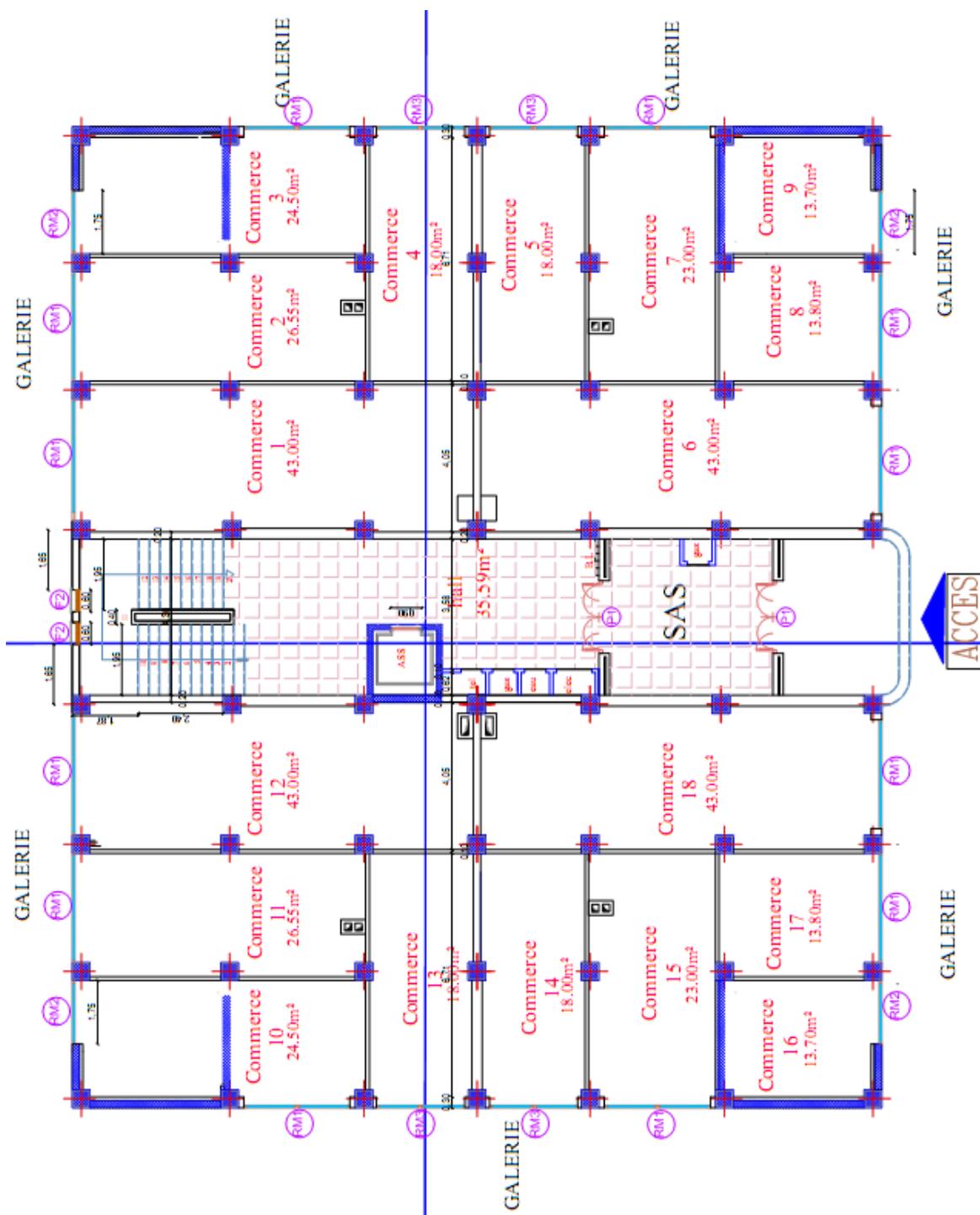


Figure I.4 : Vue en plan du rez-de-chaussée.

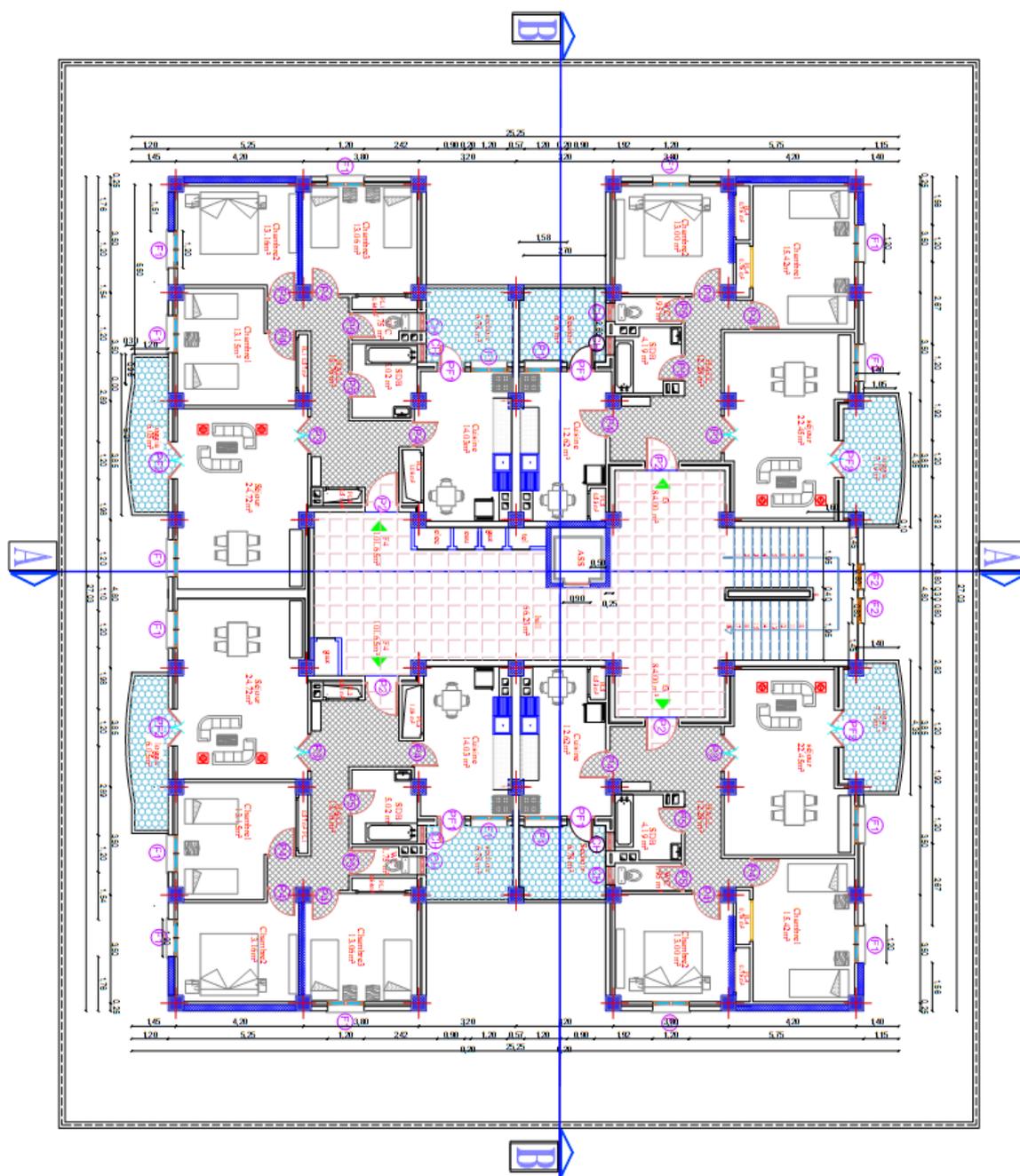


Figure I.5 : vue en plan des autres étages.

#### I.4. Eléments de l'ouvrage :

##### I.4.1. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 15 cm et de 10 cm. séparée par une l'âme d'aire de 5cm, les murs intérieurs sont constitués d'une seule cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

### I.4.2. Revêtement :

Ils sont composés de Carrelages pour les planchers, enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs ; enduits en ciment pour les murs extérieurs et céramiques pour les salles d'eau.

### I.4.3. Planchers :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression (16 + 4) reposant sur des poutrelles coulées sur place.

### I.4.4. Escaliers :

Ils sont composés de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

### I.4.5. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

## I.5. Caractéristiques des matériaux :

### I.5.1. Béton :

Le béton généralement est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau dans le cas de béton ordinaire.

#### A) Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance du béton en compression à l'âge de 28 jours est égale à 25MPa,

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

La résistance du béton en compression avant 28 jours est de :  $\rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$

#### B) Résistance caractéristique à la traction :

$$\rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \gg \text{si } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

#### C) Module de déformation longitudinale du béton :

Le module de déformations instantanées :

$$\rightarrow E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164 \text{ MPa}$$

Le module de déformations différé :

$$\rightarrow E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 10721 \text{ MPa}$$

La contrainte limite ultime de résistance à la compression :

$$\rightarrow f_{bu} = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité il est égale à :  $\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation accédentelle.} \\ 1,5 & \text{en situation durable.} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient donné en fonction de la durée d'application ( t ) des charges

**D) Module de déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

E : module de Young

$\nu$  : coefficient de pression  $\begin{cases} 0,2 & \text{à ELS} \\ 0 & \text{à ELU} \end{cases}$

**E) Contrainte limite ultime de résistance à la compression ;**

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

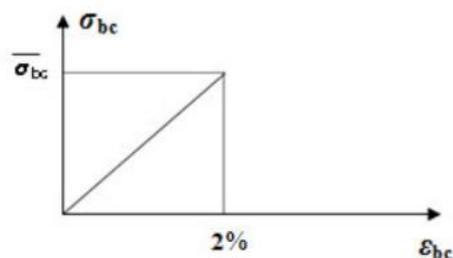
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité il est égale à :  $\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation accédentelle.} \\ 1,5 & \text{en situation durable.} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient donné en fonction de la durée d'application ( t ) des charges

$$\phi = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heure.} \\ 0,9 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

**F) Contrainte limite de service :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$



**Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS**

### G) Diagramme des contraintes déformations

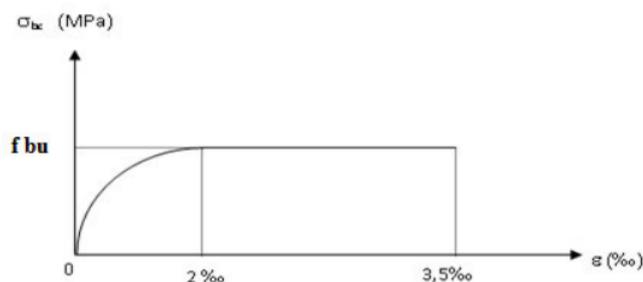


Figure I.7: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU

#### I.5.2. Aciers :

Pour le ferrailage nous utiliserons des aciers à haute adhérence de type FeE400 avec  $f_e = 400$  MPa et des treillis soudés TLE 500 ( $\phi \geq 6$ mm) avec  $f_e = 500$  MPa .

##### A) Limite d'élasticité longitudinale (ES) :

Sa valeur est donnée par le **BAEL 91**:

$ES = 200\ 000$  MPa qu'elle que soit la nuance des aciers utilisés.

##### B) limite d'élasticité de l'acier :

$f_e$  : Contrainte limite de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.  $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable.} \\ 1,00 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

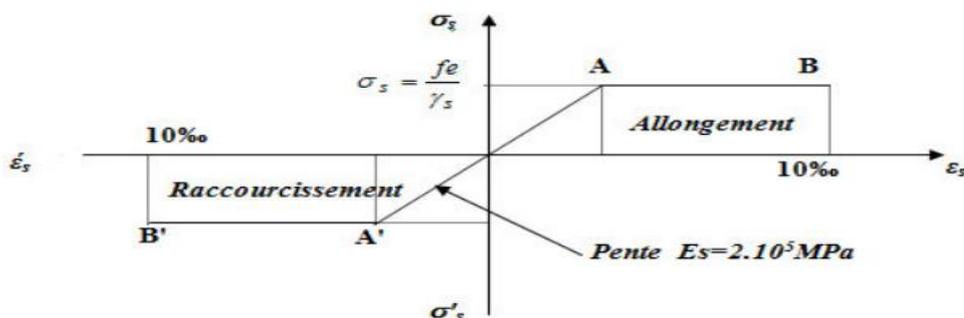


Figure I.8: Diagramme contraintes- déformations de calcul.

##### C) Contrainte limite des aciers à l'état limite de service :

1. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_c = \min\left\{\frac{2}{3} F_{e,110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}}\right\}$

2. Fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma_c} = \min\left\{\frac{1}{2} F_{e,90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}}\right\}$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

### **I.6. Conclusion :**

Une présentation bien détaillée de notre ouvrage qui est une structure multi étage avec une forme irrégulières. La structure sera probablement formée par des ossatures voiles portiques est contreventé par des voiles et des planchers sous forme de diaphragme rigide. La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier.

# Chapitre II

# PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

## II.1. Introduction :

Ce chapitre a pour but de faire le pré-dimensionnement des différents éléments structuraux secondaires et principaux avec le choix de leurs natures, leurs nombre et disposition pour assurer la stabilité de notre bâtiment tout en utilisant **RPA99 (version2003)** [1], **BAEL 91**[2], **CBA93** [3]

## II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires :

### II.2.1. les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

#### I.2.1.1. Plancher à corps creux :

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur, on vérifiera les conditions ci-après :

##### A. Condition de résistance au feu :

**e = 07cm** : Pour une (01) heure de coupe de feu.

**e = 11cm** : Pour deux (02) heures de coupe de feu.

**e = 17.5cm** : Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

**Dans notre projet on prend e = 17.5 cm.**

##### B. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de notre plancher (corps creux) doit être supérieure ou égale à 15 cm (la règle de la masse surfacique) **DTRC.3.1.1** [4] On adopte une épaisseur de : e=17cm.

##### C. Condition de résistance à la flèche : **CBA93**[3] (article B.6.8.4.2.4)

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le **CBA93** [3] comme suit :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : ht: Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

Lmax : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$h_t = \frac{370}{22.5} = 16.44 \quad \Rightarrow 20cm$$

On opte pour la hauteur du plancher ht = 20cm (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de Compression.

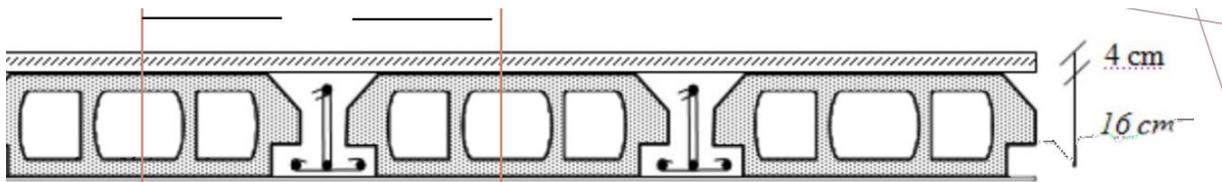


Figure II.1 : Planchers à corps creux.

$b_0 \geq [0,3 ht ; 0,4 ht]$  avec  $ht = 20$  cm donc on adopte  $b_0 \geq [6 ; 8]$

$\Rightarrow$  on adopte  $b_0 = 10$  cm.

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{ymin}/10]$  tel que :  $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$  cm.  $b_1 \geq \min [55/2 ; 385/10] = \min (27,5 ; 38,5)$  cm ; on adopte  $b_1 = 27,5$  cm.

$b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = 65$  cm.

$L/2 = 27,5$  cm  $b_0 = 10$  cm

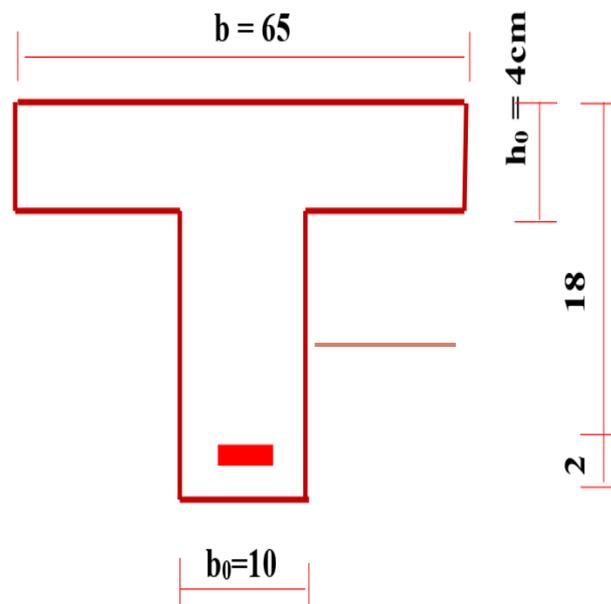


Figure II.2 : Schéma des poutrelles.

### II.2.1.2. Plancher à dalle pleine.

#### a) Résistance au feu :

- $\rightarrow e \geq 7$  cm pour une heure de coup de feu.
- $\rightarrow e \geq 11$  cm pour deux heures de coup de feu.
- $\rightarrow e \geq 17,5$  cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons :  $e = 15$  cm.

#### b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

**c) Critère de résistance :**

Si  $\alpha = l_x/l_y < 0.4$  la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

Si  $\alpha = l_x/l_y > 0.4$  La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on dimensionne les planchers

Avec :

$l_x$  : petite portée du plancher.

$l_y$  : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

✓ Dalle pleine portant dans deux directions ( $l_x/l_y > 0.4$ ) :

Travée isostatique :  $L_x/40 \leq h_0 \leq L_x/25$

Travée hyperstatique :  $L_x/50 \leq h_0 \leq L_x/35$

✓ Dalle pleine portant dans une direction ( $l_x/l_y < 0.4$ ) :

Travée isostatique :  $L_x/30 \leq h_0 \leq L_x/20$

Travée hyperstatique :  $L_x/35 \leq h_0 \leq L_x/25$

$L_x$  étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

$L_x = 1.4$  m.  $L_y = 5.21$  m

Donc

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.267$  Le panneau isostatique porte dans une direction.

$L_x/30 \leq h_0 \leq L_x/20 = 4.6 \leq h_0 \leq 7$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :  $h_0 = 15$  cm.

**II.2.2. Les Escaliers :**

Dans notre projet on a un escalier a deux volées pour le RDC et les étages courants

**a- Dimensionnement :**

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

- la hauteur h :  $14 \leq h \leq 18$ .

- la largeur g :  $25 \leq h \leq 32$ .

On prend : h = 17 cm, g = 30 cm

$59 \leq 2h+g \leq 66 \implies 2 \times 17 + 30 = 64$  cm (cv )

**a) Escalier RDC:**

Nombre de contre marches :

$$nh = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre Marche} \Rightarrow ng = 18 \text{ marche}$$

➤ **Paillasse :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marche .}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{187}{330} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e.

$$\frac{L_{\max}}{20} < e < \frac{L_{\max}}{30}$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 120$$

$$\rightarrow L_{\max} = \frac{330}{\cos 30^\circ} + 120 = 501 \text{ cm} \rightarrow \frac{501}{20} < e < \frac{501}{30}$$

$$22,05 \geq e \geq 16,7$$

On prend : e = 17 cm pour la paillasse et le palier.

**II.2.3. Prédimensionnement de l'acrotère :**

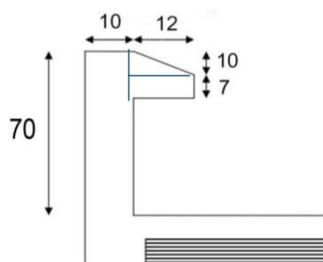
ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
  - Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M)
- . Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$$



$$s = (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12/2) = 0.0844 \text{ m}^2$$

**Figure II.3 : Coupe en élévation de l'acrotère.**

**Tableau II.1 : Evaluation de charge de l'acrotère.**

désignation	h (m)	Surface(m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=3cm)		
Acrotère	0.7	0.0844	2.11	0.54	2.65	1

**II.3. Prédimensionnement des éléments principaux:**

**II.3.1. Pré-dimensionnement des poutres :**

**II.3.1.1. Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

-Elles relient les poteaux

- Elles supportent la dalle.

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié en 1999 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche, elles sont vérifiées par **R.P.A99/version 2003**[1].

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10. \rightarrow 0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h.$$

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre.

L<sub>max</sub>: la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) selon le **BAEL91** [2] article : 6.11.

**A. Détermination de la hauteur « h » :**

**L=450cm ;**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

30cm ≤ h ≤ 45cm.

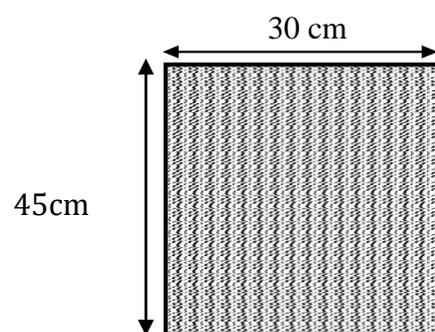
Nous prenons h=45cm

**B. Détermination de la largeur « b »**

*h = 45 cm*

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5cm \leq b \leq 31cm$$

Nous prenons : b= 30cm .



**Figure II.4 : La section de poutre principale.**

**C. Vérification selon le RPA 99 version 2003[1] (Article 7.5.1):**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

(Zone sismique IIA)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

•  $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} \leq 1.5 \times 45 + 27.5 = 95 \text{ cm}$

$30\text{cm} \leq 95 \text{ cm} \dots \text{cv}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions  $(45 \times 30)\text{cm}^2$

**II.3.1.2. Les poutres secondaires (Chaînages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.  $L_{\max} = 390 \text{ cm}$ .

**A. Détermination de la hauteur « h » :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; 26\text{cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

On adopte  $h=35\text{cm}$

**B. Détermination de la largeur « b » :**

$h = 35\text{cm} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,50\text{cm} \leq b \leq 24,50\text{cm} \rightarrow$  Nous prenons :  $b = 30\text{cm}$

D'après **RPA99 version 2003** [1] la condition suivante doit être vérifiée pour la zone **IIa**.

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$  condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

•  $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} \leq 1.5 \times 35 + 27.5 = 80 \text{ cm} \quad 30\text{cm} \leq 80 \text{ cm} \dots \text{c. v}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des Poutres S  $(35 \times 30)\text{cm}^2$

**II.3.2. Les Poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du **BAEL91** [2], en appliquant les trois critères suivants :

- ✓ Critère de résistance.
- ✓ Critère de stabilité de forme.
- ✓ Règles du **RPA99 (version 2003)** [1]

Les exigences de RPA en zone IIa  $\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \text{ RPA99[1] (Article 7.4.1)} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99** [1] citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

**Tableau II.2 : Section des poteaux préalable**

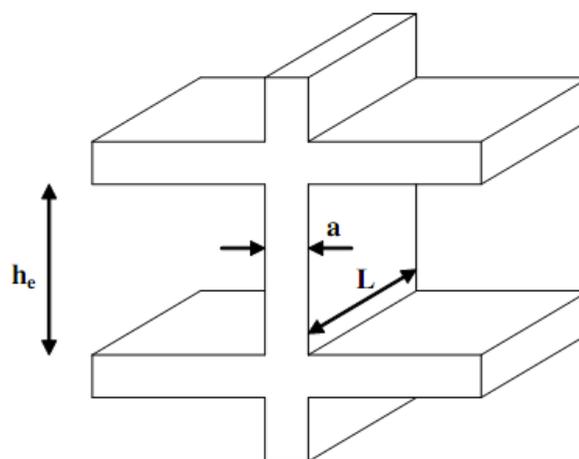
étages	RDC, 1er et 2ème	3ème, 4ème et 5ème
	P1	P2
Section (b×h) cm <sup>2</sup>	45×45	35×35

**II.3.3 Pré-dimensionnement des voiles:**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d’une part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l’article (7.7.1.RPA99modifié 2003[1]), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L’épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 09.



**Figure II.5 : Coupe du voile en élévation**

L’épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :  $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e$  : hauteur libre de l’étage.

Au rez-de-chaussée  $h_e = 3,40 - 0,45 = 2,95 \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{295}{20} \Rightarrow a = 0,147 \text{ m}$

Soit  $a = 15 \text{ cm}$ .

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$ .

## II.4. Evaluation de charges et surcharges :

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

### II.4. 1. Les Planchers :

#### a) Plancher terrasse :

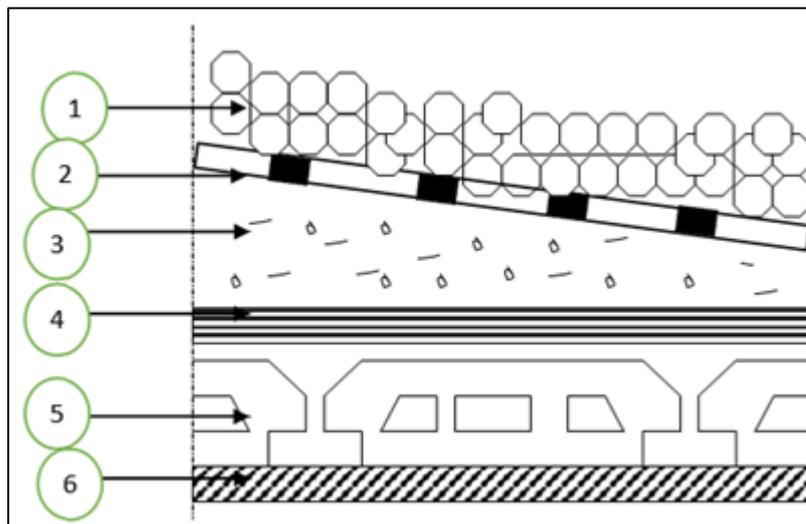


Figure II.6 : Plancher à corps creux de terrasse.

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouche.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

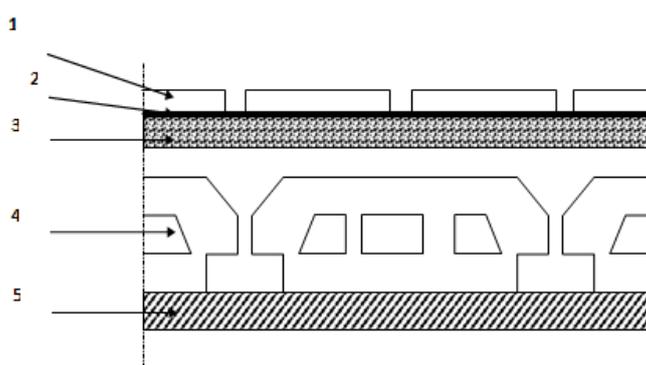
❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [5] :

**Tableau II.3: : Charge permanente et exploitation Plancher terrasse**

N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multi couches	0.02	6000	120
4	Forme de pente	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente totale</b>				$G_T = 6480$
<b>Surcharge exploitation</b>				$Q_T = 1000$

**b) Plancher étage courant :**

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.



**Figure II.7: Plancher à corps creux étage**

**Tableau II.4 : Charge permanente et exploitation d'étage à corps creux.**

N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
	Cloison en brique	0.1	9000	900
<b>1</b>	Carrelage	0.02	22000	440
<b>2</b>	Mortier de pose	0.02	20000	400
<b>3</b>	Couche de sable	0.03	18000	540
<b>4</b>	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
<b>5</b>	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente totale</b>				$G_E = 5280$
<b>Surcharge d'exploitation</b>				$Q_E = 1500$

**II.4.2. Balcon :**

**Tableau II.5 : Charge permanente de plancher-terrasse**

N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge(N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	17000	850
2	Etanchéité multi couche	0.02	6000	120
4	Forme de pente	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle	0.15	25000	3750
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanentetotale				$G_T = 7010$
Surcharge d'exploitation				$Q_T = 1000$

**Tableau II.6 : Charge permanente et exploitation de balcon.**

N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente totale</b>				$G_b = 5330$
<b>Surcharge d'exploitation</b>				$Q_b = 3500$

**II.4.3. Cloisons extérieures :**

**Tableau II.7: Charge permanente de cloisons extérieures.**

Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge(N/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Briquecreux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	-	-
Briquecreux de 10	0.1	9000	900
Enduitplâtre(intérieure)	0.02	10000	200
<b>Charge permanente totale</b>			$G_E = 2810$

#### II.4.4. L'escalier :

##### II.4.4.1. La paillasse RDC + EC :

Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges(N/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches	0,17/2	25000	2125	
4	Poids de la paillasse	0,17/cos $\alpha$	25000	4907.5	
5	Enduit en plâtre	0,02/cos $\alpha$	1000	230	
6	Gardes corps	-	-	600	
Charge permanente totale				G <sub>p</sub> = 9178.5	
Charge d'exploitation totale				Q <sub>p</sub> = 2500	

##### II.4.4.2. Palier de repos RDC + EC :

Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation de Palier de repos.

N°	Désignation	e (m)	g (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.17	25000	4250
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G <sub>pr</sub> = 5650
Surcharge d'exploitation				Q <sub>pr</sub> = 2500

## II.5. Descente de charges :

### II.5.1. présentation :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture-terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

Loi de dégression : **(DTR B.C.2.2)** [5]

Soit  $q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3$  sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

Sous toit ou terrasse ....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1).....  $Q_0 + Q_1$

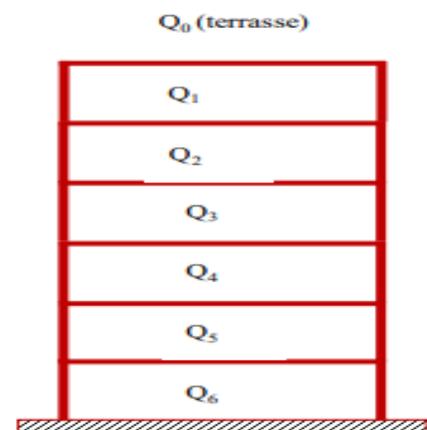
Sous étage immédiatement inférieur :

(étage 2 ) ...  $Q_0 + 0,95. (Q_1 + Q_2)$

(étage 3 ) ...  $Q_0 + 0,90. (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4 ) ...  $Q_0 + 0,85. (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage n ) ...  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} . (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$



En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau suivant :

- Poteau intermédiaire F4.

Surface total de planches = 14.935 m\*

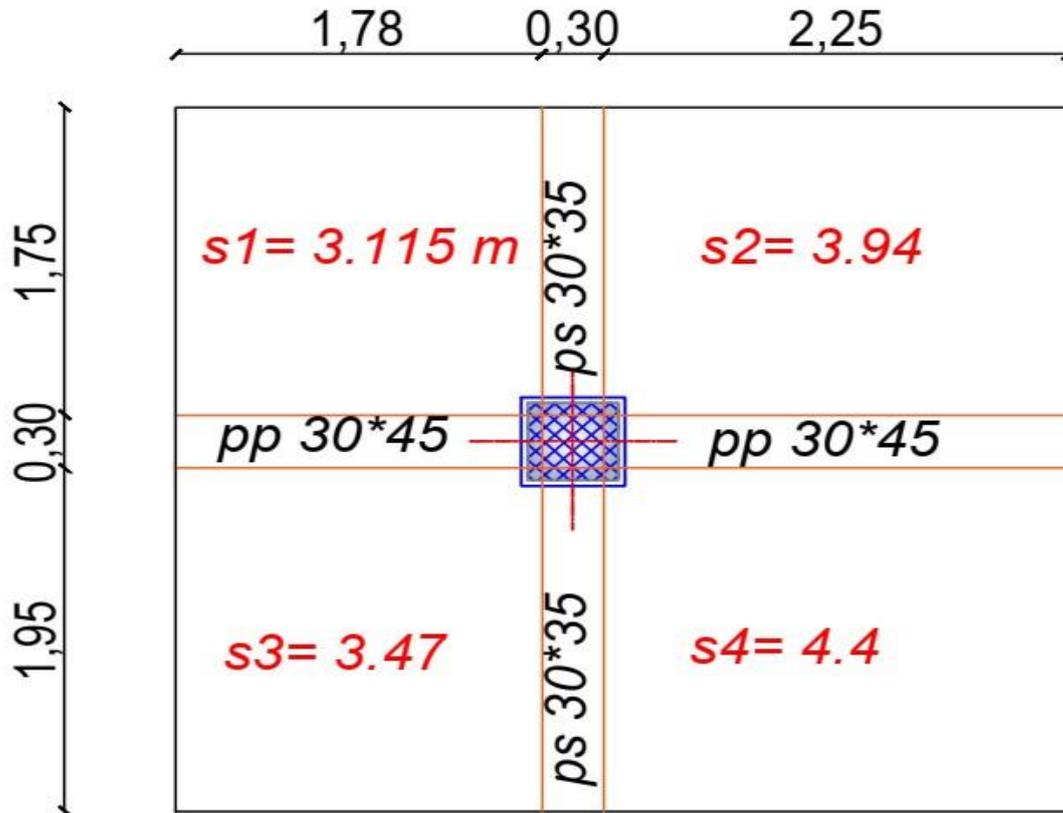


Figure II.8: La surface afférente par le poteau F4.

Tableau II.10: La descente de charge de poteau F4.

Section	Elément	Valeur	G (N)	Q (N)
<b>PLANCHER TERRASSE</b>				
01-01	-Plancher (corps creux) :	14.935×6480	96778.8	
	- Poutre principale :	0.3×0.45×4.03×25000	13601.25	
	- Poutre secondaire :	0.3×0.35×3.7×25000	9712.5	
		S/T	<b>120092.55</b>	
02-02	-Venant 1-1 :		<b>120092.55</b>	
P <sub>2</sub>	-Poteau :	0.35×0.35×3.06×25000	9371.25	
		S/T	<b>129463.8</b>	<b>17320</b>

<b>PLANCHER ETAGE COURANT</b>				
03-03	-Venant 2-2 :		<b>129463.8</b>	
	- Plancher étage courant :	14.935×5280	78856.8	
	-PP+PS :	13601.25+9712.5	23313.75	
		S/T	<b>231634.35</b>	
04-04	-Venant 3-3 :	-Venant 3-3 :	<b>231634.35</b>	
P <sub>5</sub>	-Poteau :	(9371.25)	9371.25	
		S/T	<b>241005.6</b>	<b>37337.5</b>
05-05	Venant 4-4 :	Venant 4-4 :	<b>241005.6</b>	
	P.E.C + PP + PS	(23313.75 + 78856.8)	102170.55	
		S/T	<b>343176.15</b>	
06-06	-Venant 5-5 :	-Venant 5-5 :	<b>343176.15</b>	
P <sub>5</sub>	-Poteau :	(9371.25)	9371.25	
		S/T	<b>352547.4</b>	<b>57499.75</b>
07-07	-Venant : 6-6	-Venant : 6-6	<b>352547.4</b>	
	P.E.C + PP + PS :	(23313.75 + 78856.8)	102170.55	
		S/T	<b>454717.95</b>	
08-08	-Venant 7-7 :	-Venant 7-7 :	<b>454717.95</b>	
P <sub>1</sub>	-Poteau :	15491.25	15491.25	
		S/T	<b>470209.2</b>	<b>75421.75</b>
09-09	-Venant : 8-8	-Venant : 8-8	<b>470209.2</b>	
	P.E.C + PP + PS+PCH :	(23313.75 + 78856.8)	102170.55	
		S/T	<b>572379.75</b>	

10-10	-Venant 9-9 :	-Venant 9-9 :	<b>572379.75</b>	
P <sub>1</sub>	-Poteau :	15491.25	15491.25	
		S/T	<b>587871</b>	
11-11	-Venant 10-10 :	-Venant 10-10 :	<b>587871</b>	
	- P.E.C + PP + PS:	(23313.75 + 78856.8)	102170.55	
		S/T	<b>690041.5</b>	
12-12	-Venant 11-11:	-Venant 11-11:	<b>690041.5</b>	
P <sub>1</sub>	-Poteau :	(17212.5)	17212.5	
		S/T	<b>707254</b>	<b>104545</b>

### II.5.2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 [2] b.8.4, 1)

❖ Poteau intermédiaire (**F-4**) :

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times L_o \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.38}{0.45} = 18.32 \quad ; \quad \lambda_y = 18.32$$

$$\lambda = 18.32 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{18.32}{35} \right)^2} = 0.80$$

$B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2)$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \quad \gamma_s = 1.15$$

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

$$A = \max(A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) \rightarrow \text{BAEL91 [2]}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

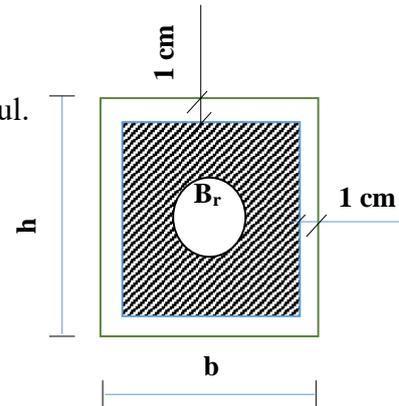


Tableau.II.11: tableau récapitulatif.

	$N_u$ (N)	$A_{\min}^{BAEL}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{RPA}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
<b>45*45</b>	1111610.4	405	1620	1620	0.8	184900	3190041.86	Cv
<b>35*35</b>	562188.615	245	980	980	0.80	108900	1864811.15	Cv

### II.7. Conclusion

Une détermination de différentes sections des poteaux, poutres, voiles est escaliers, a été effectué en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données **RPA99/2003**[1], **BAEL91**[2] et **CBA93** [3]. Ce prédimensionnement peut subir un changement après l'étude dynamique qui sera effectuée aux prochains chapitres.

# Chapitre III

## FERRAILLAGE

### DES ELEMENTS SECONDAIRES

### III.1.Introduction :

Les éléments secondaires de la structure sont : l'acrotère, les escaliers, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleines. Ce chapitre présente le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure.

### III.2. Acrotère :

L'acrotère soumis généralement à son poids propre «  $G$  » et à la surcharge d'exploitation «  $Q$  » due à la main courante qui crée un moment «  $M_Q$  » au niveau de l'encastrement et la force sismique. Le calcul sera effectué en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.

#### III.2.1. Évaluation des charges :

$$G = 2110 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml (plancher-terrasse inaccessible).}$$

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \text{RPA 99version 2003 [1] (Art 6.2.3).}$$

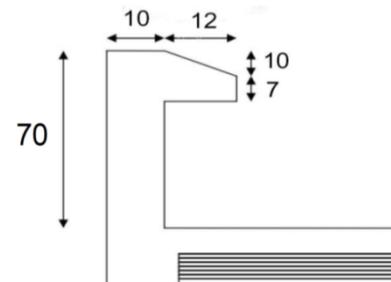


Figure.III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \text{ coefficient d'accélération de zone (IIa; groupe 02)} \\ C_p = 0.8: \text{ facteur de force horizontale} \\ W_p = 2110 \text{ N: Poids propre de l'acrotère} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc, } F_p = 1012.8 \text{ N}$$

$$F_p < 1,5 Q \text{ donc : néglige } F_p$$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,11 \text{ kN/ml ; } Q = 1000 \text{ N/ml}$$

#### III.2.2. Calcul des efforts:

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable.

Ces combinaisons pour une bande de 1m de largeur sont :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35 G = 2,84 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,05 \text{ kNm}$$

**E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,11 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0,7 \text{ kNm}$$

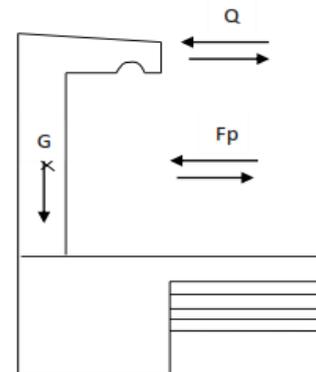


Figure.III.2 : charge appliqué sur l'acrotère

**Tableau III.1 : Les sollicitations de l'acrotère.**

Sollicitations	ELU	ELS
Combinaison charges	1,35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,84	2,11
M (KN.m)	1,05	0,7

**a) Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit:

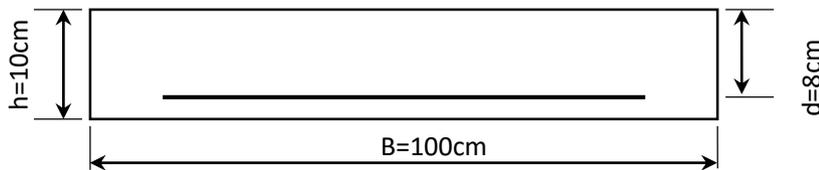
$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1050}{2848.5} = 0,368 \text{ m}$$

**III.2.3. Ferrailage de l'acrotère:**

**III.2.3.1. Armatures longitudinales :**

**a) E.L.U :**

✓ Calcul de l'excentricité :



**Figure.III.3:La section équivalente de calcul de l'acrotère**  
Selon **CBA93** [3] (article A.4.3.5) en adopte une excentricité totale de calcul

$$e = e_2 + e_0 + e_a$$

**Avec :**

**e<sub>0</sub>**: Excentricité structurale.

**e<sub>2</sub>**: Excentricité due aux effets du second ordre liés à la déformation de la structure

**e<sub>a</sub>**: Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1050}{2848.5} = 0.368 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.11\text{m} \dots \dots \dots (2)$$

$e_0 > \frac{h}{6}$  La section est partiellement comprimée  $\Rightarrow$  le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) \Rightarrow \max\left(2\text{cm}; \frac{70}{250}\right) = 2\text{cm} \quad \text{BAEL91 [2] Article 4.3.5}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

$\varphi = 2$  c'est le rapport de la déformation final sue au fluage a la déformation instantanée sous charge considérée ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour calculer l'excentricité  $e_2$  on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$l_f$ : Longueur de flambement de la pièce :  $l_f = h \times 2$        $l_f = 2 \times 0.7 = 1.4$  m

$h$ : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.368 + 0.02 = 0.388 \text{ m}$$

$$\frac{1.4}{0.1} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \times \frac{0.388}{0.1} \right]$$

$$\frac{1.4}{0.1} \leq \text{Max} [15; 77,6] \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc on calcule  $e_2$  :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

$\alpha$  : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G}$$

$$\alpha = \frac{0}{245 + 0} = 0$$

**Donc :**

$$e_2 = \frac{3(1.4)^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a \Rightarrow e = 0.011 + 0.02 + 0.368$$

$$e = \mathbf{0.399 \text{ m}}$$

✓ Les sollicitations majorées :

$$M_{UG} = N_u \times e \Rightarrow M_u = 2848.5 \times 0.399 = 1136.55 \text{ N.m.}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow 1222 \text{ N.m}$$

Etape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{1222 \times 10^3}{1000 \times (80)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0134$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0168$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{u1} = \frac{1222 \times 10^3}{79 \times 348}$$

$$A_{u1} = 0.44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ Retour a la section réelle :

$$A_u = A_{u1} \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_u = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ Vérification de condition de non-fragilité : **BAEL 91 (Art A.4.2,1)** [2]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc  $A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$  on adopte 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

✓ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T6 = 1,13 cm<sup>2</sup>

✓ Vérification de l'espacement :

Les armatures principales :

$$St \leq \frac{b}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les armatures de répartition :

$$St \leq \frac{h}{3} = 23.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

**b) E.L.S :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e = \frac{700}{2110} \quad e = 0.331\text{m.}$$

$$e > \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m.}$$

Donc : nous avons une section partiellement comprimée on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser}(d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{ser/A} = 700 + 2110 (0.08 - \frac{0.1}{2})$$

$$M_{ser/A} = 763.3 \text{ N.m.}$$

✓ Calcul de moment limite de service  $M_1$  :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc} \Rightarrow M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} (1 - \frac{\alpha_r}{3}) \quad \alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$$

✓ La contrainte d'acier : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right)\eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = \min(266.66 ; 240)$$

$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

Donc :  $\alpha_r = 0.484\mu_r = 0.203$

$M_l = 0.203 \times 1000 \times 80^2 \times 15$

$M_l = 19.48 \text{ MN.mm}$

$Z = d(1 - 0.4 \frac{\alpha_r}{3})$

$Z = 0.067$

$A_s = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{763.3 \times 10^3}{67 \times 240}$

$A_s = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 47 - \frac{2110}{240}$

$A_{ser} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc :  $A_s = \max(0.36 ; 0.38 ; 0.966)$

On adopter:  $A_{s1} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{HA}8$ .

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{F_e} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185 d}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 \times \frac{399 - 0.45 \times 80}{399 - 0.185 \times 80} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = A_{s1}$

✓ Vérification de condition de cisaillement :

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$T_u = Q = 1000 \text{ N}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1000}{1000 \times 80} = 0.0125 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$

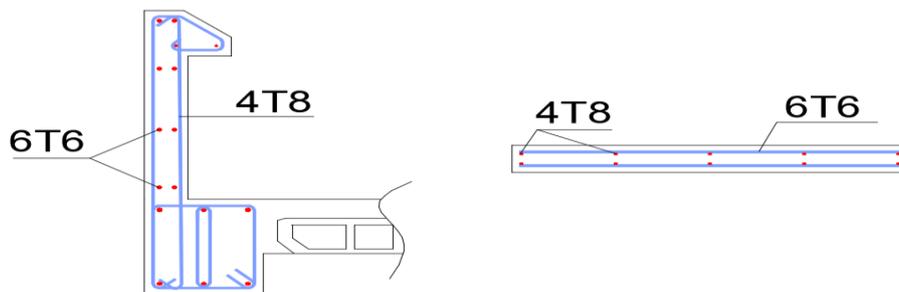


Figure.III.4: Ferrailage de l'acrotère

**III.3. Escaliers :**

**III.3.1. Définition**

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

**III.3.2. Escalier EC+RDC :**

**a) Charges et surcharges :**

La volée :  $\begin{cases} G_v = 9178.5 \text{ N/m}^2 \\ Q_v = 2500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$

Le palier :  $\begin{cases} G_p = 5650 \text{ N/m}^2 \\ Q_p = 2500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$

Avec :

$G_v$  : Charge permanente de la volée

$Q_v$  : Charge variable de la volée

$G_p$  : Charge permanente du palier

$Q_p$  : Charge variable du palier

**b) Schéma statique :**

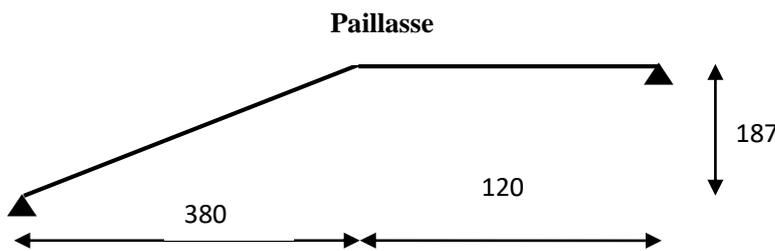


Figure.III.5 : Schéma statique d'escaliers.

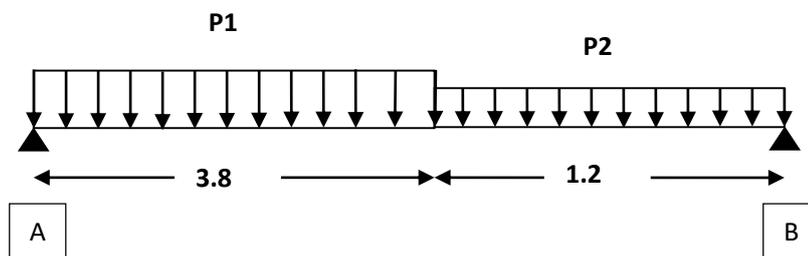
**c) Combinaisons des charges :**

➤ E.L.U :  $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

➤ E.L.S :  $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.2 : Les combinaisons des charges d'escalier .

Désignation	Volée P <sub>1</sub> (N/ml)	Palier P <sub>2</sub> (N/ml)
ELU	16140.3	11377.5
ELS	11678.5	8150



**d) Calcul des sollicitations :**

➤ **Paillasse :**

✓ **Calcul des réactions :**

- **ELU :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5 R_A - (16140.3 \times 3.8 \times 3.1) - (11678.5 \times 1.2 \times 0.6) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 39.708 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (16140.3 \times 3.8) + (11678.5 \times 1.2)$$

$$\Rightarrow R_B = 35.639 \text{ kN.}$$

- **ELS :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5R_A - (11678.5 \times 3.8 \times 3.1) - (8150 \times 1.2 \times 0.6) = 0 \quad \Rightarrow R_A$$

$$= 28.688 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.678 \times 3.8) + (8.15 \times 1.2) \quad \Rightarrow R_B$$

$$= 25.468 \text{ kN.}$$

✓ **Calcul des moments et efforts tranchants :**

- **ELU :**

**Pour:**  $0 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

Effort tranchant :

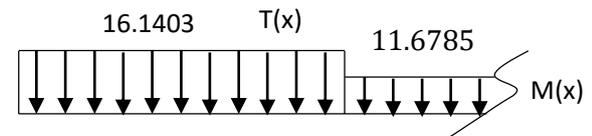
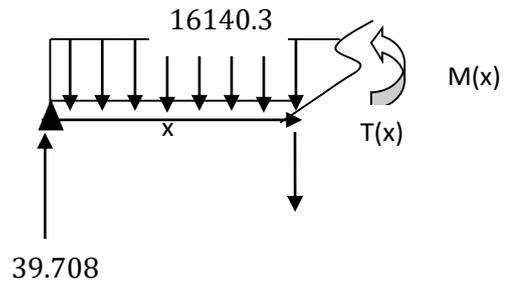
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 39708 - 16140.3 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 39.708 \text{ kN} \\ x = 3.9 \text{ m} \rightarrow T(x) = -21.625 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 39.708 x - 16.1403 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 16.1403 x - 39.708 = 0 \Rightarrow x = 2.46 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2.46 \text{ m} \rightarrow M(x) = 48.844 \text{ kN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 34.35 \text{ kN.m} \end{cases}$$



**Pour:**  $3.8 \leq x \leq 5 \text{ m}$

Effort tranchant:

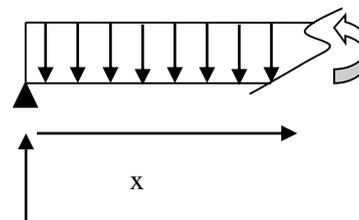
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = (39.708 - 16.1403 \times 3.8) - 11.6785 (x - 3.8)$$

$$\begin{cases} x = 3.8 \text{ m} \rightarrow T(x) = -21.625 \text{ kN} \\ x = 5 \text{ m} \rightarrow T(x) = -35.639 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = -5.839x^2 + 22.753x + 32.2142 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.678 x + 22.753 = 0 \Rightarrow$$

$$x = 1.948 \text{ m}$$



$$\begin{cases} x = 1.948 \rightarrow M(x) = 54.37 \text{ kN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 34.36 \text{ kN.m} \\ x = 5 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS :

Moment fléchissant:

Pour:  $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$M(x) = 14.609 x - 9.6 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow 9.6 x - 14.609 = 0 \Rightarrow x = 1.52 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.52 \rightarrow M(x) = 11.115 \text{ kN.m} \\ x = 1.8 \rightarrow M(x) = 10.74 \text{ kN.m} \end{cases}$$

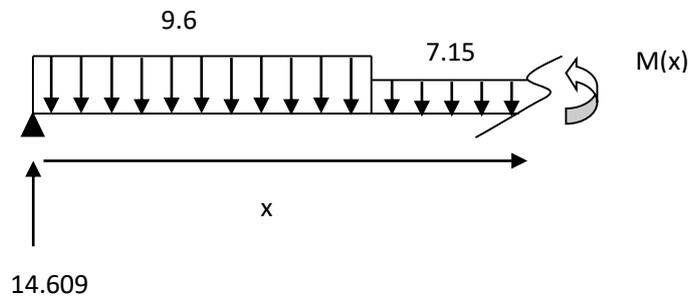
Pour:  $1.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

$$M(x) = -3.575 x^2 + 10.19 x + 3.96$$

$$\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.15 x + 10.19 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.425 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.425 \rightarrow M(x) = 11.22 \text{ kN.m} \\ x = 1.8 \rightarrow M(x) = 10.71 \text{ kN.m} \\ x = 3.2 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$



On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

Le moment sur appuis :  $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée :  $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Tableau.III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations de pailleasse

Désignation	$M_0(\text{N.m})$	$M_a = 0.5 M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	$T_u(\text{N})$
ELU	54370	27185	46214.5	39708
ELS	35201.5	17600.75	29921.27	-

E.L.U:

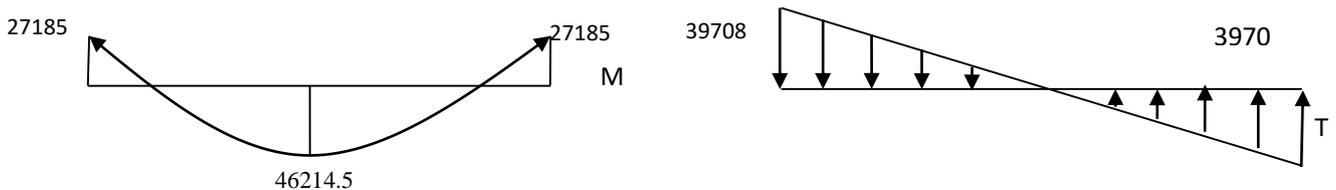


Figure III.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.

E.L.S :

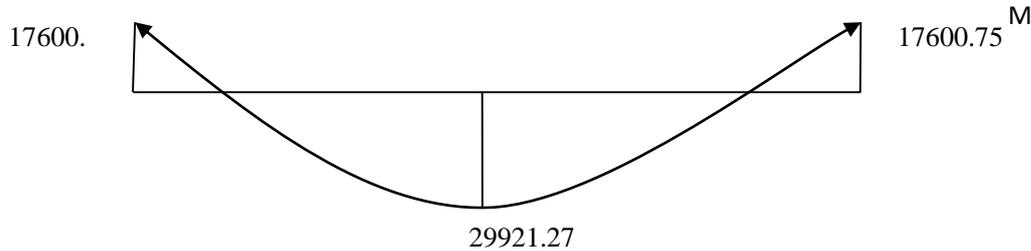


Figure III.7: Diagramme des moments en E.L.S.

e) Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple ; Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

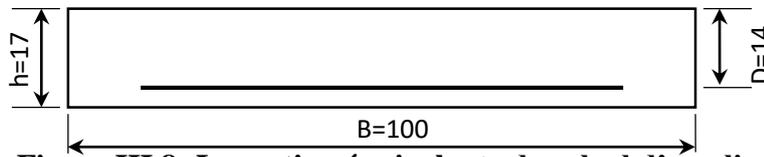


Figure III.8 :La section équivalente de calcul d'escalier.

➤ Armatures longitudinales :

- E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad , \quad \mu_\ell = 0.392$$

$$b = 1 \text{ m} \quad , \quad d = h - c = 17 - 3 = 14 \text{ cm. (C: l'enrobage).} \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

Tableau III.4 : Armatures longitudinales paillasse 1.

Désignation	M <sub>U</sub> (N.m)	μ	Z mm	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	46214.5	0,116	103.76	12.79
Appuis	27185	0,097	100.85	7.74

Condition de non-fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 140 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : (BAEL 91[2] B.6.4)[3]

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 17 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc: A<sub>s</sub> = max (A<sub>u</sub>, A<sub>min</sub>)

**Tableau.III.5 : récapitulation des résultats.**

Désignation	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Appuis	7.74	1,69	7.74	7HA12 = 7.92
Travée	12.79	1,69	12.79	7HA16 = 14.07

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)exp**

On prend la valeur maximale de  $T_u$  entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{39708}{1000 \times 140} = 0.28 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{max}}{4}$$

**Tableau.III.6 : les armatures de répartition.**

Désignation	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	3.51	5HA10= 3.93
Appuis	1.98	5HA10= 3.93

**Espacement entre les armatures : (BAEL91 A.8.2, 42) [2]**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t : \begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{7} = 14 \text{cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{7} = 14 \text{cm} \end{cases}$$

- **Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{cm} \end{cases}$$

**f) Vérification à L'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Détermination de la valeur de “ y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d’inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.7: Vérification des contraintes à l’ELS.**

	M <sub>ser</sub> (N.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
travée	29921.27	7.92	3.88	6417.38	7.86	vérifiée
Appuis	17600.75	140.7	3.22	4755.30	5.18	

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1 1)[2]:**

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : h=0.17 m et l=5 m.

$$A_{st} = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.034 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_0}{M_t} \quad 0.034 < 0.085 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{A_{S \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0026 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Donc il y’a un risque de la flèche:

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \text{ (BAEL91[2] B.6.5.2, B.6.5.3)}$$

**Avec:**

I<sub>fi</sub> : L’inertie fissurée

E<sub>i</sub> : Module instantané de béton (E<sub>i</sub> = 32164.2MPa)

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 2822.68 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.54$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 5.58$$

$$f = \frac{17.934}{10 \times 32164.2 \times 1758.97} = 0.0031 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{380}{1000} = 0.43 \text{ cm}$$

$f = 0.0031 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.43 \text{ cm}$ . Donc la flèche est vérifiée.

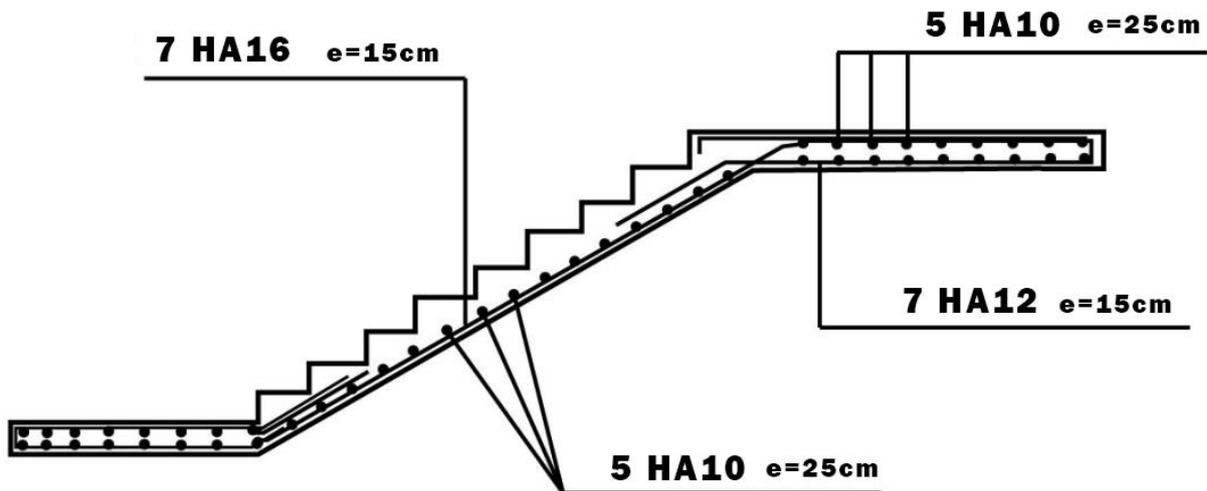


Figure III.12-A : ferrailage d'escalier

### III.4. La poutre palière:

#### III.4.1. Définition

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi-encastée dans les poteaux. Sa portée est de 4.80 m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b×h).

#### III.4.2. Pré dimensionnement de la poutre palière:

- **Hauteur:**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm}$$

On adopte :  $h_t = 40 \text{ cm}$

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : hauteur de la poutre

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc on fixe sa hauteur à 40cm.

- **La largeur:**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

D'où la section de la poutre est de  $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

- **Les charges revenant à la poutre :**

- Son poids :  $G = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) :  $R_{au} = 29.58 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELS) :  $R_{as} = 21.41 \text{ KN/ml}$
- Combinaison à considérer :

- ❖ **ELU :**

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + R_{au} \\ &= 1.35 \times (1.875) + 29.58 = 32.11 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

- ❖ **ELS :**

$$\begin{aligned} q_s &= G + Q = G + R_{as} \\ &= 1.875 + 21.41 = 23.28 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

- **Calcul du ferrailage (ELU) :**

- **Réaction d'appuis**

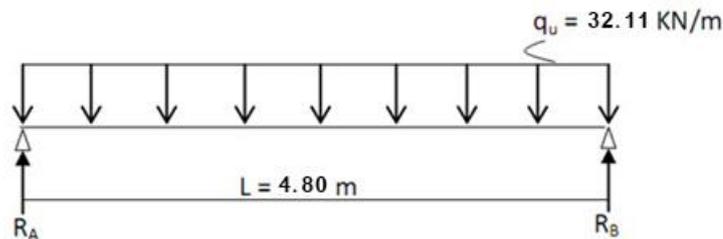


Figure III.9 : Schéma statique

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{32.11 \times 4.80}{2} = 77.06 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32.11 \times 4.80^2}{8} = 92.47 \text{ KNm}$$

- **Correction des moments:**

- ❖ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 92.47 = -27.74 \text{ KNm}$$

- ❖ **En travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 92.47 = 78.59 \text{ KNm}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = 77.06 \text{ KN}$$

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

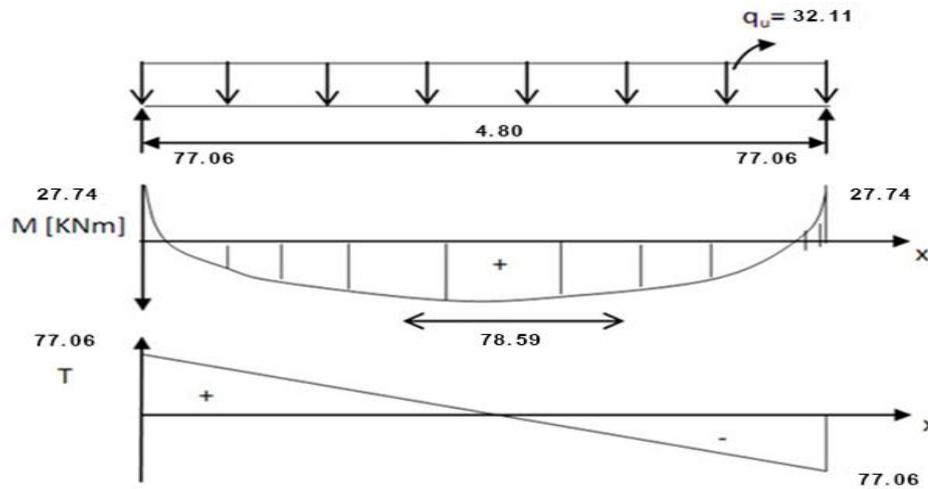


Figure III.10 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants

### III.4.3) Calcul des armatures :

- Armatures principales (longitudinal)

- ❖ En travée

$$M_t = 78.59 \text{ KNm}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.59 \times 10^3}{25 \times (36)^2 \times 14.2} = 0.170 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.170 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.931$$

$$A_t = \frac{78.59 \times 10^3}{0.931 \times 36 \times 348} = 6.73 \text{ cm}^2$$

On apte : **5HA14** (  $A = 7.70 \text{ cm}^2$  )

- ❖ Aux appuis :

$$M_a = -27.74 \text{ KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.74 \times 10^3}{25 \times (36)^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.060 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.975$$

$$A_a = \frac{27.74 \times 10^3}{0.975 \times 36 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

On apte : **3HA10** (  $A = 2.36 \text{ cm}^2$  )

- ❖ Vérification

- ❖ Condition de non-fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée At :**

$7.70 \text{ cm}^2 > 1.08 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifié

➤ **Aux appuis Aa :**

$2.36 \text{ cm}^2 > 1.08 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$

Avec :

$\tau_{se}$  : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.

$V_u$  : effort tranchant = 77.06 KN

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres :  $n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{77.06 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 219.8} = 1.08 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... condition vérifier

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

❖ **Encrage des barres :**

$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.15} = 44.44 \text{ cm}$

On prend :  $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à le qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$L_c = 0.4 \times L_s$  (Art A.6.1.253)

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition :

$\frac{2V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \implies V_u^{\max} \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28}$

a : désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$a = 0.9d = 0.9 (360) = 324 \text{ mm}$

$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 250 \times 324 \times 25 = 540675 \text{ N}$

$V_u^{\max} = 77.06 \text{ KN} < V_u^{\max} = 540.675 \text{ KN}$  .....condition vérifier

➤ **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \implies A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left\{ 77.06 \times 10^3 + \frac{27.74 \times 10^3}{0.9 \times 360} \right\} = 221.79 \text{ mm}^2$$

2.21 cm<sup>2</sup> > 2.32 cm<sup>2</sup> ..... condition vérifier

❖ **Armatures transversales (support du cours Béton Armé I TEC185).**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{tj}}{0.8 \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{tj}) \times b \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

Cadre droits :  $\sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$k = 1$  fissuration peu nuisible.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement dans le béton.

❖ **Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.33 ; 5\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 77.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{77.06 \times 10^3}{250 \times 360} = 0.85 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

$$A_t \geq \frac{(0.85 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 25 \times 7}{0.8 \times 400} = 0.12 \text{ cm}^2$$

**NB :**

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcule l'espacement qui lui correspond. On suppose un cadre et une épingle de Ø8

❖ **Calcul de l'espacement entre cadres :**

➤ **La répartition des cadres le long de la poutre :**

- **Méthode forfaitaire de Caquot :**

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumise à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi-portée de la poutre.

On choisit l'espacement :  $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f'_{tj}}{0.8 \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t = \mathbf{4HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times k \times f'_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{250 \times (0.81 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 803 \text{ mm} = 80.3 \text{ cm}$$

➤ **Condition complémentaire :**

$$S_{tmin} \leq S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \leq \min(24.57\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :  $S_{tmin} = 7\text{cm}$

De la série de Caquot :  $S_t = 16\text{cm}$

$$7\text{cm} \leq 16\text{cm} \leq 24.5\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies \frac{1.13 \times 400}{250 \times 16} = 0.36 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{C. vérifiée}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : (BEAL 91 Art A7-2-2).

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35} ; \phi ; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{\frac{400}{35} ; 12 ; \frac{250}{10}\right\} = \min\{11.42 ; 12 ; 25\}$$

$$= 8.57 \text{ mm} \implies \text{HA6} < 8.57\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

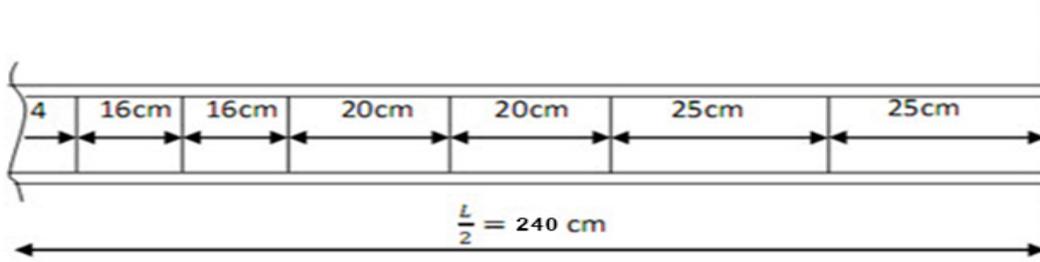
ht : étant la hauteur totale de la poutre.

$$n = \frac{L}{2} = 1.43 \text{ on prend : } n = 2$$

La répartition des cadres sur la demi-portée de la poutre palière :

**III.4.4) Calcul à L'ELS :**

❖ **La combinaison d'action :**



**Figure III.11 : poutre pallier**

$$q_s = G + Q = G + R_{as} = 23.28 \text{ KN/ml}$$

❖ **Réaction :**

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{23.28 \times 4.80}{2} = 55.87 \text{ KN}$$

❖ **Les efforts internes :**

❖ **Effort tranchant :**

$$T_a = -T_b = R_a = 55.87 \text{ KN}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_0 = M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{23.28 \times (4.80)^2}{8} = 67.04 \text{ KN.m}$$

➔ **aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 67.04 = -20.11 \text{ KN.m}$$

➔ **en travée**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 67.04 = 56.98 \text{ KN.m}$$

### III.4.5) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

Vérification de la condition suivante:  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

❖ **En travée :**

➔ **Contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.70}{25 \times 36} = 0.85$$

$$\rho = 0.85 \implies \beta_1 = 0.657, K_1 = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{56.98 \times 10^3}{0.657 \times 7.70 \times 36} = 312.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{312.86}{26.32} = 11.88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➔ **Contraintes dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 312.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$312.85 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

➔ **Contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 36} = 0.262$$

$$\rho = 0.262 \implies \beta_1 = 0.895, K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{20.11 \times 10^3}{0.895 \times 2.36 \times 36} = 264.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{264.46}{39.95} = 6.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### ➔ Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 264.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

264.46 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

### ❖ État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

### ❖ Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL91[2])

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 40 cm.

L : portée libre est égale à 480 cm.

A : section des armatures tendues.

$M_{st}$  : moment fléchissant max en travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0.08 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \rightarrow 0.08 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0.083 \\ \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{56.98}{10 \times 67.04} = 0.082 \end{array} \right. \rightarrow 0.083 > 0.082 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{7.70}{25 \times 36} = 0.0008 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \rightarrow 0.0008 \leq 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

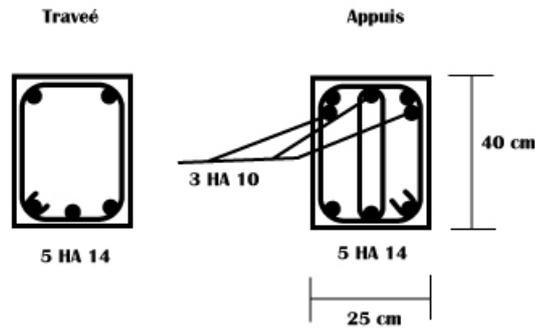


Figure III.12-B : ferrailage de la poutre palière.

**III.5. Les planchers :**

**III.5.1. Généralité :**

Les planchers sont les aires ou les surfaces planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre. Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique.

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

**III.5.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :**

**a) Plancher-terrasse : (terrasse inaccessible) :**

$$G_{\text{terrasse}} = 6480 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 6480 \times 0.65 = 4212 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

**b) Plancher étage courant :**

$$G_{\text{étage courant}} = 5280 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 5280 \times 0.65 = 3432 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

**III.5.3. Les combinaisons d'action :**

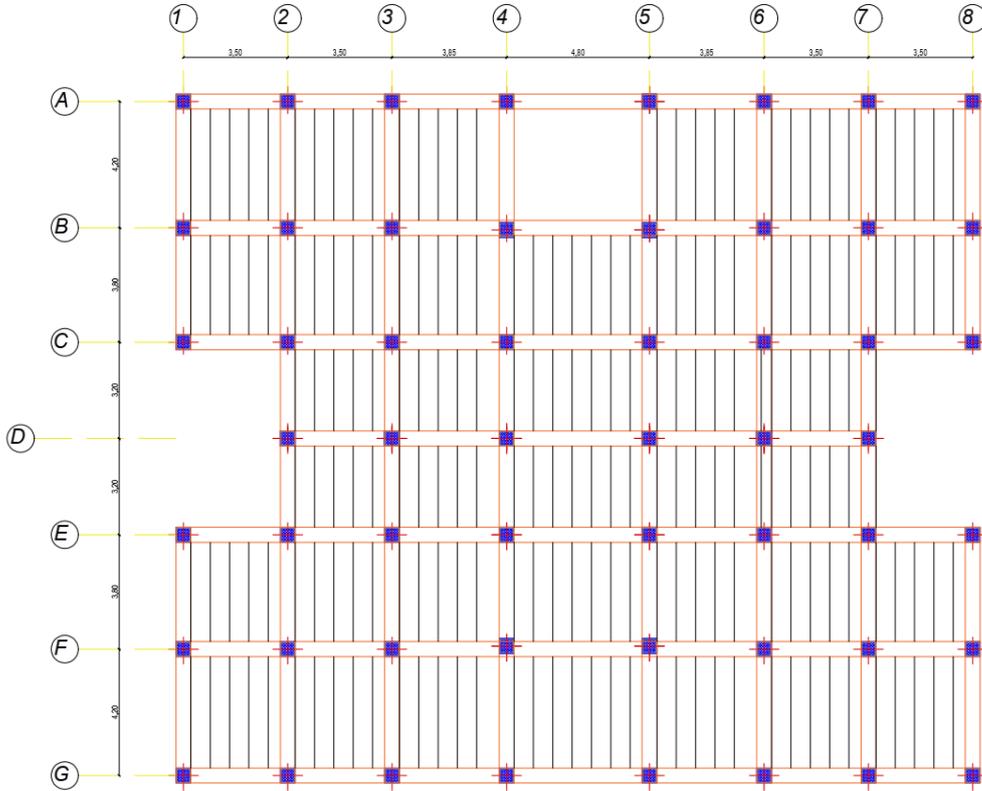
- ❖ E.L.U :  $P_u = 1,35g + 1,5q$
- ❖ E.L.S :  $P_{\text{ser}} = g + q$

Tableau.III.8 : Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6661.2	6095.7
ELS	4862	4407

**III.5.4. Type et Position des poutrelles :**

**a) Position des poutrelles :**



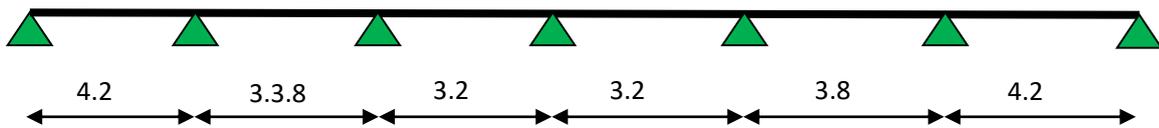
**Figure III.13 : Position des poutrelles .**

**b) Différents types de poutrelles :**

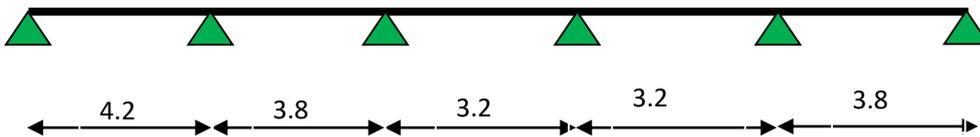
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

➤ **Plancher étage courant** : on 3 types de poutrelles :

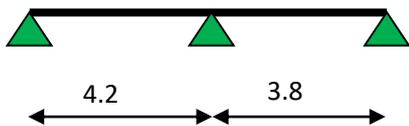
**Type 1** : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées :



**Type 2** : poutrelle sur 6 appuis a 5 travées :

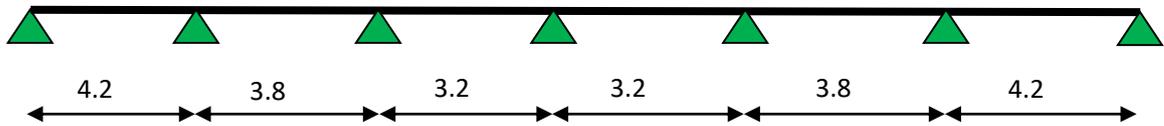


**Type 1** : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :

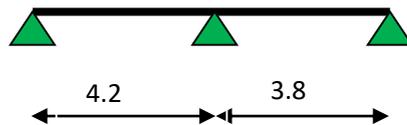


➤ **Plancher-terrasse inaccessible** : on a deux types de poutrelles :

➤ **Type 1** : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées :



**Type 2** : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :



### III.5.5. Méthodes de calculs :

Pour le calcul des sollicitations, on applique la Méthode 'forfaitaire' :

a) **Conditions d'application** :

- ✓ C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ( $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ ).
- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2 G; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- ✓ Que le rapport :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

b) **Exposée de la méthode** :

Soit une poutre continue soumise à une charge  $q$ .

Et Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : Coefficient traduit l'importance.

➤ **Moment appuis** :

- ✓ **Sur les Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale :  $(-0,15M_0)$ .
- ✓ **Appuis intermédiaires** :

**Poutres à deux travées** : Les moments sont de l'ordre de  $(-0.6M_0)$ .



**Poutres à plus de deux travées** :

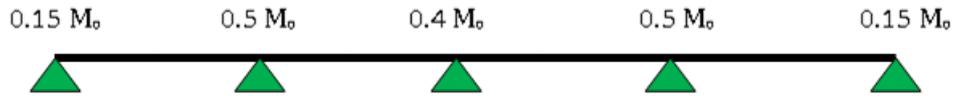
Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0.5M_0)$  : Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- $(-0.4M_0)$  : Pour les autres appuis intermédiaires.

**Tel que** :

$M_0$  : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$



➤ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1): M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \text{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$(2): \begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

$M_t$  : Est le maximum entre (1) et (2).

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

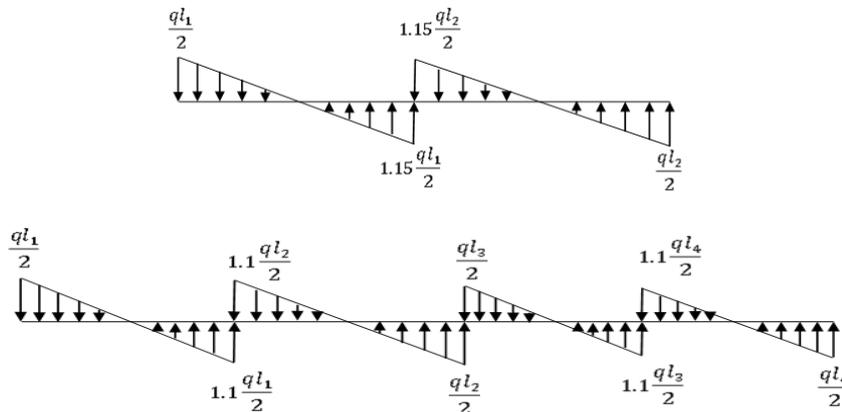
Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

✓ **Soit par la méthode RDM :**

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_i - M_{i-1}) / L_i$



**III.5.6 Calcul des sollicitations des poutrelles :**

**III.5.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- a) Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$ .
  - ✓ Plancher-terrasse inaccessible :  $G = 6.48 \text{ KN} / \text{m}^2$   
 $Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.48; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots$  Vérifiée.
  - ✓ Plancher étage courant :  $G = 5.28 \text{ KN} / \text{m}^2$   
 $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.28; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots$  Vérifiée.
- b) Fissuration peu préjudiciable.
- c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- d) Le rapport  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$  :

➤ **Type 1 :**

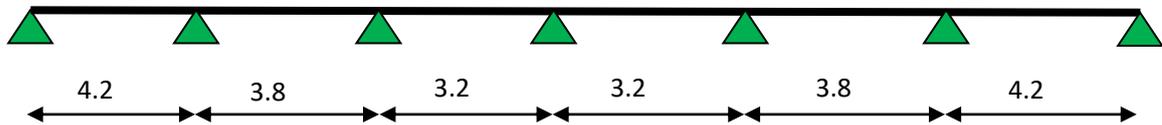
- $0.8 \leq \frac{4.2}{3.8} = 1.10 \leq 1.25$ .....vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.8}{3.2} = 1.18 \leq 1.25$ .....vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.2}{3.2} = 1 \leq 1.25$ .....vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.2}{3.2} = 0.84 \leq 1.25$ .....vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.8}{4.2} = 0.9 \leq 1.25$ .....vérifiée.

Etant donné que les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

**Détermination des sollicitations :**

a) **Plancher-terrasse :**

➤ **Type 1 :**



**Tableau III.9 : Tableau des sollicitations de Plancher-terrasse ELU**

✓ E.L.U :

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (N/ml)	M <sub>0</sub> (N.m)	M <sub>g</sub> (N.m)	M <sub>d</sub> (N.m)	M <sub>t</sub> (N.m)	T <sub>g</sub> (N)	T <sub>d</sub> (N)
travée 1	4.2	6661.2	14687.946	2203.192	7343.973	5375.61	10120.83	11132.91
travée 2	3.8	6661.2	12023.4	7343.973	6011.7	4766.73	12030.73	10937.02
travée 3	3.2	6661.2	8526.33	6011.7	4263.165	9137.00	13548.85	13548.85
travée 4	3.2	6661.2	8526.33	4263.165	6011.7	8568.11	13222.37	13222.37
travée 5	3.8	6661.2	12023.4	6011.7	7343.973	4766.73	10937.02	12030.73
travée 6	4.2	6661.2	14687.946	7343.973	2203.192	5357.61	11132.91	10120.83

**Tableau III.10 : Tableau des sollicitations de Plancher-terrasse ELS**

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (N/ml)	M <sub>0</sub> (N.m)	M <sub>g</sub> (N.m)	M <sub>d</sub> (N.m)	M <sub>t</sub> (N.m)
travée 1	4.2	4862	5723.35	858.50	3341.85	3909.34
travée 2	3.8	4862	6683.70	3341.85	4102.82	3478.19
travée 3	3.2	4862	10257.07	4102.82	4102.82	6667.12
travée 4	3.2	4862	9768.71	4102.82	3907.48	6251.99
travée 5	3.8	4862	6683.70	3907.48	3341.85	3478.19
travée 6	4.2	4862	5723.35	3341.85	858.50	3909.34

**Ferrailage des poutrelles :****III.5.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

**Tableau III.11 : Tableau des moments des poutrelles .**

	M <sub>0 max</sub>	M <sub>t max</sub>	M <sub>amax</sub>	T <sub>max</sub>
E.L.U	14056.93	9137.00	7028.46	14903.74
E.L.S	10257.07	6667.12	5128.53	

**a) E.L.U:**➤ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 9137 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur d= 18cm.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{9137000}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.0305$$

$$\mu = 0.0305 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0).

$$\mu = 0.0305 \Rightarrow \begin{cases} Z = 177.21 \text{ mm} \\ \alpha = 0.0387 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{9137000}{348 \times 177.21} = 1.48 \text{ cm}^2.$$

Donc : A<sub>u</sub> = 1.48 cm<sup>2</sup>.

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$M_a \text{ (N.m)}$	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	$Z$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
7028.46	0.152	0.392	0.207	165.09	1.22

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 [2] A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de  $T_u$  entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{14930.74}{180 \times 100} = 0.829 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 [2] A.5.1, 211)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.829 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant  $T_u$ , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc  $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{z}$  avec  $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$6655.9 > 0.9 \times 0.18 \times 14113.72 = 2286.42$  donc les efforts  $T_u$  sont négligeables

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur  $a$  qui vérifie  $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)[3]**

On limite la contrainte de bielle à  $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$ . L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) :  $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$  ; la section =  $b \times a \times \cos 45^\circ$  donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 14930.74}{100 \times 25} = 2.239 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL91 A.5.1, 312)[2]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si :  $\sum M/B = 0$  donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 14930.74 = 0.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non-fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [2]**

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10)4^2}{2[10 + (65 - 10)]4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0)h_0]v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10)4](10.62)^2$$

$$I_{Gz} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3})v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{(180 - \frac{100}{3})106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ En appui :

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$  :

**Tableau III.12.: Tableau récapitulatif des résultats.**

Désignation	$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_p \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.48	0.06	1.3	1.48	2T10 = 1.57
Appui	1.22	0.06	0.20	1.22	2T10 = 1.57

**b) E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.**

	M <sub>ser</sub> (N.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
travée	6667.12	1.57	3.29	5867.42	3.73	vérifiée
Appuis	5128.53	1.57	7.14	3990.79	9.17	

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.5, 1)[2]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec : h=0.20 m et l=4.15 m.

$$A_{st\ t} = 1.57\text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.048 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.048 > 0.040 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{A_{s\ app}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

**Il faut que :**

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05\text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I<sub>fi</sub> : l'inertie fissurée

E<sub>i</sub> : module instantané de béton (E<sub>i</sub> = 32164.2MPa)

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1256.18\text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 31.83$$

$$f = \frac{6667.12}{10 \times 32164.2 \times 1256.18} = 0.016 \leq \bar{f} = 0.05\text{ cm} + \frac{415}{1000} = 0.465\text{ cm}$$

$$f = 0.016\text{ cm} \leq \bar{f} = 0.465\text{ cm.}$$

donc la flèche est Vérifiée

- **Ferrailage transversal : (BAEL91 A.7.2, 2)[2]**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10}\right] \Rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier

$$A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement St : (BAEL91 A.5.1, 23)[2]**

$$S_t = \min. (St_1; St_2; St_3)$$

- $St_1 \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16,20 ; 40 \text{ cm})$

$$\Rightarrow St_1 = 16.20 \text{ cm}$$

- $St_2 \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_0)} \Rightarrow St_2 \leq \frac{(0.57 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 33.48 \text{ cm}$

$$\Rightarrow St_2 = 33.48 \text{ cm}$$

- $St_3 \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \cdot f_e)}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow St_3 \leq \frac{(0.8 \cdot 0.57 \times 235)}{10(0.829 - 0.3 \times 2.1)} = 53.85 \text{ cm}$

$$\Rightarrow St_3 = 53.85 \text{ cm}$$

$$S_t = \min. (16.20; 33.48; 53.85)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- **La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)[2]**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte } 5\phi_5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\phi_5 = 0.59 \text{ cm}^2.$$

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé  $\phi_6$  (20/20).

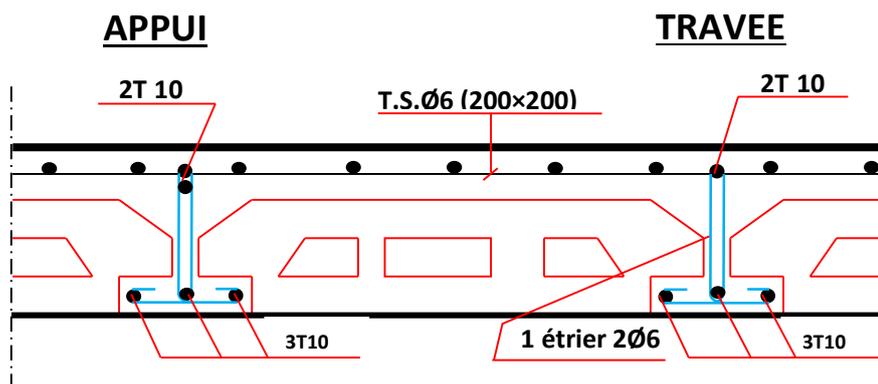


Figure III.14: Schéma de ferrailage des planchers.

### III.6. Les balcons

#### III.6.1) définitions :

Les balcons sont assimilés à des consoles de portées 1,40m, les balcons sont de même type en dalle pleine calculée comme des poutres de 1m de bande.

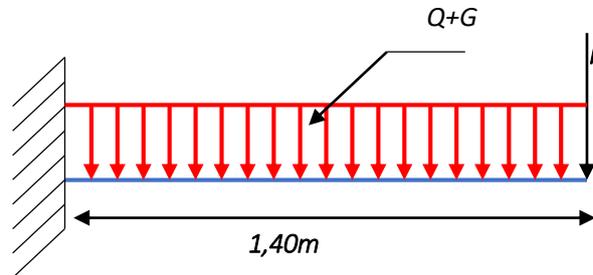


Figure III.15: Schéma statique de balcon

- Epaisseur de balcon :

Pour une console :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

On prend :  $h=15\text{cm} > 14\text{ cm}$  ..... Cv.

#### III.6.2. Evaluation des charges :

1. Charges permanentes :

$$G=5.330\text{KN/m}^2$$

2. Surcharges d'exploitation :

$$Q=3.5\text{ KN/m}^2$$

3. Charge concentrée (F) :( poids garde-corps)

Le garde-corps est considéré comme étant une force concentrée à l'extrémité libre de la console.

1 – poids garde-corps .... 0.6 KN/ml

#### III.6.3) Combinaison des charges :

	E.L.U.	E.L.S.
q (KN/ml)	12.4455	8.83
F (KN)	0.81	0.6

Combinaison des charges

#### III.6.4. Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- Moment fléchissant :  $M(x) = \left[ \frac{q}{2}x^2 + Fx \right]$

- Effort tranchant :  $T(x) = [qx + F]$

	E.L.U	E.L.S
M (KN.m)	13.33	9.49
T (KN)	18.23	12.962

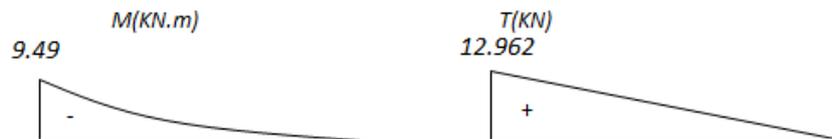
Calcul des efforts internes

**III.6.5. Diagramme des efforts internes :**

**E.L.U :**



**E.L.S :**



**Figure III.16 : Diagramme des efforts internes**

**III.6.6) Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m

$F_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13\text{cm}$   
 $f_e=400\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14 : Ferrailage de balcon**

$M_U$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_l$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp. (cm)
13.33	0,086	Oui	0	0,1125	12,89	4.95	5HA12	5.65	20

- Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.88 \leq A_r \leq 2.82$$

Le choix est de :4HA8=2,01cm<sup>2</sup> avec :S<sub>t</sub>=25cm

**III.6.7) Vérifications :**

- ✓ Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65cm^2 > A_s^{min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ .Effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 3MPa) = 2,50MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,190MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ .Vérification à l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 9.49KN.m$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240MPa$$

( $\eta = 1,6$  pour HA ;  $n = 15$ )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.15 : Vérification des contraintes**

M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
9.49	4.52	6.53	11270,5	5.01	vérifiée	15.001	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,125 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0,0041 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,125 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

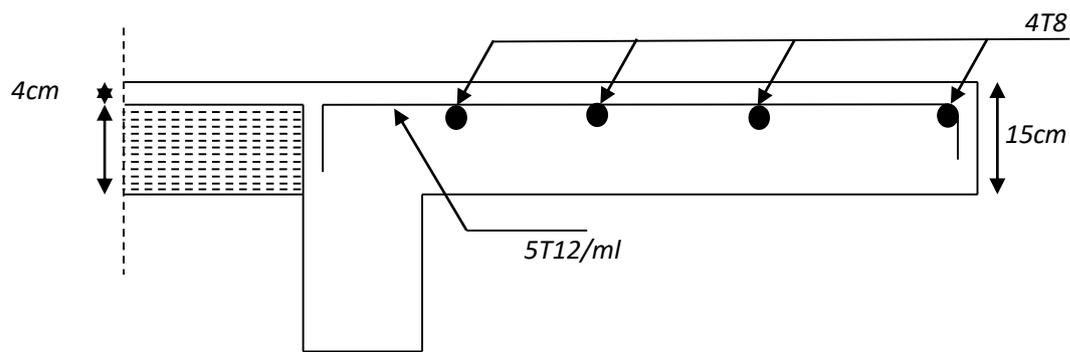


Figure III.17 : Ferrailage de Balcon

### III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du **RPA99 version 2003**[1], **BAEL 91**[2] modifié en 99, et le **CBA 93**[3].

# Chapitre IV

## Modélisation de la structure

### IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

### IV.2. Description de la structure :

Notre structure est un bâtiment R+5 d'usage Habitation, située à Mila

Pour faire la modélisation de cette structure nous utilisons l'logiciel **ROBOT ANALYS STRUCTURAL 2014**.

### IV.3. Définition de logiciel ROBOT:

**Robot Structural Analysis Professional** est une puissante application d'analyse qui intègre des capacités exceptionnelles de maillage automatique, pour des résultats rapides et parfaitement actualisés.

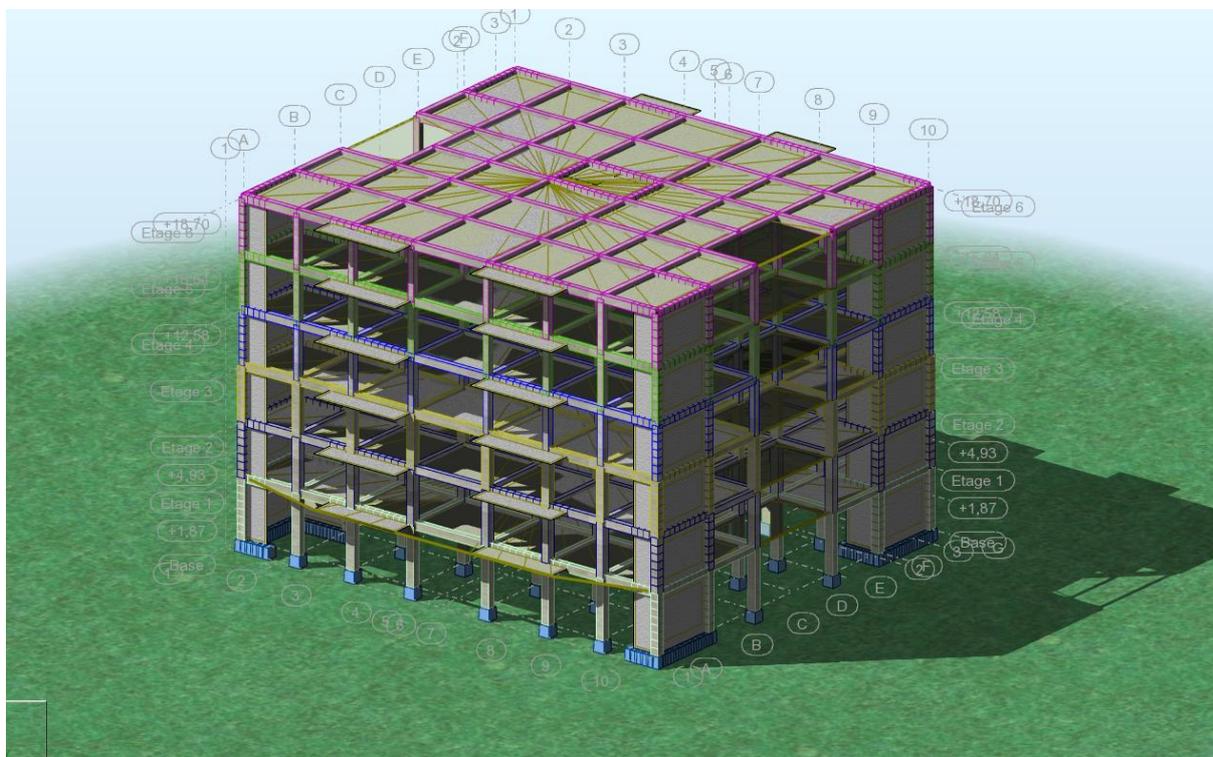
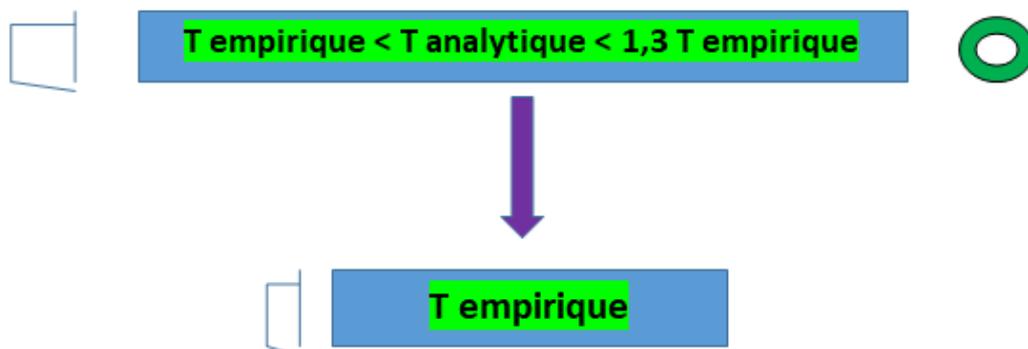


Figure IV.1 : Présentation de la structure dans le robot

## IV.4) Description de la structure par valeur :

Nombre de nœuds:	7276
Nombre de barres:	876
Éléments finis linéiques:	2288
Éléments finis surfaciques:	6166
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	338
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	153
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	16
Combinaisons:	11



## IV.5. Vérification de la période fondamentale de la structure : (RPA99 [1] 4.2.4)

Tableau IV.1 : Période et facture de participation massique du modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,45	0,41	70,39	0,00	0,00	70,39	0,00	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 2	2,93	0,34	70,40	70,21	0,00	0,00	70,20	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 3	3,62	0,28	70,65	70,27	0,00	0,26	0,06	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 4	6,57	0,15	70,65	71,30	0,00	0,00	1,02	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 5	7,89	0,13	70,65	71,30	0,00	0,00	0,00	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 6	8,88	0,11	89,37	71,30	0,00	18,71	0,00	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 7	9,05	0,11	89,37	71,30	16,09	0,00	0,00	16,09	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 8	9,71	0,10	89,38	71,30	16,09	0,01	0,00	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 9	9,95	0,10	89,38	71,42	16,09	0,00	0,12	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 10	10,62	0,09	89,38	73,40	17,44	0,00	1,98	1,35	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 11	11,00	0,09	89,38	90,94	17,55	0,00	17,54	0,11	3390111,19	3390111,19	3390111,19
3/ 12	11,46	0,09	89,46	90,94	17,55	0,08	0,00	0,00	3390111,19	3390111,19	3390111,19

On a :

$$h_n = 18.7 \text{ m}$$

$$D_x = 27.03 \text{ m}$$

$$D_y = 22.9 \text{ m}$$

Direction X :

$$1- T = c_t \cdot h_n^{3/4} = 0,05 \cdot (18,70)^{3/4} = 0,44 \text{ s}$$

$$2- T = \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \cdot 18,7}{\sqrt{27,03}} = 0,32 \text{ s}$$

$$** T_{\text{empirique}} = \min(1, 2) = 0,32 \text{ s}$$

$$1,3 \cdot T_{\text{empirique}} = 0,41 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,41 \text{ s}$$

Direction Y :

$$1- T = c_t \cdot h_n^{3/4} = 0,05 \cdot (18,70)^{3/4} = 0,44 \text{ s}$$

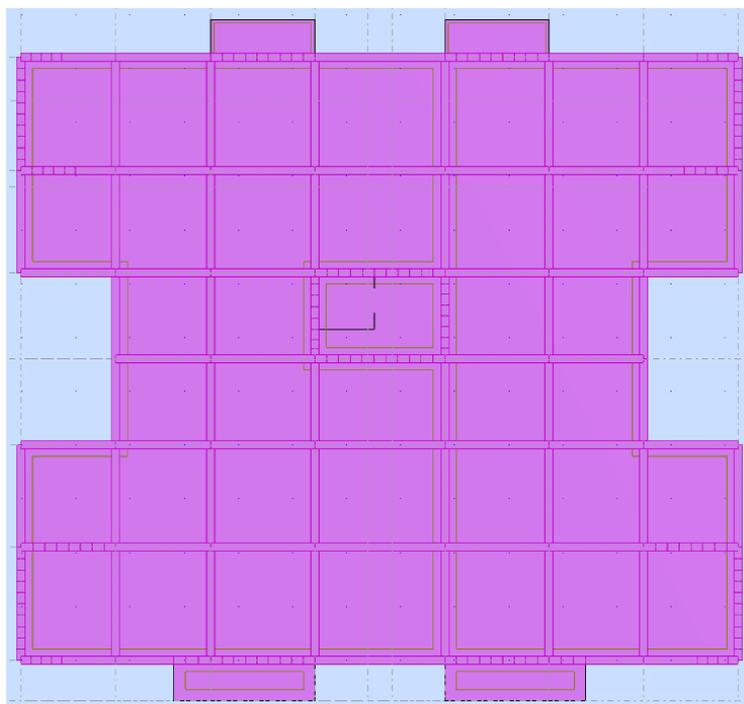
$$2- T = \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \cdot 18,7}{\sqrt{22,9}} = 0,35 \text{ s}$$

$$** T_{\text{empirique}} = \min(1, 2) = 0,35 \text{ s}$$

$$1,3 \cdot T_{\text{empirique}} = 0,455 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,34 \text{ s}$$

Centre de gravite est centre de rigidité



**Figure IV.2 : centre de gravite est centre de rigidité**

#### IV.6. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 du RPA99[1] version 2003):

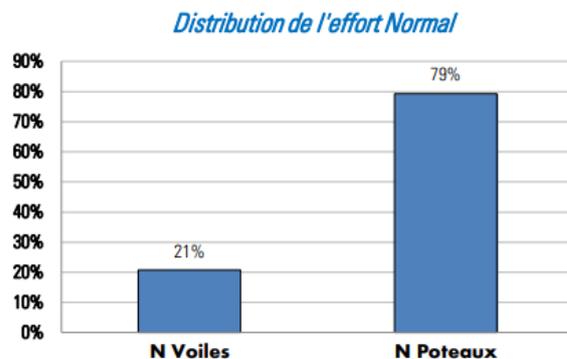
**Tableau IV.2 : vérification de l'excentricité**

	Cg-Cr[m] x-x	Cg-Cr[m] y-y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
1	0.07	0.05	1.33	1.27	cv
2	0.07	0.02	1.33	1.27	cv
3	0.07	0.02	1.33	1.27	cv
4	0.07	0.04	1.33	1.27	cv
5	0.07	0.04	1.33	1.27	cv
6	0.07	0.68	1.33	1.27	cv

**IV.7. Détermination du type de contreventement :**

**Tableau IV.3 : distributions de l'effort normal**

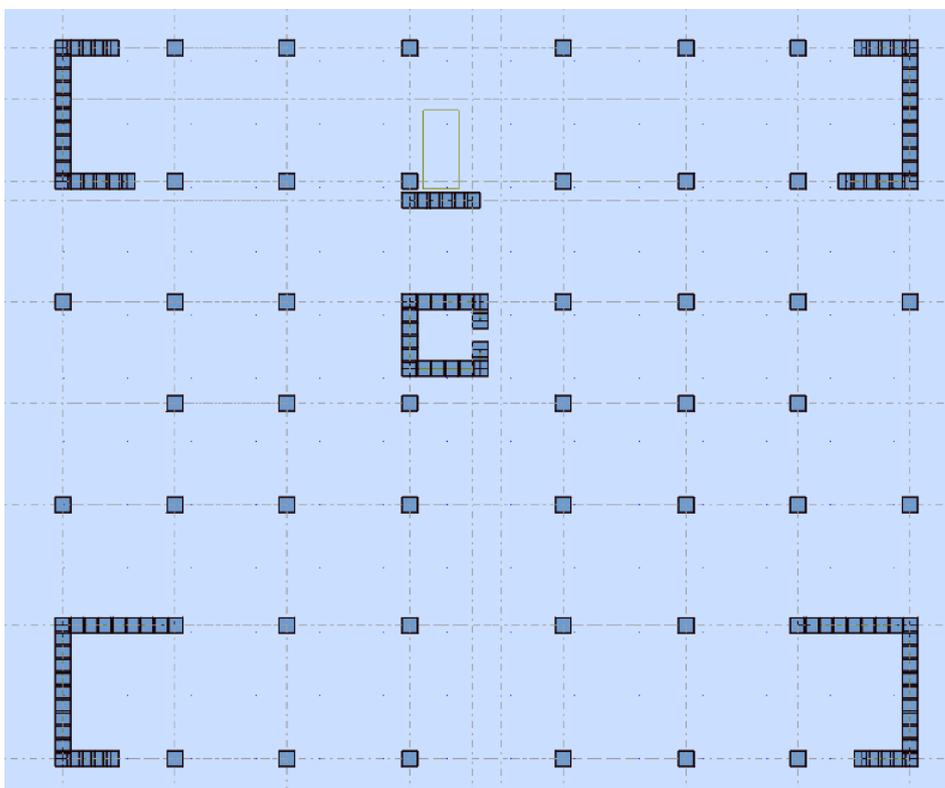
FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-44240,20	-34946,65	-9293,55
-36099,96	-28805,11	-7294,85
-28679,56	-22858,08	-5821,48
-21435,77	-16560,12	-4875,65
-14453,14	-11083,14	-3369,99
-7469,01	-5888,19	-1580,82



**Donc :**

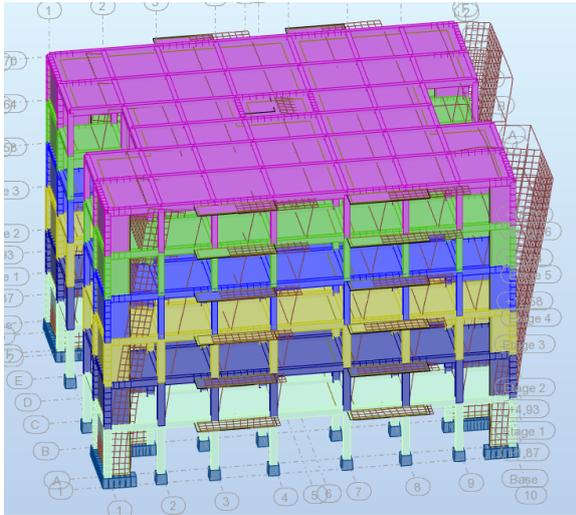
Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles  
 Alors :  $R = 3.5$

**IV.8. La Disposition des éléments de contreventement (voiles):**

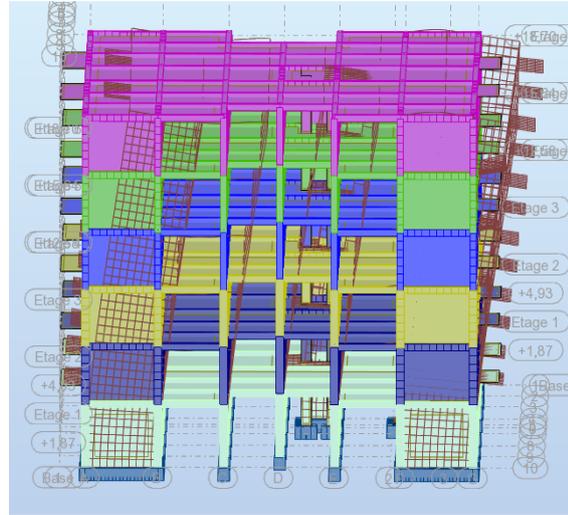


**Figure IV.3 : La Disposition des éléments de contreventement (voiles)**

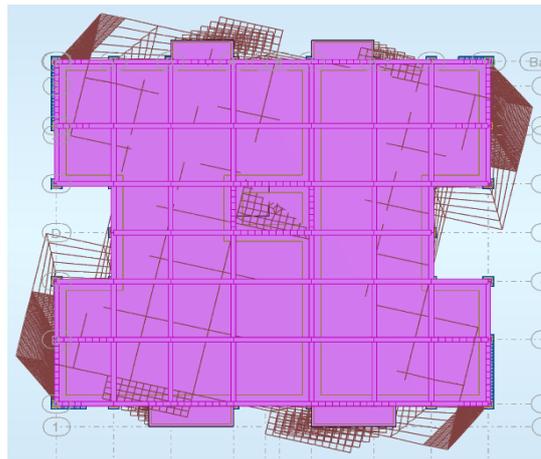
## La Déformation de la structure:



**Mode 1**



**Mode 2**



**Mode 3**

**Figure IV.4 : La Déformation de la structure**

### IV.9) Vérifications :

#### IV.9.1) Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003)[1] exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B.c.f_{c28}} \leq 0,3 \dots (1)$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

Fc28 : résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal**

	<b>B</b>	<b>KN</b>	<b>Fc28</b>	<b>Nrd</b>	
<b>Rdc...</b>	45 ×45	902.71	25	0.17	Cv
<b>R+3...</b>	35 ×35	429.25	25	0.14	Cv

**IV.9.2) Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**[1] version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01he$$

Où : he représente la hauteur de l'étage. Avec :

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_k^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_k^y$ ).

**Tableau IV.5 : déplacements latéraux inter étages**

<b>Etage</b>	<b>R</b>	$\delta_{eK}^x (mm) \times R$	$\delta_{eK}^y (mm) \times R$	$\Delta_K^x (mm) \times R$	$\Delta_K^y (mm) \times R$	$\bar{\Delta} (mm)$	<b>Observation</b>
<b>1</b>	3.5	2.8	2.4	2.8	2.4	34	<b>Vérifier</b>
<b>2</b>	3.5	4.4	3.7	7.2	6.2	30.6	<b>vérifier</b>
<b>3</b>	3.5	5.1	4.4	12.2	10.5	30.6	<b>vérifier</b>
<b>4</b>	3.5	5.5	4.8	17.7	15.3	30.6	<b>vérifier</b>
<b>5</b>	3.5	5.2	4.7	23.0	20.0	30.6	<b>vérifier</b>
<b>6</b>	<b>3.5</b>	<b>4.7</b>	<b>4.3</b>	<b>27.6</b>	<b>24.3</b>	<b>30.6</b>	<b>verifier</b>

-Calcul de la force sismique totale : (**RPA99**[1] art 4.2.3)

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

#### IV.9.3) Coefficient d'Accélération de Zone « A » :

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 de (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

**Tableau IV.6 : Coefficient d'Accélération de Zone**

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
Groupe				
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

DONC : A = 0.15

#### IV.9.4) Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $h$  et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

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

$\eta$  : Facteur de correction d’amortissement.

T : Période fondamentale.

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

**IV.9.5) Calcule de facteur de correction d’amortissement h :**

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D’abord on calcule Pourcentage d’Amortissement Critiquex.

**IV.9.6) Pourcentage d’Amortissement critique :**

$2/7/20XX \ 53 \times (\%)$  est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Remplissage	Portiques	Voiles Ou mur	
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D’après le Tableau  $x = 8.5 \%$

Donc :  $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.82 \geq 0.7$

Tempirique  $x = 0.32 \text{ s}$

Tempirique  $y = 0.35 \text{ s}$

$T_1$  et  $T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).  $S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$  et  $T_2 = 0.5$  on obtient :

Sens X :

La condition  $0 \leq T \leq T_2$

Donc :  $D = 2.5\eta = 2.05$

Sens Y :

$2.5\eta_0 \leq T \leq T_2 \dots \dots$  Donc :  $D = 2.05$

#### IV.9.7) Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des **RPA99/version 2003** [1].

**Tableau IV.7 : Facteur de qualité**

« Critère q »	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	1.1	1.15

**IV.9.8) Poids totale de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation

: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5. RPA99version2003

Dans notre cas :  $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donnés par le logiciel ROBOT :

✓ Calcule de l'effort sismique totale « V » :

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W \Rightarrow V_x = \frac{0,15.2,05.1,10}{3,5} . 32917.017767 = 3181.19 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 2544.95 \text{ KN}$$

Sens y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W \Rightarrow V_y = \frac{0,15.2,05.1,15}{3,5} . 32917.017767 = 2879.65 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 2303.72 \text{ KN}$$

#### IV.10 ) Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$  Avec :

$V_{dynamique}$ : la résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$  : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_{dynamique} < 0.80V_{statique}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) dans le rapport  $0.8 V_{statique}/V_{dynamique}$

**Tableau IV.8 : Effort tranchant à la base**

Les sens	0.8Vstatique (KN)	Vdynamique (KN)	Vdynamique > 80% Vstatique	r (0.8Vstatique/ Vdyn )
Suivant X	2544.95	3202.18	Condition vérifiée	///
Suivant Y	2303.72	3342.88	Condition vérifiée	///

Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

**Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y.**

Y				
P (KN)	delta	v	h	θ
32917.02	0.0024	3342.84	3.4	0.0069508
26838.72	0.0037	3193.01	3.06	0.0101635
21314.32	0.0044	2876.48	3.06	0.0106547
15919.78	0.0048	2444.52	3.06	0.0102156
10719.65	0.0047	1889.17	3.06	0.0087154
5521.14	0.0043	1118.25	3.06	0.006938

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  au sens x-x.

X					
	P	delta	v	h	$\theta$
1	32917.02	0.0028	3202.15	3.4	0.0084656
2	26838.72	0.0044	3057.37	3.06	0.0126225
3	21314.32	0.0051	2765.04	3.06	0.0128475
4	15919.78	0.0055	2349.56	3.06	0.0121784
5	10719.65	0.0052	1798.39	3.06	0.0101293
6	5521.14	0.0047	1073.15	3.06	0.0079021

**a) Vérification au renversement : (RPA99/V2003 [1] Art.5.5.):**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

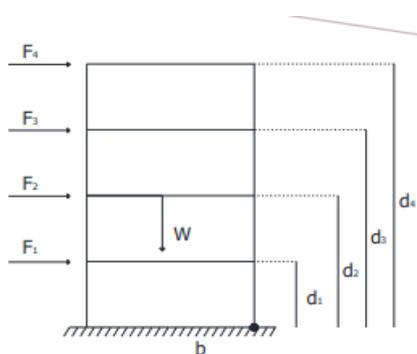
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$M_s > M_r$  Avec :

$M_s$  : moment stabilisant

$M_r$  : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.



**Tableau IV.11 : Vérification au renversement selon x**

ETAG E	Vx (KN)	fx	h (m)	W (KN)	Mr (KN)	Xg (m)	Ms (KN)	Vérific ation
1	3202.1 5	144.78	3.4	32917. 01	492.25	13.14	43252 9.5114	OK
2	3057.3 7	292.33	6.46		1888.4 5			OK
3	2765.0 4	415.48	9.52		3955.3 7			OK
4	2349.5 6	551.17	12.58		6933.7 2			OK
5	1798.3 9	725.24	15.64		11342. 75			OK
6	1073.1 5	1073.1 5	18.7		20067. 91			OK

**b- la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (Xg ; Yg ) ; Il faut vérifier**

**que :**  $\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$

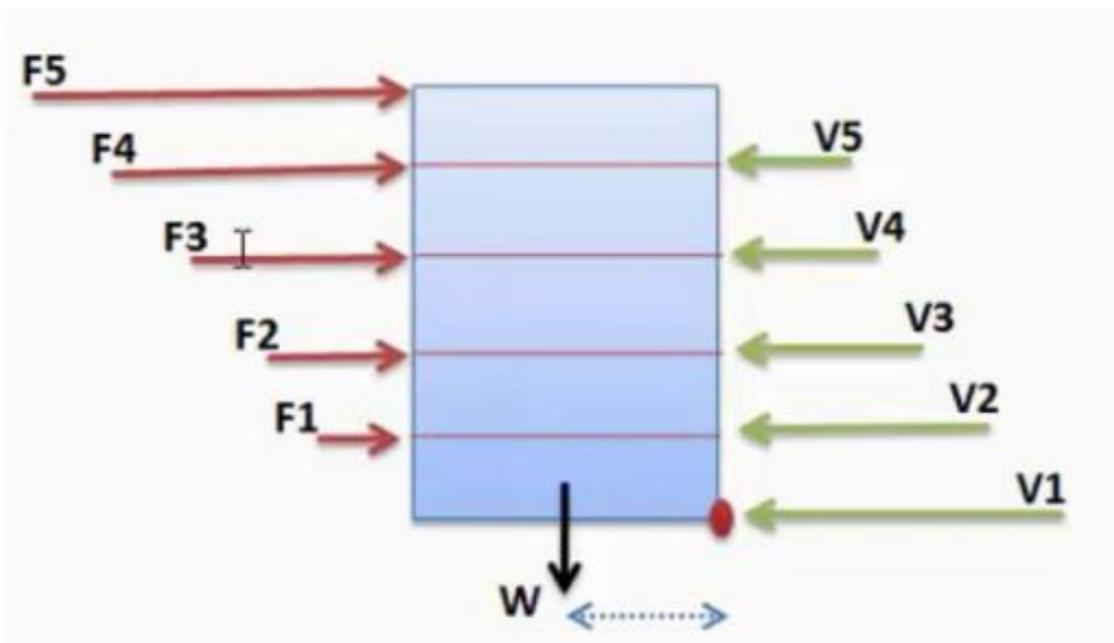


Tableau IV.12 : Vérification au renversement selon Y

ETAG E	Vy (KN)	fy	h (m)	W (KN)	Mr (KN)	Yg (m)	Ms (KN)	Vérification
1	3342.8 4	149.83	3.4	32917.01	509.42	11.24	36998 7.1924	OK
2	3193.0 1	316.53	6.46		2044.7 8			OK
3	2876.4 8	431.96	9.52		4112.2 6			OK
4	2444.5 2	555.35	12.58		6986.3 0			OK
5	1889.1 7	770.92	15.64		12057. 19			OK
6	1118.2 5	1118.2 5	18.7		20911. 28			OK

#### IV.11. Conclusion:

Dans ce chapitre et par l'exploitation des résultats donnés par le logiciel **ROBOT ANALYSE STRUCTURAL 2014** on obtient les différents modes de vibrations, on observe le comportement de la structure et les vérifications nécessaires. Après plusieurs simulations, nous avons opté le dernier modèle pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

# Chapitre V

## Ferraillage des éléments structuraux

## V.1. Ferrailage des poutres:

### V.1.1. Introduction:

Les éléments structuraux assurent la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme...), comme les poutres qui sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

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

### V.1.2. Recommandation du RPA :

#### a. Armatures longitudinales :

##### - Pourcentage total minimal

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

##### - Pourcentage total maximum

$$A_{max} = 4\% \times 30 \times 35 \Rightarrow \text{En zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times 30 \times 35 \Rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

##### • Poutres principales:

$$\text{Zone courante } A_{max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement } A_{max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

##### • Poutres secondaires:

$$\text{Zone courante } A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement } A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

### V.1.3. Étapes de calcul de ferrailage:

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit à l'ELU:

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  la section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{st} = 0$$

Si  $\mu > \mu_l$  la section est doublement armée (SDA)

**V.1.4. Ferrailage des poutres principales sans voile:****Tableau V.1 : Tableau des moments**

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	$M_{travée}^u = 44.26$	$M_{travée}^{ser} = 32.36$	$M_{travée}^{acc} = 34.83$
Le moment sur appui (KN.m)	$M_{appui}^u = - 72.04$	$M_{appui}^{ser} = - 52.67$	$M_{appui}^{acc} = - 79.30$

**a. En appuis:**

$$M_{ua} = 72.04 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72.04 \times 10^3}{30 \times (41)^2 \times 14.16} = 0.100 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.100 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.959$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{72.04 \times 10^3}{0.959 \times 41 \times 348} = 5.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\emptyset 14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

**b. En travée :**

$$M_{ut} = 44.26 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44.26 \times 10^3}{30 \times (41)^2 \times 14.16} = 0.061 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.061 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.26 \times 10^3}{0.975 \times 41 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{\min RPA} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.2 : Tableau Ferrailage des poutres principales en travées sans voile**

Ferrailage des poutres principales en travées								Ferrailage adopté	
NIV	comb	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	AS cm <sup>2</sup>	$A_{\min}$ RPA	choix	A cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	44.26	0.061	SSA	0.975	3.18	6	4HA14	6.16
Etage 1	ELU	44.26	0.061	SSA	0.975	3.18	6	4HA14	6.16
Etage 2	ELU	44.26	0.061	SSA	0.975	3.18	6	4HA14	6.16
Etage 3	ELU	44.26	0.061	SSA	0.975	3.18	6	4HA14	6.16
Etage 4	ELU	44.26	0.061	SSA	0.975	3.18	6	4HA14	6.16
Etage 5	ELU	44.26	0.061	SSA	0.975	3.18	6	4HA14	6.16

**Tableau V.3 : Tableau Ferrailage des poutres principales en appuis sans voile**

Ferrailage des poutres principales en Appuis								Ferrailage adopté	
NIV	Comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	AS cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> RPA	Choix	A cm <sup>2</sup>
RDC	Acc	79.30	0.111	SSA	0.955	5.81	6	4HA14	6.16
Etage 1	Acc	79.30	0.111	SSA	0.955	5.81	6	4HA14	6.16
Etage 2	Acc	79.30	0.111	SSA	0.955	5.81	6	4HA14	6.16
Etage 3	Acc	79.30	0.111	SSA	0.955	5.81	6	4HA14	6.16
Etage 4	Acc	79.30	0.111	SSA	0.955	5.81	6	4HA14	6.16
Etage 5	Acc	79.30	0.111	SSA	0.955	5.81	6	4HA14	6.16

**V.1.5. Ferrailage des poutres principales avec voile:****Tableau V.4 : Tableau des moments**

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	M <sup>u</sup> <sub>travée</sub> = 50.69	M <sup>ser</sup> <sub>travée</sub> = 37.03	M <sup>acc</sup> <sub>travée</sub> = 92.22
Le moment sur appui (KN.m)	M <sup>u</sup> <sub>appuis</sub> = - 82.22	M <sup>ser</sup> <sub>appuis</sub> = - 60.09	M <sup>acc</sup> <sub>appuis</sub> = -123.10

**Tableau V.5 : Ferrailage des poutres principales en travées avec voile**

Ferrailage des poutres principales en travées								Ferrailage adopté	
NIV	comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	AS cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> RPA	Choix	A cm <sup>2</sup>
RDC	Acc	92.22	0.129	SSA	0.948	6.81	6	4HA16	8.04
Etage 1	Acc	92.22	0.129	SSA	0.948	6.81	6	4HA16	8.04
Etage 2	Acc	92.22	0.129	SSA	0.948	6.81	6	4HA16	8.04
Etage 3	Acc	92.22	0.129	SSA	0.948	6.81	6	4HA16	8.04
Etage 4	Acc	92.22	0.129	SSA	0.948	6.81	6	4HA16	8.04
Etage 5	Acc	92.22	0.129	SSA	0.948	6.81	6	4HA16	8.04

**Tableau V.6 : Ferrailage des poutres principales en Appuis avec voile**

Ferrailage des poutres principales en Appuis								Ferrailage adopté	
NIV	comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	AS cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> RPA	Choix	A cm <sup>2</sup>
RDC	Acc	123.10	0.172	SSA	0.931	9.26	6	5HA16	10.05
Etage 1	Acc	123.10	0.172	SSA	0.931	9.26	6	5HA16	10.05
Etage 2	Acc	123.10	0.172	SSA	0.931	9.26	6	5HA16	10.05
Etage 3	Acc	123.10	0.172	SSA	0.931	9.26	6	5HA16	10.05
Etage 4	Acc	123.10	0.172	SSA	0.931	9.26	6	5HA16	10.05
Etage 5	Acc	123.10	0.172	SSA	0.931	9.26	6	5HA16	10.05

**V.1.6. Ferrailage des poutres secondaires:****Tableau des moments**

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	$M_{travée}^u = 25.12$	$M_{travée}^{ser} = 18.27$	$M_{travée}^{acc} = 46.20$
Le moment sur appui (KN.m)	$M_{appui}^u = - 33.51$	$M_{appui}^{ser} = - 24.39$	$M_{appui}^{acc} = - 45.93$

**Tableau V.7 : Ferrailage des poutres secondaires en travées**

Ferrailage des poutres secondaires en travées								Ferrailage adopté	
NIV	comb	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	AS $cm^2$	$A_{min}$ RPA	Choix	A $cm^2$
RDC	Acc	46.20	0.083	SSA	0.966	3.81	5.25	4HA14	6.16
Etage 1	Acc	46.20	0.083	SSA	0.966	3.81	5.25	4HA14	6.16
Etage 2	Acc	46.20	0.083	SSA	0.966	3.81	5.25	4HA14	6.16
Etage 3	Acc	46.20	0.083	SSA	0.966	3.81	5.25	4HA14	6.16
Etage 4	Acc	46.20	0.083	SSA	0.966	3.81	5.25	4HA14	6.16
Etage 5	Acc	46.20	0.083	SSA	0.966	3.81	5.25	4HA14	6.16

**Tableau V.8 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis**

Ferrailage des poutres secondaires en Appuis								Ferrailage adopté	
NIV	Comb	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	AS $cm^2$	$A_{min}$ RPA	Choix	A $cm^2$
RDC	Acc	45.93	0.083	SSA	0.966	3.80	5.25	4HA14	6.16
Etage 1	Acc	45.93	0.083	SSA	0.966	3.80	5.25	4HA14	6.16
Etage 2	Acc	45.93	0.083	SSA	0.966	3.80	5.25	4HA14	6.16
Etage 3	Acc	45.93	0.083	SSA	0.966	3.80	5.25	4HA14	6.16
Etage 4	Acc	45.93	0.083	SSA	0.966	3.80	5.25	4HA14	6.16
Etage 5	Acc	45.93	0.083	SSA	0.966	3.80	5.25	4HA14	6.16

**V.1.7. Vérifications des poutres :**

**- Vérifications à l'ELU:**

**a. Vérification de la condition de non fragilité:** Art A4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

**b. Poutres principales sans voile:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 41 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{min}$  ..... condition vérifié

**c. Poutres principales avec voile:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 41 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min}$  ..... condition vérifié

**d. Poutres secondaires:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 31 \times 2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{min}$  ..... condition vérifiée

**e. Justification sous sollicitation d'effort tranchant Art A.5.1.1 ,11 BAEL 91 [2] modifié 99**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale à:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{\frac{2}{3}} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

*pour les poutres principales*

$$\left\{ \tau_u = \frac{109.93 \times 10^3}{300 \times 410} = 0.893 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \right. \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

*pour les poutres secondaires*

$$\left\{ \tau_u = \frac{33.93 \times 10^3}{300 \times 310} = 0.364 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \right. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**f. Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 [2] modifié 99**

$$\tau_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times b \times 0.9 \times d}{\gamma_b}$$

**Pour les poutres principales**

$$\frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.41}{1.5} = 738 \text{ KN} > T_u$$

$$= 109.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Pour les poutres secondaires**

$$\frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.310}{1.5} = 558 \text{ KN} > T_u$$

$$= 33.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

**g. Influence de l’effort tranchant sur les armatures**

Appuis de rives Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au-delà du bord de l’appui et y ancrer une section d’armature longitudinale suffisante pour équilibrer l’effort tranchant  $T_u$

• **Poutres principales :**

$$A_{s \text{ ancre}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{109.93 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 4\text{HA14} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancre}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifie}$$

• **Poutres secondaires :**

$$A_{s \text{ ancre}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{33.93 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 4\text{HA14} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancre}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifie}$$

• **Appuis intermédiaires:**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l’état limite ultime  $M_u$  est inférieur à  $0.9dV_u$  on doit prolonger au delà du bord de l’appareil d’appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_u \text{ max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_u \text{ max} + \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

• **Poutres principales:**

$$A_{st} = \left(109.93 - \frac{72.04}{0.9 \times 0.41}\right) \frac{1}{348} \times 10 = -2.40 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

• **Poutres secondaires:**

$$A_{st} = \left(33.93 - \frac{33.51}{0.9 \times 0.310}\right) \frac{1}{348} \times 10 = -2.47 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**h. Entraînement des barres Art A.6.1.3 BAEL 91 [2]**

Pour qu’il n y est pas entraînement des barres il faut vérifier:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum \mu} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales:**

$$\sum \mu = n\Phi\pi = 4 \times 1.4 \times 3.14 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{109.93 \times 10^3}{0.9 \times 410 \times 351.6} = 0.847 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.847 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaires**

$$\sum \mu = n\Phi\pi = 4 \times 1.4 \times 3.14 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.93 \times 10^3}{0.9 \times 310 \times 301.4} = 0.403 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.403 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

**i. Longueur de cisaillement BAEL91[2] : Art A.6.1, 23**

$$L_s = \frac{\Phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Le BAEL limite  $L_s = 40\Phi$  pour FeE400

Pour  $\Phi 16$  :  $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 14$  :  $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 12$  :  $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 10$  :  $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet  $L_c$  est au moins égal à  $0.4L_s$

Pour  $\Phi 16$  :  $L_c = 25 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 14$  :  $L_c = 25 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 12$  :  $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 10$  :  $L_c = 20 \text{ cm}$

**- Vérification a l'ELS:**

**a. Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

• **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 31 \times \frac{2.1}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_{adapté} \geq A_{min}$  La condition de non fragilité est vérifiée; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

**b. Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

-Etat limite de compression du béton:

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq k\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} (k, \beta_1) \rightarrow$  on tirer du tableau a l'ELS

**c. Poutres principales :**

• **En travée:**

**Le centre de gravité:**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6.16 \times 10^{-4})}{0,30} \left[ \sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,41 \times 6.16 \times 10^{-4})}{7,5 \times (6.16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.131 \text{ m}$$

**Le moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,131^3}{3} + 15 \times [6.16 \times 10^{-4} \times (0.41 - 0,131)^2] = 9.43 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

**Les contraintes:**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3.236 \times 10^{-2}}{9.43 \times 10^{-4}} = 34.31 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 34.31 \times 0.131 = 4.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 4.49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

• **Sur appui :**

**Le centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6.16 \times 10^{-4})}{0,30} \left[ \sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0.41 \times 6.16 \times 10^{-4})}{7,5 \times (6.16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.131 \text{ m}$$

**Le moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0.131^3}{3} + 15 \times [6.16 \times 10^{-4} \times (0.41 - 0.131)^2] = 9.43 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

**Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.267 \times 10^{-2}}{9.43 \times 10^{-4}} = 55.85 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 55.85 \times 0.131 = 7.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 7.31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**d. Poutres secondaires:**

• **En travée :**

**Le centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6.16 \times 10^{-4})}{0,30} \left[ \sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0.310 \times 6.16 \times 10^{-4})}{7,5 \times (6.16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.110 \text{ m}$$

**Le moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,110^3}{3} + 15 \times [6,16 \times 10^{-4} \times (0,310 - 0,110)^2] = 5,02 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

**Les contraintes:**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,827 \times 10^{-2}}{5,02 \times 10^{-4}} = 36,39 \text{ MPa / m}$$

✓ Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 36,39 \times 0,110 = 4,002 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 4,002 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

**• Sur appui:**

**Le centre de gravité:**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6,16 \times 10^{-4})}{0,30} \left[ \sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,310 \times 6,16 \times 10^{-4})}{7,5 \times (6,16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0,110 \text{ m}$$

**Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,110^3}{3} + 15 \times [6,16 \times 10^{-4} \times (0,310 - 0,110)^2] = 5,02 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

**Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2,439 \times 10^{-2}}{5,02 \times 10^{-4}} = 48,58 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton:

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 48,58 \times 0,110 = 5,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 5,34 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**- Vérification de la flèche (CBA93 [3] Art A.6.5) :**

**a. Poutres principales:**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \\ \frac{A_s \text{ travée}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :  $M_t = K \times M_o$

K : est un coefficient rédacteur ( $0,75 \leq K \leq 0,85$ ), on prend  $K = 0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{450} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.10 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s \text{ travée}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{30 \times (41)} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0.0050 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{45}{450} \geq \frac{32.36}{10 \times 40.78} \rightarrow 0.10 > 0.08 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**b. Poutres secondaires:**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \\ \frac{A_s \text{ travée}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :  $M_t = K \times M_o$

K : est un coefficient rédacteur ( $0,75 \leq K \leq 0,85$ ), on prend  $K = 0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{390} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.094 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s \text{ travée}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{30 \times (31)} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0.0042 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{35}{390} \geq \frac{18.27}{10 \times 32.03} \rightarrow 0.089 > 0.057 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### V.1.8. Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des Armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant:

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right) = \min(1.1; 1.4; 3)$$

$\phi_1$ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit :  $\phi_1 = 8mm$

On choisira un cadre +un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### a. Calcul des espacements:

**Sens principal :**

- **Zone nodale (appui):**

$$S_t^{max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) \implies S_t = 11.25 \text{ cm}$$

- **Zone courante: (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

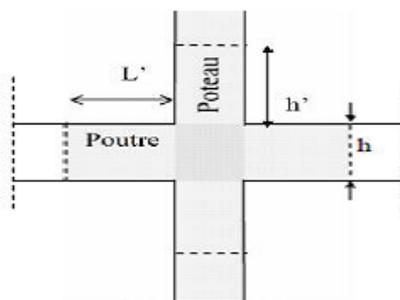
**Sens secondaire :**

- **Zone nodale (appui) :**

$$S_t^{max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30\right) \implies S_t = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \implies S_t = 15 \text{ cm}$$



**b. Détermination de la zone nodale:**

$$L = 2 \times h$$

Les poutres:

$$L = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Poutres principales (30x45).}$$

$$L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Poutres secondaires (30x35).}$$

**Remarque:**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

**c. Armatures transversales minimales:**

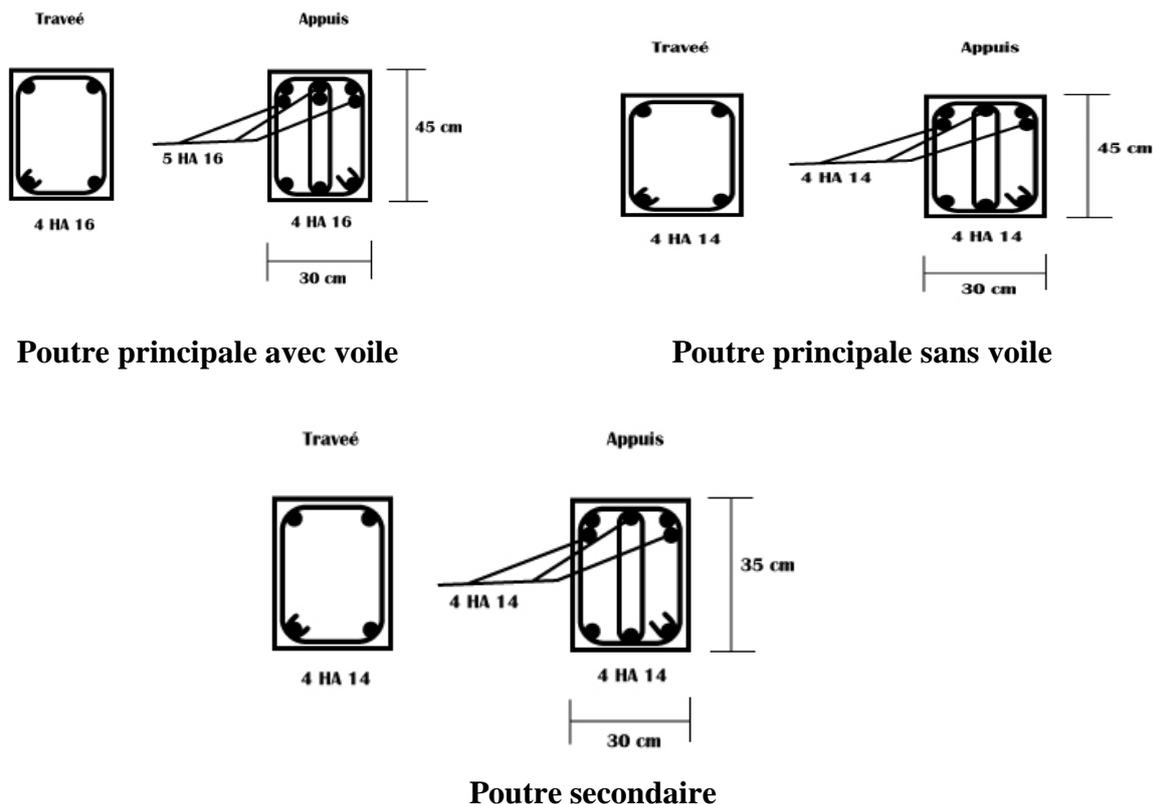
$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**d. Disposition des armatures:**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à:

- 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.



**Figure V.1 : Ferrailage des Poutres .**

**V.2. Ferrailage des poteaux:**

**V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens: longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	y <sub>b</sub>	F <sub>c28</sub>	F <sub>bu</sub>	y <sub>s</sub>	F <sub>e</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

**V.2.2) Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

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

Selon **RPA 99 révisé en 2003** [1](situation accidentelle)

- G + Q ± E ..... RPA 2003
- 0,8G ± E ..... RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes:

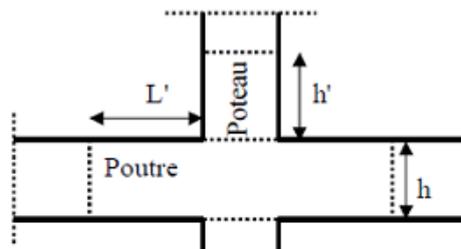
- Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)
- Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

### V.2.3) Recommandations du RPA99 révisé en 2003 [1] pour la zone IIa:

#### Armature longitudinale:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$$L' = 2h$$



$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$$

( $h_1 ; b_1$ ): section de poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

#### ❖ Ferrailage longitudinal:

- **Ferrailage minimal d'après RPA99 [1] (7.4.2.1):**

Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8% .

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage maximum:**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

**4% en zone courante.**

Poteau (45 × 45) → 0.04 × 45 × 45 = 81cm<sup>2</sup>

Poteau (35 × 35) → 0.04 × 35 × 35 = 49cm<sup>2</sup>

**6% en zone de recouvrement.**

Poteau (45 × 45) → 0,06 × 45 × 45 = 121.5 cm<sup>2</sup>

Poteau (35 × 35) → 0.06 × 35 × 35 = 73.5 cm<sup>2</sup>

**Calcul des armatures longitudinales:**

**Etape de calcul en flexion composée:**

**N : effort de traction**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d'$  Alors la section est **partiellement tendue (S.P.T)**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - d'$  Alors la section est **entièrement tendue (S.E.T).**

**N : effort de compression**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d'$  Alors la section est **partiellement comprimée(S.P.C).**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - d'$  Alors la section est **entièrement tendue (S.E.C).**

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} \dots \dots \dots (A)$$

$M_a$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$M_a = M_u \times e_a$  Moment fictif

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 F_{bc}}$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{Z} - N \right)$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \quad \text{et} \quad A' = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l' inégalité (A) n' est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l' inégalité suivante:

$$(d - d')N_u - M_F < (0.5 - d'b)hF_{bc} \dots \dots \dots \text{(B)}$$

- Si l' inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d' armatures inférieures comprimées

$$A = \frac{M_a - (d - 0.5h)bhF_{bc}}{(d - d')\sigma_s} A_s = \frac{N_u - bhF_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l' inégalité (B) n' est pas vérifiée, la section n' a pas besoin d' armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bhF_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{M_a = M_u \times e_a}{bd^2 F_{bc}}}{0.8571 - \frac{d'}{h}}$$

**V.2.4 ) Exemple de calcul:**

Soit le poteau de l'étage courant (45X45)

$$b = 45 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ cm};$$

$$d' = 0,1h = 0,1 \times 0,45 = 0,045 \text{ cm}.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{41.88}{789.08} = 0.053$$

$$\frac{h}{2} - d' = \frac{0.45}{2} - 0.045 = 0.18$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.053 + 0.18 = 0.23 \text{ m}$$

**Le moment fictif Ma:**

$$M_a = N \cdot e_a = 789.08 \times 0.053 = 41.82 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_a = 789.08 \times 10^{-3} \times (0.41 - 0.045) - 41.82 \times 10^{-3} = 0.23$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.045}{0.41}\right) \times 0.4 \times 0.41^2 \times 14.17 = 0.24$$

Donc : 0.23 < 0.24

$$N(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc}$$

➔ Section partiellement comprimée avec des armatures inférieures

**Moment réduit μ :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.82 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.41^2 \times 14.17} = 0.04$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.04)}) = 0.052$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.41 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 0.40 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.826} \left( \frac{41.82 \times 10^{-3}}{0.40} - 789.82 \times 10^{-3} \right) = -0.0019 < 0$$

Donc la section peut résister sans ferrailage.

Suivant le RPA :  $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_{\min \text{ RPA}} = 16.2 \Rightarrow 4HA20 + 2HA16 = 16.59 \text{ cm}^2$

**V.2.5) Le calcul de ferrailage** est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l' aide du logiciel **EXPERT**.

❖ **Ferrailage des poteaux :**

- **Ferrailage des poteaux sans voile :**

• **Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux sans voile**

Section	C O M	Effort normal N(KN)	Moment $M_Y$ (KN.m)	Moment $M_Z$ (KN.m)	es(m)	(h/2) -c	Nature	A' s (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
<b>Du RDC au 2eme (45 X 45)</b>	E L U	$N_{max} =$ 1449.58	$M_{cor} =$ 3.53	$M_{cor} =$ -5.63	0.003	0.18	SEC	/	13.3	16.2	4HA20 + 2HA16 =16.59 cm <sup>2</sup>
	A C C	$N_{cor} =$ 87.10	$M_{max} =$ 98.22	$M_{cor} =$ 3.84	1.2	0.18	SPC				
	A C C	$N_{cor} =$ 122.75	$M_{cor} =$ 14.85	$M_{max} =$ 51.42	0.41	0.18	SPC				
	A	$N_{min} =$	$M_{cor} =$	$M_{cor} =$	0.099	0.18	SET				

	C C	-355.88	-35.53	-0.69							
Du 3eme Au 5eme (35X3 5)	ELU	$N_{max} = 680.84$	$M_{cor} = 5.98$	$M_{cor} = -6.27$	0.009	0.14	SEC	/	8.1	9,8	4HA16+ 2HA14= 11.12 cm <sup>2</sup>
	ACC	$N_{cor} = 57.28$	$M_{max} = 61.95$	$M_{cor} = 5.11$	1.08	0.14	SPC				
	ACC	$N_{cor} = 56.73$	$M_{cor} = 11.58$	$M_{max} = 39.15$	0.69	0.14	SPC				
	ACC	$N_{min} = -137.45$	$M_{cor} = -37.35$	$M_{cor} = 1.78$	0.27	0.14	SPT				

- Ferrailage des poteaux avec voile :

Tableau V.10: Ferrailage des poteaux avec voile

Section	COM	Effort normal N(KN)	Moment $M_Y$ (KN.m)	Moment $M_Z$ (KN.m)	es(m)	(h/2)-c	Nature	A's (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Du RDC au 2eme (45X45)	ELU	$N_{max} = 425.15$	$M_{cor} = 22.01$	$M_{cor} = -8.97$	0.051	0.18	SEC	/	38.4	16.2	8HA25 =39.27 cm <sup>2</sup>
	ACC	$N_{cor} = 1514.55$	$M_{max} = -66.51$	$M_{cor} = -1.09$	0.04	0.18	SEC				
	ACC	$N_{cor} = 1021.02$	$M_{cor} = -8.76$	$M_{max} = 54.25$	0.053	0.18	SEC				
	ACC	$N_{min} = -1221.25$	$M_{cor} = -60.68$	$M_{cor} = -0.81$	0.049	0.18	SET				
Du 3eme Au 5eme (35X35)	ELU	$N_{max} = 178.20$	$M_{cor} = 17.29$	$M_{cor} = -8.86$	0.02	0.097	SEC	/	11.6	9,8	6HA16 =12.06 cm <sup>2</sup>
	ACC	$N_{cor} = 197.13$	$M_{max} = 49.19$	$M_{cor} = -3.32$	0.24	0.14	SPC				
	ACC	$N_{cor} = 122.52$	$M_{cor} = 21.15$	$M_{max} = -21.05$	0.17	0.14	SPC				
	ACC	$N_{min} = -289.15$	$M_{cor} = -25.80$	$M_{cor} = -0.95$	0.08	0.14	SET				

**V.2.6). Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)[1]:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times F_{c28}$$

Avec :

$\tau_{bu}$  : Contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

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

$\lambda_g$ :  $L'$  élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_F}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_F}{b}$$

$$L_F = 0.7 \times 306 = 214.2$$

$L_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{214.2}{45} = 4.76 \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.04$$

$$\bar{\tau}_b = \rho_b \times F_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (40 x 40):**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{123.74 \times 10^3}{450 \times 410} = 0.67 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (35x 35):**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{105.84 \times 10^3}{350 \times 310} = 0.97 \text{ MPa}, \quad \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On conclue que les contraintes tangentielles sont admissibles.

**a. Longueur d' ancrage (B.A.E.L.91 [2]Article :A.6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 F_{t28}$$

$$F_{t28} = \frac{0}{6} + 0.06 F_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

- **HA14:**  $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.4 \text{ cm}$  on prend  $L_s = 50 \text{ cm}$
- **HA16:**  $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$  on prend  $L_s = 60 \text{ cm}$
- **HA20:**  $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$  on prend  $L_s = 70 \text{ cm}$
- **HA25:**  $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{2.5 \times 400}{4 \times 2.835} = 88.18 \text{ cm}$  on prend  $L_s = 90 \text{ cm}$

**b. Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$**

- Pour les HA14 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA20 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- Pour les HA25 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$

### c. Armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel: Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements. Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

### d. Diamètre des armatures: (Art A.8.1,3/BAEL91 [2]modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$\phi_l^{max}$  : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003)

Soit ( $A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4HA10$ )

### e. Calcul des espacements:

- **L' espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003[1]).**

❖ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l^{\text{min}}; 15\text{cm}) = \text{Min}(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

**Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$**

❖ **En zone courante:**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\text{min}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

**Nous adoptons :  $S_t = 18\text{cm}$**

Avec:

$\phi_l^{\text{min}}$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

**f. Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) [1]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$F_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**g. Elancement géométrique du poteau:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec :  $L_f$  : La longueur de flambement des poteaux ( $L_f = 0,707 l_0$ )

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3 / 12$ ) par rapport à l'axe faible

- **Application numérique:**

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0.707 l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.0021}{0.14}} = 0.12$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.16}{0.12} = 18$$

$\lambda_g \geq 5$  Donc le coefficient :  $\rho_a = 2.50$

$L'$  effort tranchant max est égal à :  $V_u = 123.74$  KN

Pour les poteaux du RDC a 2eme étage (45×45) :

❖ **Zone nodale  $S_t = 10$  cm**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t = \frac{2.5 \times 123.74}{45 \times 45} \times 10 = 1.52 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante  $S_t = 18$  cm**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t = \frac{2.5 \times 123.74}{45 \times 45} \times 18 = 2.74 \text{ cm}^2$$

**h. Quantité d' armatures transversales minimales du RPA:**

Pour  $\lambda_g \geq 5$  , la quantité d' armatures transversales est donnée comme suit :

$A_{tmin} = 0,3 \% . S . b$

❖ **En zone nodale:**

$$A_{tmin} = 0.3\% b S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante:**

$$A_{tmin} = 0.3\% b S_t = 0.003 \times 45 \times 18 = 2.43 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

**e. Délimitation de la zone nodale:**

Au niveau des poutres  $L' = 2xh$

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max( 51; 45 ; 45 ; 60\text{cm} )$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

**V.2.7) Vérification des contraintes à L'ELS:**

**a. Etat limite d'ouvertures des fissures:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

### b. Etat limite de compression du béton:

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_{ser}$  et  $N_{ser}$  on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28} = 15MPa \quad (\text{BAEL91}[2]\text{A. 4. 5. 2})$$

• Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

### c- Vérification des contraintes:

$$N_{ser} = 37212.04 \text{ KN} \quad M_{ser} = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{8.91}{37212.04} = 0.0002$$

La section homogène est:

$$B_0 = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow A_s = A'_s = 26.89 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 45 \times 45 + 15(26.89 + 26.89) = 2831.7 \text{ cm}^2$$

$V_1$  et  $V_2$  seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plus comprimée:

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(Ad' + A'd) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{2831.7} \left[ \frac{45 \times 45^2}{2} + 15(26.89 \times 41 + 26.89 \times 41) \right] = 16.87 \text{ cm}^2 \\ V_2 = 45 - 16.87 = 28.13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{45}{3}(16.87^3 + 28.13^3) + 15 \times [26.89 \times (16.87 - 4)^2 + 26.89 \times (28.13 - 4)^2] \\ &= 707567.8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Condition limite:

$$e < CL_1$$

$$CL_1 = \frac{I_0}{B_0 \times V_1} = \frac{707567.8}{2831.7 \times 16.87} = 14.81 \text{ cm}^2$$

$$e = e_0 + \left( V_2 - \frac{h}{2} \right) = 0.02 + \left( 28.13 - \frac{45}{2} \right) = 5.65 \text{ cm}$$

$$e = 5.65 \text{ cm} < CL_1 = 8.72 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

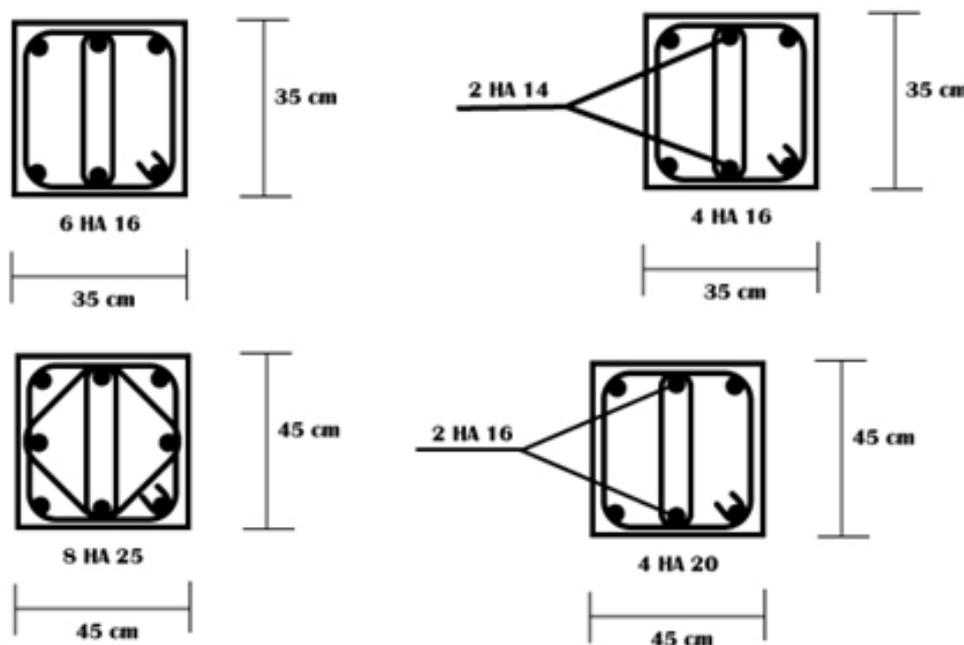
**d. Vérification des contraintes:**

- En béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_s}{B_0} \right) + N_s \cdot e \cdot \left( \frac{V_1}{I} \right) = \left( \frac{37212.04}{0.28317} \right) + 37212.04 \times 0.0002 \times \left( \frac{0.0016}{0.007075678} \right)$$

$$= 13.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.14 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$



**Figure V.2 : Ferrailage des Poteaux**

**Conclusion:**

Le ferrailage des différents poteaux est effectué suivant la section minimale d'armature (Asmin) correspondante commandée par le règlement «RPA.99-V 2003»[1] **En zone II .**

### V.3. Ferrailage des voiles:

#### V.3.1. Introduction:

Le voile béton est une paroi, obtenue par coulage d'un béton, dans un coffrage vertical. Il peut être réalisé en béton décoratif qui est soumis à des forces verticales et à des forces horizontales, ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures:

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

#### V.3.2) Les combinaisons des actions:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

##### BAEL.91/modifié99:

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS:G+Q

##### RPA.99/modifié2003:

0.8 G+E

G +Q +E

#### V.3.3) Exposé de la méthode:

la méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \end{cases}$$

Avec:

B : section du béton.

I: moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier,  $V = V' = L_{voile}/2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) d  $\sigma$  donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

**he** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

**Lc** : la longueur de la zone comprimée  $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$

**Lt**: longueur tendue =  $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

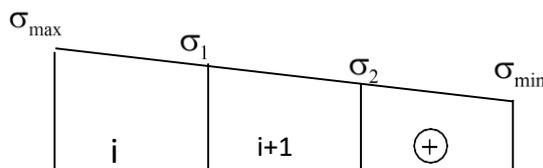
• **Section entièrement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

**Avec :**

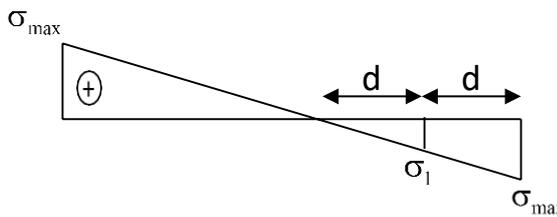
e : épaisseur du voile.



• **Section partiellement comprimée:**

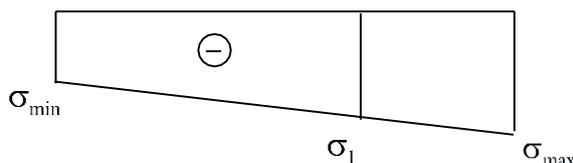
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$



**V.3.4) Calcul des sections d' armatures verticales:**

• **Section entièrement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma_{s2}$ : Contrainte de l' acier.

• **Section partiellement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$ : Contrainte de l'acier.

- **Section entièrement tendue:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$ : Contrainte de l'acier.

### V.3.5) Armatures minimales:

- **Pour une Section entièrement comprimée:**

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91[2]modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91[2]modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{BF_{t28}}{F_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23BF_{t28}}{F_e}; 0.005B \right\}$$

**Avec:**

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

### V.3.6) Armatures verticales:

Le ferrailage sera fait sous la combinaison :  $G + Q \pm E$  ;  $0,8G \pm E$

on a le cas le plus défavorable est  $G + Q + E_y$

**Les sollicitations:**

$$\text{D'après l'logiciel ROBOT : On a : } \begin{cases} M = 1445.07 \text{ KN.m} \\ N = 1454.03 \text{ KN} \\ T = 599.35 \text{ KN} \end{cases}$$

On utilise la méthode de NAVIER :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$

A : La surface de voile =  $e \times h = 0,15 \times 4.2 = 0,63 \text{ m}^2$

I : Le moment d'inertie =  $\frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 3^3}{12} = 0.34 \text{ m}^4$  Suivant la grande inertie.

V et V' : Position de centre de gravité =  $\frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 4.2 \text{ m} \\ e = 0,15 \text{ m} \\ A = e \times L = 0,15 \times 4.2 = 0.63 \text{ m}^2 \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,15 \times (4.2)^3}{12} = 0.22 \text{ m}^4 \\ V = V' = \frac{L}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Calcul des contraintes:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1454.03}{0.63} + \frac{1445.07}{0.22} \times 2.1 = 16101.83 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{1454.03}{0.63} - \frac{1445.07}{0.22} \times 2.1 = -11850.01 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$(\sigma_1, \sigma_2)$  sont de signes opposés  $\rightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée.

En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

**V.3.7) La longueur de section tendue:**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

Avec :

L : la longueur de voile.

$\sigma_1$ : La contrainte de compression.

$\sigma_2$ : La contrainte de traction.

$$L_t = 4.2 \times \left( \frac{11850.01}{16101.83 + 11850.01} \right) = 0,42 \text{ m}$$

L'effort de traction de la zone tendue est donné par :

$$F_t = \frac{\sigma_2 \cdot e \cdot L_t}{2} = \frac{11850.01 \times 0,15 \times 0,42}{2} = 373.27 \text{ KN}$$

La section des armatures tendues est calculée comme suite :  $A_s = \frac{F_t}{f_e}$

$$A_s = \frac{373.27 \times 10^{-3}}{400} = 9.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.33 \text{ cm}^2$$

**V.3.8) Acier de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} \quad \text{avec : } T = 1.4 \quad T_u = 1,4 \times 599.35 = 839.09 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{839.09 \times 10^{-3}}{400} = 2.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.33 + 2.09 = 11.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement:**

✓ En zone courante:

✓ En zone courante :  $St \leq \min (1.5e, 30) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$ .

Donc:  $St = 20\text{cm}$ .

✓ En zone d'extrémité :  $Sta = \frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$

**V.3.9) Armatures minimales:**

✓ **Zone tendue :**

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.7.4.1)

$$A_{RPA} = 0,20\% e \times L_t = \frac{0,20}{100} \times 15 \times 42 = 1.26 \text{ cm}^2$$

**Globalement dans la section du voile:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3)

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times l = 0,0015 \times 15 \times 42 = 0.95 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3)

$$A_{\min} = 0,10\% \times e \times l = 0,001 \times 15 \times 42 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage vertical sera reparti d'une façon symétrique sur la section du voile

• En zone courante : On adopte :  $6\Phi 12 (e=15) \Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA} = 0.63 \text{ cm}^2$

• En zone tendue : On adopte :  $4\Phi 12 (e=15) \Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA} = 1.26 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ global adoptée} = 6\Phi 12 + 4\Phi 12 = 11.31 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA} = 4.2 \text{ cm}^2$$

**V.3.10) Armatures horizontales:**

**D' après le BAEL 91:**

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.82 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = 4.2 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$ .**

**V.3.11) Vérification de cisaillement:**

**Il faut vérifier :**  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sous les combinaisons sismiques  $\rightarrow V_u = 599.35 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{b \times d} = \frac{1,4 V_u}{b \times 0,9 \times h} = \frac{1,4 \times 599.35 \times 10^3}{0,9 \times 4200 \times 150} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée.

### V.3.12) Armatures transversales:

Les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Dont le diamètre des armatures  $\phi_t$  est tel que  $\phi_t \geq \phi_v / 3$ ,  $\phi_v$  étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\phi_v = 12 \text{ mm} \quad \dots \quad \phi_t \geq 12 / 3 = 4 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{On adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

#### Remarque:

Les voiles étudiés et ferrailés sont les voiles de plus grandes et petites dimensions. VT1= 4.20 m.

Pour les voiles VT2 à VT16 seront calculés et ferrailés par la même méthode de calcul avec les voiles précédents.

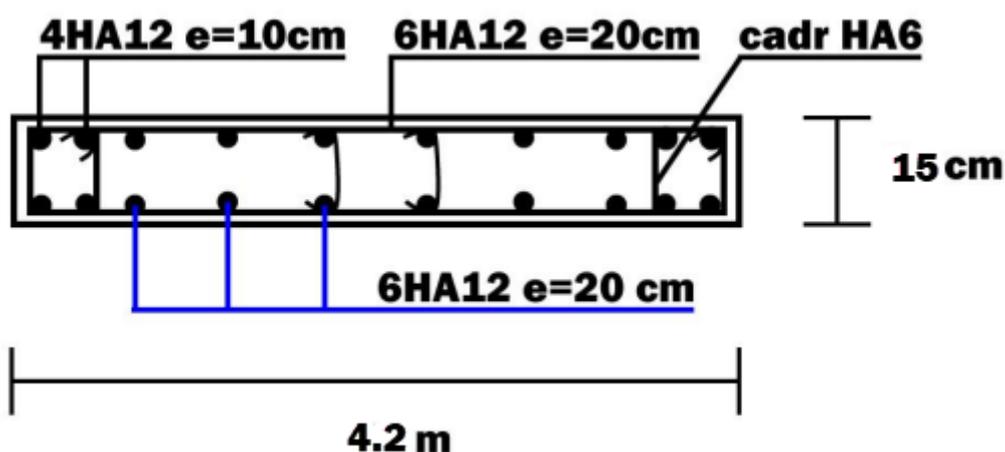


Figure V.3 : Ferrailage de voile

### V.4. Conclusion :

Le ferrailage des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) a été effectué dans ce chapitre selon les sollicitations maximales extraites par logiciel ROBOT. Ce ferrailage a été calculé tout en respectant les recommandations proposées par le RPA 99[1].

# Chapitre VI

## Etude De L'infrastructure

### **VI.1. Introduction:**

Les fondations permettent la transmission des efforts de la construction au sol par l'ensemble de ses éléments géométriques (base et faces latérales). Suivant le type de fondations, l'influence de ces éléments est plus ou moins prépondérante.

Mais en génie civil on distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### **a) Fondations superficielles:**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

#### **b) Fondations profondes:**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

### **VI.2. Etude du sol:**

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

#### **❖ Remarque:**

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

### **VI.3. Choix du type de fondation:**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol
- Facilité d'exécution
- Economie

❖ **Remarque:**

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

**VI.3.1. Semelles isolés sous poteaux:**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{S_{max}}$  qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} + K \Rightarrow \frac{40}{40} + 1$$

D'où  $A=B$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 37212.04 \text{ KN}; \quad \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{37212.04}{200}} = 13.64 \text{ m} \Rightarrow A = B = 13.64 \text{ m}$$

**Conclusion:**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

Donc :

On vérifie est-ce que la semelle filante est valable:

On utilise :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible de sol

$S_{semelle}$  : Surface de la fondation

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur les fondations

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{37212.04}{200} = 186.06 \text{ m}^2$$

Pourcentage d'occupation de la surface d'après <sup>2</sup>< DTR.BC.2.2 > pour le choix de fondation :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{186.06}{593.6} = 0.31 \Rightarrow 31 \% < 50 \%$$

Alors on utilise les semelles filantes pour cette structure.

#### IV.3.2. Semelles filantes:

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

On a deux cas :

- Cas 01 : semelle filante sous 2 poteaux
- Cas 02 : semelle filante sous voile

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### VI.4. Détermination de la charge totale transmise à la fondation:

- Cas 01 :  $\sum N_s = 1861.66 \text{ KN}$
- Cas 02 :  $\sum N_s = 1279.67 \text{ KN}$

#### VI.5. Calculs de la semelle filante sous mûr voile et poteau:

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée

#### VI.6. Pré dimensionnement des semelles filantes:

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \sigma_{sol}$$

Avec:  $\sigma_{sol}$ : 2 bar = 200 KN/m<sup>2</sup> = 0.2 MPa

$$\Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- Cas 01 :  $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{1861.66}{200} = 9.3 \text{ m}^2$
- Cas 02 :  $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{1279.67}{200} = 6.39 \text{ m}^2$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = 26.5 \text{ m}$$

Donc :

- Cas 01 :  $B \geq Sf / L = 9.3 / 26.5 = 0.35 \text{ m}$  et on opte = 1.50 m
- Cas 02 :  $B \geq Sf / L = 6.39 / 26.5 = 0.24 \text{ m}$  et on opte = 1.80 m

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

- Cas 01 :  $d \geq \frac{1.5-0.45}{4} = 0.26 \text{ m} \Rightarrow ht = d + 0.05 = 0.26 + 0.05 = 0.31 \text{ m} \Rightarrow$  on opte = 40cm
- Cas 02 :  $d \geq \frac{1.80-0.45}{4} = 0.34 \text{ m} \Rightarrow ht = d + 0.05 = 0.34 + 0.05 = 0.39 \text{ m} \Rightarrow$  on opte = 40 cm

**VI.7. Vérification des semelles filantes:**

**VI.7.1. Vérification au poinçonnement:**

La fraction de la charge P directement transmise au sol n'est donc pas appondre en compte dans la vérification de poinçonnement.

Il reste a vérifié la contrainte de poinçonnement  $\tau$  avec la charge :

$$\tau = \frac{P1}{2h} \leq \tau_{Lim} = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$P1 = P \left(1 - \frac{a+5h/3}{A}\right)$$

- Cas 01 :  $P1 = 1861.66 \left(1 - \frac{0.45+5(0.45)/3}{1.5}\right) = 372.33$   
 $\Rightarrow \tau = \frac{372.33}{2*0.45} = 413.7 = 0.413 \text{ MPa}$   
 $\tau = 0.413 \leq \tau_{Lim} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$
- Cas 02 :  $P1 = 1279.67 \left(1 - \frac{0.45+5(0.45)/3}{1.8}\right) = 426.55$   
 $\Rightarrow \tau = \frac{426.55}{2*0.45} = 473.95 = 0.473 \text{ MPa}$   
 $\tau = 0.473 \leq \tau_{Lim} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

**VI.7.2. Vérification des contraintes:****a. L'excentricité:**

- Cas 01 :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21.41}{1861.66} = 0.011 \text{ m} < b/6 = 0.45/6 = 0.075 \dots\dots\dots \text{CV}$
- Cas 02 :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21.41}{1279.67} = 0.016 \text{ m} > b/6 = 0.45/6 = 0.075 \dots\dots\dots \text{C.V}$

**b. Vérification de la stabilité au renversement:**

- Cas 01 :  $B/4 = 1.5/4 = 0.38 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.011 \text{ m} \leq B/4 = 0.38 \dots\dots\dots \text{CV}$
- Cas 02 :  $B/4 = 1.8/4 = 0.45 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.016 \text{ m} \leq B/4 = 0.45 \dots\dots\dots \text{CV}$

**VI.7.3. Ferrailage:**

On a :

- Cas 01 :  $e_0 = 0.011 \text{ m} \leq B/24 = 1.5/24 = 0.062 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$
- Cas 02 :  $e_0 = 0.016 \text{ m} \leq B/24 = 1.8/24 = 0.075 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Donc :

$$\text{- Cas 01 : } A_s = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8d.\sigma_s} = \frac{1861.66 \times \left(1 + 3 \times \frac{0.011}{1.5}\right) (1.5 - 0.45)}{1141.44} = 17.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 9 \text{ HA } 16 = 18.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Cas 02 : } A_s = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8d.\sigma_s} = \frac{1279.67 \times \left(1 + 3 \times \frac{0.016}{1.8}\right) (1.8 - 0.45)}{1141.44} = 15.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 8 \text{ HA } 16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

**❖ Armatures de répartition :**

- Cas 01 :

$$A_r = A_s \cdot B/4 = 18.10 \cdot 1.5/4 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

- Cas 02 :

$$A_r = A_s \cdot B/4 = 16.08 \cdot 1.8/4 = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

**❖ L'espacement :**

$$e \geq 6.\emptyset + 6 \Rightarrow e \geq 6(1.4) + 6 = 14 \text{ cm}$$

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

**VI.8. Dimensionnement de la poutre de rigidité:**

La hauteur de la poutre de rigidité est :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$  avec :  $L = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{420}{9} \leq h_t \leq \frac{420}{6} \Rightarrow 46.66 \leq h_t \leq 70$$

On prend:  $h = 70 \text{ cm}$

La largeur de la poutre de rigidité est :  $\frac{1}{3}h \leq b \leq \frac{2}{3}h \implies 23.33 \leq b \leq 46.66$

On prend:  $b = 45 \text{ cm}$

### VI.8.1. Ferrailage à l'ELU:

Dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montage.

Dans le sens transversal le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

### VI.8.2. Ferrailage de la poutre de rigidité:

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode de trois moments).

D'après les résultats du robot on a :

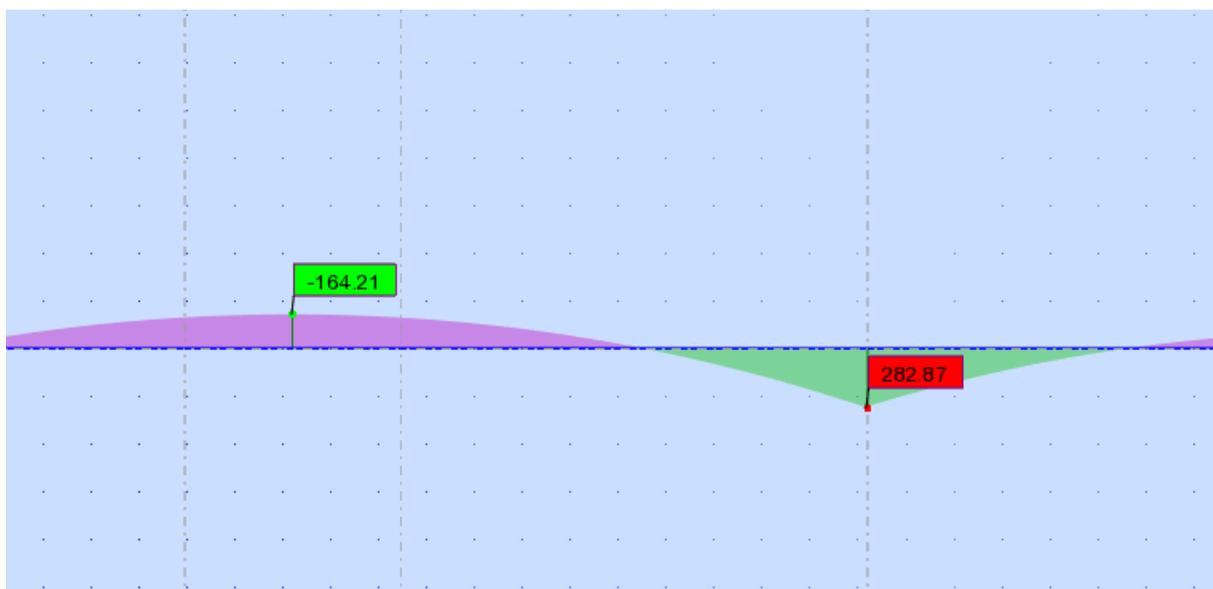


Figure:VI.1) : diagramme des moments de la poutre de rigidité

VI.8.3) Le calcul du ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

➤ On utilise pour le calcul les formules suivant :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$Au = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ On à les résultats suivants :

- Les moments en travées :

**Tableau VI.1 : les moments en travée**

Travée	$M_t$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )
1 - 2	164.21	0.064	SSA	0.974	7.69	18	4HA20+4HA20	25.13
2 - 3	164.21	0.064	SSA	0.974	7.69	18	4HA20+4HA20	25.13

- Les moments en appuis :

**Tableau VI.2 : les moments en appuis**

Appuis	$M_a$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )
1	282.87	0.11	SSA	0.956	13.49	18	4HA20+4HA20	25.13
2	282.87	0.11	SSA	0.956	13.49	18	4HA20+4HA20	25.13
3	282.87	0.11	SSA	0.956	13.49	18	4HA20+4HA20	25.13

**VI.8.4) Armatures transversales:**

- Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} \implies \phi \leq \min \left\{ \frac{70}{30} ; \frac{45}{10} ; 2 \right\} \implies \phi \leq \min \{ 2.33 ; 4.5 \}$$

On prend  $\phi = 8 \text{ mm}$

**VI.8.5) Calcul des espacements:**

▪ Selon le BAEL91:

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 63 ; 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$$

▪ Selon le RPA99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi \right\} \implies S_t \leq \min \left\{ \frac{70}{4} ; 12 \times 2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 17.5 ; 24 \}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**VI.8.6) Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \}$$

(Fissuration peut préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 213.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{213.31 \times 10^3}{450 \times 630} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**VI.8.7. La longueur de recouvrement:**

La longueur minimale de recouvrement  $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur doit être effectué avec des crochets 90° .

**VI.9. Etude des longrines:**

Les longrines servent à enchaîner les semelles et éviter le déplacement des poteaux et des murs, les uns par rapport aux autres.

Dans notre cas les longrines seront calculées pour supporter une force de traction :  $F = N/\alpha > 20$

Avec :

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

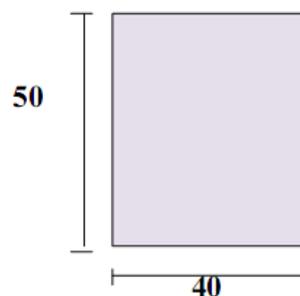
$\alpha$  : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie du sol.

(Zone II, site ferme S3) donc :  $\alpha = 12$

**VI.9.1) Dimensionnement des longrines :**

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale (des longrines sont (25x30) cm<sup>2</sup>.

Pour le site S3, on choisit donc une section de (40x50) cm<sup>2</sup>.



**Figure VI.2: Dimensionnement des longrines**

**VI.9.2) Ferrailage de la longrine:**

On ferraille une longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour toutes les longrines.

- **Armatures longitudinales:**

$$N_{max} = 37212.04 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{37212.04}{12} = 3101 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{3101}{348} = 8.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 40 \times 50 = 12 \text{ cm}^2$$

Donc on opte :  $8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \implies \phi_t \leq \min\left(\frac{50}{30}; 1.14; \frac{40}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On adopte pour un cadre  $\phi 8$  et une épingle  $\phi 8$ .

- **Espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_t) \implies S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1.14) = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

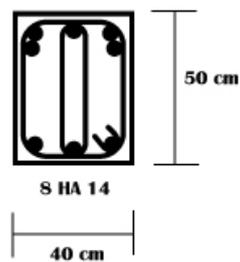


Figure VI.3 : ferrailage de Longrin

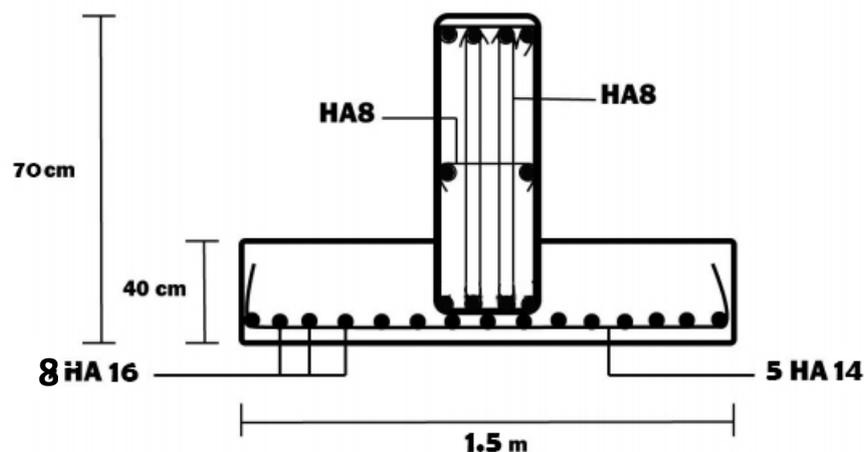


Figure VI.4 : Ferrailage semelle filante sous poteau

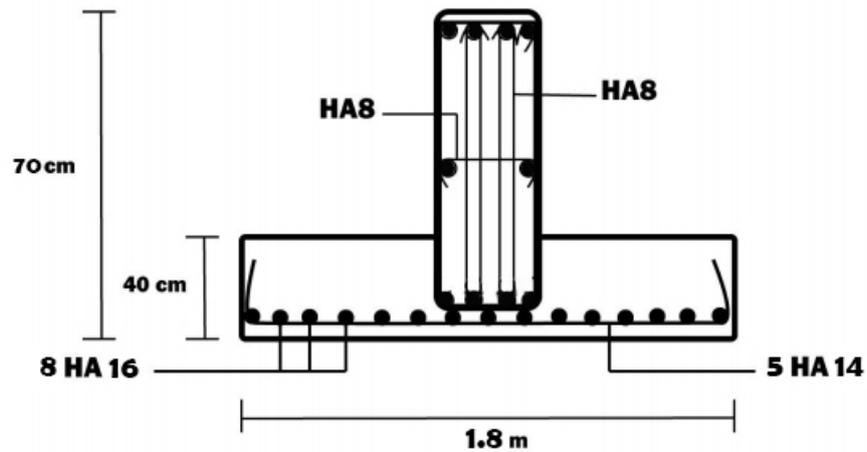


Figure VI.5 : Ferrailage semelle filante sous voile

#### VI.10. Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié l'infrastructure de cette construction on prenant en compte la qualité du sol et les caractéristiques du bâtiment. Vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

# Chapitre VII

# Analyse non linéaire

### VII.1. Introduction :

Dans ce chapitre, une analyse non linéaire est effectuée sur notre structure en se basant sur la méthode Pushover qui consiste à appliquer une charge horizontale incrémentale sur la hauteur de la structure jusqu'à la ruine complète des éléments porteurs. Cette analyse est effectuée par Logiciel SAP 2000 qui permet de modéliser le comportement non linéaire des éléments de résistance d'une structure aux charges latérales.

### VII.2. Analyse Pushover :

L'analyse Pushover est une méthode directe permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. L'utilisation de cette analyse permet de [6]:

- Décrire le comportement réel de la structure sous chargement croissant.
- Evaluer les sollicitations et déplacements des éléments structuraux.
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, telles que : l'estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie, détermination des sollicitations réelles des éléments fragiles, conséquences de la détérioration de la résistance des éléments, identification des zones critiques où siège de grandes déformations.

### VII.3. Principe de la méthode (Méthode de la capacité spectrale) :

Le principe de la méthode Pushover consiste à chevaucher la courbe représentant la réponse de la structure sous chargement progressive non-linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse) [7]. L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de certaines considérations qui vont être exposées par la suite représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira, et subséquent son degré de pénétration dans le domaine plastique [8].

L'analyse Pushover revient donc à faire superposer entre la capacité et la demande sismique. Dans un premier temps il sera question de développer les notions de capacité et de demande sismique.

### VII.4. Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux

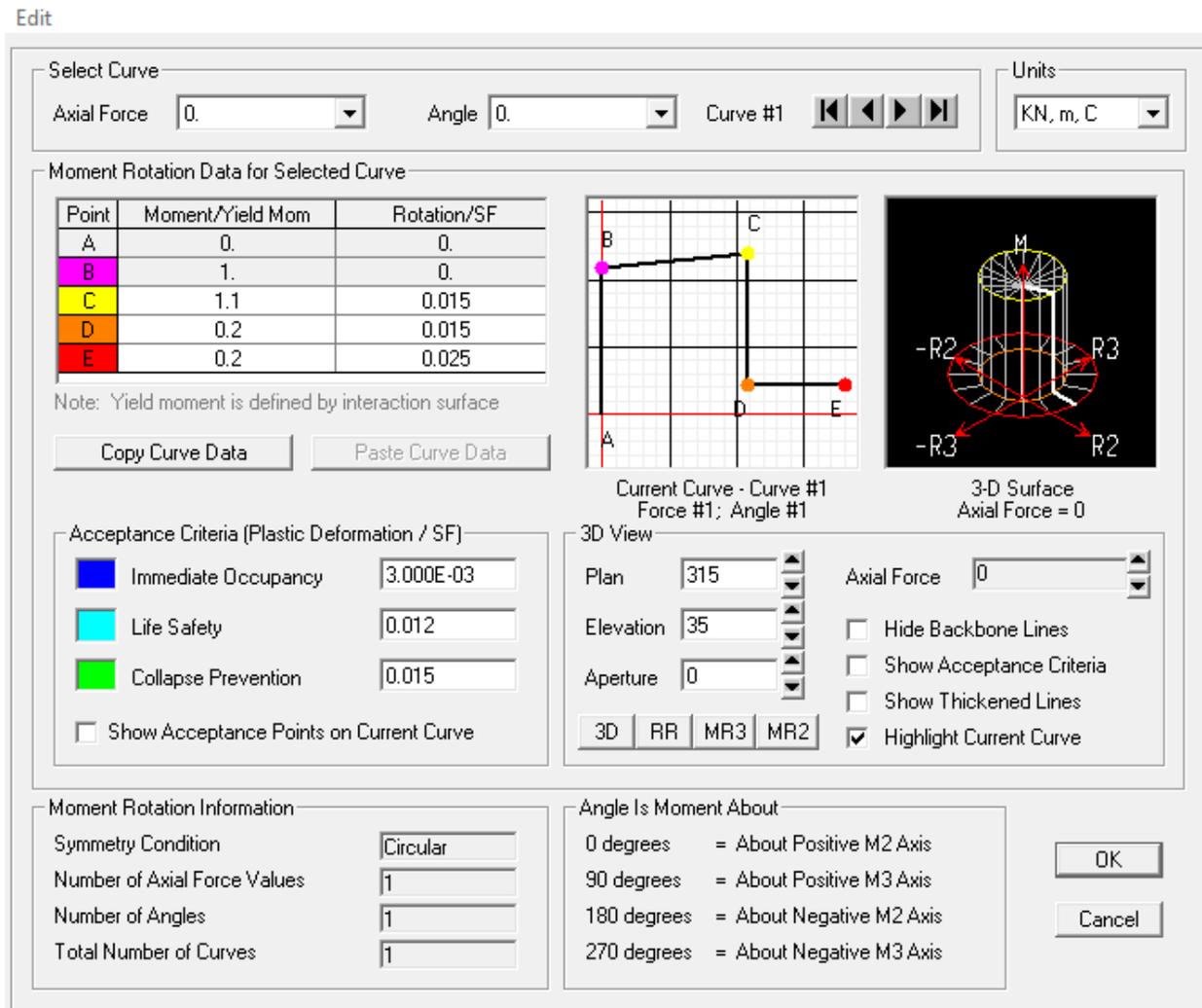
#### VII.4.1. Poteaux-poutres

Pour notre modèle, on introduit les sections de poteaux et des poutres avec leurs armatures, ensuite, on affecte les rotules plastiques avec des lois de comportement définies d'une façon automatique par le SAP2000, en utilisant les codes FEMA 273 [9] et ACI 318-95 [10] comme suit:

- **Poteaux : Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P-M2-M3).**

Les poteaux sont modélisés de la même façon avec la prise en compte de la loi de la variation du moment résistant de la section droite du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier (Figure. 1).

Moment Rotation Data for FH1 - Interacting P-M2-M3



FigureVII.1. Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P-M2-M3).

- **Poutres : Rotules de flexion (Auto M3) :**

Les rotules plastiques au niveau des poutres sont introduites en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités (Figure. 2).

Les niveaux de dommage qui contrôlent la loi de comportement des rotules plastiques sont illustrés par les figures 1 et 2

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF  Positive     Negative

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)    Rotation SF  Positive     Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy     Positive     Negative

Life Safety     Positive     Negative

Collapse Prevention     Positive     Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

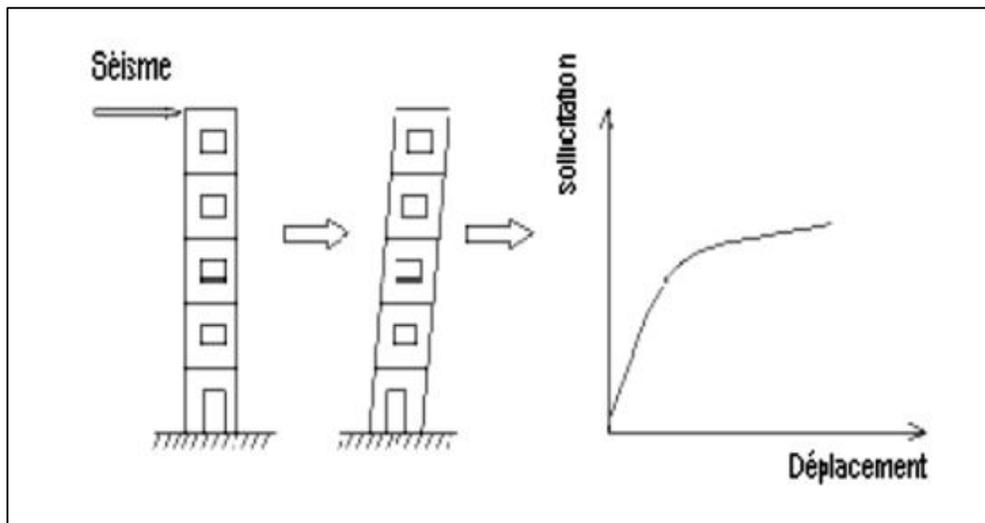
OK    Cancel

Figure VII.2. Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

**VII.5. Détermination de la courbe de capacité :**

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini [11].

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet et en ordonnée l'effort tranchant à la base V (Figure. 3).



**Figure VI.3) Signification physique de la courbe de capacité portante**

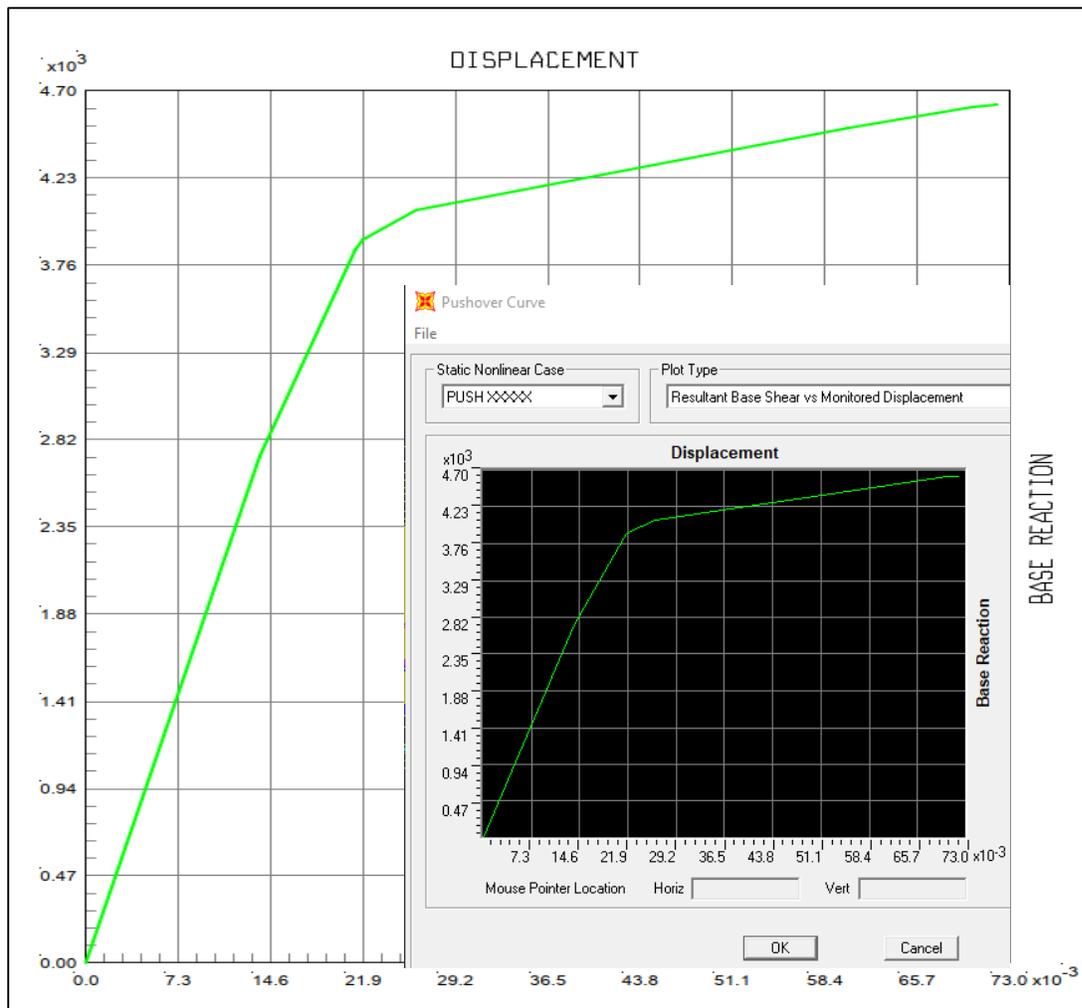
### VII.6. Résultats de l'Analyse :

On a fait analyse push over en utilisant SAP 2000 dans l'état élastique limite avec la méthode des coefficients qui est présentée dans les guides américains (ATC-40, FEMA-273, FEMA-356, FEMA-440 et ASCE 41-13). C'est une méthode simplifiée d'estimation du déplacement cible des structures, palliant aux imperfections des procédures graphiques et semi-graphiques de la méthode du spectre de capacité, présenté aussi dans les mêmes guides Américains. De plus, cette méthode des coefficients est implémentée dans les nouvelles versions du logiciel de modélisation SAP 2000.

#### A) Courbe de capacités (XX)

La figure 4. Présente la courbe de capacité traduite le comportement de la structure, cette courbe comportée abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

Il est bien remarqué sur cette figure que la courbe de la capacité portante de la structure présente une relation linéaire entre le déplacement maximal et l'effort tranchant à la base allant de (0 m ; 0 KN) jusqu'au une valeur de l'environ de ( $21,9 \cdot 10^{-3}$  m ;  $3,93 \cdot 10^3$  KN), au-delà de cette valeur, le déplacement a subi une augmentation avec une vitesse importante par rapport à l'effort tranchant à la base traduisant la plastification de quelques parties de la structure étudiée.



**Figure VII.4) Courbe Pushover : l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit du bâtiment (sens X).**

La détermination du point de performance est faite par la superposition de la courbe capacité au spectre élastique amorti à 5% en suivant la procédure B de l'ATC 40.

Le spectre élastique peut être déterminé avec les 2 coefficients  $C_a$  et  $C_v$  comme décrit dans l'ATC 40.

Une corrélation peut être faite entre l'ATC 40 et le **RPA 99/2003** [1] pour trouver les valeurs de  $C_a$  et  $C_v$  que l'on peut trouver dans le tableau 01 :

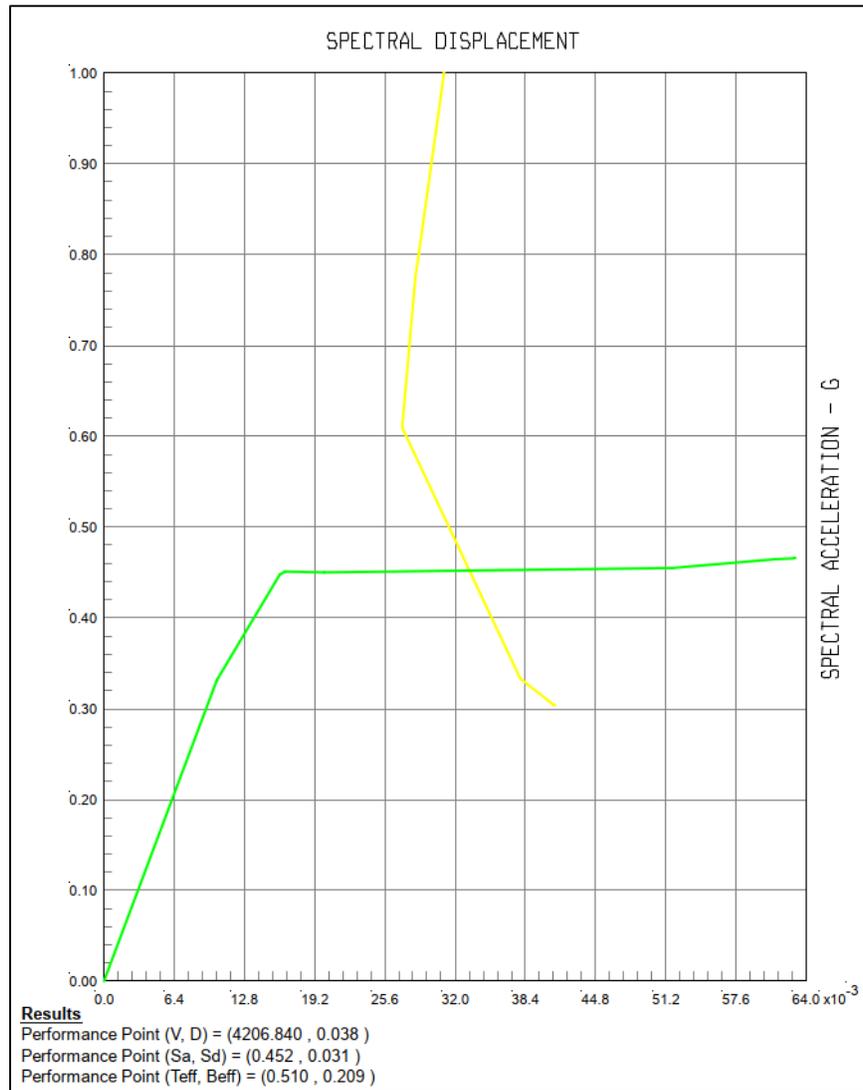
**Tableau VII.1: Valeurs de  $C_a$  et  $C_v$  caractérisant le type de sol et la zone sismique [7].**

Classe de Sol	Zone Sismique	Coefficient d'accélération A	$C_a$	$C_v$
<b>S1</b> Site rocheux	<b>III</b>	0,25	0,25	0,25
	<b>II</b>	0,2	0,2	0,2
	<b>I</b>	0,1	0,1	0,1
<b>S2</b> Site ferme	<b>III</b>	0,25	0,29	0,38
	<b>II</b>	0,2	0,24	0,32
	<b>I</b>	0,1	0,14	0,19
<b>S3</b> Site meuble	<b>III</b>	0,25	0,32	0,47
	<b>II</b>	0,2	0,28	0,4
	<b>I</b>	0,1	0,17	0,25
<b>S4</b> Site très meuble	<b>III</b>	0,25	0,35	0,74
	<b>II</b>	0,2	0,34	0,64
	<b>I</b>	0,1	0,25	0,38

$C_a = 0.28$

$C_v = 0.4$

La figure. 5 présente l'interaction de la courbe de capacité avec le spectre de réponse sismique. Il est bien constaté sur cette figure que le point de performance optimale présente une valeur de l'effort tranchant à la base de l'environ de 4207 KN correspondant à un déplacement de 3.8 cm. Au-delà de ces valeurs limite, la structure est considérée comme une structure complètement endommagée, et elle ne peut prendre aucune charge supplémentaire.



**FigureVII.5 : Courbe de performance sens : X**

La formation de plusieurs rotules plastique au niveau des nœuds des éléments structuraux entraîne une chute de rigidité de la structure, ainsi que l'augmentation de nombre de ces rotules plastique provoque par la suite une diminution progressive des propriétés mécaniques des éléments porteurs jusqu'à qu'elle atteigne la ruine totale (Figures 6 et 7).

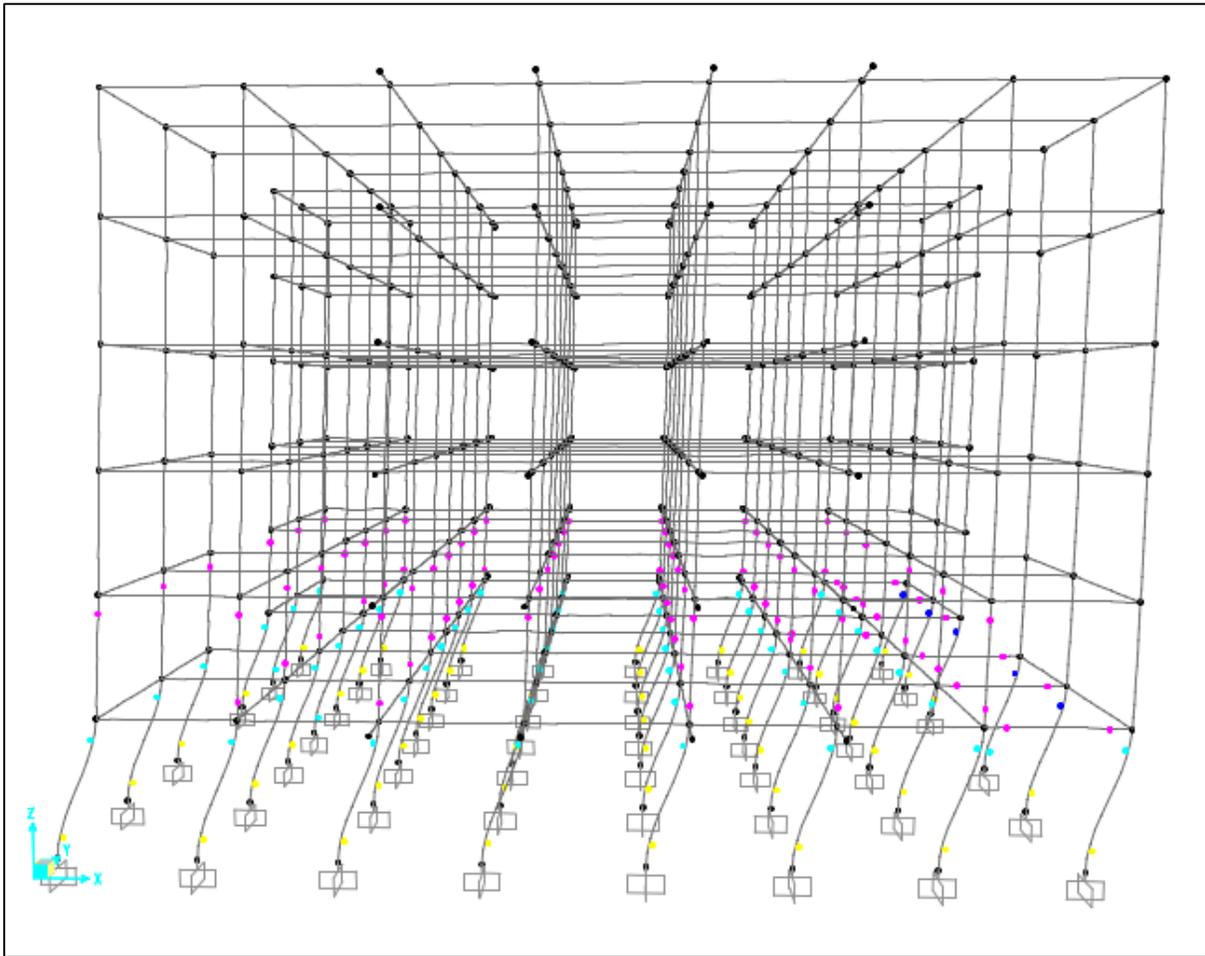
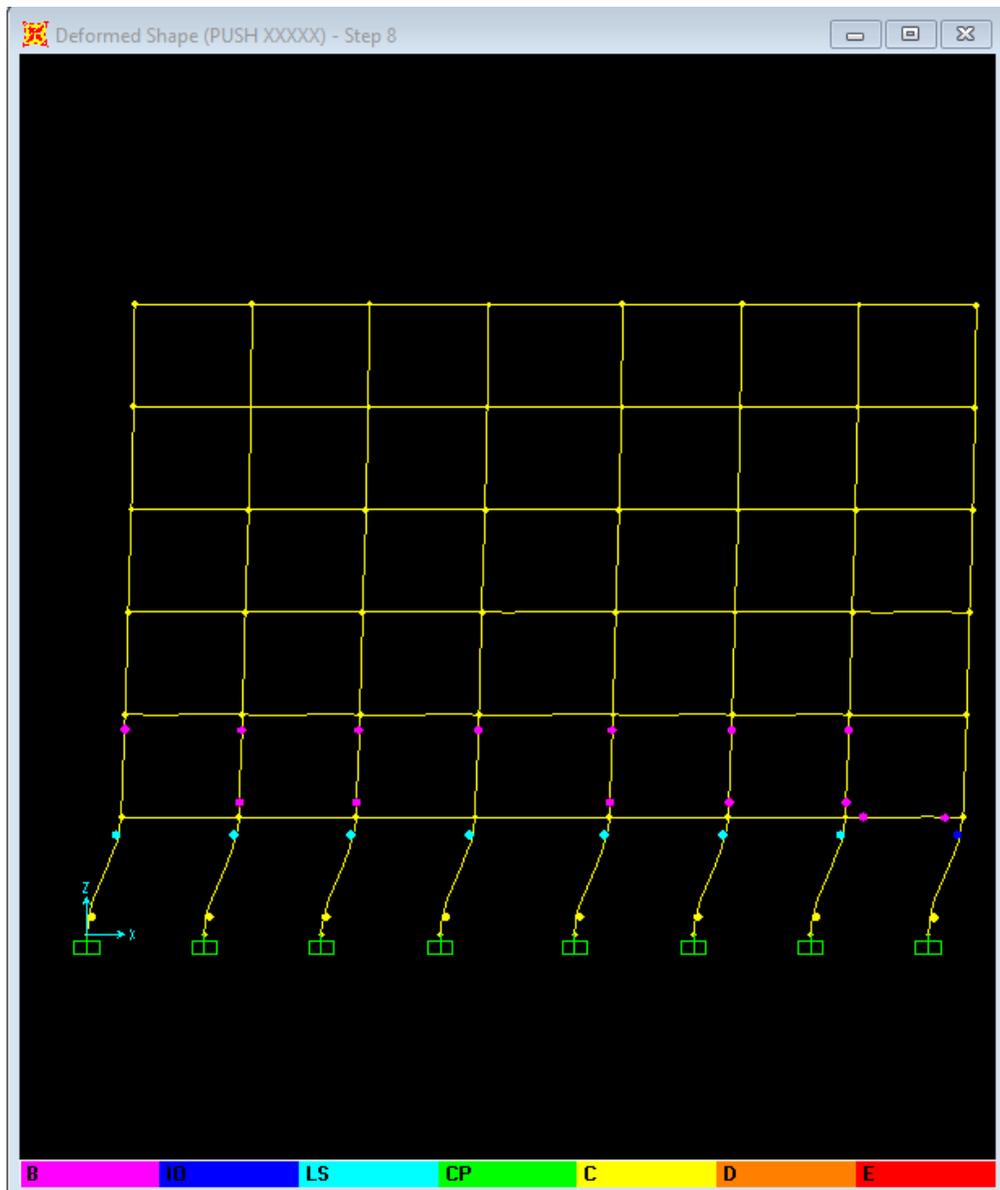


Figure VII.6 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens X (3D).

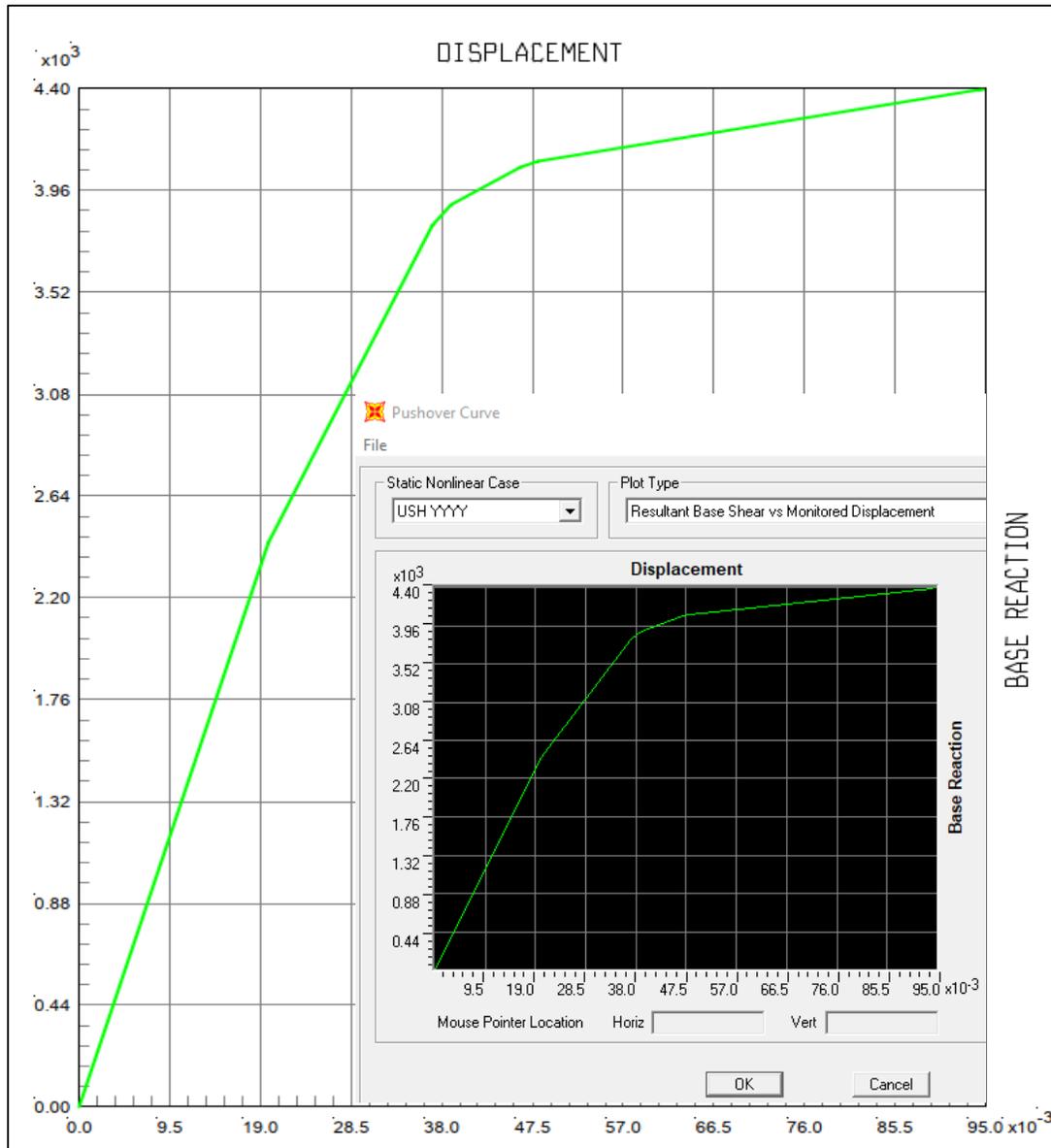


**FigureVII.7 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens X (2D)**

**B) Courbe de capacités (YY) :**

L'analyse Pushover permet d'étudier la vulnérabilité de la structure vis-à-vis le séisme, la détermination des réponses non élastiques des structures en béton armé résultant d'un mouvement sismique. En effet, la courbe de la figure. 8 présente la réponse de la structure sous chargement latéral du séisme dans le sens Y. Cette courbe est constituée de deux zones différentes, la première zone caractérisée par la proportionnalité entre l'effort tranchant à la base et le déplacement dans le sens Y traduisant le comportement élastique des éléments structuraux ainsi que la stabilité complète de la structure. La deuxième zone qui présente une pente plus

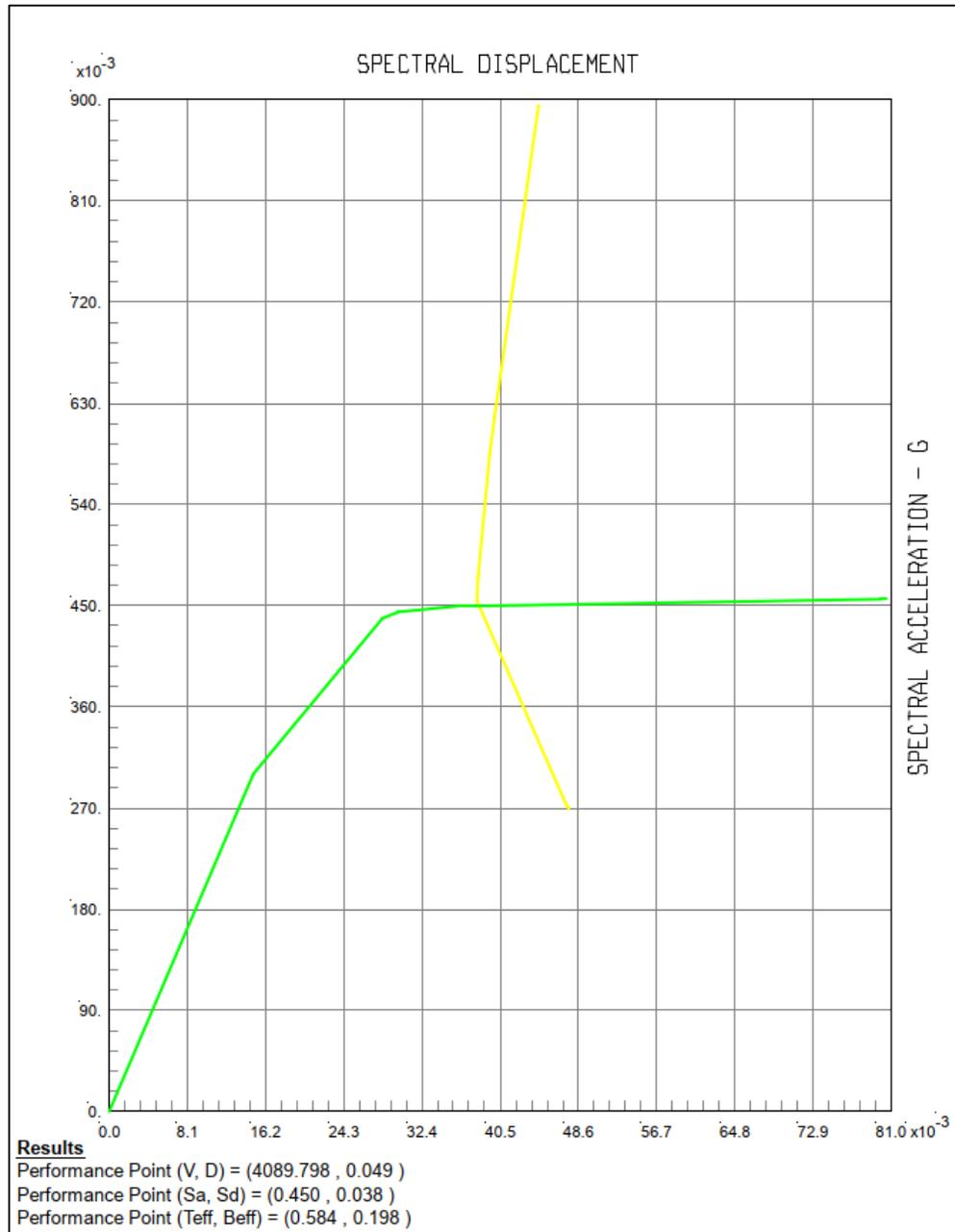
faible par rapport à la première zone, caractérisée par un déplacement important au sommet e la structure. Il est fortement probable que cette zone présente plusieurs sections endommagées, mais la structure n'atteint pas la ruine.



**Figure VII.8 : Courbe Pushover : l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit du bâtiment (sens Y).**

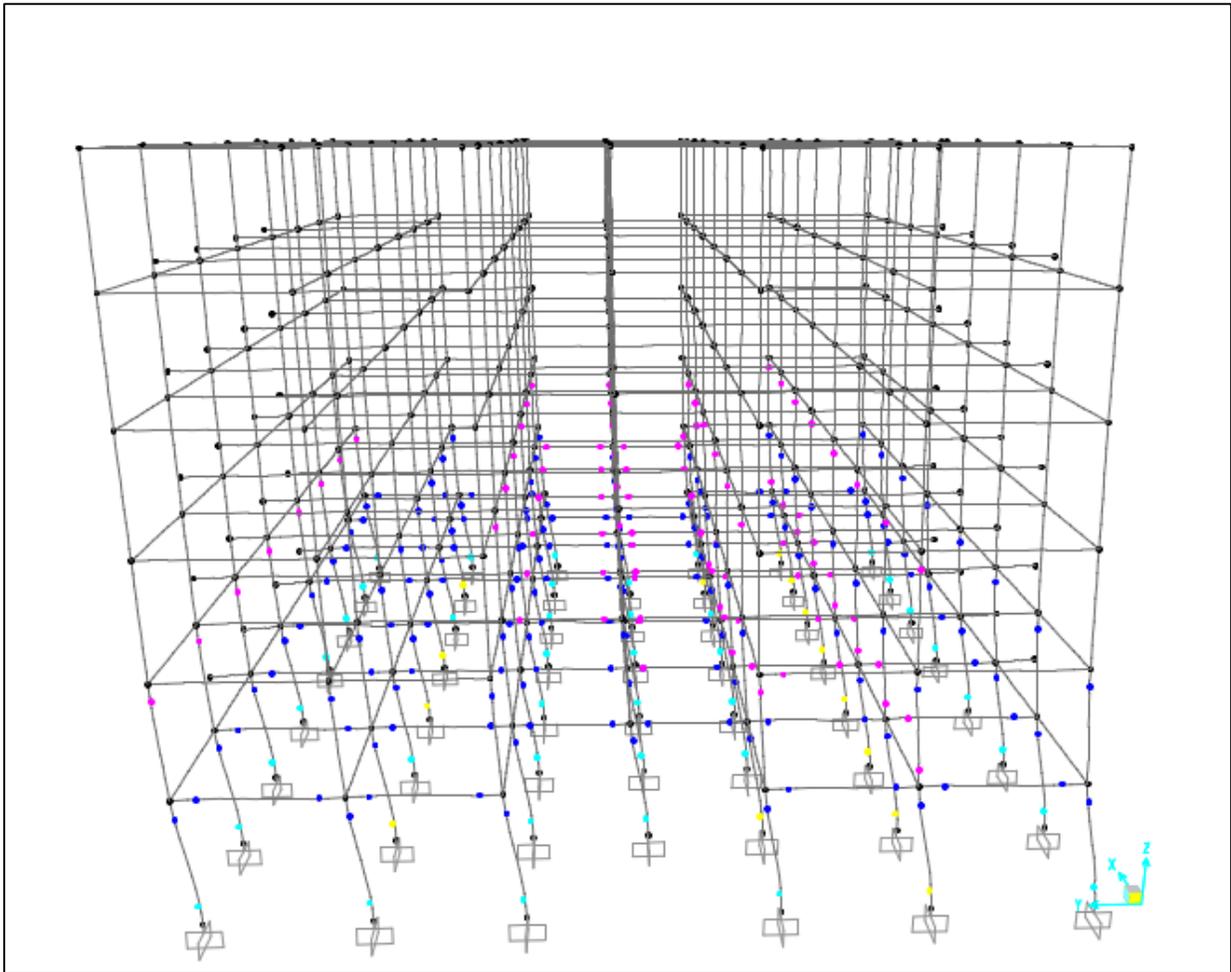
Le mouvement de de bâtiment dans le sens Y provoque aussi des déplacements importants qui peuvent entraines par la suite l'effondrement total de la structure. En effet, le point de performance obtenu par la superposition de la courbe de capacité avec la courbe de spectre de

réponse sismique (Figure. 9) donne une valeur de l'effort tranchant de l'environ de 4090KN avec un déplacement de 4.9 cm.



**FigureVII.9 : Courbe de performance sens : Y**

L'augmentation de la charge latérale entraîne une augmentation de nombre des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux, et par conséquent une augmentation des éléments endommagés qui provoque la ruine complète de la structure (Figure10)



**Figure VII.10 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens Y (3D).**

### VII.7. Conclusion :

L'analyse statique non linéaire en poussée progressive exécutée sur les portiques auto-stable, nous a permis de déduire la performance de la structure et de connaître le nombre des rotules plastiques nécessaires pour attendre la ruine.

Les rotules plastiques sont en fonction des caractéristiques géométriques (section) et mécaniques (renforcement).

Les premières rotules plastique se produites au niveau de RDC suivie par le premier étage et le deuxième étage.

## **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel ROBOT et SAP2000. Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- Le prédimensionnement des structures est une étape indispensable, elle permet de définir les caractéristiques géométriques du projet et de choisir le type de la structure.
- La modélisation parfaite des structures doit, autant que possible englober tous les éléments de l'ouvrage structuraux ou non structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La présence des voiles entraîne une stabilité importante de la structure vis-à-vis les charges horizontales et verticales.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure.
- L'analyse Pushover permet de prendre en compte les phénomènes non linéaires qui peuvent produits au niveau des nœuds des éléments poutres et poteaux (Rotules plastiques).
- L'analyse Pushover permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques dans le bâtiment et d'estimer le point de performance maximum.
- L'analyse non linéaire par la méthode Pushover vient d'être imposée de nos jours comme un moyen efficace pour l'étude du comportement des structures sujettes aux séismes, à savoir la représentation des courbes de capacités, les rotules plastiques, la détermination du point de performance qui permet de donner une idée claire sur le degré de dommage de la structure.



# bibliographie

## bibliographie



### Références :

- [1] RPA : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- [2] BAEL91 : Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99
- [3] CBA93 : Règles de conception et de calcul en béton armé.
- [4] DTRC.3.1.1 : Règles de calcul bruit
- [5] DTR BC 2.2. : document technique réglementaire
- [6] MESSAS Amar, M. BENYAHY Karim, Recherche de la position optimale des voiles par une méthode d'analyse linéaire et non-linéaire, Mémoire de Master en Génie Civil, Université Mouloud MAMMERI de TIZI-OUZOU, 2019.
- [7] : Y. Manasri, M.S Nouaouria, M. Guenfoud. Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire. Symposium International sur la construction en zone sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 2010.
- [8]:Sermin Oguz. Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures.Thèse de doctorat en génie civil. Turquie: Natural and Applied Sciences of the Middle East Technical University, 2005.
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA), NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273. 1997.
- [10] ACI, Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A. 1995.
- [11]: Victor DAVIDOVICI : construction en zone sismique, Edition Le Moniteur, 1999.
- [12] Menasri Youcef. Evaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé.Mémoire de magister en génie civil Guelma : Université de Guelma,2009.

### Logiciel :

ROBOT et SAP2000 : logiciel de la modélisation de la structure.

WORD 2013 , excel , expert ( programme de ferrailage )