



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie Civil  
Structure

Réf. : S75/2018

---

Présenté et soutenu par :  
**Nom et Prénoms de l'étudiant**

Le : dimanche 24 juin 2018

## **Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage d'habitations en(R+15) contreventement mixte implanté à Boumerdes**

---

### **Jury :**

Mr. meghezzi Larafi	MAA	Université de Biskra	Président
Mr. Yagoub mohamed	MAA	Université de Biskra	Examineur
Mr. MECHKOURI Mohamed	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





# REMERCIEMENT

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

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs M<sup>r</sup>MACHKOURI.S*

*Pour son soutien , ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.*

*Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.*





# DÉDICACES

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :  
Aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que dieu  
me les garde.*

*A mon père :*

*Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps ou j'ai  
besoin, et de m'avoir Guidé et orienté*

*A ma mère :*

*Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je puisse réaliser mes  
rêves et mes espérances et de m'avoir donné toute l'affection pour que je  
puisse continuer.*

*Comme je la dédie à mes frères : les fleurs de mon cœur Chamssou  
Hossame , Maria et Sirine .*

*A toute la famille Hanna et Boukezzoula. A mes amies intime  
Meriem Rania , Besema.*

*A tous mes collèges de génie civil promotion 2018.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*Radia*

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.1.1. Introduction .....	1
I.1.2. Caractéristiques géométriques de la structure.....	1
I.1.3. Présentation de la structure.....	1
I.1.4. Données du site .....	1
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	1
I.2.1 Béton .....	1
I.2.2 . Acier .....	6
I.2.3 _Hypothèse de calcul.....	8

### Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1.Pré dimensionnement.....	9
II.1.1.Introduction .....	9
II.1.2.Planchers à Corps Creux .....	9
II.1.3. Pré dimensionnement des poutres .....	10
II.1.6. Pré dimensionnement des poteaux .....	12
II.1.7. Pré dimensionnement des voiles .....	13
II.1.8. Escaliers .....	14
II.1.9. Récapitulation de pré dimensionnement.....	16
II.2. Évaluations des charges .....	17
II.2.1.Charges de Plancher .....	17
II.2_2.Charges du Mur .....	18
II.2.3Acrotère .....	20
II.2.4.Balcons .....	20
II.2.5. Charges et surcharges des escaliers .....	20
II.2.6.Charges et surcharges .....	21
II.3.Descente des charges .....	22

## Chapitre III : les éléments secondaires

III. Introduction .....	28
III.1. Etude de l'acrotère .....	28
III.2. Etude du balcon .....	34
III.3. Etude des planchers .....	41
III.4. Etude de l'escalier .....	59
III.5. Etude de la poutre palière.....	68

## Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction .....	74
IV.2 Méthode de calcul .....	74
IV.2.1 Méthode statique équivalente .....	74
IV.2.2 Les Méthodes Dynamiques .....	75
IV.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 .....	75
IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale .....	76
IV.4.1 Principe .....	76
IV.4.2 Description du logiciel Robot .....	76
IV.4.3 Buts de l'analyse dynamique .....	76
IV.4.4 Modélisation .....	76
IV.4.5 Spectre de réponse de calcul .....	76
IV.4.6 Nombre de modes à considérer .....	80
IV.5 Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT .....	80
IV.6.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente .....	87
IV.7.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur .....	89
IV-8-Vérification les déplacements .....	90
IV.9.Caractéristique géométrique et massique.....	91
IV.10.Justification de l'effort P- $\Delta$ .....	93
IV.11.Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....	95
IV.12 Conclusion .....	97

## Chapitre V : Etude de vent

V.1 Introduction .....	98
V.2 Domaine d'application.....	98
V.3 Application du RNV 99 .....	98
V.3.1. Détermination du coefficient dynamique Cd .....	99
V.3.2. Détermination de la pression dynamique qdyn .....	99
V.3.3. Détermination du coefficient de pression extérieur Cpe .....	110
V.3.4. Détermination du coefficient de pression intérieure Cpi .....	105
V.3.5. Détermination du coefficient de pression du vent Cp .....	105
V.3.6. Détermination de la pression due au vent .....	106
V.3.7. Détermination de la force de frottement .....	107
V.3.8. Détermination de la force résultante .....	108
V.4.Conclusion .....	110

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.1 . Introduction.....	111
VI.2.Les combinaisons d'actions .....	111
VI.3.Ferrailage des éléments porteurs.....	112
VI.3.1.Introduction .....	112
VI.3.2. Ferrailage des poteaux .....	112
VI.3.3.Ferrailage des poutres .....	123
VI.3.3.1.Introduction.....	123
VI.3.3.2.Recommandation des RPA 99/version 2003.....	123
VI.3.3.3.Pour les poutres principales (30× 45) .....	123
VI.3.3.4.Les poutres secondaires (30×40) .....	128
VI.3.4. Ferrailage des voiles .....	135

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Présentation du rapport d'étude de sol .....	145
VII.1.1.Etude géotechnique .....	145
VII.1.2.Caractérisation en laboratoire.....	145

VII.1.2.1.Essais physiques .....	145
VII.1.2.2.Essais mécaniques .....	146
VII.1.2.3.Analyses chimiques.....	147
VII.1.3.Type de fondations préconise .....	148
VII.1.4. Conclusion .....	149
VII.2.Etude de fondation.....	149
VII.2.1.Introduction .....	149
VII.2.2.Différents types de fondations.....	149
VII.2.3.Choix de type de fondation.....	149
VII.2.4.Combinaison d'action .....	150
VII.2.5.Calcul du radier général .....	150
VII.2.5.1.Pré dimensionnement du radier .....	151
VII.2.5.2.Détermination des efforts .....	152
VII.2.5.3.Détermination de la surface nécessaire du radier .....	152
VII.2.5.4.Vérification du radier .....	153
VII.2.5.5.ferraillage du radier .....	157
VII.2.5.6.Etude du débord du radier.....	161
VII.2.5.8. Etude de nervure .....	163

**Conclusion générale.**

**Annexe.**

**Bibliographie.**



# Liste des tableaux

## Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, $f_e$ .	6
Tableau I.2 récapitulatif	7

## Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.2. Évaluations des charges	17
Tableau II.2.1 : Les charges permanentes sur le plancher	17
Tableau II.2.2: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage	18
Tableau.II.2.3:Évaluation des charges pour les murs a double cloison	19
Tableau.II.2.4:Évaluation des charges pour les murs intérieurs	19
Tableau.II.2. 5 :Évaluation des charges pour Balcons	20
Tableau. II.2. 6 :Évaluation des charges pour Paliers	21
Tableau. II.2. 7 :Évaluation des charges pour Volée d'escalier	21
Tableau. II.2. 8 :Les résultats d'évaluations des charges	21
Tableau II.2.9. Descente des charges sur Poteau	24

## Chapitre III : les éléments secondaires

Tableau III.1.1. récapitulatif des résultats de L'acrotère	30
Tableau III.2.1.Récapitulatif des moments et des efforts tranchants	37
Tableau III.2.2. récapitulatif des résultats de balcon	39
Tableau III.3. récapitulatif pour Les moments et des efforts tranchants	44
Tableau III.3. récapitulatif des résultats des poutrelles	55
Tableau III.4.1: Calcul des sollicitations	60
Tableau III.4.2 : Calcul des sollicitations d'escalier	61
Tableau III.4.3. récapitulatif des résultats	62
Tableau III.4.4. récapitulatif des résultats	63
Tableau.III.4.5.ferraillage des escaliers.	63
Tableau.III.4.6. La vérification de la contrainte	64
Tableau.III.5.1.ferraillage de poutre palière	69
Tableau.III.5.2. La vérification de la contrainte	70
Tableau.III.5.3.Conclusion des vérification	70
Tableau.III.5.4. Conclusion de calcule de ferraillage	72

## Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 Paramètres sismiques	79
Tableau IV .2 les périodes et factures de participation massique modèle initiale	81
Tableau IV .3 les périodes et factures de participation massique modèle 1	82
Tableau IV .4 les périodes et factures de participation massique modèle 2	84
Tableau. IV.5 les résultats des forces sismiques	88
Tableau IV.6Vérification les déplacements X-X	90
Tableau IV.7Vérification les déplacements Y-Y	91
Tableau .IV.8 Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	92
Tableau IV.9Vérification l'effet P- $\Delta$ sens X	94
Tableau IV.10Vérification l'effet P- $\Delta$ sens Y	95
Tableau. IV.11 moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	96
Tableau. IV.9 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)	97

## Chapitre V : Etude de vent

Tableau V.1 : Répartition de la pression dynamique	98
Tableau V.2: les coefficients de pression externe(selon le sens X)..	102
Tableau V.3: les coefficients de pression externe(selon le sens Y)..	103
Tableau V.4: les coefficients de pression externe de la toiture.	104
Tableau V.5: le coefficient de pression.	105
Tableau V.6: la pression due au vent longitudinal	106
Tableau V.7: la pression due au vent transversal	107
Tableaux V.8:Les forces longitudinal	109
Tableaux V.9:Les forces transversal	110

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Tab. V1.1. Tableau de pourcentages minimal et maximal des armatures	114
Tableau VI.2: Valeurs Caractéristiques techniques des matériaux	114
Tab. V1.3.tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	114
Tab. VI.4. Tableau récapitulatif des résultats	117
Tab. V1.5.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison	123
Tab. V1.6.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison	128
Tab. V1.7.tableau résumé les résultats des sections des ferrailages	132

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

Tableau VII.1.Résultats de calcul de la stabilité du radier	<b>156</b>
Tableau VII.2.Résultats de calcul contraintes sous le radier	<b>157</b>
Tableau VII.3. Calcul des moments fléchissant	<b>158</b>
Tableau VII.4.Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier – ELU	<b>159</b>
Tableau VII.5.Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier – ELS	<b>160</b>
Tableau VII.6. récapitulatif des résultats nervure :	<b>168</b>



# Liste des figures

## Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

Fig. I.1 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton	3
Fig. I.2 Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$	3 5
Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.	5
Fig. I.4 :Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.	7
Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l'ELU.	

## Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

### II.1.Pré dimensionnement

Fig. II.1.1 :Schéma de la dalle corps creux.	9
Fig. II.1. 2 : Nervure	10
Fig. II.1. 3: Coupe de voile en élévation.	13
Fig. II.1.4 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.	14
Fig. II.1.5 : schéma de largeur du escalai	16

### II.2. Évaluations des charges

Fig.II.2.1: Plancher terrasse	17
Fig.II.2.2: Planche étage courant.	17
Fig. II.2. 3: Coupe verticale d'un mur extérieur	18
Fig.II.2.4 : Constituants d'un mur	19
Fig. II.2. 5 :coupe verticale de l'acrotère	20
Fig.II.2.6 : Poteau le plus sollicité	23
Fig. II.2.7 Poteau d'angle	26

### Chapitre III : les éléments secondaires

Fig.III .1.1.Diagramme des forces internes	28
Fig.III.1.2 : schéma statique de M ,N,T	29
Fig. III.1.3 :ferraillage d'acrotère	33
Figure III.2.1: Schéma statique des charges de balcon.	34
Fig.III.2.2:section 1-1 de balcon a l'ELU et EL	35
Fig.III.2.3: Diagramme des moments fléchissant ELU	35
Fig.III.2.4: Diagramme des moments fléchissant ELU	36
Fig.III.2.5: Diagramme des moments fléchissant ELS	36
Fig.III.2.6: Diagramme des moments fléchissant ELS	37
Figure III.2.7:schéma du balcon	37
Figure III.2.7: Croquis de ferraillage des balcons.	40
Fig.III.3.1.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	44
Fig.III.3.2.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	45
Fig.III.3.3.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	45
Fig.III.3.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	46
Fig.III.3.5.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU	47
Fig.III.3.6.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS	48
Fig.III.3.7.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	49
Fig.III.3.8.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS	49
Fig.III.3.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage àELS	50
Fig.III.3.9.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU	51
Fig.III.3.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage àELS	51
Fig.III.3.11.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage àELU	52
Fig.III.3.12.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage àELS	53
Fig.III.3.13.Schémas de ferraillage des poutrelles	57
Fig.III.3.14.Ferraillages des poutrelles	57
Fig.III.3.15.Schémas de ferraillage de la dalle de compression	58
Fig.III.4.1.Vue en élévation	59
Fig.III.4.2.Les charge sur l'escalier	60
Fig.III.4.3.Diagramme des sollicitations	60
Fig.III .4.4.ferraillage d'escalais	67
Fig.III .5.ferraillage de la poutre palière.	73

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

Fig .IV.1: Courbe de spectre de réponse.	77
Fig. IV.2 Modèle initiale	80
Fig. IV.3 Modèle1	82
Fig. IV.4 Modèle 2	83
Fig. IV.6 Le 1er mode est un mode translation selon l'axe Y (T1=1.13s)	84
Fig. IV.7 Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X(T2=1.02)	85
Fig. IV.8 Le 3eme mode est mode torsion(T3=0.84s)	85
Figure IV.9: Notion des effets du second ordre.	94

## **Chapitre V : Etude de vent**

Figure V.1: Action du vent	98
Figure V.2: Répartition de la pression dynamique	101
Figure .V.3: les coefficients de pression externe (selon le sens X).	102
Figure V.4: les coefficients de pression externe (selon le sens Y)	103

## **Chapitre VI :**

### **Ferraillage des éléments résistants**

Figure .VI.1 : ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE	113
Fig. VI.2 : section de poteau	118
Fig.VI.3.FERRAILLAGE POTEAUX (65×75)	122
Fig. VI.4.ferraillage de la poutre principale(30×45)	134
Fig. VI.5. ferraillage de la poutre secondaire (30×40)	134
Fig.VI.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles	136
Fig.VI.7.Schéma de ferraillage des voiles.	144

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

Fig. VII.1.Radier	151
Fig. VII.2.Présentation de la zone d'impacte de la charge	153
Fig.VII.3.Contraintes sous le radier	156
Fig.VII.4.Schéma du panneau le plus sollicité	158
Fig.VII.5.Schéma statique du débord	161
Fig.VII.6.Schéma ferraillage du radier sens X	162
Fig.VII.7.Schéma ferraillage du radier sens Y	162

Fig.VII.8. Schéma statique de la nervure sens (x-x)	163
Fig.VII.9. Schéma statique de la nervure sens (y-y)	164
Fig.VII.10. Diagramme des moments fléchissant sens x ELU	165
Fig.VII.11. Diagramme des efforts tranchant sens x ELU	165
Fig.VII.13. Diagramme des efforts tranchant sens y ELU	165
Fig.VII.12. Diagramme des moments fléchissant sens y ELU	165
Fig.VII.14. Diagramme des moments fléchissant sens x ELS	166
Fig.VII.15. Diagramme des efforts tranchant sens x ELS	166
Fig.VII.16. Diagramme des moments fléchissant sens y ELS	166
Fig.VII.17. Diagramme des efforts tranchant sens y ELS	166
Fig.VII.18. des nervures (sens x-x).	172
Fig.VII.19. des nervures (sens y-y).	172
Fig.VII.20. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures sens X	173
Fig.VII.21. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures sens Y	173



# Nom Enclature Romaine

$A.A_s$  : aire d'une section d'acier.

$A_t$  : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

$B$  : aire d'une section de béton

$D$  : diamètre, rigidité

$E$  : module d'élasticité longitudinal, séisme.

$E_b$  : module de déformation longitudinal béton.

$E_i$  : module de déformation instantanée ( $E_{vj}$  : pour a l'age de j jours ).

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

$E_v$  : module de déformation différèe (  $E_{vj}$  :pour chargement applique a lage de j jours).

$F$  :force ou action générale.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

$I$  : moment d'inertie.

$L$  : longueur ou portée.

$M$  : moment de flexion le plus souvent.

$M_u$  : moment a l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : moment de calcul a l'état limite de service.

$N$  : effort normal.

$Q$  : action ou charge variable.

$S$  : section

$T ; v$  :effort tranchant.

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

$f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculé a' 28 jours.

$l$  : la distance entre nus d'appuis (sens des poutres principales).

$l'$  : la distance entre nus d'appuis (sens des poutres secondaires).

$d$  : hauteur utile.

$h_p$  : épaisseur du plancher.

$h_t$  : la hauteur des poutrelles.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$L_{cc}$  : la longueur du corps creux.

$L_x$  : longueur maximale entre axes

$l_f$  : Longueur de flambement

$A'$  : section d'armature comprimées

$A$  : section d'armature tendues

$A_R$  : section d'armature de répartition .

$e$  : excentricité d'un résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section .

$l_s$  : Longueur de scellement .

$s$  : espacement des armatures en général .

$s_t$  : espacement des armatures transversales.

$f_c$  : limite d'élasticité de l'acier .

## Nom Enclature Grecque :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Angle en général, coefficient

$\zeta_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton.

$\zeta_s$  : Déformation de l'acier.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relative a une armature.

$\Theta$  : Coefficient sans dimension.

$\lambda$  : Élancement.

$\mu$  : Coefficient de frottement.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\rho$  : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

$\sigma$  : Contrainte normale général.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'acier.

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle admissible.

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif a une armature.



# Résumé

Le but de cette étude est Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation (R +15) qui sera implanté dans la wilaya de Boumerdes , classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (Robot2011).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003

## ملخص

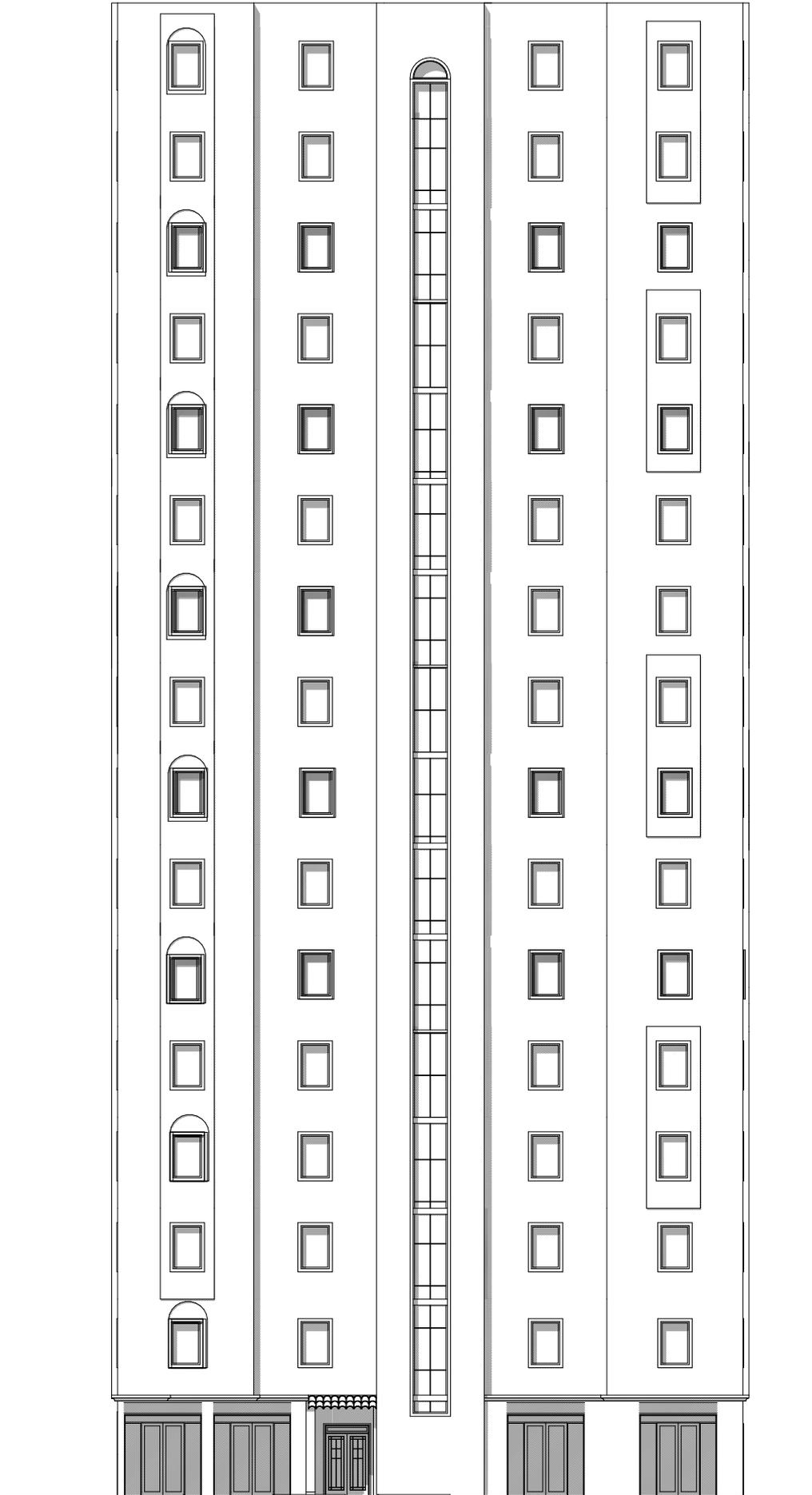
يهدف هذا المشروع إلى دراسة بنائه ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي+15 طوابق ,يتم انجازها بولاية بومرداس رقم III حسب قواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 version 2003 . مقاومه و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونه بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماده الخرسانة المسلحة . الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ROBOT 2011 . تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق معايير و القوانين المعمول بها في الجزائر 99معدله (BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003)

## Abstract:

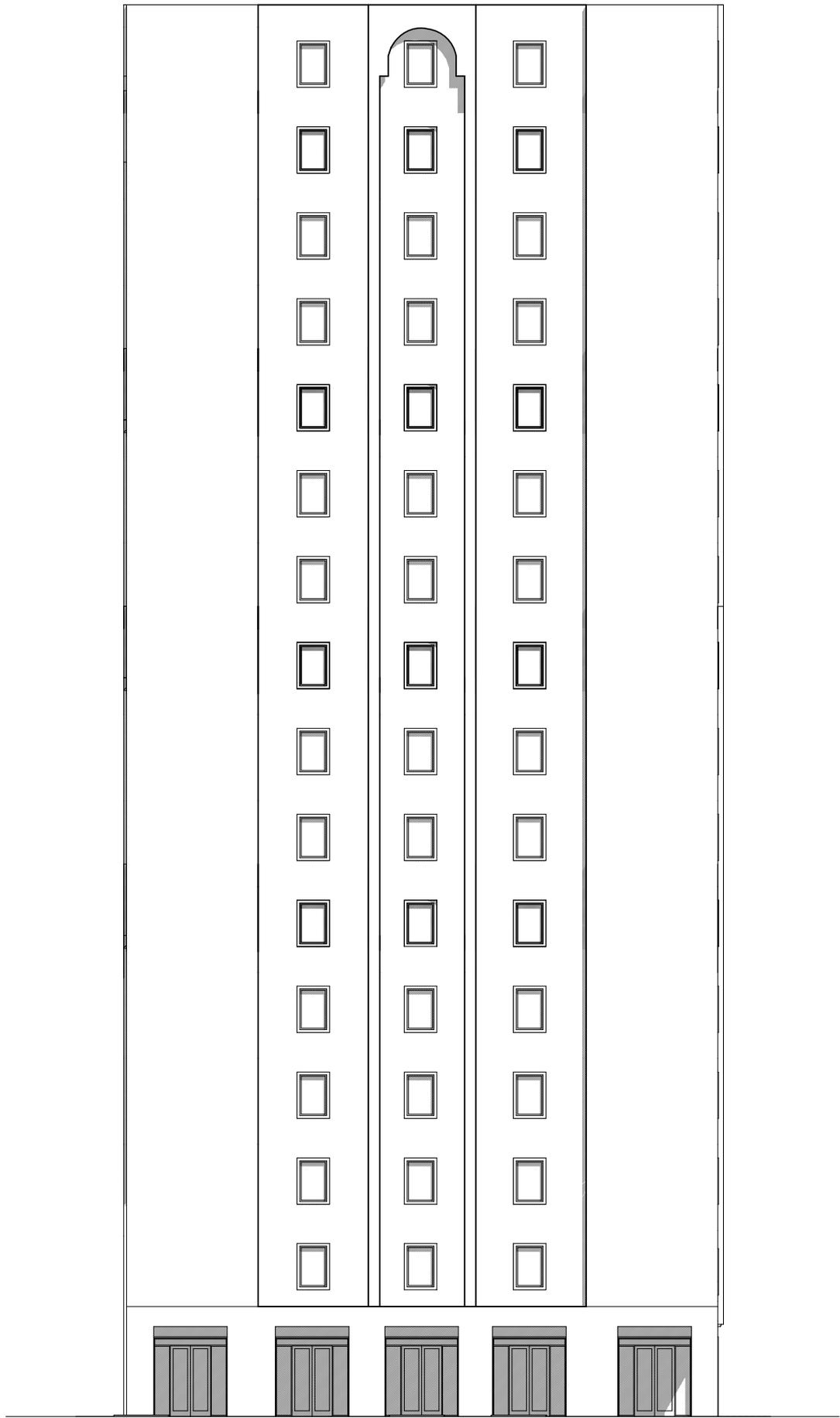
The aim of this study is the conception of an for dwelling of R + 15stages+ underground which will be established in the wilaya of Boumerdes commune , classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003). The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (Robot2011).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

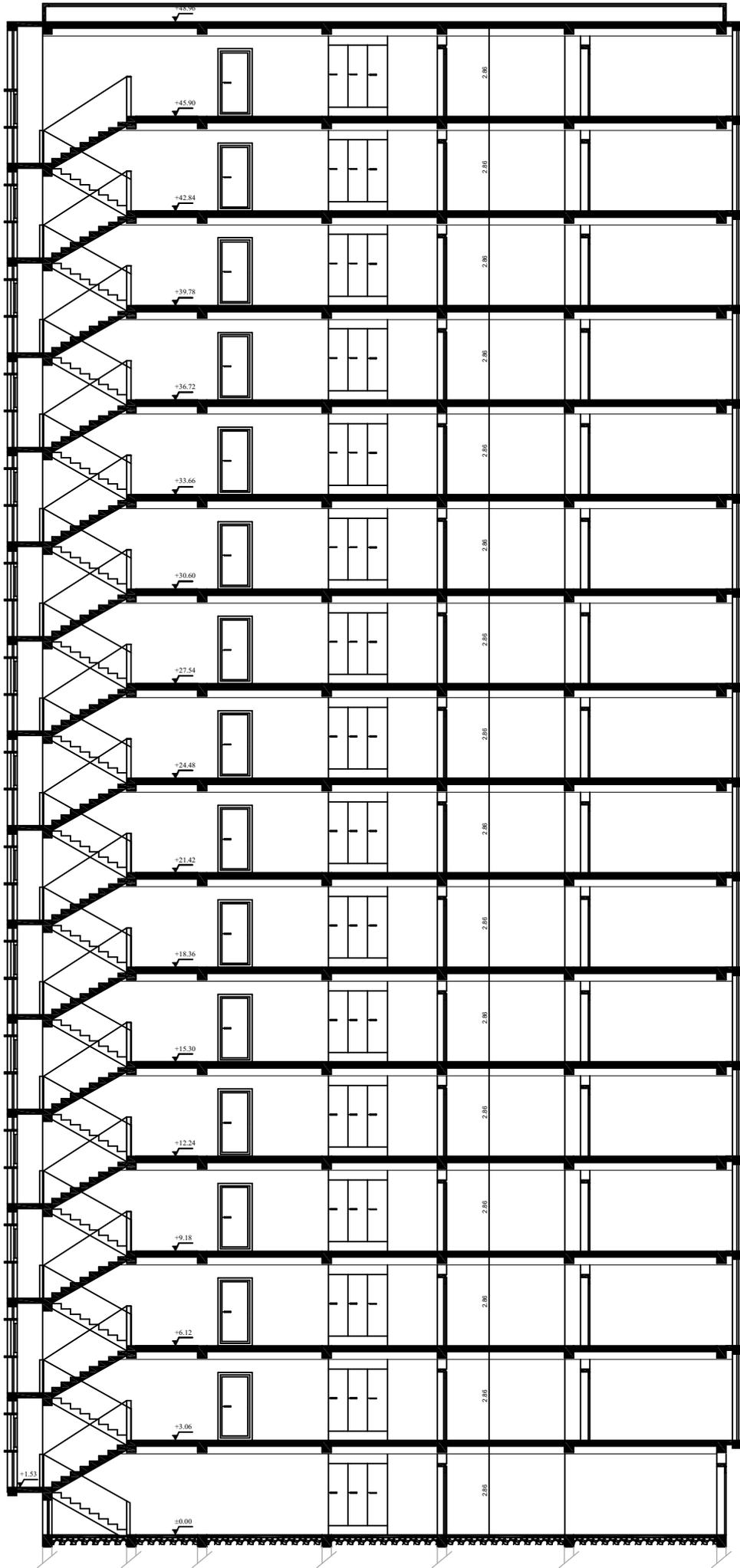
# Les plans



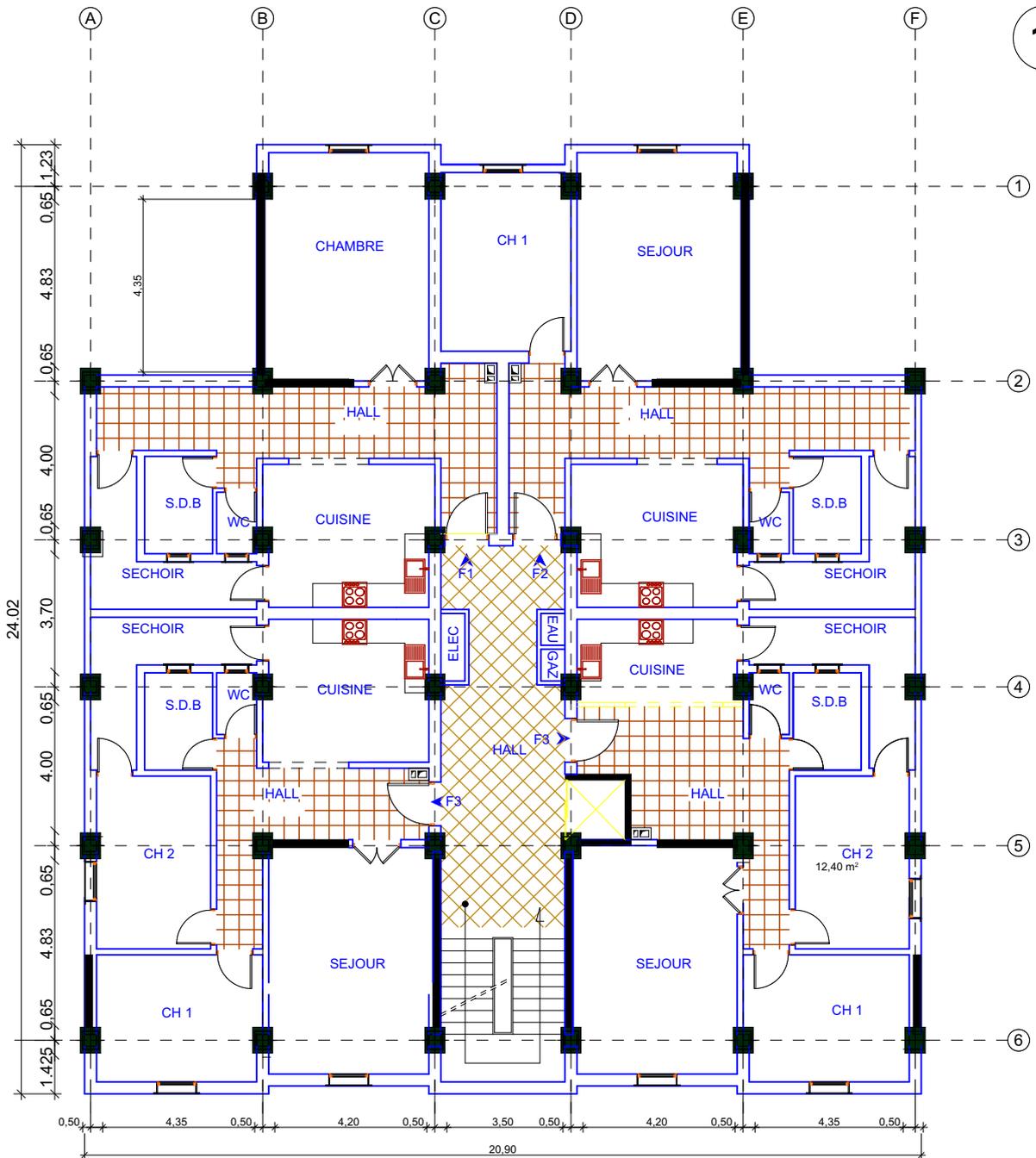
**FACADE PRINCIPALE ECH 1/200**



**FACADE POSTERIEUR ECH 1/200**



COUPE A-A



**PLAN DES ETAGES**

# Introduction générale :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 15 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques implanté dans la wilaya de **Boumerdes** classé selon le **RPA révisé en 2003** en zone de forte sismicité (**zone III**) et classé selon **RNV99** en (**zone I**).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version2011) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91** et les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**".

# **Chapitre I :**

**Présentation de  
l'ouvrage et  
Caractéristiques  
mécaniques des  
matériaux**

## I.1) Présentation de l'ouvrage :

### I.1.1) Introduction :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, constitué d'un Rez de chossé et 15 étages .

### I.1.2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

**Longueur en plan ----- 24.02m**

**Largeur en plan -----20.9m**

**Hauteur du RDC -----3,06m**

**Hauteur étage courant -----3,06m**

**Hauteur totale -----48,96m**

### I.1.3) Présentation de la structure :

- Le bâtiment est à usage d'habitation.
- Tous les étages comportent chacun quatre appartements.
- La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un Contreventement mixte.
- Les planchers sont constitués par les balcons en béton armé et un plancher en corps creux.

### I.1.4) Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de **Boumerdes**, zone classée par le RPA99/version 2003 Comme une zone de forte sismicité (**Zone III**)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2** .
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie **S3**
- La contrainte admissible du sol  $\sigma_s = 1.7$  bars

## I.2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.2.1) Le béton:

#### I.2.1.1 Le béton:

Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de  $200 \text{ cm}^2$  de section avec une hauteur double du diamètre. Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de

l'ordre de 2 à 4 MPa).

### **I.2.1.2 Les compositions du béton :**

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

#### **a. ciment:**

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

#### **b. Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

#### **c. Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### **I.2.1.3 Dosage du béton :**

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. et deux type de ciment et de dosage (l'infrastructure et la super structure) .

### **I.2.1.4 Résistance mécanique du béton :BAEL91 ART.A.2.1,12 )**

#### **a. Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistance  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

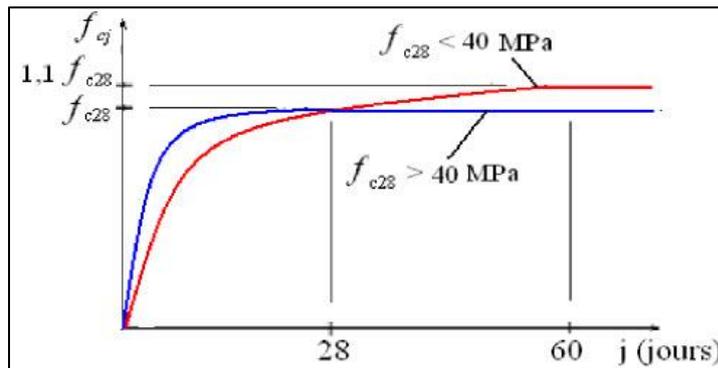


Fig. I.1 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

**b. Résistance à la traction : BAEL91 ( ART.A.2.1.1**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{ij} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

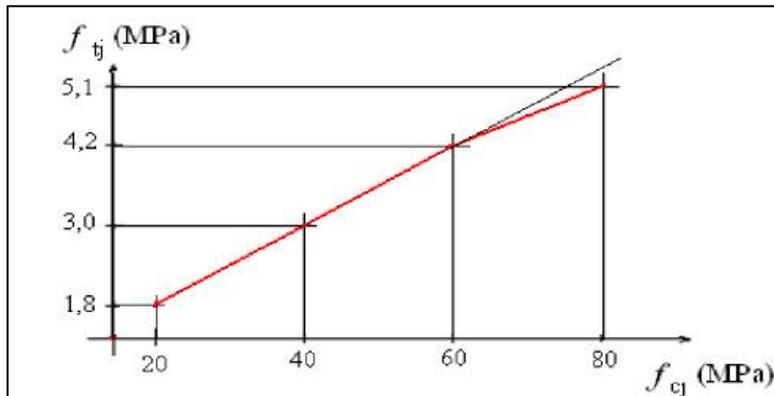


Fig. I.2 Evolution de la résistance à la traction  $f_{ij}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

**c. Modules de déformation longitudinale : BAEL91 ( ART.A.2.1,22 ) :**

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé:  $E_{ij} = 3E_{vj}$ .

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

**d. Coefficients de poisson : BAEL91 ( ART.A.2.1,3 ) :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

**e. Contrainte de calcul du béton comprimé :****❖ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : BAEL91 ( ART. A.4.3,41 ) :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $-\varepsilon_{bc1} \left\{ \begin{array}{ll} = 3,5 \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} . \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa} . \end{array} \right.$

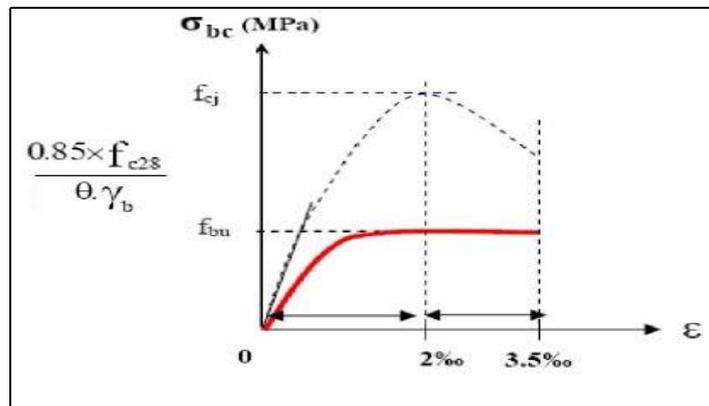
- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

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

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

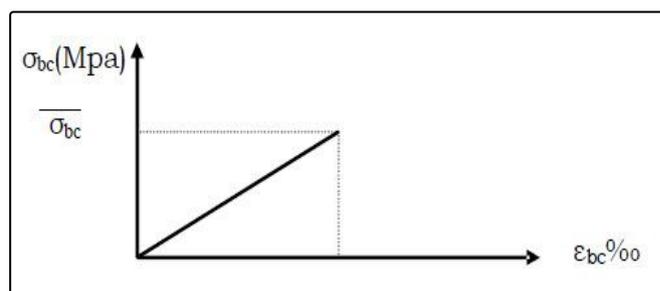
- $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
- $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h.
  - $\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h.
  - $\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1 h.



**Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.**

❖ **Etat Limite de Service :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.



**Fig. I.4 :Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

**I.2.2 L'Acier :****I.2.2.1 Définition :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine %).(10%)

**I.2.2.2 Caractéristiques mécaniques :**

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfilés HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfilés lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	

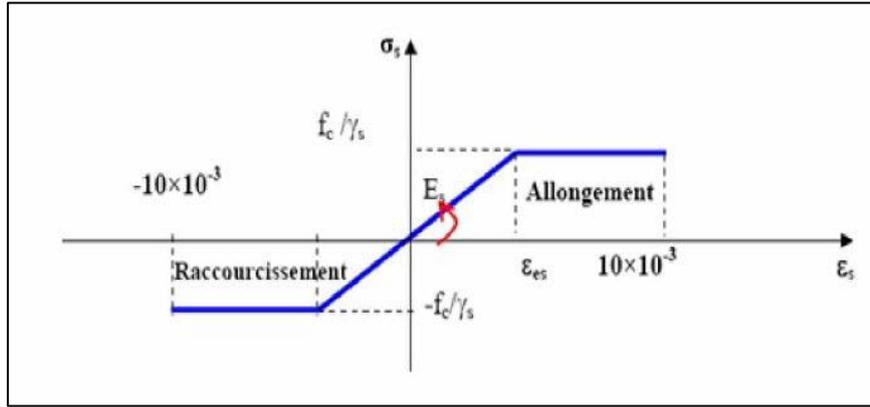
Tab. I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie,  $f_e$ .

**I.2.2.3 Contrainte limite des Aciers :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\varepsilon$ .

❖ **Etat limite ultime : BAEL91 ( ART.A.2.2,2 ) :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.



**Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l'ELU.**

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{MPa}$$

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1$  cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$   $\hookrightarrow$  pour l'acier FeE400 et dans le cas général  $\sigma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$

❖ **Etat limite de service :BAEL91 ( ART. A.4.5,3 ) :**

Afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

a) Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations.

b) E.L de compression de béton (BAEL91.A.4.5.2) :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

c) E.L d'ouverture des fissures (BAEL91.A.4.5,3)

Contraintes limites de traction des aciers :

**Tableau récapitulatif :**

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction en MPa
Fissuration peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration : $\eta$ $\eta=1$ pour R.L $\eta=1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6 \text{ mm}$ $\eta=1,3$ pour H.A de $\phi < 6 \text{ mm}$	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $\phi > 8 \text{ mm}$	$\bar{\sigma}_s = \inf\left(0,5 f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

**I.2.3.Hypothèse de calcul :**

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 10818.865$  Mpa.
- $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 32164.195$  Mpa.
- $f_e = 400$  Mpa.

# **Chapitre II :**

## **Pré-dimensionnement Et Descente des charges**

## II.1. Pré dimensionnement

### II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements du **BAEL 91** et **CBA93** et le **RPA 99 modifié 2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

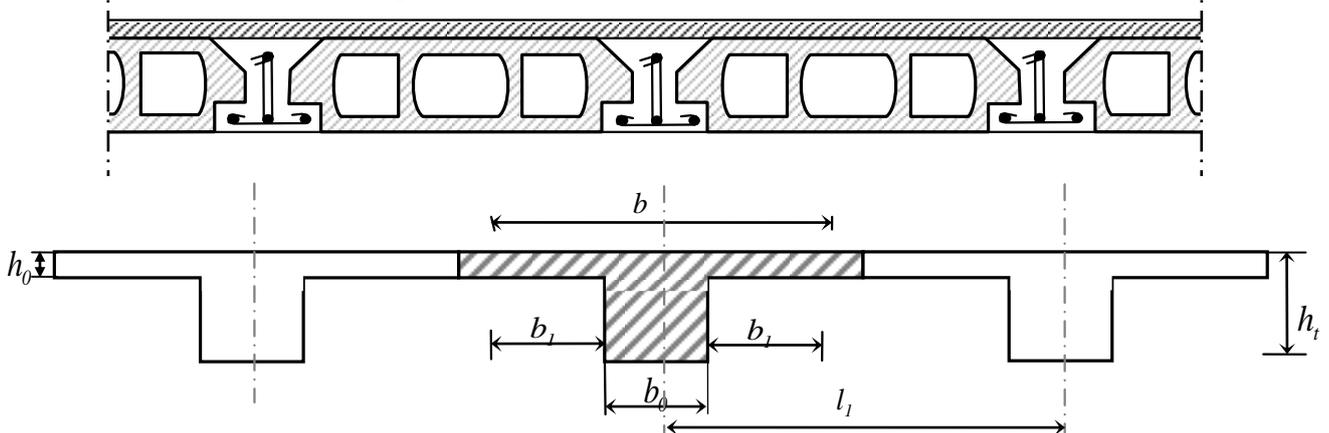
La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

### II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.



**Fig. II.1.1 :Schéma de la dalle corps creux.**

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport  $h/L$  est au moins égale  $1/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ( $L=435$  cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 19.33\text{m.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

➤ **Dimension des poutrelles :**

- 1-  $0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12 \rightarrow$  Soit  $b_0=10\text{cm}$
- 2-  $b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right) \rightarrow$  avec  $L_0=65-10=55\text{cm}$   
 $b_1 = \min(27.5; 39.5) \rightarrow b_1 = 27.5$
- 3- La largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2b_1$   
 $\rightarrow b = 10 + 2(27.5) = 65$

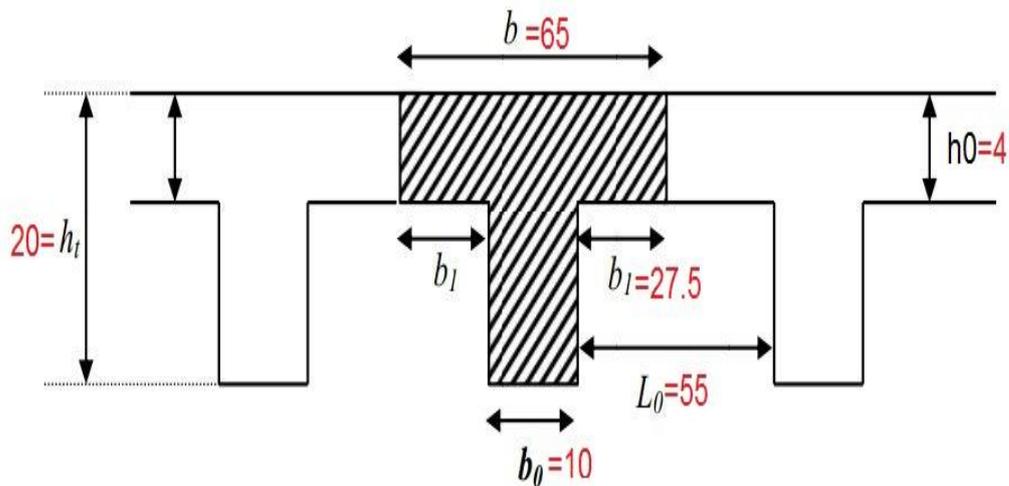


Fig. II.1. 2 : Nervure

### II.1.3. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ **Condition de la portée : BAEL91 (art B.6.5.1).**

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée = 483cm

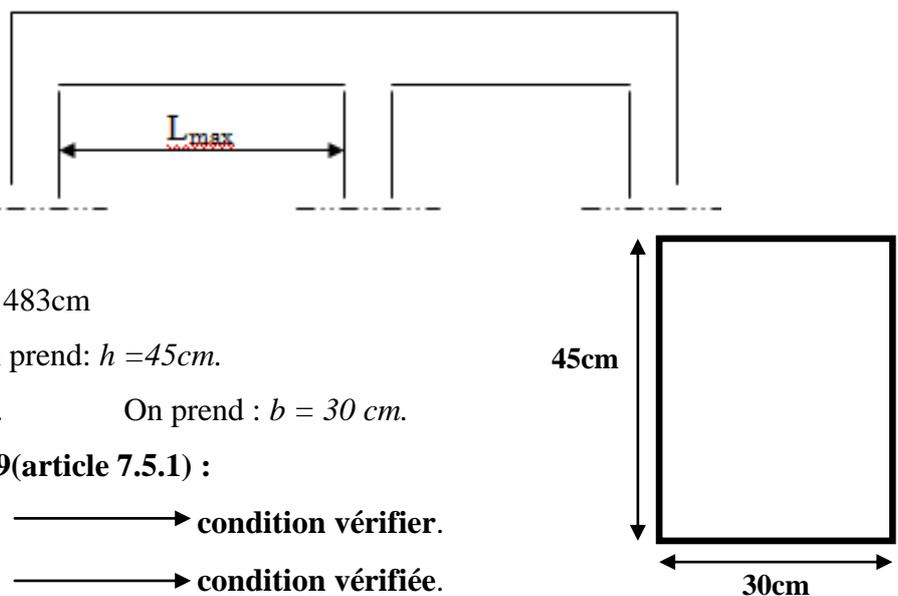
$h = (30.18 \div 48.3) \text{ cm}$  on prend:  $h = 45\text{cm}$ .

$b = (0,3; 0,4) h = (13,5; 18)$ . On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{cm}$   $\longrightarrow$  condition vérifiée.



$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} = 30\text{cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 45 + 30 = 97.5\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à (30×45) cm<sup>2</sup>.

### II.1.4. Les poutres secondaires : BAEL91 (art B.6..5.1).

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L<sub>max</sub> : la plus grand portée = 435 cm

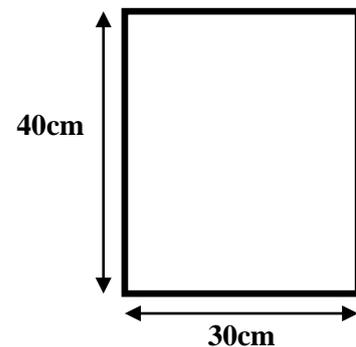
$$h = (1/16; 1/10) 435$$

$$h = (27.18; 43.5) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 40\text{cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 40$$

$$b = (12; 16) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$



➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} = 30\text{cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 40 + 30 = 90\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30×40) cm<sup>2</sup>.

### II.1.5. Poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier et soumise à la flexion et à la torsion (pour mon cas effet de torsion négligeable). Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left( \frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L<sub>max</sub> : la plus grand portée = 350 cm

$$h = (1/16; 1/10) 350$$

$$h = (21.87; 35) \text{ cm.} \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 35$$

$$b = (10.5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/25 = 1,4 < 4,0 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre palière est  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**II.1.6. Les poteaux**

Ils seront dimensionnés par :

La condition de non-flambement.

Les conditions de RPA99/v.2003.

La descente des charges.

**II.1.6.1. Condition de non-flambement :**

$l_f = 0.7h_e$  ( cas d'encastrement dans la fondation).

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement.

$h_e$  : hauteur d'étage.

$$l_f = 0.7 \times 3.06 \quad \longrightarrow \quad l_f = 2.142 \text{ m}$$

$$l_f = 214,2 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{l_f}{b_1} \leq 70$$

$$b_1 \geq 3.46 \frac{l_f}{70} \Rightarrow b_1 \geq 3.46 \times \frac{214,2}{70}$$

$$b_1 \geq 10.58 \text{ cm}$$

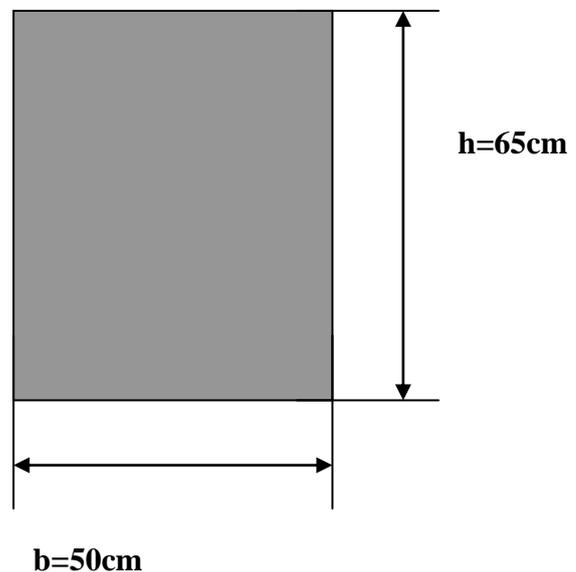
$$b_1 = 50 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3.46 \frac{l_f}{h_1} < 70$$

$$h_1 \geq 3.46 \frac{l_f}{70} \Rightarrow h_1 \geq 3.46 \times \frac{214,2}{70}$$

$$h_1 \geq 10.58 \text{ cm}$$

$$h_1 = 65 \text{ cm}$$



**II.1.6.2. Condition de RPA99/v.2003:**

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

- ❖  $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 30\text{cm} \Rightarrow 50\text{ cm} > 30\text{ cm} . \longrightarrow$  **condition vérifiée .**
- ❖  $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40 . \longrightarrow$  **condition vérifiée .**
- ❖  $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.76 < 4 . \longrightarrow$  **condition vérifiée .**

On adopte une section de **(50\*65).cm**

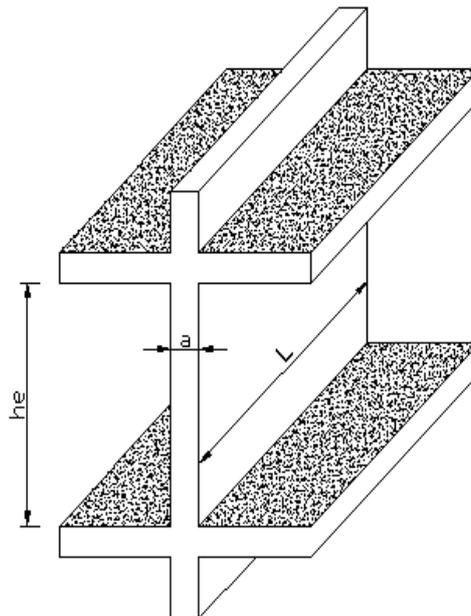
**Remarque:** La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau .

**II.1.7. Les voiles :**

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$  :

L : Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.



**Fig. II.1. 3: Coupe de voile en élévation.**

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de La hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les **RPA99 version 2003 (article 7.7.1)**

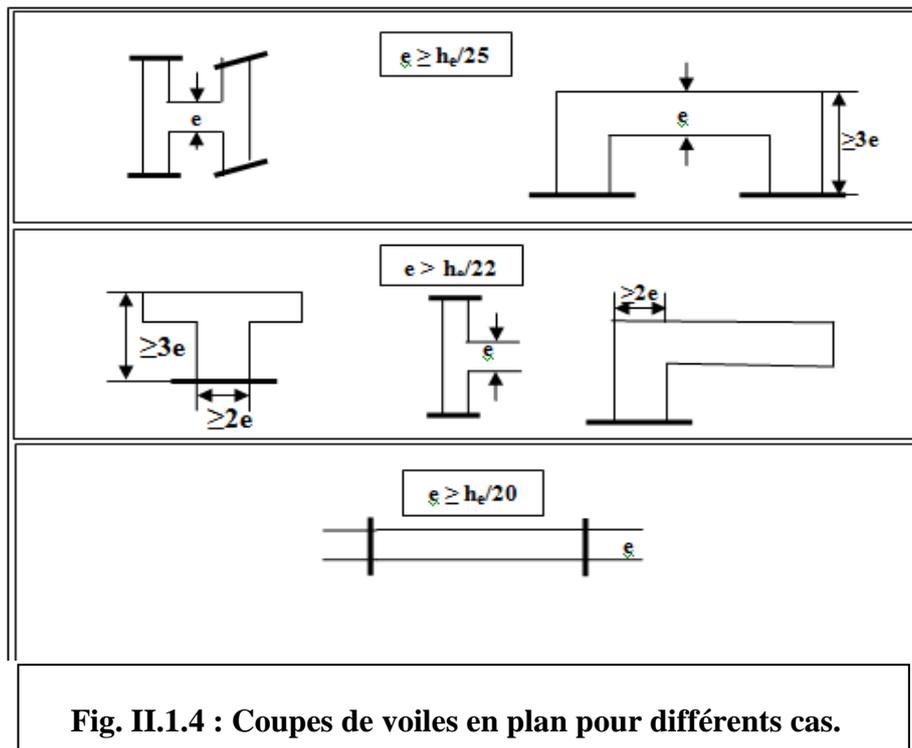


Fig. II.1.4 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

Dans notre cas: selon RPA99 /V2003

$$a \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20, 15\text{cm})$$

$$a \geq (11.44 ; 13 ; 14.3 ; 15) \text{ cm}$$

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ m}$$

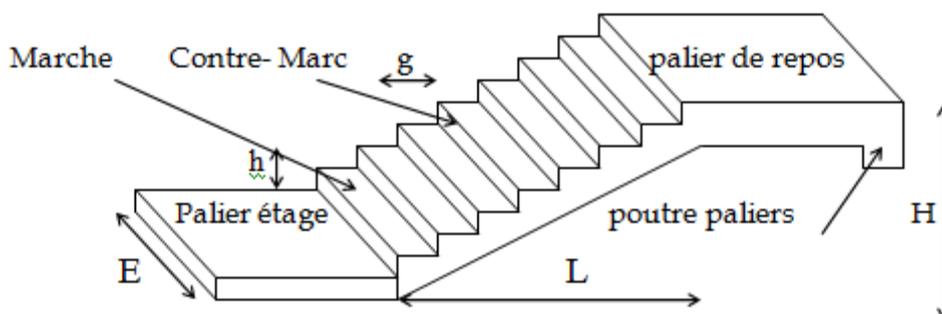
On adopte:  $a = 15 \text{ cm}$

### II.1.8. L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier



- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad 24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

- **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

- **Nombre de contre marche:**

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

Pour deux volées n =18

Pour une volée n =9

- **Emmarchement :**  $E > 90 \text{ cm}$  pour un escalier de bâtiment d'habitation  $E=1.45m$

$$E=1.45m > 90 \text{ cm} .$$

- **Longueur de la volée:**

$$L_1 = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Longueur du palier de repos:**

$$L_2 = 1.425m$$

- **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H:hauteur d'étage =3.06 m

L:Longueur de la volée =2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow lp = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Longueur du palier d' étage :**

$$L' = 4.83 - 2.4 = 2.43 \text{ m}$$

- Épaisseur de la paillasse :

$$L_T = L_1 + L_2 = 285 + 243 = 528 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a  $L_T = 483 \text{ cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30} = \frac{528}{40} \leq e \leq \frac{528}{30} = 13.2 \leq e \leq 17.6 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

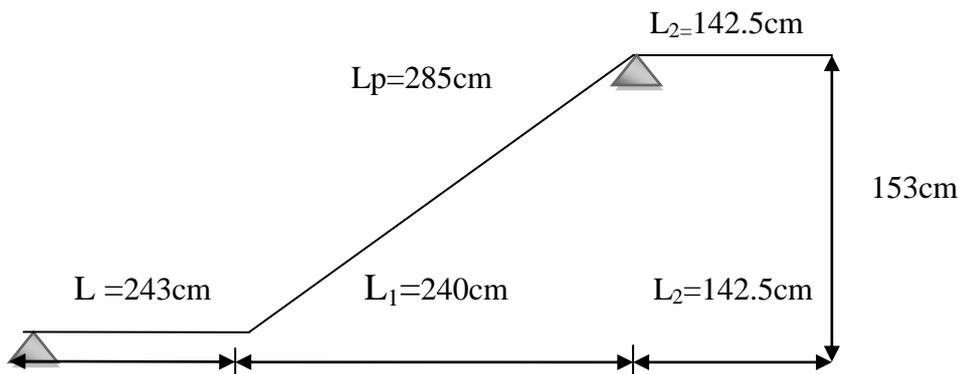


Fig. II.1.5 : schéma de largeur du escalai

### II.1.9. Récapitulation de pré dimensionnement :

- Poteau = 50×65 cm
- Poutre p = 30×45 cm
- Poutre s (chainage) = 30×40 cm
- Poutre palière = 30×35 cm
- L'épaisseur de plancher = 16+4 cm
- L'épaisseur d'escalier = e = 15 cm
- Epaisseur du voile = a = 15 cm

## II.2. Évaluations des charges :

### II.2.1.Charges de Plancher :

#### II.2.1.1.Charges Permanentes :

- Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2. [1]

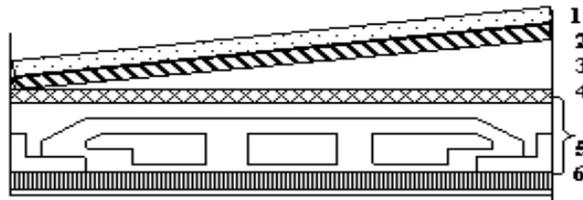


Fig.II.2.1: Plancher terrasse

N°	Désignation	e (m)	$\gamma(Kg / m^3)$	poids( $Kg / m^2$ )
01	gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	280
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Total :</b>				<b>628kg /m<sup>2</sup></b>

Tableau II.2.1 : Les charges permanentes sur le plancher

- Plancher Courant :

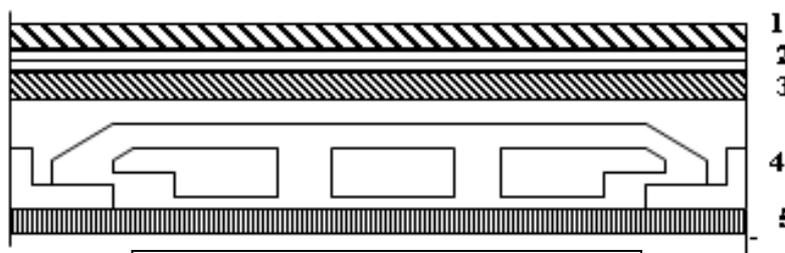


Fig.II.2.2: Planche étage courant.

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	280
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
<b>Total :</b>				520 Kg/m <sup>2</sup>

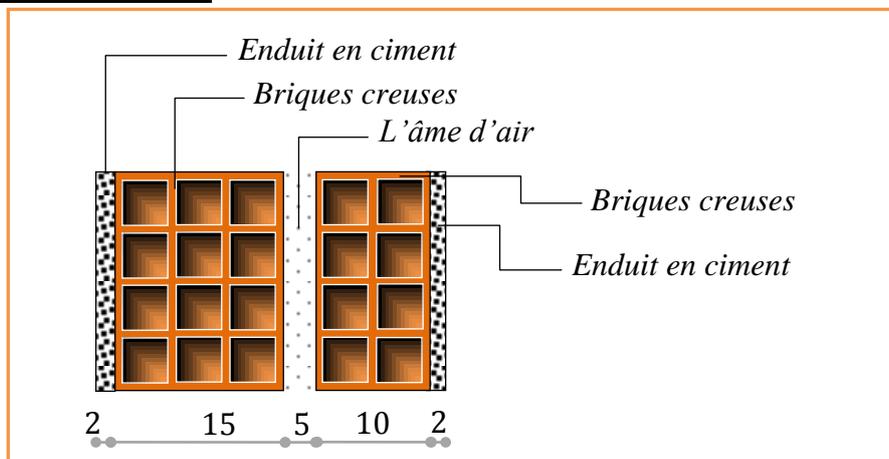
**Tableau II.2.2: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage**

**II.2.1.2.Charge d’exploitation :**

1. Terrasse inaccessible ..... **1,00 kN/m<sup>2</sup>**
2. Plancher courant (habitation) ..... **1,50 kN/m<sup>2</sup>**

**II.2.2.Charges du Mur :**

➤ **II.2.2.1Mur extérieur :**



**Fig. II.2. 3: Coupe verticale d’un mur extérieur**

❖ **Remarque:**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d’opter des coefficients

selon le pourcentage d’ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

Désignation de l'élément	$\gamma$ ( KN/m <sup>3</sup> )	$e_p$ ( m )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Brique creuse	09	0,10	0,90
L'âme d'air	0,0	0,05	0,00
Brique creuse	09	0,15	1,35
Enduit en ciment	18	0,02	0,44
<b>Total</b>		<b>2,81</b>	

Tableau.II.2.3:Évaluation des charges pour les murs a double cloison

**II.2.2.2Murs intérieurs :**

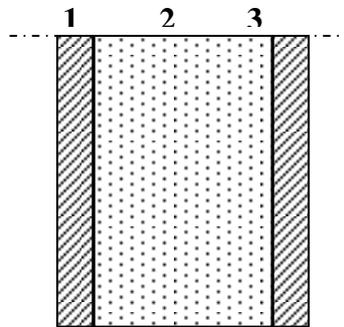


Fig.II.2.4 : Constituants d'un mur

Désignation de l'élément	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit en ciment	18	2	0.36
2-Briques creuses(e=10cm)	9	10	0.9
3- Enduit en ciment	18	2	0.36
<b><math>\Sigma G</math></b>	/	/	<b>1,62</b>

Tableau.II.2.4:Évaluation des charges pour les murs intérieurs

**II.2.3 Acrotère :**

**Surface:**  $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$G=0.0685 \times 25000$

$G=1712.5 \text{ N/ml}$

$Q=1000 \text{ N}$

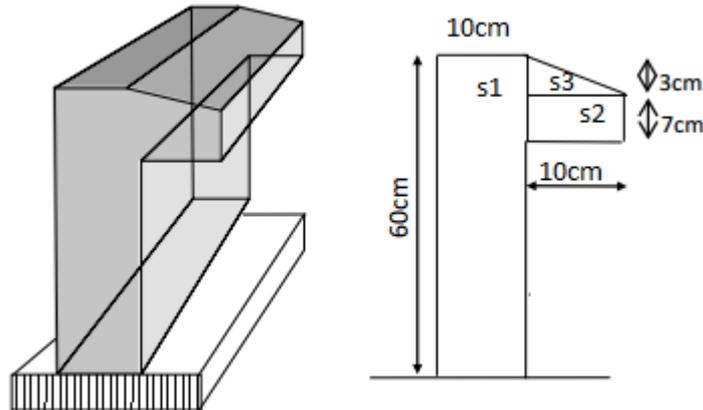


Fig. II.2. 5 :coupe verticale de l'acrotère

**II.2.4.Balcons :**

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	mortier de pose	0.02	20000	400
3	Dallepleine	0.16	25000	4000
4	Enduit en plâtre	0.01	10000	100
				<b>G = 4900</b>

Tableau.II.2. 5 :Évaluation des charges pour Balcons

**II.2.5. Charges et surcharges des escaliers :**

**II.2.5.1.Paliers :**

Désignation de l'élément	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	22	2	0.44
2-Mortier de pose	20	2	0.4
3-Poids propre de palier	25	15	3.75
Enduit en plâtre	10	2	0.2
$\Sigma G$	/	/	4.79

Tableau. II.2. 6 :Évaluation des charges pour Paliers

**II.2.5.2.Volée d'escalier :**

Désignation de l'élément	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Poids propre (13cm)	25	$\frac{15}{\cos 25.69}$	4.16
2-Poids de la marche	25	0.17/2	1.75
3-Carrelage	22	2	0.44
4-Mortier de pose	20	2	0.4
5- Carte Corps métallique	/	/	0.1
$\Sigma G$	/	/	6.85

Tableau. II.2. 7 :Évaluation des charges pour Volée d'escalier

**II.2.6.Charges et surcharges :**

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	6.28(KN/m <sup>2</sup> )	1.00 (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher d'Etage courant	5.20(KN/m <sup>2</sup> )	1.50 (KN/m <sup>2</sup> )
Murs extérieurs	2.81(KN/m <sup>2</sup> )	-
Murs intérieur	1.62(KN/m <sup>2</sup> )	-
Acrotère	17.125 (kN/ml)	1.00 (KN/m <sup>2</sup> )
Balcons	4.9 (KN/m <sup>2</sup> )	1.50(KN/m <sup>2</sup> )
Paliers	4.79(KN/m <sup>2</sup> )	2.50 (KN/m <sup>2</sup> )
Volée d'escalier	6.85(KN/m <sup>2</sup> )	2.50 (KN/m <sup>2</sup> )

Tableau. II.2. 8 :Les résultats d'évaluations des charges

## II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

### II.3.1.Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concerne les charges permanentes(le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... Etc) et les charges d'exploitations.

### Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

### II.3.2.Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

### II.3.3.Calcul de la descente de charge :

#### II.3.3.1. Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

##### Poteau B<sub>5</sub>:

$$S_G = (2.025 * 1.85) + (2.025 * 2.265) + (1.95 * 1.85) + (1.95 * 2.265) = 16.357 \text{ m}$$

$$\boxed{S_G = 16.357 \text{ m}^2}$$

$$S_Q = (2.025 + 0.3 + 1.95) * (1.85 + 0.3 + 2.265) = 18.275$$

$$\boxed{S_Q = 18.275 \text{ m}^2}$$

$$\boxed{H \text{ poteau} : 3.06 \text{ m pour chaque niveau}}$$

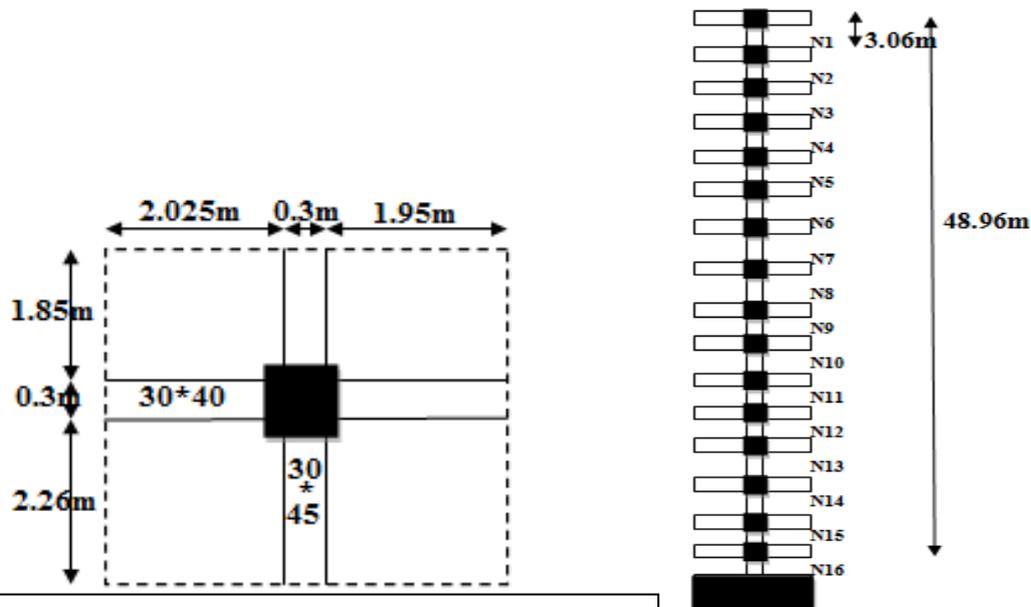


Fig.II.2.6 : Poteau le plus sollicité

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (6.28×16.357)	102.72	
	Poutre (Pp) : (0,3× 0.45 )×25×(1.85+2.265)	13.888	
	Poutre s (Ps) : (0,3×0,40)×25×(2.025+1.9)	11.925	
	Poteaux : ( 0,5×0.65) ×3.06×25	21.0375	
	Surcharge : (1×18.275)		18.275
	<b>Totale</b>	<b>149.5705</b>	<b>18.275</b>
2-2	Venant 1-1	149.5705	18.275
	Plancher étage courant (corps creux) 5.2 ×16.357	85.0564	
	Pp : (0,3× 0.45×25×3.4)	13.888	
	Ps : (0,3×0,4×25×3.875)	11.925	
	Poteaux : ( 0,5× 0.55 × (3.06-0.40) ×25)	21.6125	
	Surcharge : (1.5×18.275)		27.4125
	<b>Totale</b>	<b>282.052</b>	<b>45.6875</b>
3-3	Venant 2-2	282.052	45.6875
	Pl é c, Pp, Ps, Poteaux	132.4819	
	Surcharge : (1.5×0.9×18.275)		24.6712
	<b>Totale</b>	<b>414.5339</b>	<b>70.358</b>

4-4	Venant 3-3	414.5339	70.358
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	132.4819	
	Surcharge :(1.5×0.8×18.275)		21.93
	<b>Totale</b>	<b>456.569</b>	<b>92.288</b>
5-5	Venant 4-4	456.569	92.288
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	132.4819	
	Surcharge :(1.5×0.7×18.275)		19.188
	<b>Totale</b>	<b>566.4665</b>	<b>111.476</b>
6-6	Venant 5-5	566.4665	111.476
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	132.4819	
	Surcharge :(1.5×0.6×18.275)		16.4475
	<b>Totale</b>	<b>698.948</b>	<b>172.923</b>
7-7	Venant 6-6	698.948	172.923
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux	132.4819	
	Surcharge :(1.5×0.5×18.275)		13.706
	<b>Totale</b>	<b>831.429</b>	<b>186.629</b>
8-8 jusqu'a 16-16	Venant 7-7	831.429	186.629
	(Pl é c,Pp, Ps, Poteaux) de les 9 niveaux	9*132.4819	
	Surcharge :(1.5×0.5×18.275) de les 9 niveaux		9*13.706
	<b>Totale</b>	<b>2023.766</b>	<b>309.985</b>
$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2023.766) + 1.5 (309.985) = 2490.0936 \text{ KN}$			
$N_{ser} = G + Q = 2023.766 + 309.985 = 2333.751 \text{ KN}$			

Tableau II.2.9. Descente des charges sur Poteau

**Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1)**

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant

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

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_{ser} = G + Q = 2023.766 + 309.985 = 2333.751 \text{ KN} = 2.333751 \text{ MN}$$

Alors :

- Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{2.333751}{0.5 \times 0.65 \times 25} = 0.287 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

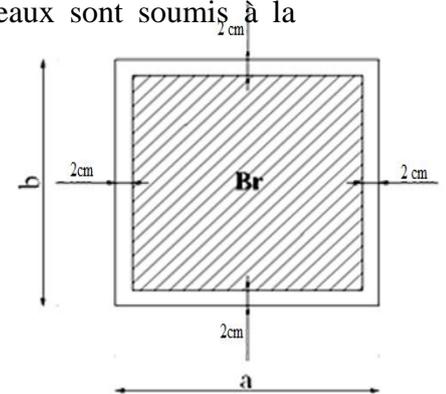
**Vérification de stabilité de forme Art BAL 91**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- \*  $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- \*  $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- \*  $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br=(a-0,02)(b-0,02)$ ) [m<sup>2</sup>].



**.Poteau (50x55) :**

$$B_r = (h-2) (b-2) = (50-2) (65-2) = 3024\text{cm}^2.$$

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

$$A = \max ( A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA} )$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B )$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 650}{100} = 650\text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+650)}{100} = 92\text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (500 \times 650) = 2925 \text{ mm}^2$$

Alors :  $A = \max ( 650, 2925 ) = 2925 \text{ mm}^2$

$$\bar{N} = 0.80 \left[ \frac{302400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2925 \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\bar{N} = 6617391.304 \text{ N} = 6617.391 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2023.766) + 1.5 (309.985) = 2490.0936 \text{ KN}$$

$\bar{N} > N_U$  ..... Condition vérifié

**II.3.3.2. Descente des charges sur le poteau d'angle :**

**Poteau A<sub>2</sub>:**

$$S_G = 1.775 \times 1.975 = 3.5056 \text{ m}^2$$

$$S_G = 3.05056 \text{ m}^2 \quad S_Q = (1.975 + 0.5) \times (1.775 + 0.55) = 5.7543$$

$$S_Q = 5.7543 \text{ m}^2$$

H poteau : 3.06m pour chaque niveau

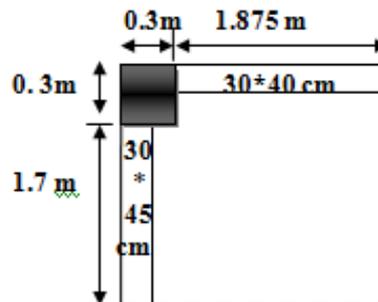


Fig. II.2.7 Poteau d'angle

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Acrotère: $1.7125 \times (1.875 + 0.3 + 0.3 + 1.7)$	7.14968	
	Plancher terrasse : $(6.28 \times 3.1875)$	20.0175	
	Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0,45) \times 25 \times 1,7$	5.99	
	Poutre s (Ps) : $(0,3 \times 0,40) \times 25 \times 1,975$	5.925	
	Mur extérieur : $2.81 \times ((1.7 \times (3.06 - 0.45)) + (1.975 \times (3.06 - 0.4)))$	27.78	
	Poteaux : $(0,5 \times 0,55) \times 3,06 \times 25$	21.0375	
	Surcharge <sub>1</sub> : $(1 \times 5.7543)$		5.7543
	<b>Totale</b>	<b>87.339</b>	<b>5.7543</b>
2-2	Venant 1-1	87.339	5.7543
	Plancher étage courant $5.2 \times 3.1875$	15.8629	
	Poutre (Pp) : $(0,3 \times 0,45) \times 25 \times 1,7$	5.99	
	Poutre s (Ps) : $(0,3 \times 0,40) \times 25 \times 1,975$	5.925	
	Mur extérieur : $2.81 \times ((1.7 \times (3.06 - 0.45)) + (1.975 \times (3.06 - 0.4)))$	27.78	
	Poteaux : $(0,5 \times 0,55) \times 3,06 \times 25$	21.0375	
	Surcharge <sub>1</sub> : $(1.5 \times 5.7543)$		8.63145
	<b>Totale</b>	<b>163.934</b>	<b>14.38575</b>

<b>3-3</b>	Venant 2-2 Pl é c ,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.9×5.7543)	163.934 76.5954	14.38575 7.7683
	<b>Totale</b>	<b>240.52</b>	<b>22.15405</b>
<b>4-4</b>	Venant 3-3 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.8×5.7543)	<b>240.52</b> 76.5954	<b>22.15405</b> 6.90516
	<b>Totale</b>	<b>317.1154</b>	<b>29.05921</b>
<b>5-5</b>	Venant 4-4 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.7×5.7543)	317.1154 76.5954	29.05921 6.042015
	<b>Totale</b>	<b>393.7108</b>	<b>35.101225</b>
<b>6-6</b>	Venant 5-5 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.6×5.7543)	393.7108 76.5954	35.101225 5.17887
	<b>Totale</b>	<b>470.3062</b>	<b>40.28009</b>
<b>7-7</b>	Venant 6-6 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.5×5.7543)	470.3062 76.5954	40.28009 4.3157
	<b>Totale</b>	<b>546.9016</b>	<b>44.595795</b>
<b>8-8 jusqu'a 16-16</b>	Venant 7-7 (Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux) de les 9 niveaux Surcharge :(1.5×0.5×5.7543) de les 9 niveaux	546.9016 9×76.5954	44.595795 9×4.3157
	<b>Totale</b>	<b>1236.2602</b>	<b>83.437095</b>
$N_U=1.35G+1.5Q=1.35 (1236.2602) +1.5 (83.437095)=1794.1069 \text{ KN}$ $N_{ser}=G+Q =1236.2602 +83.437095 = 1319.697295\text{KN}$			

### II.3.3.3 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section (**50×65**) cm.



# **Chapitre III :**

## **Etude des éléments secondaires**

### III . les éléments secondaires

#### III. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : L'acrotère, le balcon, les planchers, L'escalier ,Poutre palière

#### III .1.L'acrotère :

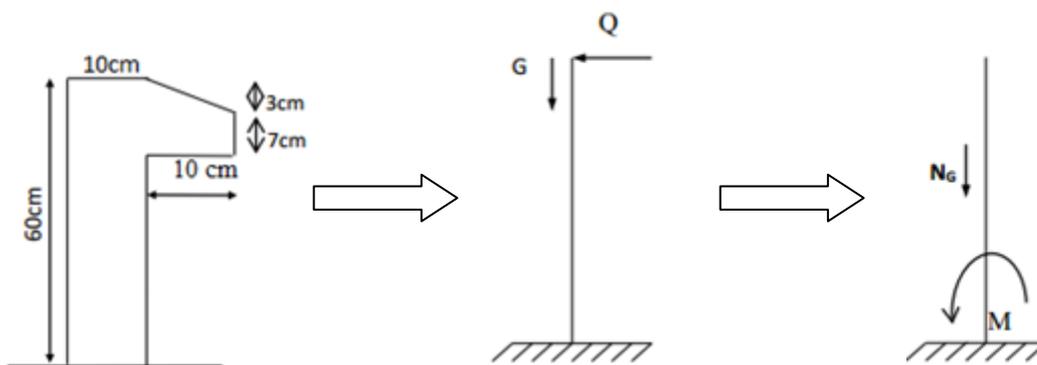
##### III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

##### III.1.2 Mode de travail:

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".
- Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m de largeur.



**Fig.III .1.1.Diagramme des forces internes**

##### III.1.3.Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg .m}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).**

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (II) donc :

A = 0.15 selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003) donc :

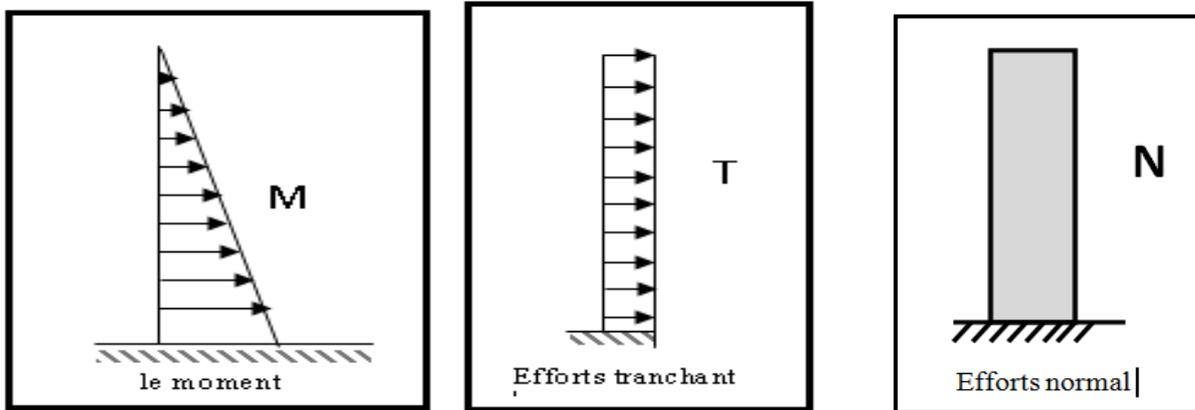
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml.}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranchante  $T = Q = 1000 \text{ N}$ .



**Fig.III.1.2 : schéma statique de M ,N,T**

**III.1.4. Combinaison d'action:**

➤ **E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$  ; On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

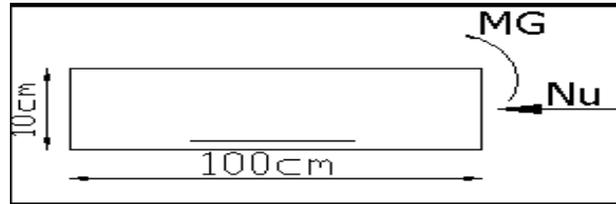
$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

### III.1.5. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries



#### III.1 5.1. Armatures Longitudinales :

➤ E.L.U :

➤ Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.525 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

➤ Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu \ell = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \cdot 0.993 \cdot 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
934.25	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$N$  est un effort de compression  $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$  ,  $A' = A'_1 = 0$

$$A^u = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0,0025.b.h = 0,0025.100.10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{cal} ; A^{min} ; A_l ) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

### **III.1.5.2.Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### **III.1.5.3.Armatures De Répartition :**

$$A^r = \left( \frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

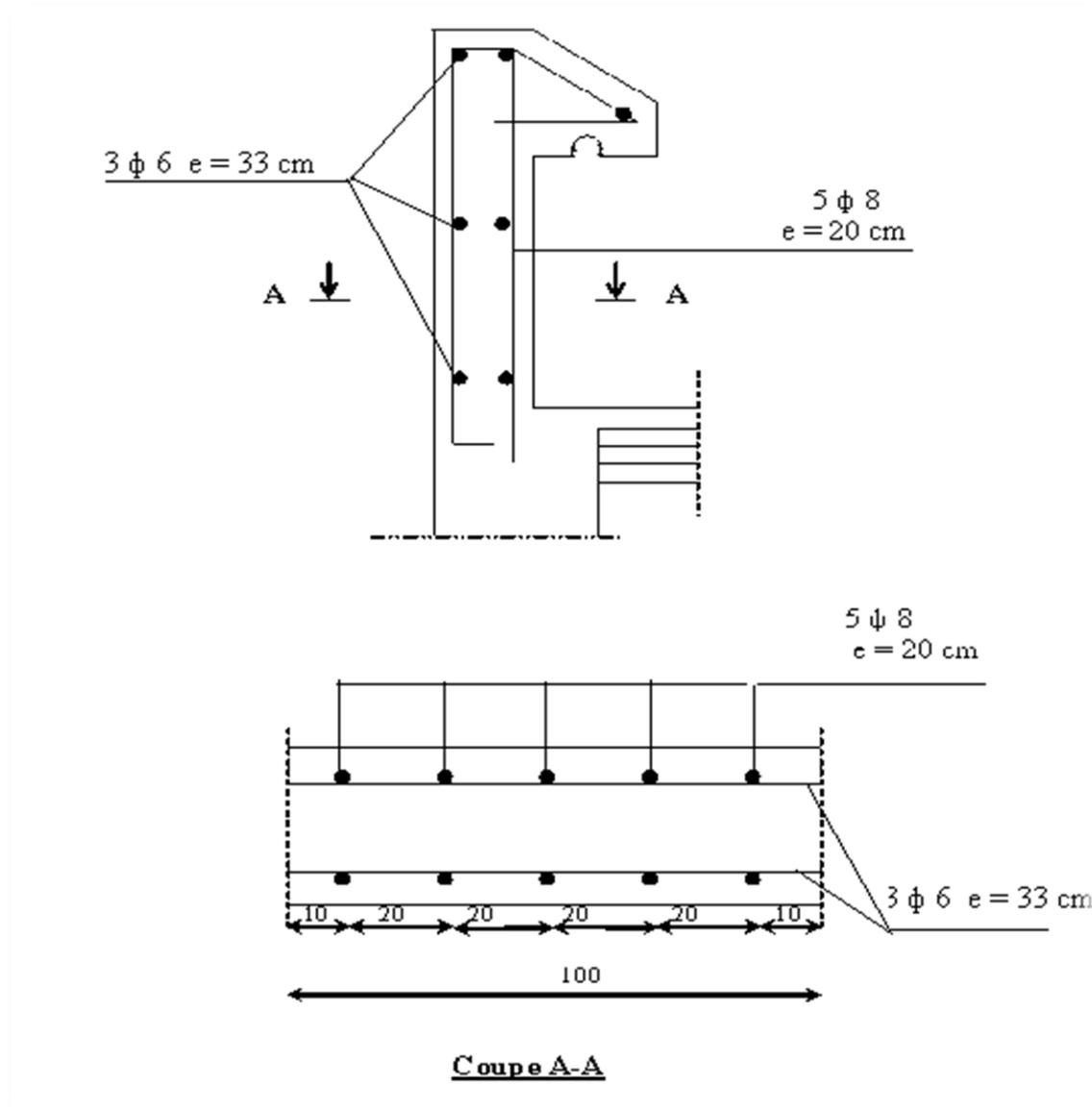
$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

### **III.1.5.4. Espacement Des Armatures :**

$$A_\ell = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

III.1.6. Présentation de ferrailage:



**Fig. III.1.3 :ferrailage d'acrotère**

### III.2. Étude de balcon :

#### III.2.1.Introduction:

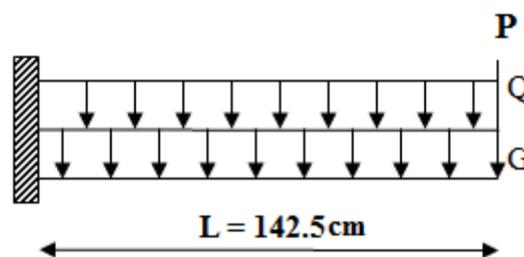
Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs .

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :



**Figure III.2.1: Schéma statique des charges de balcon.**

$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$  on a :  $L = 1.425\text{m}$

$$9.5 \leq e \leq 14.125$$

On prend un épaisseur de : 15cm.

#### III.2.2. Les combinaisons d'action:

Le calcul se fait comme une console d' une bande de 1m l.

$$G = 490 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \quad \Rightarrow \quad G = 490 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \quad \Rightarrow \quad Q = 150 \text{ kg/ml}$$

- La hauteur du mur :  $h = 3.06 - 0,15 = 2.91\text{m}$ .
- Charge du mur extérieurs  $G = 281\text{kg/m}$  ,mon cas murs avec fenêtres (80%G).

Alors  $G = 0.8 \times 281 = 224.8 \text{ kg/m}$

Donc La charge  $P = 224.8\text{kg/m} \times 2.91 \text{ m} = 654.168 \text{ kg}$

<b>• ELU :</b>		
$q_U = 1,35G + 1,5Q$	$\Rightarrow$	$q_U = 886.5 \text{ kg/ml}$
$p_U = 1,35P$	$\Rightarrow$	$p_U = 883.126 \text{ kg/ml}$
<b>• ELS :</b>		
$q_S = G + Q$	$\Rightarrow$	$q_S = 640 \text{ kg/ml}$
$p_S = P$	$\Rightarrow$	$p_S = 654.168 \text{ kg/ml}$

### III.2.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants:

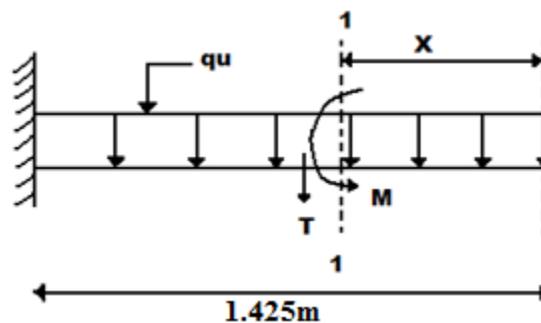


Fig.III.2.2: section 1-1 de balcon a l'ELU et ELS

#### ➤ ELU:

##### Section 1-1: $0 \leq x \leq 1,425\text{m}$

$$M(x) = -p_U x - q_U \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -883.126 x - 886.5 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg. m} \\ M(1,425) = -2158.52 \text{ kg.m} \end{cases}$$

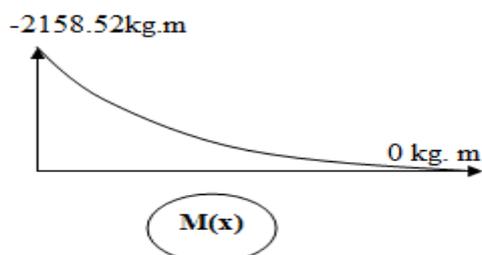


Fig.III.2.3: Diagramme des moments fléchissant ELU

➤  $T(x) = p_U + q_U x$

$T(x) = 883.126 + 886.5 x$

$$\begin{cases} T(0) = 883.126 \text{ kg} \\ T(1,425) = 2146.38 \text{ kg} \end{cases}$$

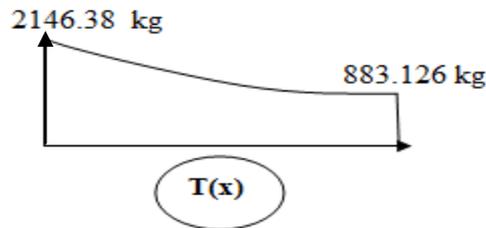


Fig.III.2.4: Diagramme des moments fléchissant ELU

➤ ELS :

**Section 1-1:  $0 \leq x \leq 1,425\text{m}$**

➤  $M(x) = -p_{ser} x - q_{ser} \times \frac{x^2}{2}$

$M(x) = -654.168 x - 640 \times \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(1,425) = -1581.98 \text{ kg.m} \end{cases}$$

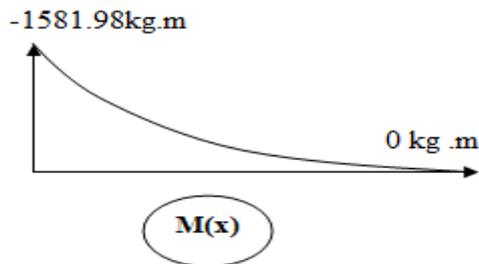


Fig.III.2.5: Diagramme des moments fléchissant ELS

➤  $T(x) = p_{ser} + q_{se}x$

$T(x) = 654.168 + 640 x$

$$\begin{cases} T(0) = 654.168 \text{ kg} \\ T(1,425) = 1566.168 \text{ kg} \end{cases}$$

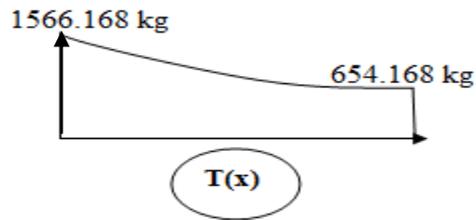


Fig.III.2.6: Diagramme des moments fléchissant ELS

**III.2.4.Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :**

x (m)	ELU		ELS	
	M(x) (kg .m)	T(x) (kg)	M(x) (kg .m)	T(x) (kg)
0	0	883.126	0	654.168
1,425	-2158.52	2146.38	-1581.98	1566.168

**III.2.5.Détermination du ferrailage :**

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons .

-fissuration peu nuisible

On prend :

**L'enrobage:**

$C = 2 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ .

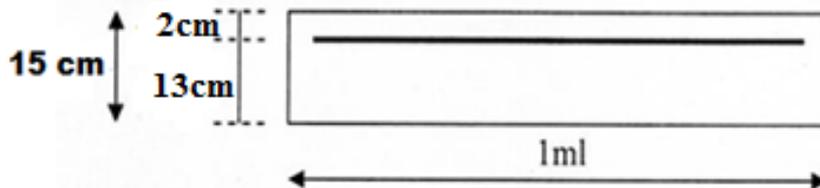


Figure III.2.7:schéma du balcon

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21585.2}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,0899 < \mu l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0899 \rightarrow \alpha = 0,118 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{cl} = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21585.2}{348 \times 0.953 \times 13} = 5.006 \text{ cm}^2$$

### III.2.5.1. Vérification :

#### III.2.5.1.1. Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)**

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)**

$$T_u = 26604.5 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21463.8}{1000 \times 130} = 0,165 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,165 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.2.5.1.2. Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2158.52}{1581.98} = 1,36$$

$$\alpha = 0,118 \leq (1,36 - 1) / 2 + (25 / 100) = 0,43 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- -Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$ .
- -Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .
- -Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_L) .$$

$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_L (cm^2)$	$A_{Max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
<b>5.006</b>	<b>1.56</b>	<b>1.5</b>	<b>5.006</b>	<b>5.65=5HA12</b>

- **Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/5 = 5.65/5 = 1,112cm^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = \mathbf{3HA8=1.51cm^2}$$

- **Espacement des armatures :**

**A) armature longitudinal**

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } \mathbf{S_L = 20 \text{ cm}}$$

**B) armature de répartition**

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (60\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{S_r = 33 \text{ cm.}}$$

**III.2.5.1.3 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)**

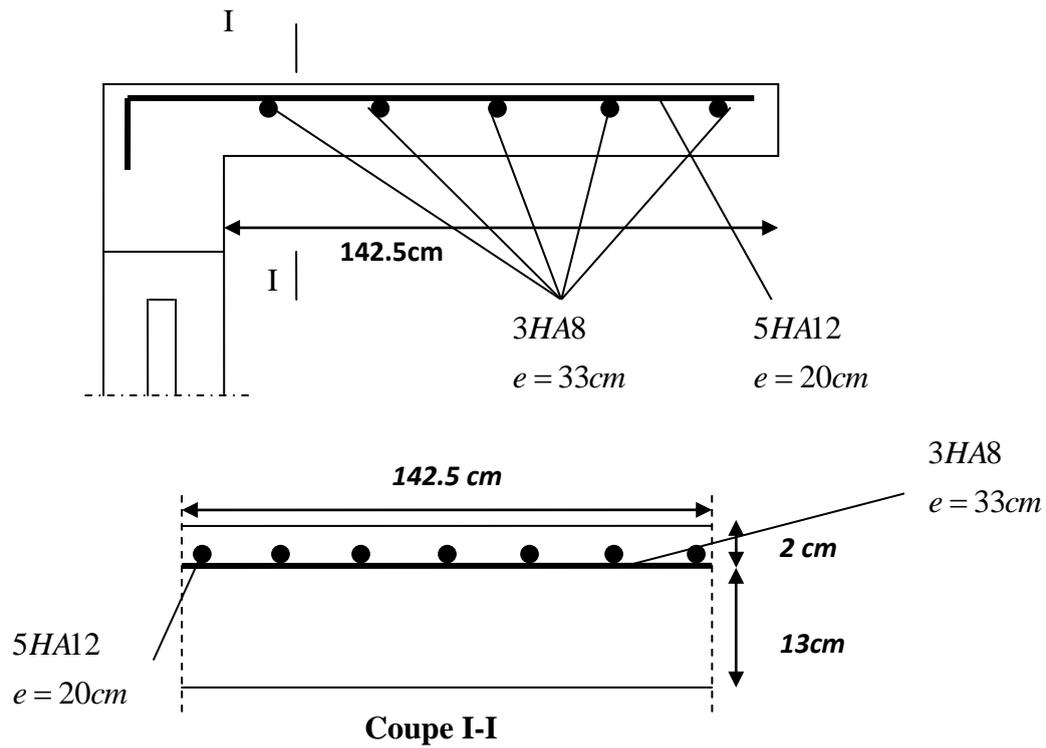
$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M^0} \rightarrow 0.15 \geq 0.085$$

$$* \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00473 < \frac{4.20}{400} = 0.011 .$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas

**III.2.6. Présentation de ferrailage:**



**Figure III.2.7: Croquis de ferrailage des balcons.**

### III.3. Etude des planchers :

#### III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

#### III.3.2. Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

#### **Plancher à corps creux :**

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

#### III.3.3. Calcul des poutrelles :

##### ➤ méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées  $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

##### ➤ Méthode de Caquot :

#### **Condition d'application :**

- $Q > 2G$  et  $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$ 
  - Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
  - Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

##### ➤ III.3.4. Calcul des moments: (méthode forfaitaire)

➤ **Les moments en appui :**

- $0.2M_0$  pour appui de rive
- $0.6M_0$  pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$  pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)
- Avec :

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

➤ **Les moments en travées :**

- $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0$  travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2}M_0$  travée intermédiaire

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

**III.3.5.Valeur des efforts tranchants :**

- $T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$  ,  $T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$
- $T_d$  = l'effort tranchant a droite de la travée
- $T_g$  = l'effort tranchant a gauche de la travée

**III.3.6.Les combinaison d'action :**

➤ **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} = G = 5200 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

➤ **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} : G = 6280$$

$$\text{Surcharge} : Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

**III.3.7.Application de la méthode forfaitaire :**

➤ **Plancher terrasse :**

- $1000 \leq 2 \times 6280 = 12560 \text{ N}$  —————> condition vérifiée.
- Inertie constante. —————> condition vérifiée.

- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Fissuration non préjudiciable.  $\longrightarrow$  condition vérifiée.

➤ **Planchers étagé courant :**

- Q=1500 N ; G=5200 N

$$1500 \leq 2 \times 5200 = 10400 \text{ N} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$Q \leq (2.G ; 5000\text{N/m}^2).$$

Inertie constante.  $\longrightarrow$  condition vérifiée.

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration non préjudiciable.  $\longrightarrow$  condition vérifiée

**Remarque :** la méthode de calcul que nous choisissons est \*la méthode forfaitaire\* parce que toutes les conditions sont vérifiées.

### III.3.8. Calcul des planchers :

Nous avons trois types des poutrelles continues dans le plancher étagé courant et le plancher terrasse

➤ **E.L.U :**

$$P_{u_{EC}} = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = (1.35 \times 5200 + 1.5 \times 1500) \times 0.65 = 6025.5$$

$$P_{u_{EC}} = 6025.5 \text{ N/ml}$$

$$P_{u_{terrasse}} = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = (1.35 \times 6280 + 1.5 \times 1000) \times 0.65 = 6485.7$$

$$P_{u_{terrasse}} = 6485.7 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$P_{S_{EC}} = (G + Q). 0,65 = (5200 + 1500) \times 0.65 = 4355$$

$$P_{S_{EC}} = 4355 \text{ N/ml}$$

$$P_{S_{terrasse}} = (G + Q). 0,65 = (6280 + 1000) \times 0.65 = 4732$$

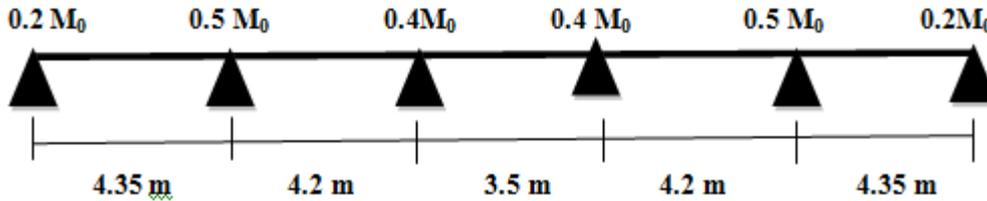
$$P_{S_{terrasse}} = 4732 \text{ N/ml}$$

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Plancher terrasse</b>	6485.7	4732
<b>Plancher étagé</b>	6025.5	4355

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

	$\alpha =$
<b>Plancher terrasse</b>	0.137
<b>Plancher étage</b>	0.223

**III.3.8.1. Corps creux type 1 poutre repose sur 6 appuis :**



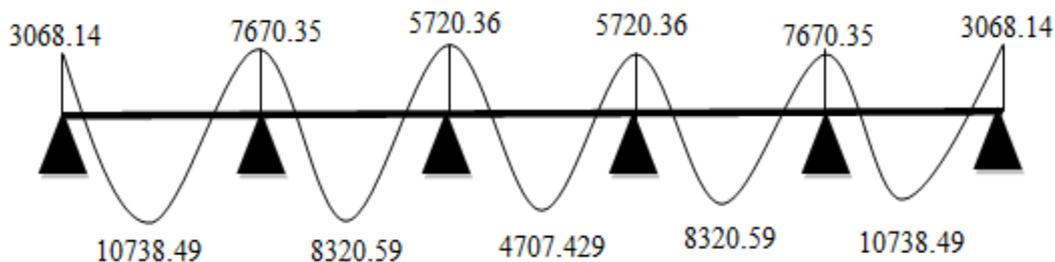
**III.3.8.1.1. Détermination des sollicitation :**

➤ **Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ **ELU**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
<b>L(m)</b>	4.35	4.2	3.5	4.2	4.35
<b>Pu(N)</b>	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7
<b>M0(N.M)</b>	15340.7	14300.9	9931.228	14300.9	15340.7
<b>Mg(N.M)</b>	3068.14	7670.35	5720.36	5720.36	7670.35
<b>Md(N.M)</b>	7670.35	5720.36	5720.36	7670.35	3068.14
<b>Mt(N.M)</b>	10738.49	8320.59	4707.429	8320.59	10738.49
<b>Tg(N)</b>	15164.36	13155.69	11349.975	14084.25	13048.42
<b>Td(N)</b>	-13048.42	-14084.25	-11349.97	-13155.69	-15164.36



M

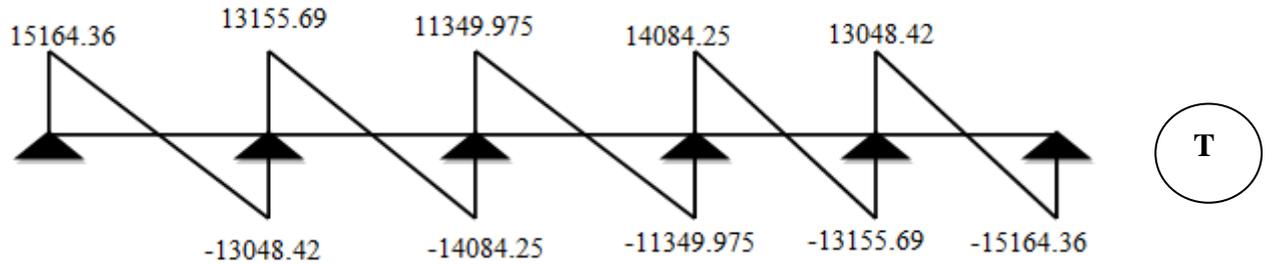


Fig.III.3.1.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4.35	4.2	3.5	4.2	4.35
Ps(N)	4732	4732	4732	4732	4732
M0(N.M)	11192.65	10434.06	7245.875	10434.06	11192.65
Mg(N.M)	2238.53	5596.325	4173.624	4173.624	5596.325
Md(N.M)	5596.325	4173.624	4173.624	5596.325	2238.53
Mt(N.M)	7834.86	6070.78	3434.54	6070.78	7834.86
Tg(N)	11064	9598.46	8281	10275.94	9520.19
Td(N)	-9520.19	-10275.94	8281	-9598.46	-11064

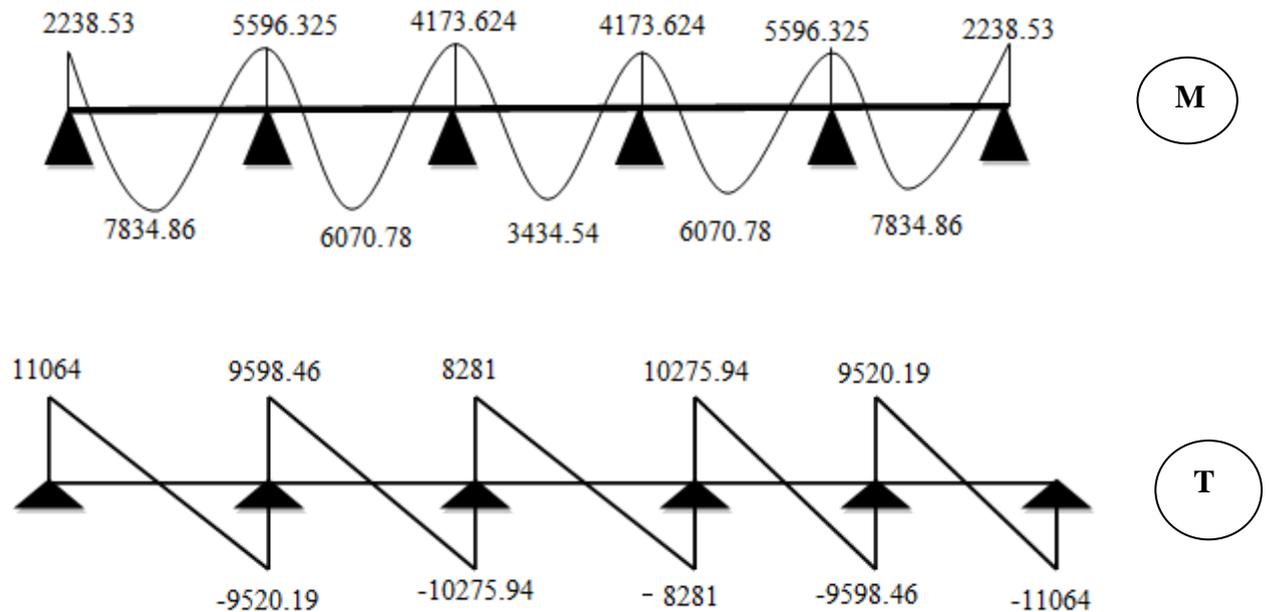


Fig.III.3.2.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

➤ Planchers étage courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4.35	4.2	3.5	4.2	4.35
Pu(N)	6025.5	6025.5	6025.5	6025.5	6025.5
M0(N.M)	14252.19	13286.227	9226.546	13286.227	14252.19
Mg(N.M)	2850.438	7126.095	5314.4908	5314.4908	7126.095
Md(N.M)	7126.095	5314.4908	5314.4908	7126.095	2850.438
Mt(N.M)	10217.39	7954.78	4529.31	7954.78	10217.39
Tg(N)	14088.36	12222.22	10544.625	13084.88	12122.56
Td(N)	-12122.56	-13084.88	10544.625	-12222.22	-14088.36

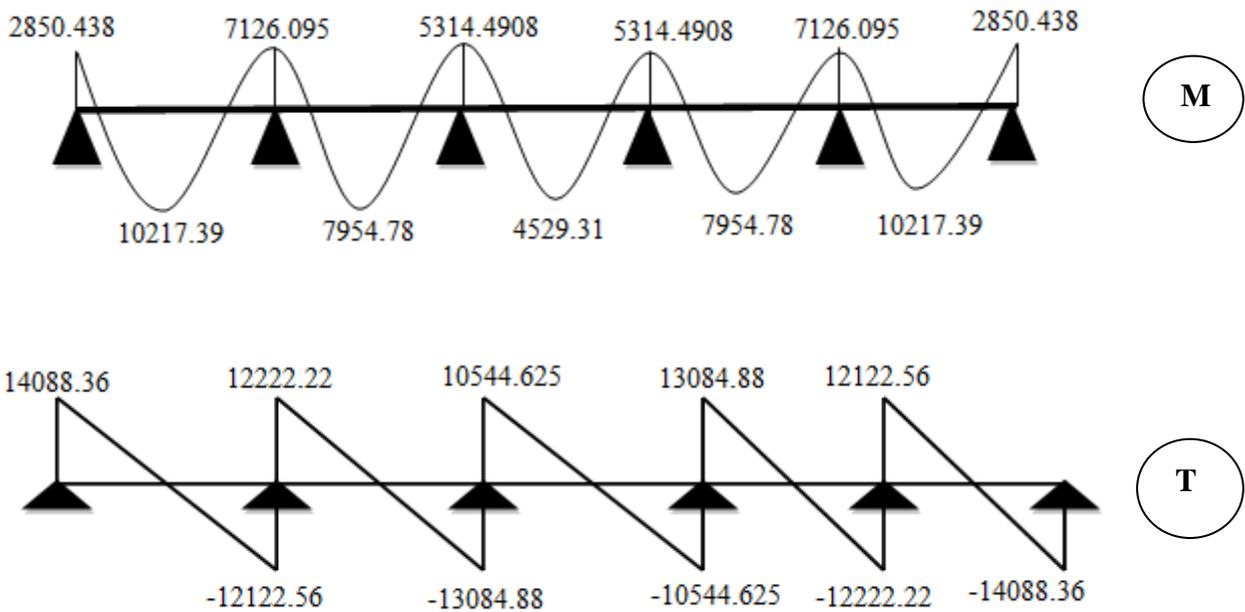


Fig.III.3.3.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4.35	4.2	3.5	4.2	4.35
Ps(N)	4355	4355	4355	4355	4355
M0(N.M)	10253.63	9602.775	6637.968	9602.775	10253.63
Mg(N.M)	2050.726	5126.815	3841.11	3841.11	5126.815
Md(N.M)	5126.815	3841.11	3841.11	5126.815	2050.726
Mt(N.M)	7350.819	5761.237	3240.938	5761.237	7350.819
Tg(N)	10179.27	8839.38	7621.25	9451.62	8764.979
Td(N)	-8764.979	-9451.62	-7621.25	-8839.38	10179.27

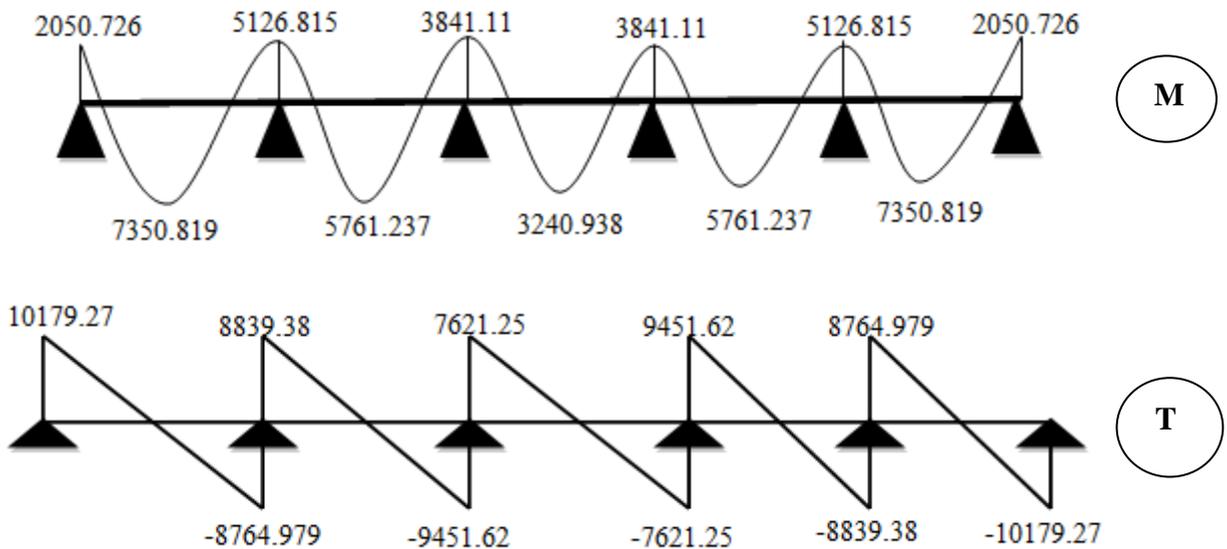
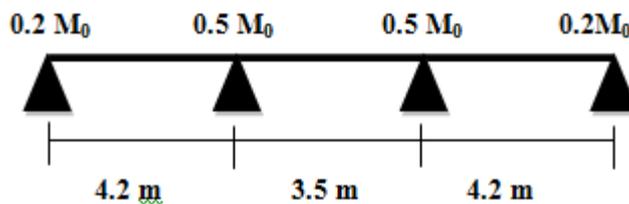


Fig.III.3.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.3.8.2. Corps creux type 2 poutre repose sur 4 appuis :



III.3.8.2.1 Détermination des sollicitations :

➤ Plancher terrasse :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ -ELU

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	4.2	3.5	4.2
Pu(N)	6485.7	6485.7	6485.7
M0(N.M)	14300.9	9931.228	14300.9
Mg(N.M)	2860.18	7150.45	7150.45
Md(N.M)	7150.45	7150.45	2860.18
Mt(N.M)	10010.63	3277.339	10010.63
Tg(N)	14641.46	11349.975	12598.48
Td(N)	-12598.48	-11349.97	-14641.46

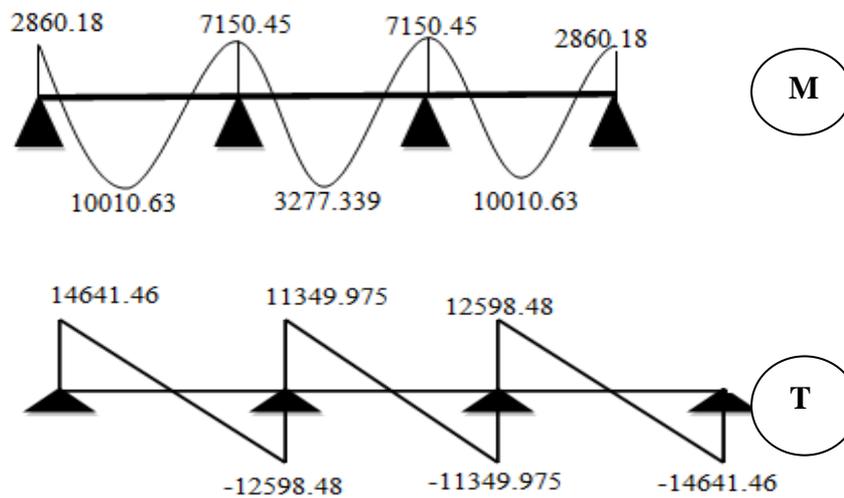


Fig.III.3.5.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	4.2	3.5	4.2
Ps(N)	4732	4732	4732
M0(N.M)	10434.06	7245.875	10434.06
Mg(N.M)	2086.812	5217.03	5217.03
Md(N.M)	5217.03	5217.03	2086.812
Mt(N.M)	7303.84	2391.138	7303.84
Tg(N)	10682.49	8281	9191.91
Td(N)	-9191.91	-8281	-10682.49

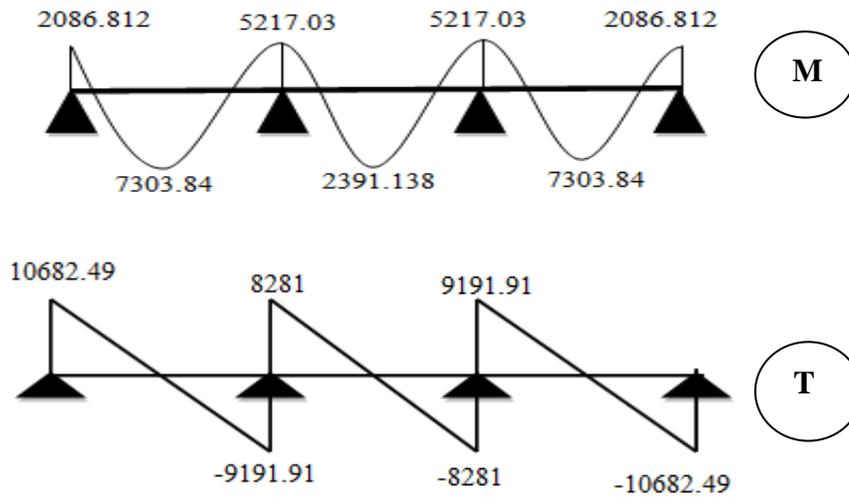


Fig.III.3.6.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELS

➤ Planchers étagé courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ ELU

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	4.2	3.5	4.2
Pu(N)	6025.5	6025.5	6025.5
M0(N.M)	13286.227	9226.546	13286.227
Mg(N.M)	2657.254	6643.1135	6643.1135
Md(N.M)	6643.1135	6643.1135	2657.254
Mt(N.M)	9524.89	3200.68	9524.89
Tg(N)	13602.56	10544.625	11704.54
Td(N)	-11704.54	-10544.625	-13602.56

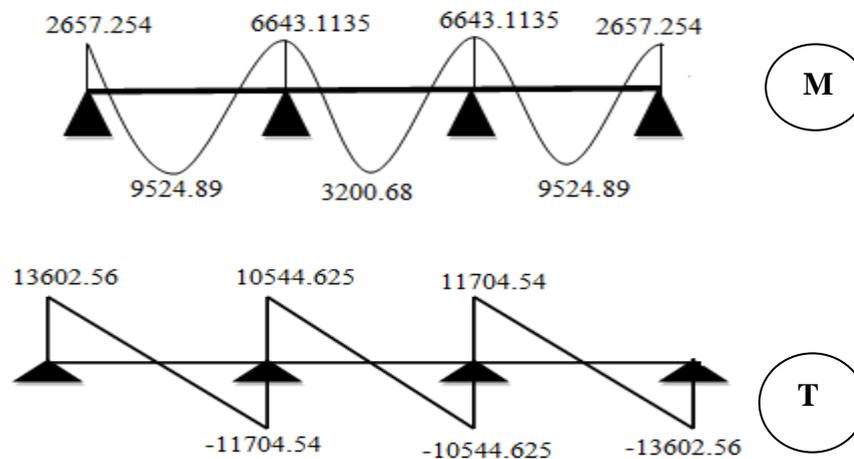


Fig.III.3.7.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	4.2	3.5	4.2
Ps(N)	4355	4355	4355
M0(N.M)	9602.775	6637.968	9602.775
Mg(N.M)	1920.55	4801.387	4801.387
Md(N.M)	4801.387	4801.387	1920.55
Mt(N.M)	6883.27	2280.66	6883.27
Tg(N)	9831.41	7621.25	8459.59
Td(N)	-8459.59	-7621.25	-9831.41

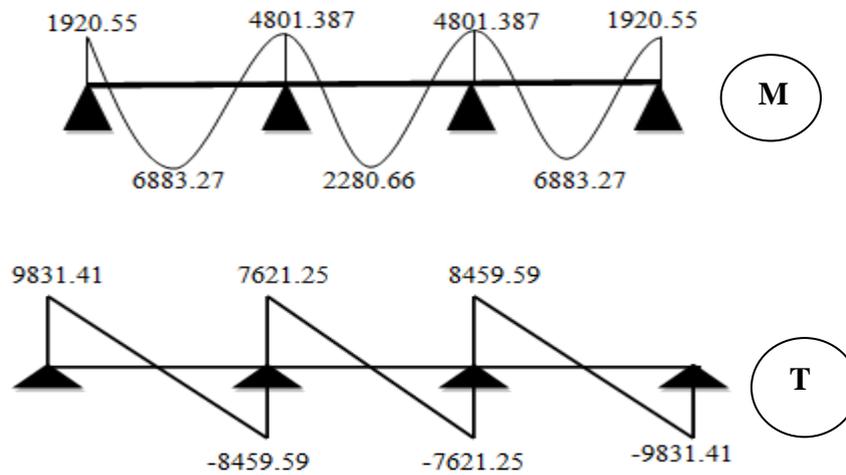
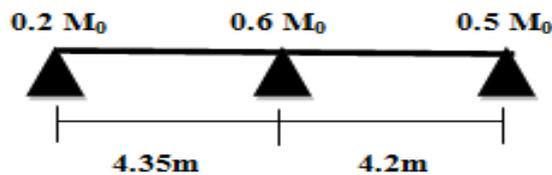


Fig.III.3.8.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

III.3.8.3.Corps creux type 3poutre repose sur 3 appuis :



III.3.8.3.1 Détermination des sollicitations :

➤ Plancher terrasse :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

➤ -ELU

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.35	4.2
Pu(N)	6485.7	6485.7
M0(N.M)	15340.7	15340.7
Mg(N.M)	3068.14	8580.58
Md(N.M)	8580.58	3068.14
Mt(N.M)	10283.375	10283.375
Tg(N)	16784.25	11428.53
Td(N)	-11428.53	-16784.25

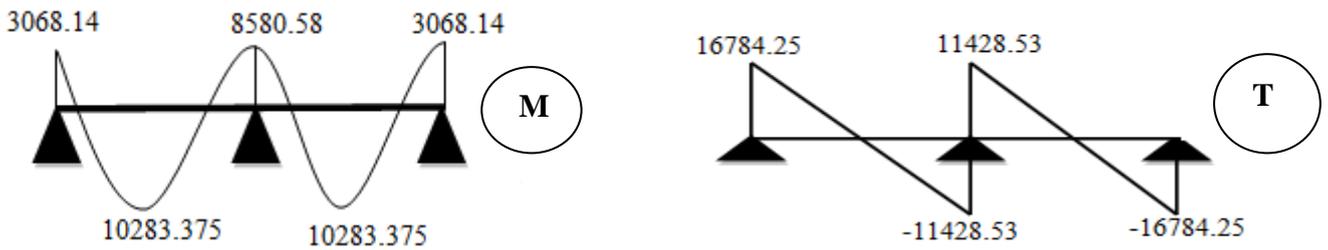


Fig.III.3.9.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

➤ ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.35	4.2
Ps(N)	4732	4732
M0(N.M)	11192.65	11192.65
Mg(N.M)	2238.53	6260.436
Md(N.M)	6260.436	2238.53
Mt(N.M)	7502.797	7502.797
Tg(N)	11216.67	9367.53
Td(N)	-9367.53	-11216.67

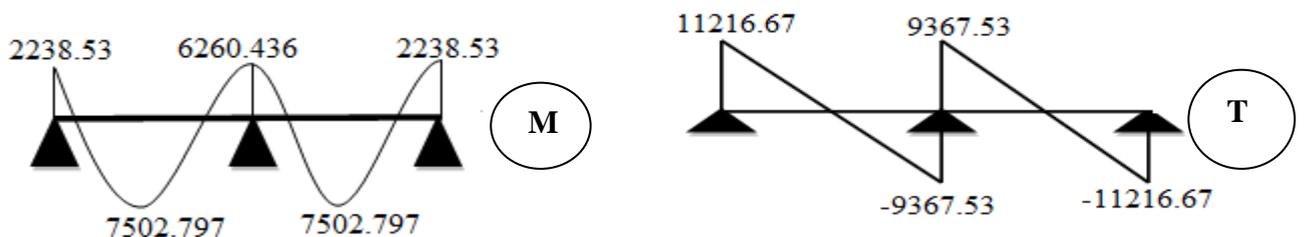


Fig.III.3.10.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

➤ Planchers étage courant :

Tableau récapitulatif pour Les moments:

## ➤ ELU

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.35	4.2
Pu(N)	6025.5	6025.5
M0(N.M)	14252.19	14252.19
Mg(N.M)	2850.43	7971.73
Md(N.M)	7971.73	2850.43
Mt(N.M)	12645.01	12645.01
Tg(N)	14282.77	11928.15
Td(N)	-11928.15	-14282.77

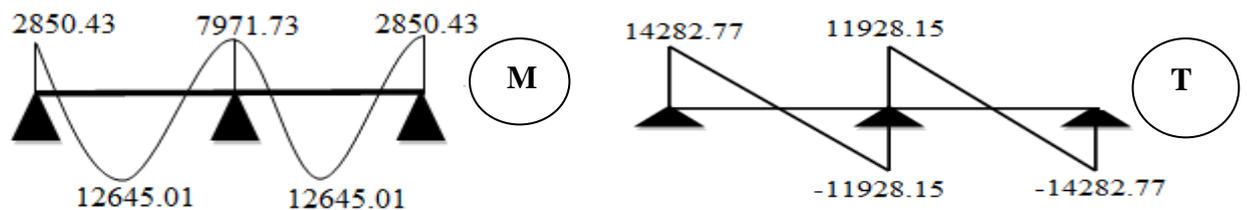


Fig.III.3.11.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELU

## ➤ ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.35	4.2
Ps(N)	4355	4355
M0(N.M)	10300.93	10300.93
Mg(N.M)	2060.18	5761.66
Md(N.M)	5761.66	2060.18
Mt(N.M)	7079.14	7079.14
Tg(N)	10322.929	8621.321
Td(N)	-8621.321	-10322.929

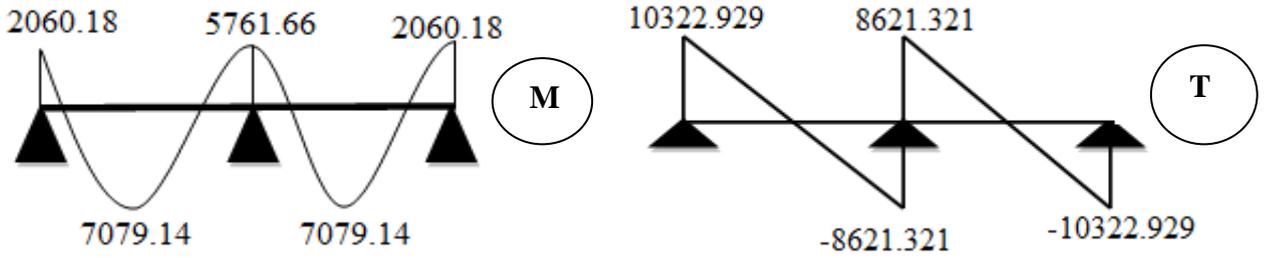
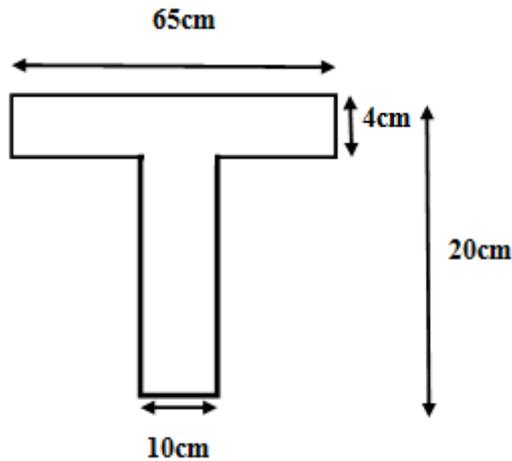


Fig.III.3.12. Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau d'étage à ELS

**III.3.9. Calcul du Ferrailage :**

$b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{cm}$

$h = 20\text{cm}$  ;  $h_0 = 4\text{cm}$



➤ **l'enrobage :**

$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$ .

$C_0 = 1\text{cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm}$  (BAEL91.A.7.2.1)

$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{ cm}$

\* Donc on adopte  $C = 2\text{cm}$ .

→  $d = h - c = 20 - 2 = 18$

$d = 18\text{cm}$  ;  $c = 2\text{cm}$

	$M_{\max}(\text{appui})$	$M_{\max}(\text{travée})=$	$T_{\max}$
<b>E.L.U</b>	8580.58N.m	12645.01N.m	16784.25N
<b>E.L.S</b>	6260.436N.m	7834.86N.m	11216.67N

➤ **Les armatures longitudinales :**

❖ **ELU :**

• **En Travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 12645.01 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12645.01}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0422 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0422 \Rightarrow \alpha = 0.0562 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12645.01}{348 \times 0.978 \times 18} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$M_t$ (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
12645.01	0.0422	0.392	0.0562	0.978	2.06

• **Sur Appuis :**

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

$M_a$ (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
8580.58N	0,186	0,392	0,2626	0,895	1.53

❖ **ELS :**

D'après le **BAEL91**

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifiée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	$\alpha$	Mu (N.m)	M ser(N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>En Travée</b>	0.0562	12645.01	7834.86N	1.61	25	0.55	Condition vérifié
<b>Sur Appui</b>	0,2626	8580.58	6260.436	1.37	25	0.43	Condition vérifié

➤ **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2, 1)

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

$$\text{En Travée : } A_{r,\min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{r,\min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

➤ **Tableau Récapitulatif** :  $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$

Eléments	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}' (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	2.06	1,41	1,30	2.06	3HA10=2.36
<b>Appuis</b>	1,53	0,22	0,20	1,53	2HA12=2.26

➤ **Calcul des armatures transversales**:: BAEL91 (A.7.2, 2)

➤  $\phi_t$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \left( \frac{200}{35}; 10_l; \frac{100}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t = (5.71 ; 10 ; 10)$$

➤ Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

$$\Rightarrow A = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ Donc en adopte des cadres  $\phi 6$  d'où :  $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$  de nuance FeE235.

➤ **Espacement des cadres  $S_t$ : BAEL91 (A.5.1, 22)**

- $S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(16, 2; 40) \text{ cm}$

$$S_{t1} = 16, 2 \text{ cm}$$

- $S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 \text{ cm}$

- $S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 33,48 ; 21,84) \rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm}$$

Alors en prend :  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de **15 cm** avec un premier espacement auprès de l'appui de **10 cm**.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

- La contrainte tangente :  $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$ .....BAEL91 (A.5.1, 1)

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne la largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 16784.25 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{16784.25}{100 \times 180} = 0,932 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0,20. (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,932 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)**

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$ .

$$T_u = 16784.25 \text{ N}$$

$$T_u = 16784 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{16784}{400} = 41.96 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 41.96 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{435} = 0,0459 \geq 0,0444$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{435} = 0,0459 \geq 0,0447$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**III.3.10. Présentation de ferrailage:**

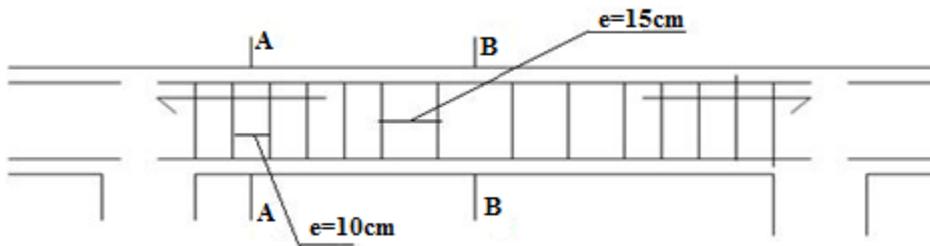


Fig.III.3.13.Schémas de ferrailage des poutrelles

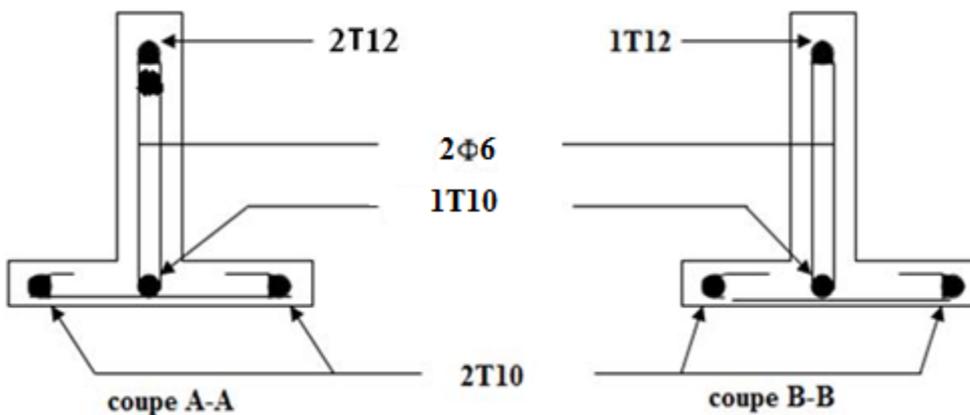


Fig.III.3.14.Ferrailages des poutrelles

**III.3.11. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 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.
- ✓ Treillis soudé FeE500 →  $f_e = 500$  Mpa

L'écartement  $L$  entre axes des nervures égal à 65cm donc :  $L_n = 65$ cm

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

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

- **Espacement** :  $n$  : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

- **Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30)  $\text{cm}^2$ .

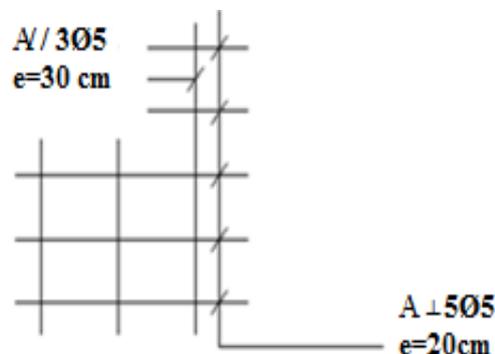
**III.3.12. Présentation de ferrailage:**

Fig.III.3.15. Schémas de ferrailage de la dalle de compression

### III.4.L'escalais :

#### III.4.1.Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier à 2 volées et un palier intermédiaire.

#### III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

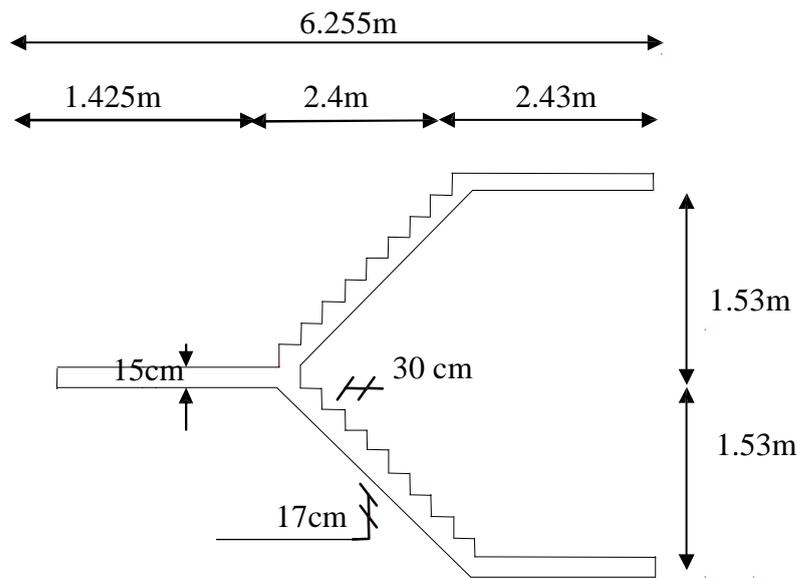


Fig.III.4.1.Vue en élévation

#### III.4.3. Combinaison Des Charges :

- La volée

$$G = 6.85 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- Le palier

$$G = 4.79 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

- La hauteur du mur :  $h = 3.06/2 = 1.53\text{m}$

Charge du mur extérieurs  $G = 281\text{kg/m}$ , mon cas murs avec fenêtres (80%G).

Alors  $G = 0.8 \times 2.81 = 2.248 \text{ KN/m}^2$

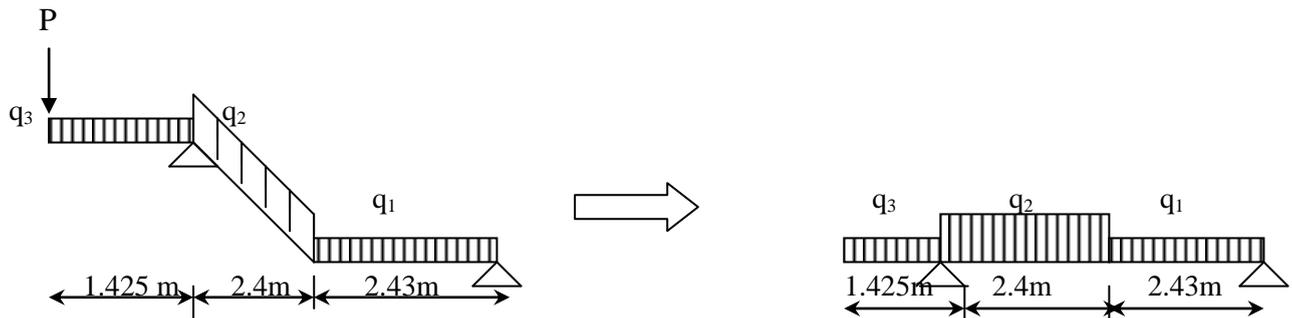
Donc La charge  $P = 2.248 \text{ KN/m}^2 \times 1.53\text{m} = 3.439 \text{ KN}$

- **Combinaisons d'action :**
  - **E.L.U** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$
  - **ELS** :  $q_{ser} = G + Q$

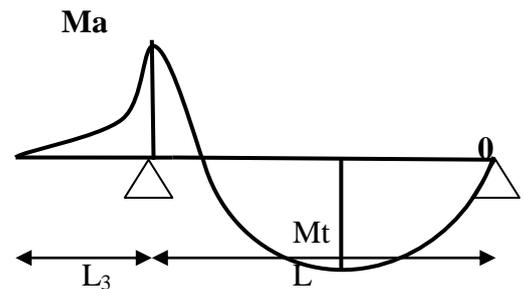
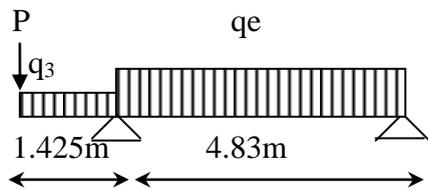
	volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)
<b>ELU</b>	12.997	10.2165
<b>ELS</b>	9.35	7.29

**Tableau III.4.1: Calcul des sollicitations**

**III.4.4. Détermination des sollicitations :**



➤ **La charge équivalente :**



**Fig.III.4.2. Les charge sur l'escalier**

**Fig.III.4.3. Diagramme des sollicitations**

- La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$
- Le moment au appui:  $M_a = -PL_3 - q_3 \frac{L_3^2}{2}$

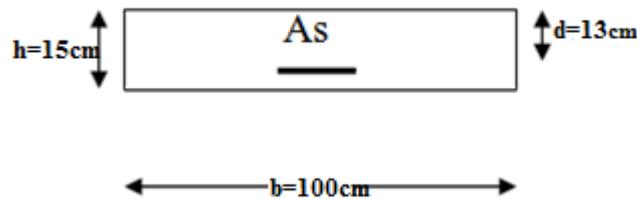
- Le moment en travée :  $M_t = [(q_e \times L)x/2] - (q_e \times x^2/2) + [-P \times L_3 - (q_3 L_3^2/2)] (1-x/L)$   
Et valeur de  $x = [(q_e \times L/2) - (P L_3 + q_3 \times L_3^2/2) \times 1/L] / q_e$
- L'effort tranchant :  $T_u = dm/dx = q_e L/2 - q_e x + (P L_3 + q_3 L_3^2/2) 1/L$

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_a$ (KN.m)	X m	$M^t$ (KN.m)	$T_u$ (N)
<b>ELU</b>	11.598	-15.2735	2.14	24.8673	6.3516
<b>ELS</b>	8.3136	-12.3022	2.1	16.88	5.1619

Tableau III.4.2 : Calcul des sollicitations d'escalier

**III.4.5.1. Calcul de ferrailage :**

pour une bande de 1 m

➤ **En travée :**❖ **E.L.U :****1-Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24867.3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.1036 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.1036 \Rightarrow \alpha = 0.1376 \Rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24867.3}{348 \times 0.945 \times 13} = 5.8166 \text{ cm}^2$$

$M_t$ (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
24867.3	0.1036	0.392	0.1376	0.945	5.8166

**2-Conditions de non fragilité :**

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{l_{\min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.569$$

- Pourcentage minimal : BAEL91(art B.6.4)**

$$A_{2_{\min}} \geq 0.001 b h = 100 \cdot 15 \cdot 0.001 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}^1 (cm^2)$	$A_{min}^2 (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	5.8166	1.569	1.5	5.8166	6T12=6.79

Tableau III.4.3. récapitulatif des résultats

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures longitudinal :

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

$$S_t \leq 33 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

### 3-Armature de réparation

$$\text{en travée : } A_{yt} = \frac{6.79}{6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on prend : } A_{yt} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures réparation :

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

$$S_t \leq 45 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

➤ **En appuis:**

❖ **E.L.U :** 15.2735

### 1-Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15273.5}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.0636 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0636 \Rightarrow \alpha = 0.0854 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15273.5}{348 \times 0.966 \times 13} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$M_a(\text{N.m})$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A ( $\text{cm}^2$ )
15273.5	0.0636	0.392	0.0854	0.966	3.49

### 2-Conditions de non fragilité :

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91(art B.6.4)**

$$A_{2_{\min}} \geq 0.001 b h = 100.15 \cdot 0.001 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^1 (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^2 (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Appuis	3.49	1.569	1.5	3.49	4T12=4.52

**Tableau III.4.4. récapitulatif des résultats**

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures longitudinales :

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

$$S_t \leq 33 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

### 3-Armature de réparation

$$A_{yt} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on prend : } A_{yt} = 3\text{T}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures réparation :

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

$$S_t \leq 45 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

Section	b(cm)	d (cm)	$M_u(\text{KN.m})$	$\beta$	$A_{s,\text{min}}$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}$	$A_r = \frac{A}{6} \cdot \frac{A}{4}$	$A_r$
Travée	100	13	24.8673	0.945	1.69	5.816	6T12=6.79	1.131	3T8 =1.51
Appuis	100	13	15.2735	0.966	1.56	3.49	4T12=4.52	1.13	3T8=1.51

**Tableau.III.4.5.ferraillage des escaliers.**

### ❖ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant

$\sigma_s$ .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.1376	24.8673	16.88	1.473	25	0.48	vérifiée
Appuis	0.0854	15.2735	12.3022	1.2415	25	0.37	vérifiée

**Tableau.III.4.6. La vérification de la contrainte**

**III.4.5.2.Vérification des efforts tranchant :**

La contrainte tangente  $\tau_u$  : **BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{63516}{1000 \times 130} = 0.488 \text{MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,488 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Condition vérifiée. D'ou les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.4.5.3.Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.

L : la distance entre appui.

$$1) \frac{h_I}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{483} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.031 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h_I}{L} \geq \frac{1}{18} \left( \frac{M_s}{M_u} \right) \Rightarrow \frac{15}{483} \geq \frac{5.2349}{18 \times 7.3027} \Rightarrow 0.031 \geq 0.0398 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.005 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** Il faut passé a la justification de la flèche .Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (**BAEL 91(art B.6.5, 3)**).

**III.4.5.3.1. Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 6,79(13 - y)$$

$$= 50y^2 + 101.85 y - 1324.05 = 0$$

La racine positive donne  $y = 4.227$  cm

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = (100 \times 4.227^3) / 12 + 15 \times 6.79(13 - 4.227)^2$$

$$I = 1522.91 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{6.79}{100 \cdot 13} = 0,005223$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,005223} = 4.0267$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 1.608$$

**III.4.5.3.2. Calcul des moment fléchissant à E.L.S :**

**g :** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**j :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P :** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = 8.3136 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 8313.6 + 2500 = 10813.6 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{8313.6 \times (4.83)^2}{8} = 24243.39 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3634,5 \times (4.83)^2}{8} = 10598.61 N.m$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{10813.6 \times (4.83)^2}{8} = 31533.67 N.m$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_g = \frac{(13-4.227)}{1522.91} \times 15 \times 24243.39 = 2094.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_j = \frac{(13-4.227)}{1522.91} \times 15 \times 10598.61 = 915.828 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_p = \frac{(13-4.227)}{1522.91} \times 15 \times 31533.67 = 2724.83 \text{ Mpa}$$

- Calcul du coefficient  $\mu$  :

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0.005223$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005223 \times 2094.87 + 2,1} = 0,72$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005223 \times 915.828 + 2,1} = 0,827$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005223 \times 2724.83 + 2,1} = 0,937$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 1522.91) / (1 + 1.608 \times 0,72) = 776.36 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 1522.91) / (1 + 4.0267 \times 0,72) = 429.703 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 1522.91) / (1 + 4.0267 \times 0,827) = 386.87 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 1522.91) / (1 + 4.0267 \times 0,937) = 350.09 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 24243.39 \times (483)^2 / 10 \times 10818,87 \times 7763.6 = 6.73 \text{ mm}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 24243.39 \times (483)^2 / 10 \times 32164,2 \times 4297.03 = 4.09 \text{ mm}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 10598.61 \times (483)^2 / 10 \times 32164,2 \times 3868.7 = 1.987 \text{ mm}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fv}^p = 31533.67 \times (483)^2 / 10 \times 32164,2 \times 3500.9 = 6.5333 \text{ mm} .$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^g - f_v^j + f_i^p = 6.73 - 4.09 - 1.987 + 6,5333 = 7.1863 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 7.1863 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4830 / 500 = 9.66 \text{ mm} .$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

**III.4.6. Présentation de ferrailage:**

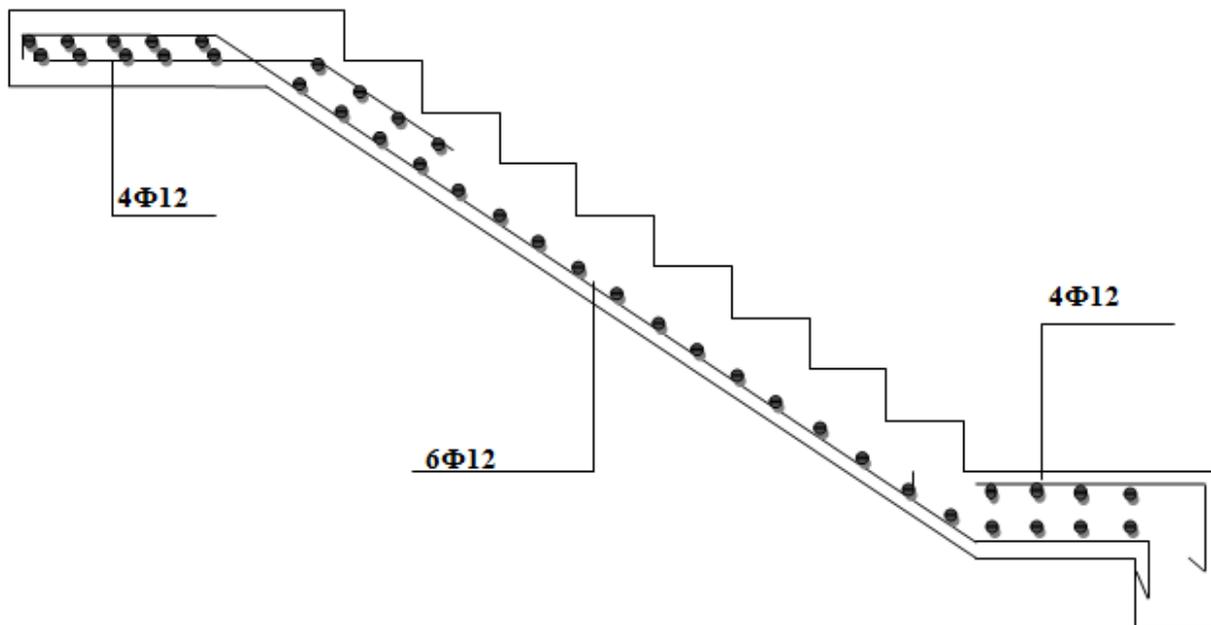
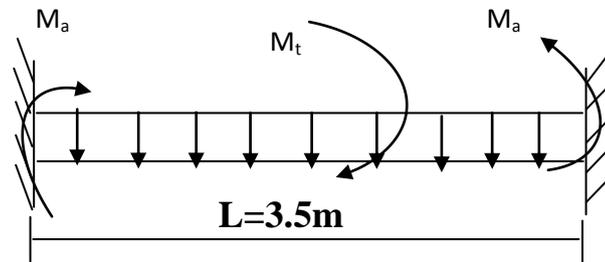


Fig.III .4.4.ferrailage d'escalais

### III.5.Poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.



#### III.5.1.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :  $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN / ml}$

- poids du mur :  $2,81 \times 80\% \times 1,53 = 2,24 \times 1,53 = 3,439 \text{ KN/ml}$

- Poids de plier:

$$G = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 6,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Donc } q_u &= GP \times 1,2 + G \times 1,425 + Pp + P_{mur} \\ &= 6,85 \times 1,2 + 4,79 \times 1,425 + 2,625 + 3,439 = 21,10975 \text{ KN / ml} \end{aligned}$$

#### ➤ **Combinaison d'action :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELU : } P_u = 1,35 \times 21,10975 + 1,5 \times 2,5 = 32,248 \text{ KN / ml}$$

$$\text{À l'ELS : } P_{ser} = 21,10975 + 2,5 = 23,60975 \text{ KN / ml}$$

#### ➤ **les sollicitations :**

##### ❖ **En travée :**

$$M_{t_u} = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{32,248 \times 4,83^2}{24} \Rightarrow 31,346 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{ser}} = \frac{P_{ser} \times L^2}{24} = \frac{23,60975 \times 4,83^2}{24} \Rightarrow 22,947 \text{ N.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{31,346 \times 4,83}{2} \Rightarrow 82,945 \text{ KN.m}$$

##### ❖ **En appui :**

$$M_{a_u} = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{31,346 \times 4,83^2}{12} \Rightarrow 60,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\ ser} = \frac{P\ ser \times L^2}{12} = \frac{23.6075 \times 4.83^2}{12} \Rightarrow 45.8947\ KN.m$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{31.346 \times 4.83}{2} \Rightarrow 75.7\ KN.m$$

**III.5.2. Calcul de ferrailage :( armatures longitudinales)**

❖ **E.L.U :**

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31346}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,0675 < \mu_{lu}=0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0647}) = 0,0881$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,965$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{31346}{348 \times 0.965 \times 33} = 2.828\ cm^2. \text{ donc en adopte } \mathbf{4T10} \text{ avec } A_s = 3.14\ cm^2$$

❖ **En appui :**

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{60930}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.1313 \mu_{lu}=0,392 .$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.129}) = 0,1776$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,929$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{60930}{348 \times 0,929 \times 33} = 5.711\ cm^2 \text{ donc en adopte } \mathbf{4T14} \text{ avec } A_s = 6.16\ cm^2$$

	M <sub>u</sub> (kNm)	u	u < u <sub>r</sub>	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	β	A <sub>s</sub> <sup>cal/ml</sup> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>s</sub> <sup>adopt/ml</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	31.346	0.0675	Oui	0	0.0881	0.965	2.828	<b>4T10</b>	3.14
<b>Appuis</b>	60.930	0.1313	Oui	0	0.1776	0.929	5.711	<b>4T14</b>	6.16

**Tableau.III.5.1.ferrailage de poutre palière**

**ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ<sub>s</sub>.
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ<sub>b</sub> set inutile, si la condition suivante est remplie.

❖ **En travée :**

Aucune vérification à l'ELS si :  $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.346}{22.947} = 1.366$$

$$\alpha = 0,0881 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0.43$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

❖ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{60.930}{45.8947} = 1.3276$$

$$\alpha = 0,1747 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0.4138$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.0881	31.346	22.947	1.366	25	0.43	vérifiée
Appuis	0.1747	60.930	45.8947	1.3276	25	0.4138	vérifiée

Tableau.III.5.2. La vérification de la contrainte

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_c)$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times (2,1/400) = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.828 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En travée.}$$

$$A_s = 5.711 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Sur appui.}$$

• **Pourcentage minimale : (RPA ( art 7.5.1.2))**

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 35 \Rightarrow 1.2 \geq 1,05 \text{ cm}^2$$

Eléments	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A'_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^{RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\max}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	2.828	1.195	1.05	5.25	2.828	4T10=3.14
Appuis	5.711	1.195	1.05	5.25	5.711	4T14=6.16

Tableau.III.5.3.Conclusion des vérification

**III.5.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 A.5.1**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2F_{c28}/\sigma_b, 5\text{Mpa})=3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{74.57 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,753\text{Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,753\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$  Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

**III.5.4.Espacement des armatures transversales :**

Détermination de l'espacement entre les armatures transversales :

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit satisfaire les conditions suivantes

**RPA 99 :**

$$A_t/S_t \geq 0,003 \cdot b = 0,09 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing) = 8.75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 = 17.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

La longueur de la zone nodale :  $L' = 2 \cdot h = 70 \text{ cm}$

**III.5.5.La quantité des armatures transversales :**

\* **BAEL91:** (art A.5.1, 2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{20}{235} \Rightarrow A_t \geq 1.02\text{cm}^2$$

$$A_t \geq b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28}) / 0.8 \times f_e \rightarrow A_t \geq 30 \times 20 \times (0.753 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 235$$

$$A_t \geq 0,3925 \text{ cm}^2$$

\* **RPA 99:**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{BAEL}}, A_{t \text{RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{RPA}} = 1,8 \text{ cm}^2 \text{ on adopté: } \mathbf{4T8=2.01 \text{ cm}^2}$$

**III.5.6.Calcul de la poutre à la torsion :**

**Remarque :** La présence de la console annule l'effort de la torsion au niveau de l'appui (poutre palière)

**- Les armatures totales :**

Section	Flexion(cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )
Travée	2.828	3T12=3.39
Appui	5.711	3T16=6.06
A <sub>t</sub>	1.8	4T8=2.01

<b>Tableau.III.5.4. Conclusion de calcul de ferrailage</b>
--

**III.5.7.Vérification de la rigidité (flèche) :**

État limite de déformation pour planchers et poutres (**BAEL B6.5**).

On peut admettre de ne pas justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

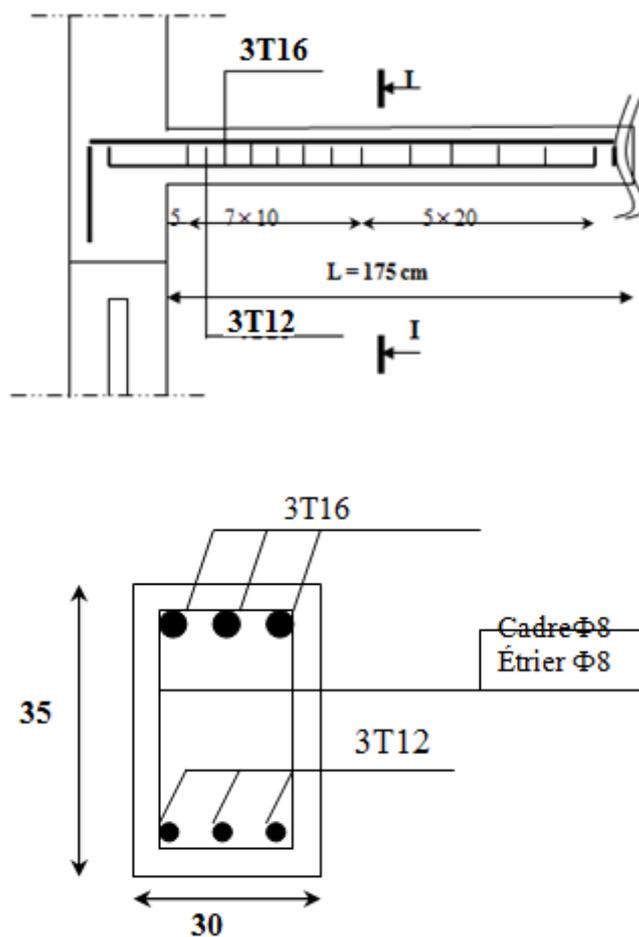
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} \succ A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 33}{400} = 9,9 \succ A_s = 5,65 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Conclusion :** Il faut pas passé a la justification de la flèche .

**III.5.8. Présentation de ferrailage:**



**Coupe I-I**

**Fig.III .5.ferrailage de la poutre palière.**



# **Chapitre IV :**

## **Etude dynamique**

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

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

#### **IV.2.1 Méthode statique équivalente :**

##### **V.2.1.1 Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **IV.2.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en

respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :**

- tous groupes

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

**Zone IIb et III :**

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

**IV.2.2 Les Méthodes Dynamiques :****IV.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale :**

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

**IV.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale.**

**IV.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003**

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Boumerdas donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

**IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99,version article 4.3)****IV.4.1 Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.4.2 Description du logiciel ROBOT VERSION 2011 :**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

**IV.4.3 Buts de l'analyse dynamique :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation  $Q$  ( $\beta = 0,2$ )

**IV.4.4 Modélisation :**

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

**IV.4.5 Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, **paragraphe 4.3.3 du RPA 99**

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1.25 \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & 3.0S \leq T \end{cases}$$

A c 4 c é o é r a

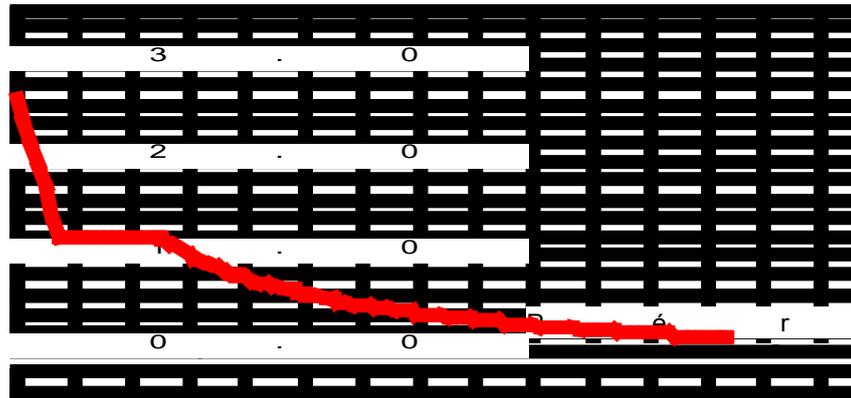


Fig .IV.1: Courbe de spectre de réponse.

$S_a / g$  : Accélération spectrale

$g$  : accélération de la pesanteur.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$A$  : coefficient d'accélération de zone

$Q$  : facteur de qualité.

$R$  : coefficient de comportement.

$\eta$  : Coefficient de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \leq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Dans notre cas  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,882$

**Classification des zones sismiques :** tableau 4.1 RPA 99 / version 2003)

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité forte.

Notre ouvrage est implanté dans la **wilaya de Boumerdas** donc en **zone III**

**Classification de site :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3)  $\rightarrow S_3$

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où : sol meuble S3  $\Rightarrow$   $\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$

### Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- \*Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- \*Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- \*Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- \*Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage :

**Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.**

### facteur qualité

$$Q = 1 + \sum_1^b P_a$$

Il 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.

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le **tableau 4.4 du RPA99 ver. 2003** :

Critère q	Pq	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	observé
2. Redondance en plan	0	observé
3. Régularité en plan	0,05	Non observé
4. Régularité en élévation	0	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	Non observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	Non observé
$\sum P_q$	0,2	

$P_q$  : valeurs des pénalités le **Tab 4.4 (RPA 99 la page 30)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,2$$

**R = 5 contreventement mixte**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003  
 Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : R = 5

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003

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

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 →  $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.05 \times 48.96^{\frac{3}{4}} = 0.925 \text{sec} \\ T_x &= \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 48.96}{\sqrt{21.36}} = 0.95 \text{ sec} \\ T_y &= \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 48.96}{\sqrt{20.6}} = 0.97 \text{ sec} \end{aligned} \right\} \Rightarrow T_{\min} = 0.925 \text{sec}$$

**Conclusion :**

Coefficient	A	R	Q	ε	η	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>
Conditions	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment 48.96m Zone sismique III	Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques	1+ΣP <sub>q</sub>	-	$[(7/(2+\epsilon))^{1/2} \geq 0,7$	Site 3	Site 3		
Valeur	0,25	5	1,2	7%	0,882	0,15 s	0,50 s	0,93 s	0,93 s

Tableau IV.1 Paramètres sismiques

#### IV.4.6 Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** :

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

\*la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

\*Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

#### IV.5 Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT :

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

##### ❖ Remarque

Les dimensions définitives sont :

Poutres principales	Poutres secondaires	Epaisseur du voile	section de poteaux
$(30 \times 45) \text{cm}^2$	$(30 \times 40) \text{cm}^2$	15cm	$(50 \times 65) \text{cm}^2$

#### IV.5.1 Variante initiale :

➤ La structure initiale est présentée dans la figure suivante:

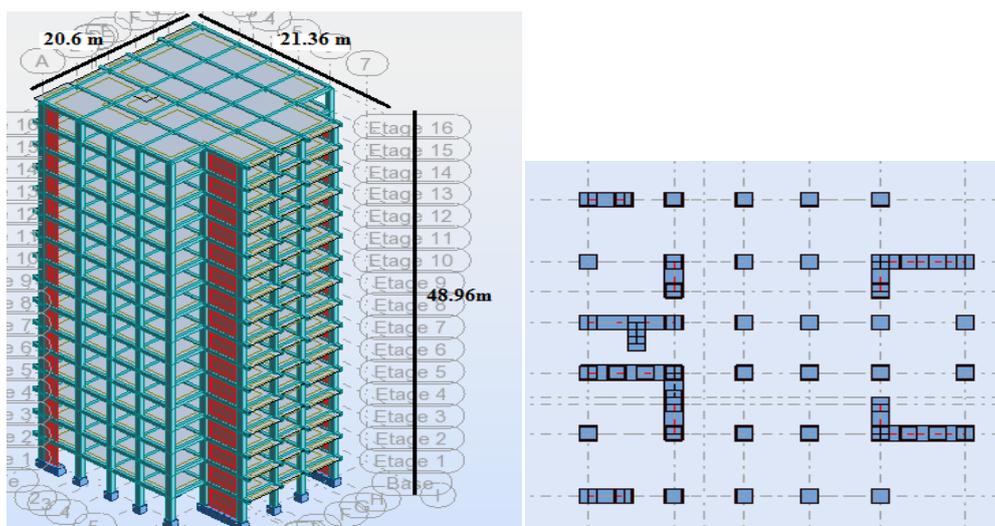


Fig. IV.2 Modèle initiale

- Le tableau ci-dessous présent les périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,67	1,49	0,98	53,22	0,98	53,22
4/ 2	0,87	1,15	44,72	65,29	43,74	12,07
4/ 3	1,03	0,97	69,11	75,14	24,39	9,85
4/ 4	2,20	0,45	69,26	83,81	0,15	8,67
4/ 5	3,07	0,33	73,36	87,02	4,10	3,21
4/ 6	3,84	0,26	85,54	87,68	12,18	0,66
4/ 7	4,19	0,24	85,59	90,89	0,05	3,20
4/ 8	6,01	0,17	86,49	92,29	0,90	1,40
4/ 9	6,51	0,15	86,51	93,91	0,03	1,62
4/ 10	8,15	0,12	91,54	94,04	5,03	0,13

➤ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

**1.** La période fondamentale  $T = 1.49$  sec donc structure souple.

Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{dyn}=1.49s > T = T_{omp} \times 30\% = 1.202s \dots \dots \dots$  **condition non vérifiée..**

**2.** Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec UY :53.22%

**3.** Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens X avec

UX =43.74% , couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation (torsion)

**4.** Le troisième mode c'est un mode de torsion couplé avec de la translation avec UX :24.39% .

**5.** Il faut 10 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y ( $U_x$  et  $U_y \geq 90\%$ ).

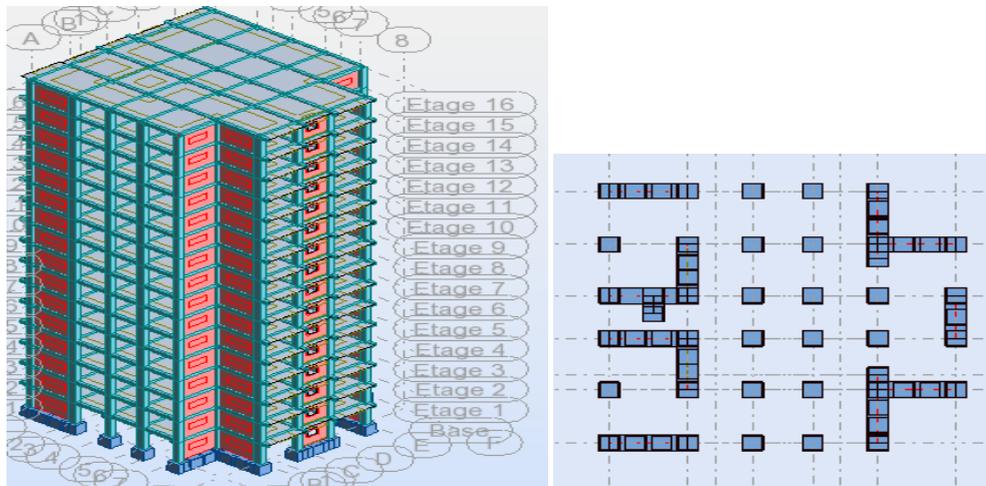
Notre structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, pour cette raison nous proposons ce qui suit :

Premier système de contreventement se présente comme suit :

- 03 voiles transversaux (sens-x) de 15 cm.
- 02 voiles longitudinaux (sens-y) de 15cm.

**IV.5.2 Variante 1 :**

- La disposition des voiles représentée sur la figure ci-dessous sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.



**Fig. IV.3 Modèle1**

- Le tableau ci-dessous présent les périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,95	1,06	4,30	65,02	4,30	65,02
4/ 2	0,95	1,05	63,26	70,28	58,96	5,26
4/ 3	1,16	0,86	67,55	70,45	4,29	0,17
4/ 4	3,46	0,29	67,72	84,91	0,17	14,45
4/ 5	3,94	0,25	81,97	85,57	14,25	0,66
4/ 6	4,45	0,22	85,18	86,24	3,21	0,67
4/ 7	7,02	0,14	85,23	91,14	0,05	4,90
4/ 8	8,56	0,12	85,24	91,14	0,01	0,00
4/ 9	8,67	0,12	89,79	91,55	4,54	0,40
4/ 10	9,58	0,10	91,42	91,93	1,63	0,38

➤ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure nous permet de dire ce qui suit :

1. La période fondamentale  $T = 1.06$  sec donc structure souple.

Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{dyn} = 1.06s < T = T_{omp} \times 30\% = 1.202s$ ..... **condition vérifiée.**

2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec UY :65.02%

3. . Le deuxième mode c' est un mode de translation dans le sens X avec

$U_x = 58.96\%$  , couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation (torsion)

4. Le troisième mode c'est un mode de torsion .

5. Il faut 10 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y ( $U_x$  et  $U_y \geq 90\%$ ).

**Conclusion :** Notre structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion ainsi qu'une souplesse intolérable par le règlement parasismique, pour cette raison nous avons choisie une deuxième proposition :

❖ **Deuxième proposition :**

Le deuxième système de contreventement se présente comme suit :

- Modifiée les proposition des voile.
- Augmenter la section des poteaux(65×75).

**IV.5.3 Variante 2:**

La disposition des voiles représentée sur la figure ci-dessous sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

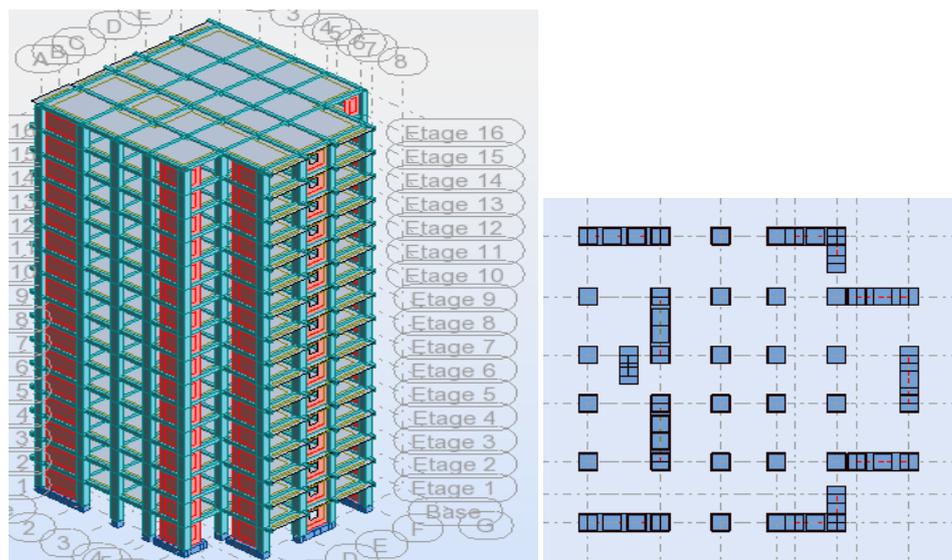


Fig. IV.4 Modèle 2

- Le tableau ci-dessous présent les périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,88	1,13	0,04	72,58	0,04	72,58
4/ 2	0,98	1,02	67,01	72,68	66,97	0,10
4/ 3	1,20	0,84	71,12	72,83	4,12	0,15
4/ 4	3,06	0,33	71,12	86,59	0,00	13,76
4/ 5	3,53	0,28	85,31	86,59	14,19	0,00
4/ 6	4,27	0,23	86,24	86,59	0,93	0,00
4/ 7	6,09	0,16	86,24	91,77	0,00	5,18
4/ 8	7,19	0,14	91,23	91,78	4,99	0,00
4/ 9	8,70	0,11	91,49	91,78	0,26	0,00
4/ 10	9,47	0,11	91,50	94,37	0,00	2,60

➤ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure nous permet de dire ce qui suit :

1. La période fondamentale  $T = 1.13$  sec donc structure souple.

Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{dyn} = 1.13s < T = T_{omp} \times 30\% = 1.202s \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec  $U_Y : 72.58\%$

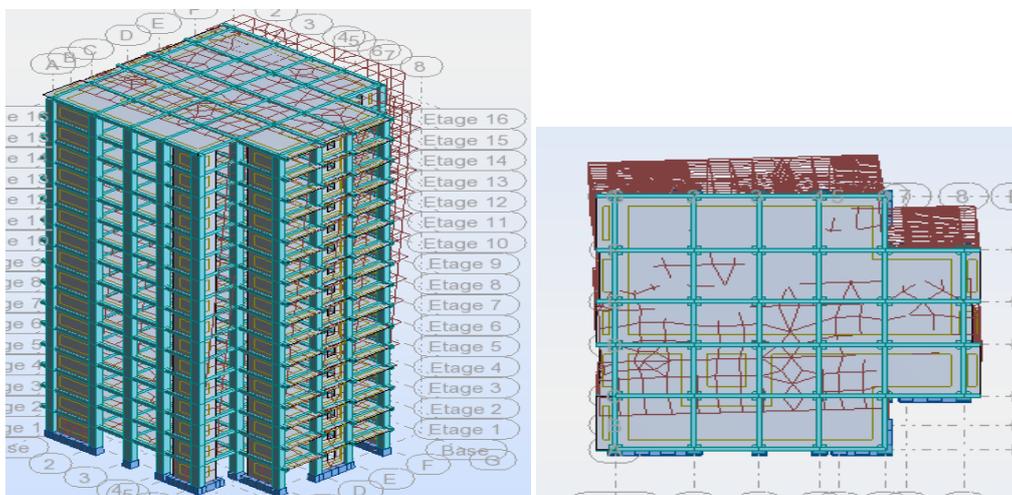
3. . Le deuxième mode c' est un mode de translation dans le sens X avec  $U_x = 66.97\%$

4. Le troisième mode c'est un mode de torsion .

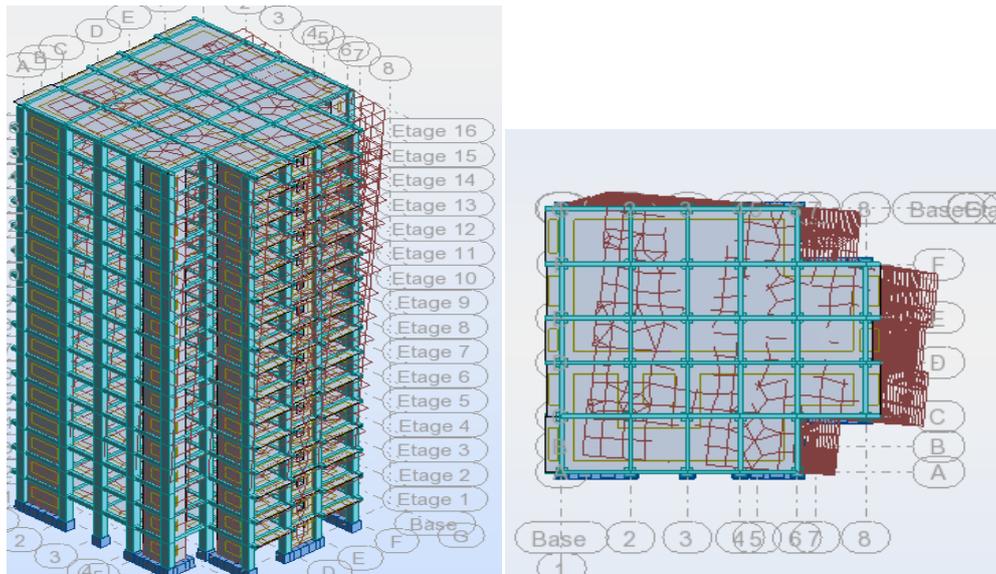
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y ( $U_x$  et  $U_y \geq 90\%$ ).

**Conclusion : Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons alors cette dernière pour la suite des calculs permettant d'avoir des modes et de formes propres satisfaisants.**

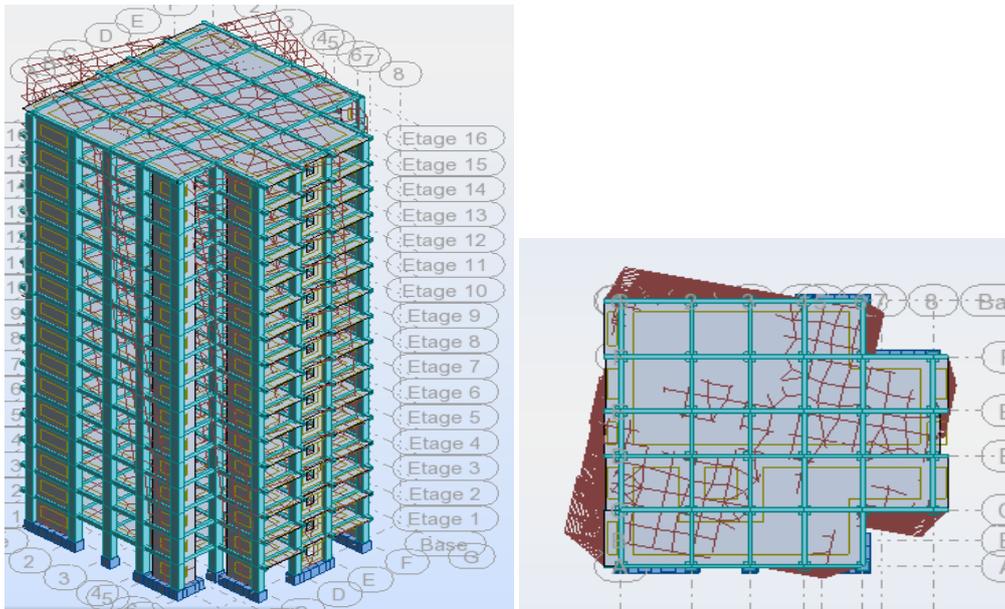
➤ Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure



**Fig. IV.6 Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y (T1=1.13s)**



**Fig. IV.7 Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation selon l'axe X(T2=1.02)**



**Fig. IV.8 Le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion(T3=0.84s)**

➤ **distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

Le tableau ci-dessous présent les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
4888,44	1487,48	5471,45	1683,24	86288,11	16547,42

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{1487.48}{4888.44} = 30.42\% > 25\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{1683.24}{5471.45} = 30.76\% > 25\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

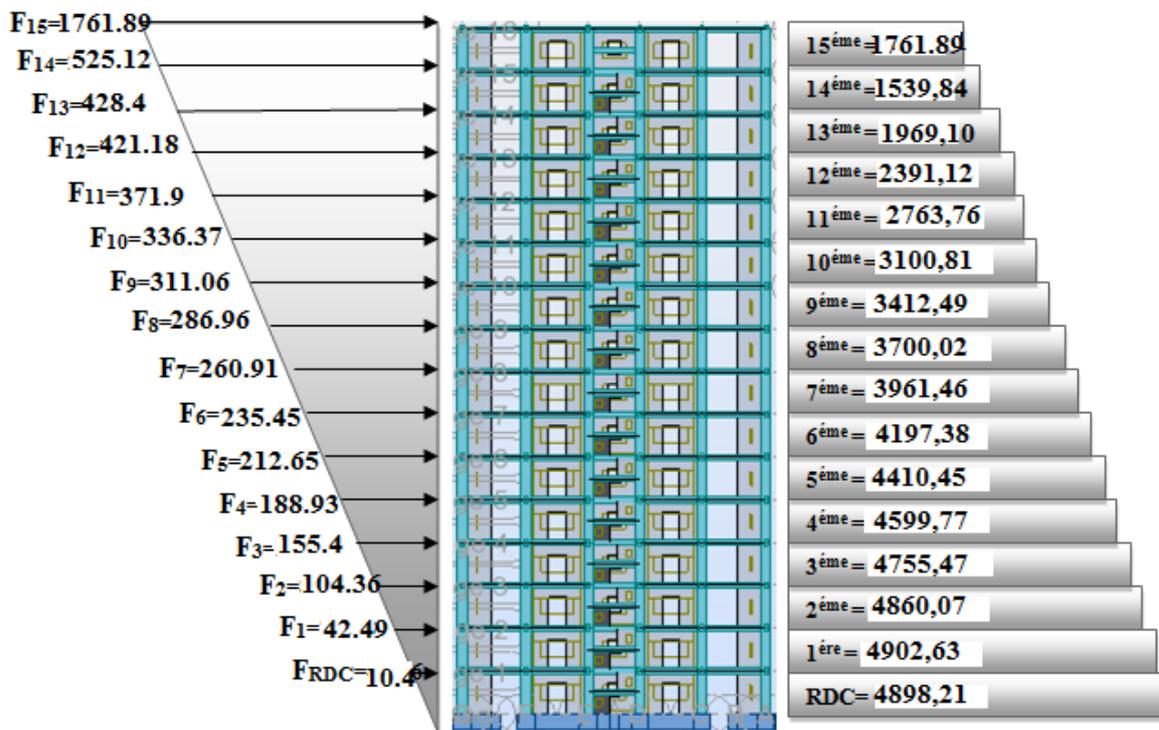
$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{z.total}} = \frac{16547.42}{86288.11} = 19.17\% < 20\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) .

Sens X:

Force sismique par niveau [KN]

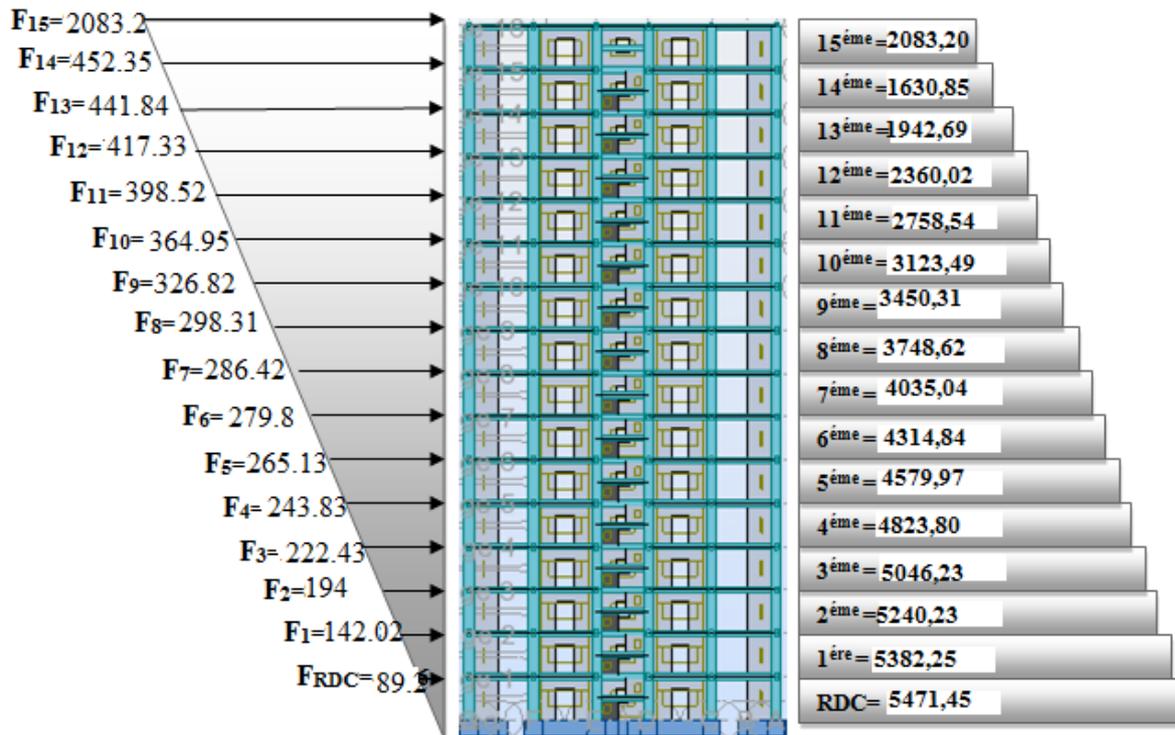
Effort tranchant par niveau [KN]



Sens Y:

Force sismique par niveau [KN]

Effort tranchant par niveau [KN]



**IV-6--Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :**

Selon RPA99/version2003 art 4.3.6

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

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

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante :

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

D'après le **tableau IV.1** de Paramètres sismiques en a :

A	Q	R	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	η
0,25	1.2	5	0,15 s	0,50 s	0.925s	0.925s	0,882

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du

facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \end{cases}$$

En a le cas que :

$$\begin{cases} (T_2 \leq T_x \leq 3,0) \\ (T_2 \leq T_y \leq 3,0) \end{cases}$$

Donc :

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,925}\right)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,925}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 1,46 \\ D_y = 1,46 \end{cases}$$

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes

**W<sub>Qi</sub>** : la charge d'exploitation

**β** : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => **β** = 0.20

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$  Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc :  $W = \sum w_i = 69863.6176 \text{ KN}$ .

**Résumé des résultats :**

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	Vst (KN)	V dyn (KN)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0,25	1.46	5	1,2	69863.6176	6120.05	4888.44	4896.04	condition non vérifiée
Transversale (Y-Y)	0,25	1,46	5	1,2	69863.6176	6120.05	5471.45	4896.04	condition vérifiée

Tableau. IV.2 : les résultats des forces sismiques

Donc :

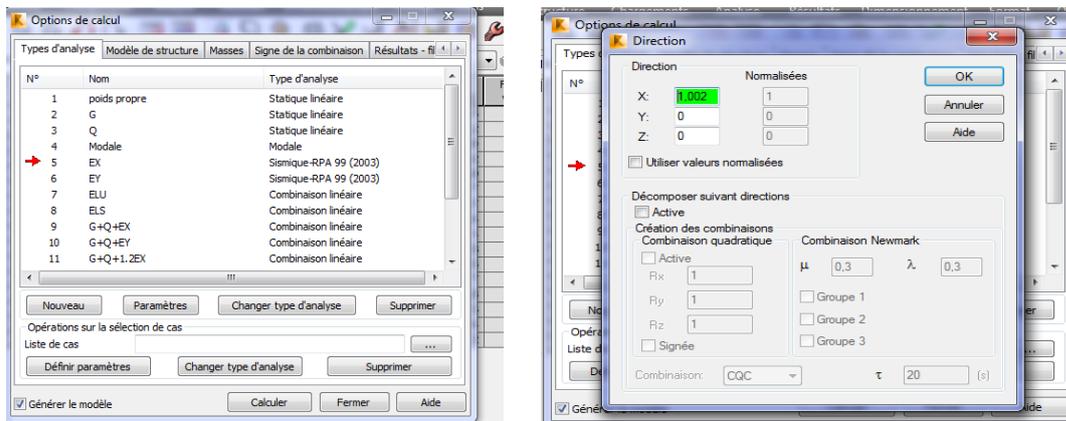
**Sens Y :**

$V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6)..... Condition vérifiée .

**Sens X :**

$V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6) .....Condition non vérifiée .

(  $V_{dyn} / V_{stat}$  ) = 1.002 > 0,8 Cela veut dire que ce pourcentage est supérieure au norme régulier de RPA99/version2003 art 4.3.6, en va appliquer cette chiffre par le système de logicielle on se basant sur les figures suivantes :



**IV.7. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[ \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau i

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force i

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$  : poids revenant au plancher i; j

**IV-8-Vérification les déplacements :**

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

$$\text{(RPA art 4.4.3)} \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

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

$h_k$  : la hauteur de l'étage k.  $\rightarrow h = 3.06\text{m}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

$$\Delta k \text{ limite} = 0.01h$$

- Sens longitudinal (EX):

Etage	drUX[cm]	$\Delta x_{(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$	Min UX[cm]	Max UX[cm]	1% h (cm)	Vérification
RDC	0,1	0,1	0,0	0,1	3.06	OK
1	0,2	0,1	0,1	0,3	3.06	OK
2	0,4	0,2	0,2	0,5	3.06	OK
3	0,6	0,2	0,3	0,8	3.06	OK
4	0,9	0,3	0,5	1,1	3.06	OK
5	1,1	0,2	0,7	1,4	3.06	OK
6	1,4	0,3	0,9	1,8	3.06	OK
7	1,7	0,3	1,1	2,1	3.06	OK
8	2,0	0,3	1,3	2,5	3.06	OK
9	2,2	0,2	1,5	2,8	3.06	OK
10	2,5	0,3	1,7	3,1	3.06	OK
11	2,7	0,2	1,9	3,4	3.06	OK
12	3,0	0,3	2,0	3,7	3.06	OK
13	3,2	0,2	2,2	4,0	3.06	OK
14	3,4	0,2	2,4	4,2	3.06	OK
15	3,6	0,2	2,5	4,5	3.06	OK

Tableau IV.3 : Vérification les déplacements X-X

## - Sens transversal (EY)

Etage	dr UY [cm]	$\Delta y_{(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$	Min UY [cm]	Max UY [cm]	1% h (cm)	Vérification
RDC	0,1	0,1	0,0	0,1	3.06	OK
1	0,3	0,2	0,1	0,3	3.06	OK
2	0,6	0,3	0,3	0,6	3.06	OK
3	0,9	0,3	0,5	0,9	3.06	OK
4	1,2	0,2	0,8	1,2	3.06	OK
5	1,5	0,3	1,1	1,6	3.06	OK
6	1,8	0,3	1,4	1,9	3.06	OK
7	2,1	0,3	1,7	2,3	3.06	OK
8	2,5	0,4	2,0	2,6	3.06	OK
9	2,8	0,3	2,3	3,0	3.06	OK
10	3,1	0,3	2,6	3,3	3.06	OK
11	3,3	0,2	2,9	3,6	3.06	OK
12	3,6	0,3	3,2	3,8	3.06	OK
13	3,8	0,2	3,4	4,1	3.06	OK
14	4,0	0,2	3,6	4,3	3.06	OK
15	4,2	0,2	3,8	4,5	3.06	OK

Tableau IV.4 :Vérification les déplacements Y-Y

**IV.9.Caractéristique géométrique et massique:****IV.9.1 centre de masse :****Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des

efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calcule comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

$Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

#### **IV.9.2 centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

	W [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)
<b>RDC</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>1</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>2</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>3</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>4</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>5</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>6</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>7</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>8</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>9</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>10</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>11</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>12</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>13</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>14</b>	4343.1170	9,96	10,26	10.39	10,30
<b>15</b>	4716.8619	9,89	10,33	9,55	10,30

**Tableau .IV.5 :Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.**

**IV.9.3 excentricité :**

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

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad ; \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]	Iz [kgm <sup>2</sup> ]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 1	Etage 1	434311,70	9,96 10,26 2,44	10,39 10,30 2,2	18841678,72	20268057,58	38031554,51	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 2	Etage 2	434311,70	9,96 10,26 5,50	10,39 10,30 5,3	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 3	Etage 3	434311,70	9,96 10,26 8,56	10,39 10,30 8,3	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 4	Etage 4	434311,70	9,96 10,26 11,6	10,39 10,30 11,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 5	Etage 5	434311,70	9,96 10,26 14,6	10,39 10,30 14,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 6	Etage 6	434311,70	9,96 10,26 17,7	10,39 10,30 17,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 7	Etage 7	434311,70	9,96 10,26 20,8	10,39 10,30 20,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 8	Etage 8	434311,70	9,96 10,26 23,8	10,39 10,30 23,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 9	Etage 9	434311,70	9,96 10,26 26,9	10,39 10,30 26,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 10	Etage 10	434311,70	9,96 10,26 29,9	10,39 10,30 29,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 11	Etage 11	434311,70	9,96 10,26 33,0	10,39 10,30 32,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 12	Etage 12	434311,70	9,96 10,26 36,1	10,39 10,30 35,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 13	Etage 13	434311,70	9,96 10,26 39,1	10,39 10,30 38,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 14	Etage 14	434311,70	9,96 10,26 42,2	10,39 10,30 42,	18841186,37	20267707,02	38031412,72	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 15	Etage 15	434311,70	9,96 10,26 45,2	10,39 10,30 45,	18841411,49	20267724,51	38031655,33	0,43	0,04	1,18	1,03
5/ 16	Etage 16	471686,19	9,89 10,33 48,4	10,55 10,30 48,	19896990,21	22746928,74	41563751,87	0,66	0,03	1,18	1,03

**IV.9.4 L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$  avec :  $L_x = 23.6$  m  $e_{ax} = 1.18$  m
- $e_{ay} = 0.05 L_y$  avec :  $L_y = 23.6$  m  $e_{ay} = 1.18$  m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_{ax} = 1,18$ m
- $e_y = 1,18$ m

**IV.10. Justification de l'effort P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

**L'article 5.9 du RPA99/version2003**

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

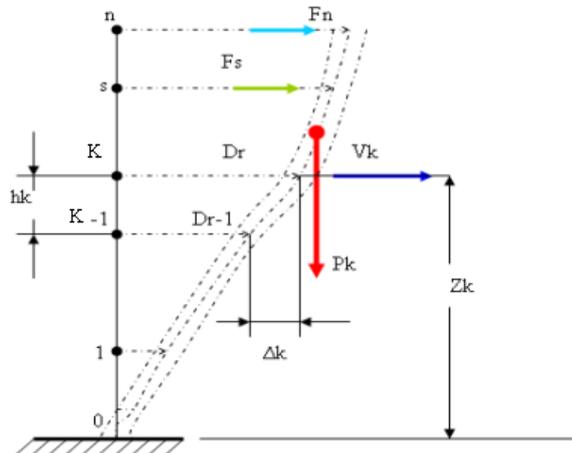


Figure IV.9: Notion des effets du second ordre.

- Sens x:

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	h <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub> ≤ 0.1
RDC	69863.6176	0,1	3.06	4898,21	0.0046	OK
1	65520.5006	0,1	3.06	4902,63	0.0037	OK
2	61177.3836	0,2	3.06	4860,07	0.0082	OK
3	56834.2666	0,2	3.06	4755,47	0.0078	OK
4	52491.1496	0,3	3.06	4599,77	0.0112	OK
5	48148.0326	0,2	3.06	4410,45	0.0071	OK
6	43804.9156	0,3	3.06	4197,38	0.0102	OK
7	39461.7986	0,3	3.06	3961,46	0.0097	OK
8	35118.6816	0,3	3.06	3700,02	0.0093	OK
9	30775.5646	0,2	3.06	3412,49	0.0067	OK
10	26432.4476	0,3	3.06	3100,81	0.0083	OK
11	22089.3306	0,2	3.06	2763,76	0.0052	OK
12	17746.2136	0,3	3.06	2391,12	0.0048	OK
13	13403.0966	0,2	3.06	1969,10	0.0044	OK
14	9059.9796	0,2	3.06	1539,84	0.0038	OK
15	4343.117	0,2	3.06	1765,41	0.0016	OK

Tableau IV.6 : Vérification l'effet P- Δ sens X

- Sens y:

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	h <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub> ≤ 0.1
RDC	69863.6176	0,1	3.06	5471,45	0.0041	OK
1	65520.5006	0,2	3.06	5382,25	0.0079	OK
2	61177.3836	0,3	3.06	5240,23	0.0114	OK
3	56834.2666	0,3	3.06	5046,23	0.0110	OK
4	52491.1496	0,2	3.06	4823,80	0.0071	OK
5	48148.0326	0,3	3.06	4579,97	0.0103	OK
6	43804.9156	0,3	3.06	4314,84	0.0099	OK
7	39461.7986	0,3	3.06	4035,04	0.0095	OK
8	35118.6816	0,4	3.06	3748,62	0.0122	OK
9	30775.5646	0,3	3.06	3450,31	0.0087	OK
10	26432.4476	0,3	3.06	3123,49	0.0082	OK
11	22089.3306	0,2	3.06	2758,54	0.0052	OK
12	17746.2136	0,3	3.06	2360,02	0.0073	OK
13	13403.0966	0,2	3.06	1942,69	0.0045	OK
14	9059.9796	0,2	3.06	1630,85	0.0036	OK
15	4343.117	0,2	3.06	2083,20	0.0013	OK

Tableau IV.7 : Vérification l'effet P- Δ sens Y

❖ **Remarque :**

Puisque tous les coefficients θ<sub>k</sub> sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

**IV.11. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M<sub>r</sub> : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M<sub>s</sub> : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ Sens X:

Etage	Fi (KN)	hi (m)	Fi × hi
RDC	10.42	3,06	31.8852
1	42.49	6,12	260.0388
2	104.36	9,18	958.0248
3	155.4	12,24	1902.096
4	188.93	15,3	2890.629
5	212.65	18,36	3904.254
6	235.45	21,42	5043.339
7	260.91	24,48	6387.076
8	286.96	27,54	7902.878
9	311.06	30,6	9518.436
10	336.37	33,66	11322.214
11	371.9	36,72	13656.168
12	421.18	39,78	16754.540
13	428.4	42,84	18352.656
14	525.12	45,9	24103.008
15	1761.89	48,96	86262.134

Tableau. IV.8 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

❖ Verifications:

$$M_s = 69863.6176 \times \left(\frac{21.36}{2}\right) = 746143.436 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 209249.377 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 3.565 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ SensY :

Etage	Fi (KN)	hi (m)	Fi × hi
RDC	89.2	3,06	272.952
1	142.02	6,12	869.1624
2	194	9,18	1780.92
3	222.43	12,24	2722.5432
4	243.83	15,3	3730.599
5	265.13	18,36	41867.7868
6	279.8	21,42	5993.316
7	286.42	24,48	7011.5616
8	298.31	27,54	8215.4574
9	326.82	30,6	10000.692
10	364.95	33,66	12284.217
11	398.52	36.72	14633.6544
12	417.33	39.78	16601.3874
13	441.84	42.84	18928.4256
14	452.35	45.9	20762.865
15	2083.2	48.96	101930.976

Tableau. IV.9 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)

❖ Vérifications:

$$M_s = 69863.6176 \times \left(\frac{20.6}{2}\right) = 719595.2613 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 267606.5068 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{R_x}} = 2.689 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.12 Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2011 ( différentes sollicitation des éléments principaux ) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux ).

# **Chapitre V :**

## **Etude de vent**

**V. Etude de vent :****V.1.Introduction :**

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction

**V.2.Domaine d'application :**

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

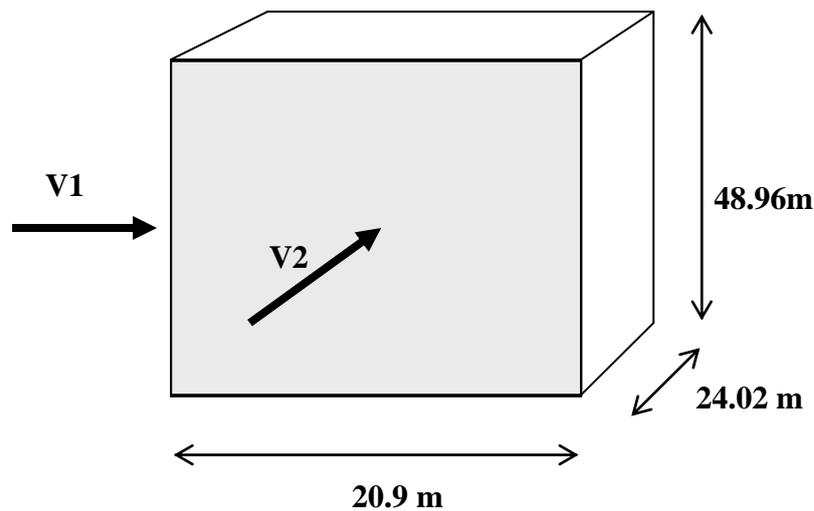
- Bâtiments à usage d'habitation ,administratifs, scolaires, industriel, etc.....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....
- Structures verticales en treillis

**V.3.Application des R N V 99 :**

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I (art 1.1.3 RNV99)**



**Figure V.1: Action du vent**

❖ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

### V.3.1.Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

#### Valeur de $C_d$ :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((art 2.1.2 ;Fig.3.1) ) pour :

#### Sens x:

$h = 48.96$  m;  $b = 24.02$  m.

Après l'interpolation :  $C_d = 0.95$

#### Sens y:

$h = 48.96$  m;  $b = 20.9$  m.

Après l'interpolation :  $C_d = 0.95$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### V.3.2.Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à **article.3.1.1** des **RNV99**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec «  $n$  » étant le nombre de niveaux de la construction.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par(art.3.2) la formule (2.12 RNV99) .

$$\text{Structure permanente} \rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) .$$

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{ref}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{ref}$  : Donnée par le **tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

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

- $C_e$  : Coefficient d'exposition au vent : peut être calculé par la formule

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[ \frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

- $C_T$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le **tableau 2.5 (RNV99)**.

**Site plat** →  $C_T(Z_{eq}) = 1$ .

- $C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent. Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$K_T$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$Z$  : Hauteur considérée.

D'après le **tableau 2.4 (RNV99)** on a :

$$K_T = 0,24 ; \quad Z_0 = 1 \text{ m.} ; \quad Z_{min} = 16 \text{ m} ; \quad \varepsilon:0.46 .$$

Niveau	Zj	Z <sub>0</sub>	Cr	Ct	Ce	q <sub>ref</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	<b>1.53</b>	1	0.66	1	1.54	375	577.5
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>4.59</b>	1	0.66	1	1.54	375	577.5
<b>2<sup>ème</sup></b>	<b>7.65</b>	1	0.66	1	1.54	375	577.5
<b>3<sup>ème</sup></b>	<b>10.71</b>	1	0.66	1	1.54	375	577.5
<b>4<sup>ème</sup></b>	<b>13.77</b>	1	0.66	1	1.54	375	577.5
<b>5<sup>ème</sup></b>	<b>16.83</b>	1	0.68	1	1.60	375	600
<b>6<sup>ème</sup></b>	<b>19.89</b>	1	0.72	1	1.73	375	648.75
<b>7<sup>ème</sup></b>	<b>22.95</b>	1	0.75	1	1.82	375	682.5
<b>8<sup>ème</sup></b>	<b>26.01</b>	1	0.78	1	1.92	375	720
<b>9<sup>ème</sup></b>	<b>29.07</b>	1	0.81	1	2.01	375	753.75
<b>10<sup>ème</sup></b>	<b>32.13</b>	1	0.83	1	2.08	375	780
<b>11<sup>ème</sup></b>	<b>35.19</b>	1	0.85	1	2.15	375	806.25
<b>12<sup>ème</sup></b>	<b>38.25</b>	1	0.87	1	2.22	375	832.5
<b>13<sup>ème</sup></b>	<b>41.31</b>	1	0.89	1	2.28	375	855
<b>14<sup>ème</sup></b>	<b>44.37</b>	1	0.91	1	2.35	375	881.25
<b>15<sup>ème</sup></b>	<b>47.43</b>	1	0.92	1	2.39	375	896.25

**Tableau V.1 : Répartition de la pression dynamique**

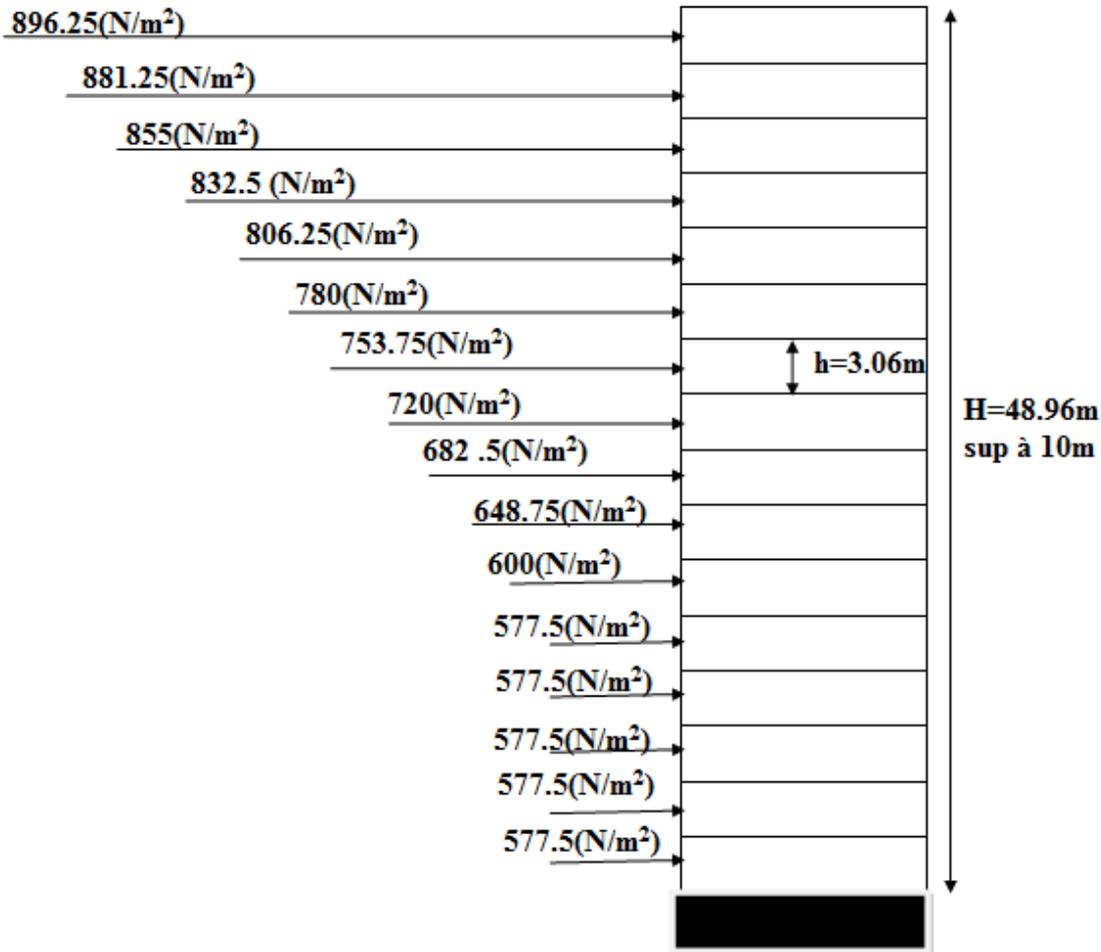


Figure V.2: Répartition de la pression dynamique

**V.3.3. Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1}$  si  $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$  si  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10}$  si  $S \geq 10 \text{ m}^2$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

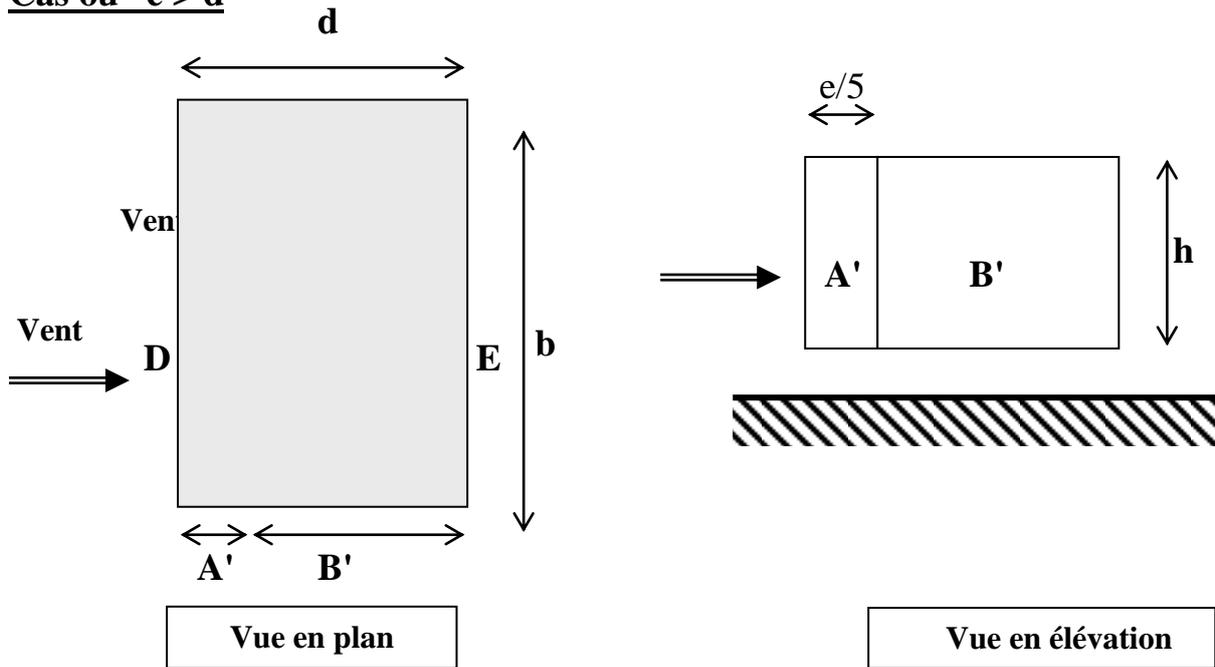
**3.1. Parois verticales :**

**Sens x :** h = 48.96 m; b = 24.02 ; d=20.9 m.

$e = \text{Min} (b, 2h).$

$\Rightarrow e = \text{Min} (24.02, 2 \times 48.96). \Rightarrow e = 24.02 \text{ m}.$

Cas ou  $e > d$



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau V.2: les coefficients de pression externe(selon le sens X)..

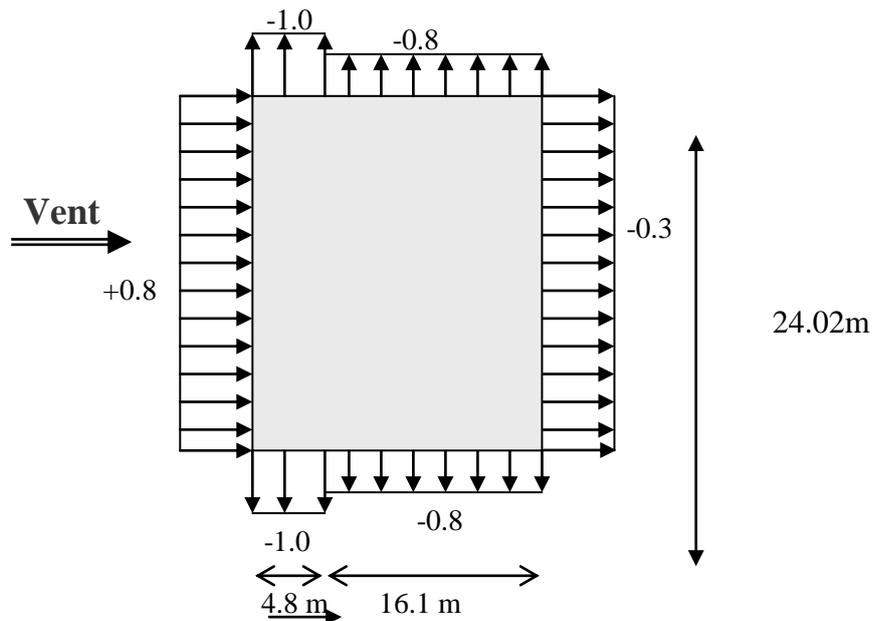
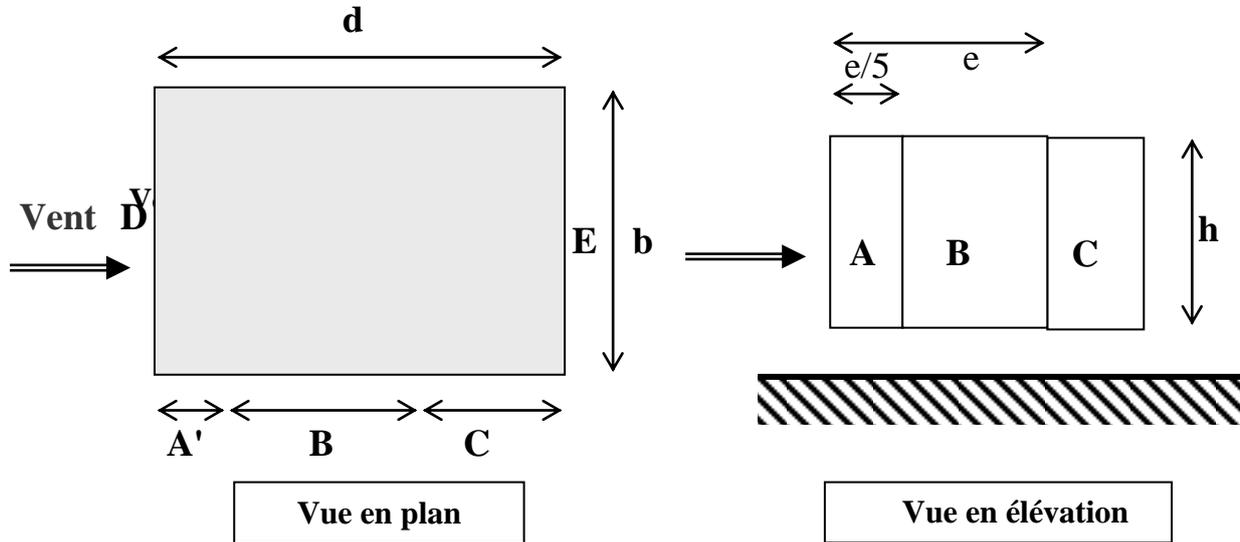


Figure .V.3: les coefficients de pression externe (selon le sens X).

**Sens y** :  $h = 48.96$  m;  $b = 20.9$  m.

$e = \text{Min}(20.9, 2 \times 31.08)$ .  $\Rightarrow e = 20.9$  m.

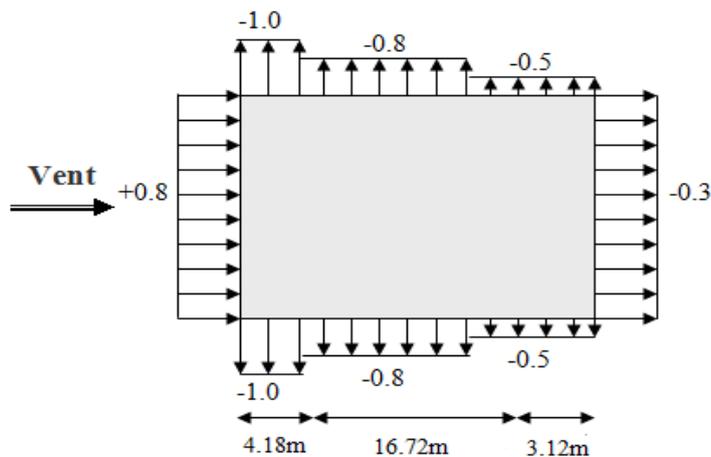
**Cas ou  $e < d$**



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau V.3: les coefficients de pression externe(selon le sens Y)..**

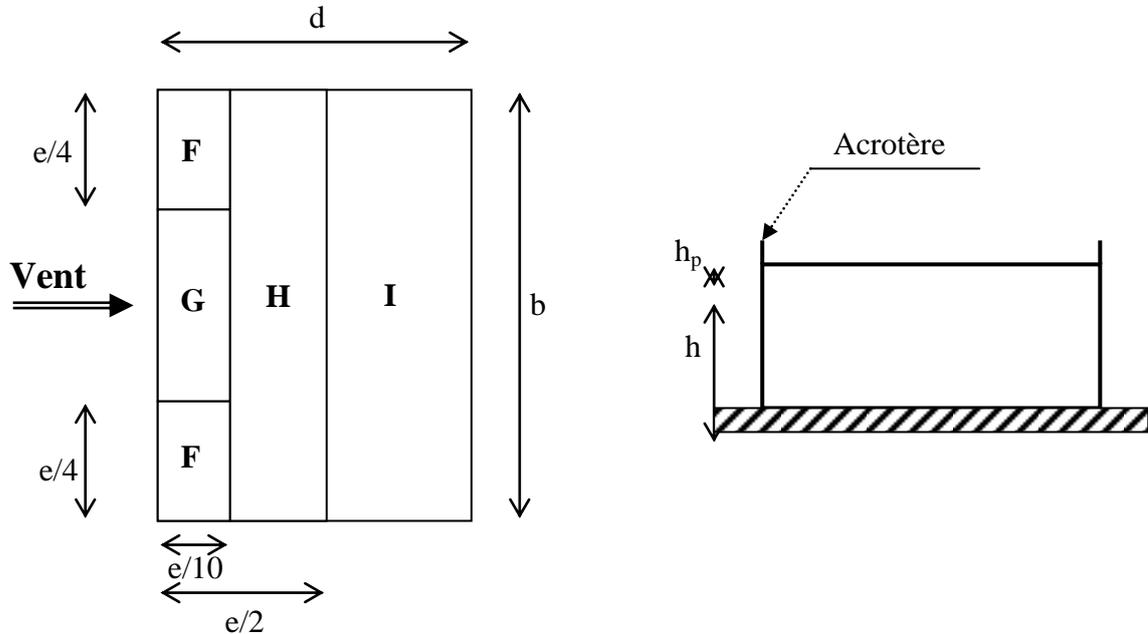


**Figure V.4: les coefficients de pression externe (selon le sens Y).**

**a- Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe.10}$  est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 24.02\text{m}$

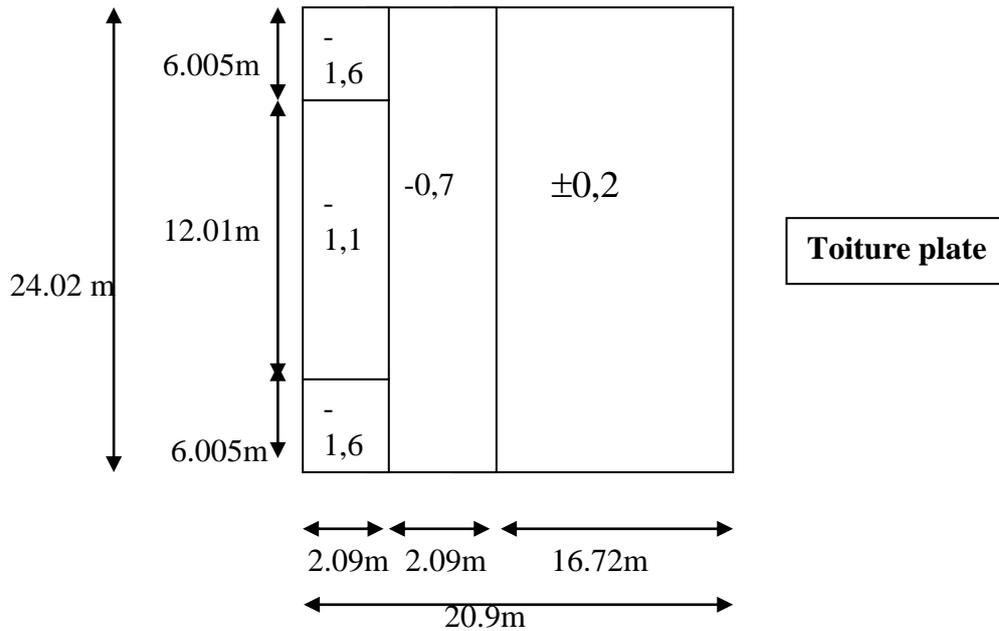


		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

**Tableau V.4: les coefficients de pression externe de la toiture.**

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/48.96 = 0,01225$ .

**Donc :**



**V.3.4. Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$  **RNV99(art 2.2 P78).**

**V.3.5. Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi\_1}$	$C_{pi\_2}$	$C_{p1}$	$C_{p2}$
<b>A</b>	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
<b>B</b>	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
<b>C</b>	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	0
<b>D</b>	0.8	0.8	-0.5	0	1
<b>E</b>	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2
<b>F</b>	-1.6	0.8	-0.5	-2.4	-1.1
<b>G</b>	-1.1	0.8	-0.5	-1.9	-0.6
<b>H</b>	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
<b>I</b>	-0.2	0.8	-0.5	-1	0.3
	+0.2			-0.6	0.7

**Tableau V.5: le coefficient de pression.**

**V.3.6. Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule **2.1 (RVN99 P.40)**:

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  ( $N/m^2$ ) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule suivant :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [ C_{pe} - C_{pi} ]$$

**Pour  $C_{pi} = 0.8$**  : (sens longitudinal).

ZJ(m)	Cpi_1	qdyn	Wi	Cdx= Cdy	QJ(x)=QJ(y)
1.53	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
4.59	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
7.65	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
10.71	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
13.77	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
16.83	-1.1	600	-660	0,95	-627
19.89	-1.1	648.75	-713.62	0,95	-677.94
22.95	-1.1	682.5	-750.75	0,95	-713.21
26.01	-1.1	720	-792	0,95	-752.4
29.07	-1.1	753.75	-829.13	0,95	-787.66
32.13	-1.1	780	-858	0,95	-815.1
35.19	-1.1	806.25	-866.87	0,95	-823.52
38.25	-1.1	832.5	-915.75	0,95	-869.96
41.31	-2.4	855	-2052	0,95	-1949.4
44.37	-1.9	881.25	-1674.37	0,95	-1590.65
47.43	-1.5	896.25	-1344.37	0,95	-1277.15

Tableau V.6: la pression due au vent longitudinal

Pour  $C_{pi} = -0.5$  : (sens transversal).

ZJ(m)	$C_{pi\_2}$	$q_{dyn}$	Wi	$C_{dx} = C_{dy}$	QJ(x)=QJ(y)
1.53	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
4.59	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
7.65	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
10.71	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
13.77	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
16.83	0.2	600	120	0,95	114
19.89	0.2	648.75	129.75	0,95	123.26
22.95	0.2	682.5	136.5	0,95	129.67
26.01	0.2	720	144	0,95	136.8
29.07	0.2	753.75	150.75	0,95	143.21
32.13	0.2	780	156	0,95	148.2
35.19	0.2	806.25	161.25	0,95	153.18
38.25	0.2	832.5	166.5	0,95	158.17
41.31	-1.1	855	-940.5	0,95	-893.47
44.37	-0.6	881.25	-528.75	0,95	-502.31
47.43	-0.2	896.25	-179.25	0,95	-170.28

**Tableau V.7: la pression due au vent transversal**

### V.3.7. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$  : Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport

$\frac{d}{b} \geq 3$ , et le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$ , soient vérifiés ; ou b la dimension de la construction

perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

**Sens x:**  $b = 24.02\text{m}$ ;  $d = 20.9\text{ m}$ ;  $h = 48.96\text{ m}$ .

$$\frac{d}{b} = \frac{20.9}{24.02} = 0.87 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20.9}{48.96} = 0.426 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

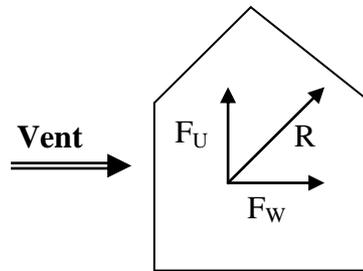
**Sens y:**  $b = 20.9\text{ m}$ ;  $d = 24.02\text{ m}$ ;  $h = 48.96\text{ m}$ .

$$\frac{d}{b} = \frac{24.02}{20.9} = 1.149 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.02}{48.96} = 0.49 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

### V.3.8. Détermination de la force résultante :

La force résultante  $R$  se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après)



$F_W$  : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

$F_U$  : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante  $R$  est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

$\sum$  : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

$q_j$  : Pression du vent exerce sur l'élément de surface  $j$ .

$S_j$  : Aire de l'élément de surface  $j$ .

$F_{frj}$  : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Pour  $C_{pi} = 0.8$  : (sens longitudinal).

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	-603.48	73.5	63.95	-44355.78	-38592.54
4.59	-603.48	73.5	63.95	-44355.78	-38592.54
7.65	-603.48	73.5	63.95	-44355.78	-38592.54
10.71	-603.48	73.5	63.95	-44355.78	-38592.54
13.77	-603.48	73.5	63.95	-44355.78	-38592.54
16.83	-627	73.5	63.95	-46084.5	-40096.65
19.89	-677.94	73.5	63.95	-49828.59	-43354.26
22.95	-713.21	73.5	63.95	-52420.93	-45609.77
26.01	-752.4	73.5	63.95	-55301.4	-48115.98
29.07	-787.66	73.5	63.95	-57893.01	-50370.85
32.13	-815.1	73.5	63.95	-59909.85	-52125.64
35.19	-823.52	73.5	63.95	-60528.72	-52664.104
38.25	-869.96	73.5	63.95	-63942.06	-55633.94
41.31	-1949.4	73.5	63.95	-143280.9	-124664.13
44.37	-1590.65	73.5	63.95	-116912.77	-101722.067
47.43	-1277.15	73.5	63.95	-93870.525	-81673.74

Tableaux V.8:Les forces longitudinal

$$R_x = -1021752.155N=1021.752KN$$

$$R_y = -888993.831 N=888.993KN$$

Pour  $C_{pi} = -0.5$  : (sens transversal).

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	109.72	73.5	63.95	8064.42	7016.59
4.59	109.72	73.5	63.95	8064.42	7016.59
7.65	109.72	73.5	63.95	8064.42	7016.59
10.71	109.72	73.5	63.95	8064.42	7016.59
13.77	109.72	73.5	63.95	8064.42	7016.59
16.83	114	73.5	63.95	8379	7290.3
19.89	123.26	73.5	63.95	9059.61	7882.477
22.95	129.67	73.5	63.95	9530.745	8292.396
26.01	136.8	73.5	63.95	10054.8	8748.36
29.07	143.21	73.5	63.95	10525.935	9158.27
32.13	148.2	73.5	63.95	10892.7	9477.39
35.19	153.18	73.5	63.95	11258.73	9795.861
38.25	158.17	73.5	63.95	11625.495	10114.97
41.31	-893.47	73.5	63.95	-65670.045	-57137.40
44.37	-502.31	73.5	63.95	-36919.785	-32122.724
47.43	-170.28	73.5	63.95	-12515.58	-10889.406

**Tableaux V.9:Les forces transversal**

$$R_x = 6543.705N=6.543KN$$

$$R_y = 5693.444N=5.693KN$$

#### V.4.Conclusion :

L'effort tranchant à la base dû au vent est négligeable devant l'effort tranchant à la base dû au séisme. Donc le risque de renversement n'aura pas lieu.

# **Chapitre VI :**

## **Ferraillage des éléments résistants**

**VI.1 . Introduction :**

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

**VI.2.Les combinaisons d'actions :****VI.2.1.Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$1,35 G + 1,5 Q \longrightarrow$  à l'**E.L.U** ;  $G + Q \longrightarrow$  à l'**E.L.S**

**VI.2.2.Règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$G + Q + E$  (1) ;  $0,8 G \pm E$  (2)

❖ **Pour le portique :**➤ **Les poteaux :**

**À l'ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$  (BAEL 91)

**À l'ELS :**  $G + Q$

**Accidentelle :**  $G + Q + E \dots\dots\dots$  (RPA99)

$0,8 G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison  $(G + Q \pm 1,2E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant  $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$ .
- Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.
- La combinaison  $(0,8G \pm E)$  donne un effort normal minimum et un moment correspondant  $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$ .
- Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) .

➤ **Les poutres :**

**À l'ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$  (BAEL 91)

**À l'ELS :**  $G + Q$

**Accidentelle :**  $G + Q \pm E \dots\dots\dots$  (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ( G + Q +E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison (0.8G ±E) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif

❖ **Pour les voiles :**

$$G + Q + E \quad \dots\dots (RPA99)$$

$$0,8 G \pm E$$

**VI.3.Ferrailage des éléments porteurs :**

**VI.3.1.Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

**VI.3.2.Ferrailage des poteaux :**

**VI.3.2.1.Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée qui donne les trois cas suivants.

- Section partiellement comprimée.    SPC
- Section entièrement comprimée.    SPC
- Section entièrement tendue.    SET

Pour la détermination des armateurs à L'ELU on a appliqué les méthodes simplifiées

• **Section partiellement comprimée :**

L'effort normal étant un effort de compression ou de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

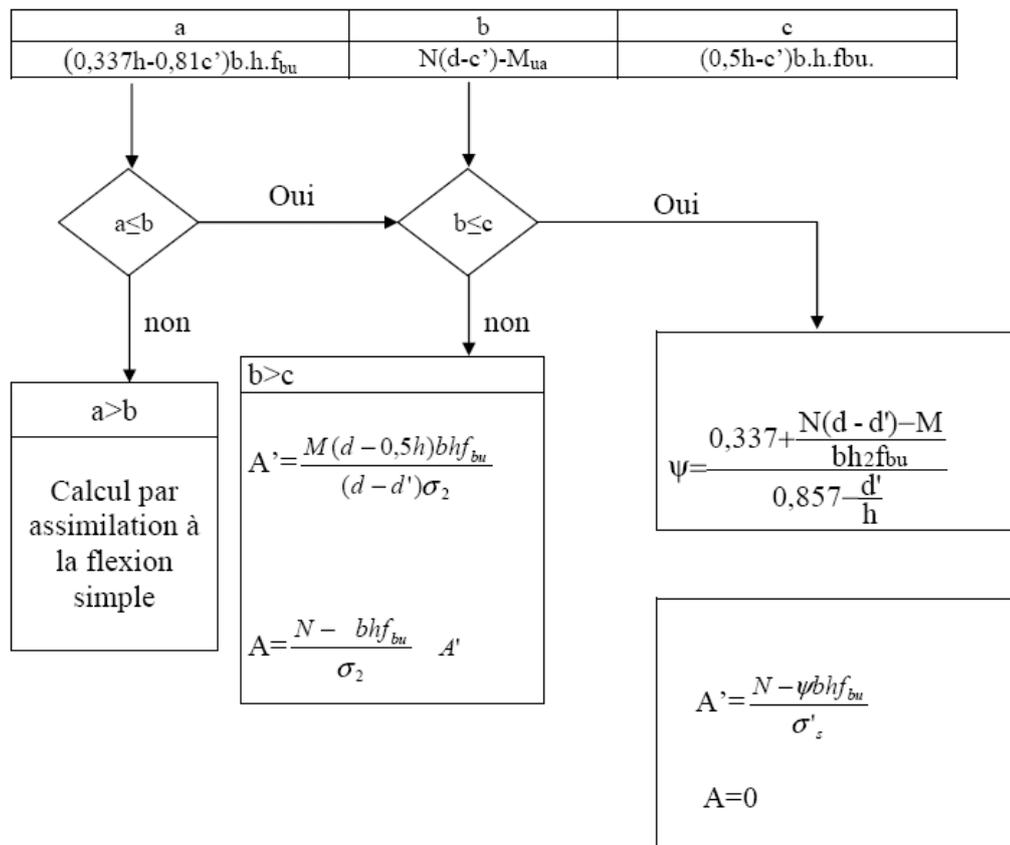
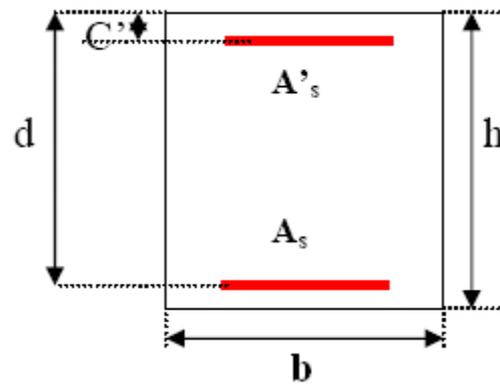
L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et  $e > h/6$ .

• **Section entièrement comprimée :**

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ( $e < h/6$ ) totale rendue homogène.

• **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces des armateurs



**Figure .VI.1 : ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILAGE EN FLEXION COMPOSEE**

**VI.3.2.2.Recommandation de (RPA 2003) :**

D’après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{max} = A_s/bh < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_L$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

❖ **résultats obtenus :**

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) Zon courante	AS <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) Zon de recouvrement
Poteau rectangular	65×75	43.875	146.25	292.5

**Tab. V1.1. Tableau de pourcentages minimal et maximal des armatures**

**VI.3.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	F <sub>c28</sub> (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tableau VI.2: Valeurs Caractéristiques techniques des matériaux**

**VI.3.2.4. Les résultats obtenus :**

G+Q+E		0,8G+E	
M <sub>MAX</sub> (KN.M)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)
293.77	5401.44	19.44	1.48

**Tab. V1.3. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison**

**VI.3.2.5. Exemple de calcul :**

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

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

e1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

POTEAU RECTANGULAIRE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données 1 <sup>er</sup> Cas ELU				
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	h =	0.75	m
	Petit coté du poteau	b =	0.65	m
		d	0.72	
		C	0.03	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	25	MPa
Hauteur d'étage		Lo =	3.06	m
Effort ultime		Nmax	3878.36	KN
Moment ultime		Mcor	116.58	KN.m
f <sub>bu</sub>	0.85 f <sub>c28</sub> / γ <sub>b</sub>		14.2	MPa
σ <sub>s</sub>	f <sub>e</sub> / γ <sub>s</sub>		348	MPa
Coefficient de fluage...	φ	φ	2	
<b>Résultats</b>				
Longueur de flambement	si poteau de rive : L <sub>f</sub> = Lo , sinon L <sub>f</sub> = 0,7 Lo	L <sub>f</sub> =	2.142	m
e <sub>a</sub> : excentricité additionnelle	e <sub>a</sub> = max ( 2 cm ; l / 250 )	e <sub>a</sub>	0.02	m
e <sub>1</sub> : excentricité du premier ordre	e <sub>1</sub> = M <sub>cor</sub> / N <sub>ma</sub> + e <sub>a</sub>	e <sub>1</sub>	0.050059	m
Méthode forfaitaire	Si (l <sub>f</sub> / h < max ( 15 ; 20.e <sub>1</sub> / h )		VRAI	
	$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} =$	λ =	13.47	
Charge de longue durée	$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$	α	0.82	
e <sub>2</sub> : excentricité du second ordre	e <sub>2</sub> = 3.l <sub>f</sub> <sup>2</sup> .(2 + α.φ) / 10 <sup>4</sup> .h	e <sub>2</sub>	0.0068036	m
Les efforts corrigés		N <sub>MAX</sub>	3878.36	KN
	M <sub>corrigé</sub> N <sub>m</sub> .e <sub>tot</sub> = N <sub>mx</sub> ( e <sub>1</sub> + e <sub>2</sub> )	M <sub>corrigé</sub>	220.531306	KN.m
	M <sub>ua</sub> = M <sub>corrigé</sub> + Nu *(d - h/2)	M <sub>ua</sub>	1.558567	MN.m
	A = ( 0.337 h - 0.81 c' ) b.h.f <sub>bu</sub>	A	1.5814	MN.m
	B = Nu (d - c' ) - M <sub>ua</sub>	B	1.1175	MN.m
	<b>A &gt; B; Donc SPC</b>			
	μ = M <sub>U</sub> / b d <sup>2</sup> f <sub>bu</sub>		0.325	
		α	0.5126	
		β	0.795	
Section d'acier fictif	$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$	A <sub>f</sub>	78.24	cm <sup>2</sup>
Section d'acier	$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$	A	0	cm <sup>2</sup>

POTEAU RECTANGULAIRE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données 2 <sup>ème</sup> Cas 0.8G+Q				
Effort		<b>N<sub>min</sub></b>	<b>19.44</b>	<b>KN</b>
Moment		<b>M<sub>cor</sub></b>	<b>1.48</b>	<b>KN.m</b>
f <sub>bu</sub>	0.85 f <sub>c28</sub> / γ <sub>b</sub>		18.5	<b>MPa</b>
σ <sub>s</sub>	f <sub>e</sub> / γ <sub>s</sub>		400	<b>MPa</b>
Coefficient de fluage...	φ	φ	2	
<b>Résultats</b>				
Longueur de flambement	si poteau de rive : L <sub>f</sub> = L <sub>o</sub> , sinon L <sub>f</sub> = 0,7 L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub> =	2.142	<b>m</b>
e <sub>a</sub> : excentricité additionnelle	e <sub>a</sub> = max ( 2 cm ; l / 250 )	e <sub>a</sub>	0.02	<b>m</b>
e <sub>1</sub> : excentricité du premier ordre	e <sub>1</sub> = (M <sub>cor</sub> / N <sub>min</sub> ) + e <sub>a</sub>	e <sub>1</sub>	0.09613	<b>m</b>
Méthode forfaitaire	Si(l <sub>f</sub> / h < max ( 15 ; 20.e <sub>1</sub> / h )		VRAI	
	$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} =$	λ =	13.47	
Charge de longue durée	$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$	α	0.82	
e <sub>2</sub> : excentricité du second ordre	e <sub>2</sub> = 3.l <sub>f</sub> <sup>2</sup> .(2 + α.φ ) / 10 <sup>4</sup> .h	e <sub>2</sub>	0.0068036	<b>m</b>
Les efforts corrigés		N <sub>Min</sub>	<b>19.44</b>	<b>KN</b>
	M <sub>corrigé</sub> = N <sub>m</sub> .e <sub>tot</sub> = N <sub>min</sub> ( e <sub>1</sub> + e <sub>2</sub> )	M <sub>corrigé</sub>	2.0001	<b>KN.m</b>
	M <sub>ua</sub> = M <sub>corrigé</sub> + N <sub>MAX</sub> *(d - h/2 )	M <sub>ua</sub>	<b>8.9013×10<sup>-3</sup></b>	<b>MN.m</b>
	A = ( 0.337 h - 0.81 c' ) b.h.f <sub>bu</sub>	A	2.06033	<b>MN.m</b>
	B = N <sub>Min</sub> (d-c') - M <sub>ua</sub>	B	4.5123×10 <sup>-3</sup>	<b>MN.m</b>
	<b>A&gt;B; Donc SPC</b>			
	μ = M <sub>U</sub> / b d <sup>2</sup> f <sub>bu</sub>		0.00142	
		α	0.0025	
		β	0.999	
Section d'acier fictif	$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$	A <sub>f</sub>	<b>30.93</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
Section d'acier	$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$	A	<b>30.44</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

POTEAU RECTANGULAIRE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données 3 <sup>ème</sup> cas G+Q+E				
Effort		$N_{cor} =$	4654.52	KN
Moment		$M_{max}$	276.08	KN.m
$f_{bu}$	$0.85 f_{c28} / \gamma_b$		18.5	MPa
$\sigma_s$	$f_e / \gamma_s$		400	MPa
Coefficient de fluage...	$\varphi$	$\varphi$	2	
<b>Résultats</b>				
Longueur de flambement	si poteau de rive : $L_f = L_o$ , sinon $L_f = 0,7 L_o$	$L_f =$	2.142	m
$e_a$ : excentricité additionnelle	$e_a = \max ( 2 \text{ cm} ; l / 250 )$	$e_a$	0.02	m
$e_1$ : excentricité du premier ordre	$e_1 = M_{max} / N_{cor} + e_a$	$e_1$	0.059314	m
Méthode forfaitaire	$Si(l_f / h < \max ( 15 ; 20.e_1 / h )$		VRAI	
	$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} =$	$\lambda =$	13.47	
Charge de longue durée	$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$	$\alpha$	0.82	
$e_2$ : excentricité du second ordre	$e_2 = 3.l_f^2 . (2 + \alpha . \varphi ) / 10^4 . h$	$e_2$	0.0068036	m
Les efforts corrigés		$N_{cor}$	4654.52	KN
	$M_{corrigé} = N_{cor} . e_{tot} \equiv N_{mx} ( e_1 + e_2 )$	$M_{corrigé}$	307.74	KN.m
	$M_{ua} = M_{corrigé} + N_{cor} * (d - h/2 )$	$M_{ua}$	1.9135	MN.m
	$A = ( 0.337 h - 0.81 c' ) b . h . f_{bu}$	$A$	2.06033	MN.m
	$B = N_{cor} (d - c' ) - M_{ua}$	$B$	1.298	MN.m
	<b>A &gt; B ; Donc SPC</b>			
	$\mu = M_U / b d^2 f_{bu}$		0.0269	
		$\alpha$	0.0355	
		$\beta$	0.986	
Section d'acier fictif	$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b . \beta . d}$	$A_f$	67.38	cm <sup>2</sup>
Section d'acier	$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$	$A$	0	cm <sup>2</sup>

**VI.3.2.6. Condition de non fragilité :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 d . b . \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté}$
<b>G+Q+E</b>	0	43.875	5.65	<b>8HA25</b> <b>= 39.27 cm<sup>2</sup></b>
<b>ELU</b>	0			
<b>0.8G+E</b>	<b>30.44</b>			

**Tab. VI.4. Tableau récapitulatif des résultats**

**VI.3.2.7. Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )  
la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

➤ **Pour le premier cas on a :**

$$N_{ser} = 2824960 \text{ N}; M_{ser} = 84600 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{84600}{2824960} = 0.0299 \text{ m} \quad e_0 = 0.0299 < \frac{h}{6} = \frac{0.75}{6} = 0.125$$

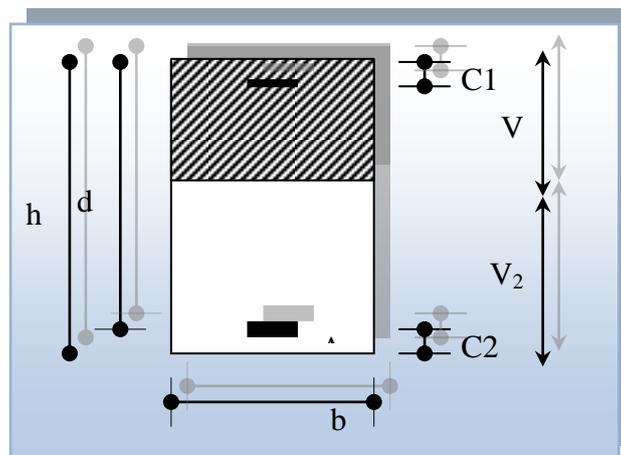
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 65 \times 75 + 15(39.27) = 5464.05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 41.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 75 - 41.5 = 33.5 \text{ cm}$$



**Fig. VI.2 : section de poteau**

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3}(41.5^3 + 33.5^3) + 15[39.27(41.5 - 3)^2 + 39.27(33.5 - 3)^2] = 3783512.25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 84600 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{2824960}{100 \times 5464.05} = 5.17 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{84600}{3783512.25} = 0.022$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.17 + 0.022 \times 41.5 = 6.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6.083 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée .}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.17 + 0.022(41.5 - 3)] = 90.255 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.17 - 0.022(72 - 41.5)] = 67.485 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 90.255 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_s^2 = 67.485 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**VI.3.2.8. Armatures transversales :**

**VI.3.2.8.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison( G + Q ± E ) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 184.31 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{184.31 \times 10^3}{650 \times 720} = 0.393 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,393 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

**VI.3.2.8.2. Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$\rho_a = 2.5$  Si  $\lambda_g > 5$ .

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{h} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.75} \right) \lambda_g = (3.832) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . en prend  $t = 10 \text{ cm}$  (ART 7.4.2.2 RPA )

❖ La zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$  (ART 7.4.2.2 RPA )

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$S_t \leq 30 \text{ cm}$  donc en prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

**En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 184310 \times 0.10}{75 \times 400} = 2.30 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 184310 \times 0.15}{75 \times 400} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.45 \text{ cm}^2$  soit : **6T10 /  $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$**

**VI.3.2.8.3. Vérification des cadres des armatures minimales :** d'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale**  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courant** :  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 65 = 2.925 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 mm$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  ..... **Condition Vérifiée**

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$

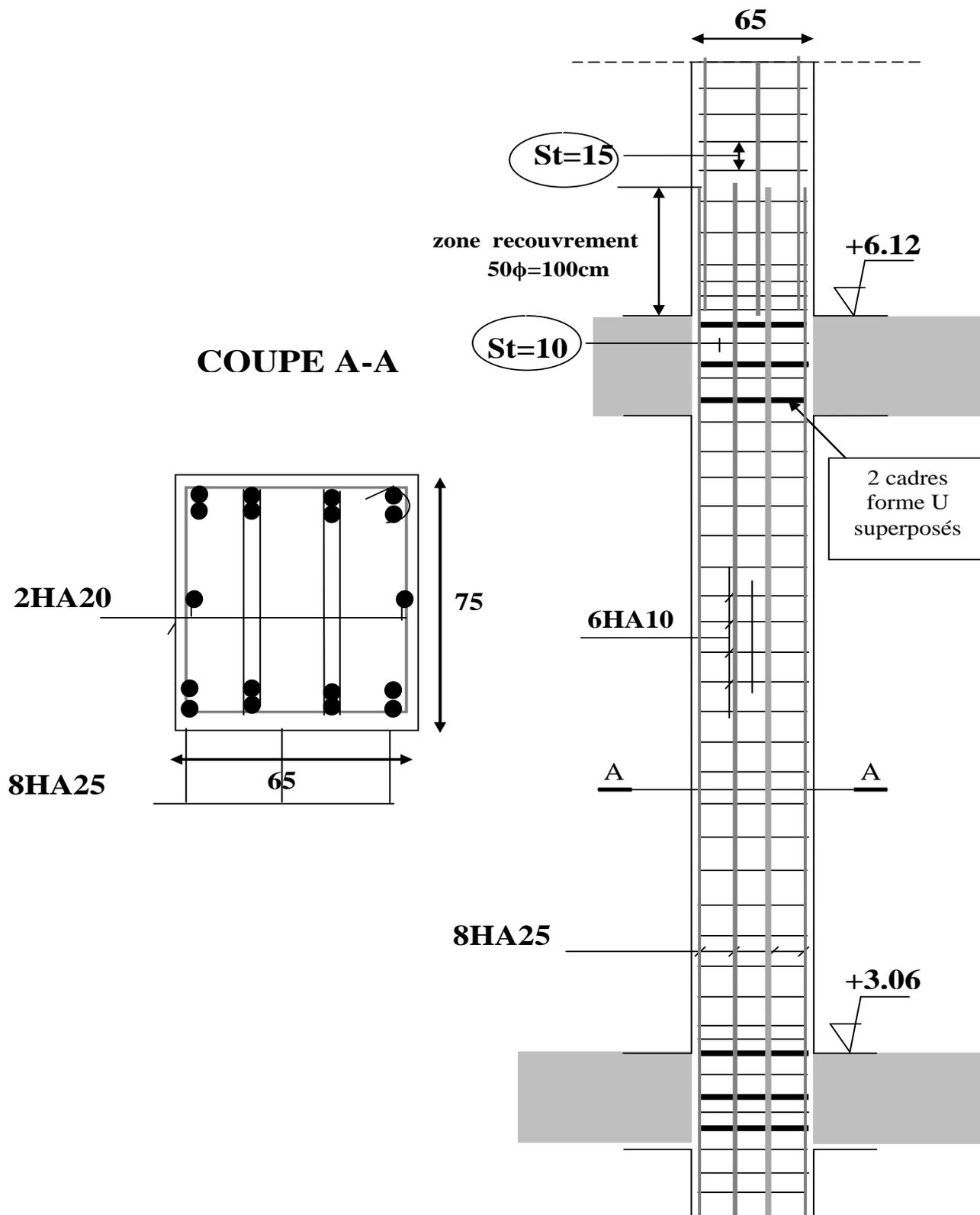
$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 75 \text{ cm})$  ..... **Condition Vérifiée**

**VI.3.2.9. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

Section Poteau (cm)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St (z.courante)cm	St (z.nodale)cm
65X75	8HA25	6HA10	15	10

VI.3.2.10. Présentation de ferrailage:



**Fig.VI.3.FERRAILLAGE**

**POTEAUX (65x75)**

**VI.3.3.Ferrailage des poutres :****VI.3.3.1.Introduction :**

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**VI.3.3.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

· La longueur minimale de recouvrement est de :  $50\phi$  en zone III.

· Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

**VI.3.3.3.Pour les poutres principales (30× 45) :**

Les résultats sont tirés a partir de logiciel ROBOT 2011 ,sous les combinaisons d'action suivants :

Combinaisons	1.35G+1.5Q (KN)		G+Q (KN)		G+Q+E (KN)		0.8G+E (KN)	
	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)
Valeurs	43.79	97.74	32	71.31	30.69	169.96	88.86	151.15

**Tab. V1.5.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison**

**VI.3.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	$\sigma_b$ Durable	$\sigma_s$ Durable	$\sigma_b$ Accidentel	$\sigma_s$ Accidentelle
<b>Poutre principale</b>	45	30	42	14,2	348	18.5	400

• **EUL** :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

• **ELS** :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

- 4 % en zone courante .
- 6 % en zone de recouvrement .

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.35 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1,5214 \text{ cm}^2$$

**VI.3.3.3.2. Calcul des armatures**

❖ **Combinaisons:1.35G+1.5Q**

**En travée**

• **E.U.L** :

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M <sub>u</sub> (N.m)	μ	μ <sub>t</sub>	α	β	A <sub>travé</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+15étage	43790	0,058	0,392	0,0774	0,969	3.09

- **E.U.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+15étage	0,0774	43790	32000	1,368	0,434	Vérifiée

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15étage	3.09	1,35	1,5214	6.75	6.75	<b>5T14=7,70cm<sup>2</sup></b>

- ❖ **La combinaison : G+Q+Ex :**

**Sur Appuis :**

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

**Nappe supérieure :**

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appui}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15 étage	169960	0,1736	0,392	0.2406	0,904	11.19cm <sup>2</sup>

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15étage	11.19	1,35	1,5214	6.75	11.19	<b>6T16=12.06cm<sup>2</sup></b>

- ❖ **La combinaison : 0.8G+Ex :**

**Sur Appuis :**

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

**Nappe supérieure :**

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appui}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15 étage	151150	0,156	0,392	0.2162	0,914	9.84cm <sup>2</sup>

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A <sub>travée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+15étage	9.84	1,35	1,5214	6.75	9.84	5T16=10.05cm <sup>2</sup>

**VI.3.3.3.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 45 / 483 = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00611 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

**VI.3.3.4.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{\max} = 109.85 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{109850}{300 \times 420} = 0,87 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_{u \max} = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.3.5.Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)**

$$V_u = 109.85 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 42 = 37.8$$

$$V_u = 109.85 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 109850 \leq 0.267 \times 37.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 756945 \text{ N} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.3.3.6. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 109.85 \text{ KN} \quad M_u = -169.96 \text{ KN}$$

$$A_S = 11.19 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (109850 - (169960/0.9 \times 0.42)) = 1,935 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.3.3.7. Les Armatures transversales :**

- **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 16, 300 / 10) = 12.85 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- **Espacement** :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 45 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 11.25 \text{ cm} ; \text{ donc } S_t = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} ; \text{ donc } S_t = 20 \text{ dans la Zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 90 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

**VI.3.3.3.8. La section de ferrailage transversal:**

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \dots \dots \dots A_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

- D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferraillage transversal donné dans :

Poutre	Zone	St cm	$\tau_u$ Mpa	$A_t^{\min}$ RPA cm <sup>2</sup>	$A_t^{\min}$ BAEL91 cm <sup>2</sup>	Choix	$A_t^{\min}$ adopte cm <sup>2</sup>
Principale	Courante	20	0.87	1.8	0.6	4 $\phi$ 8	2.01
	Nodale	10		1.8	0.6	4 $\phi$ 8	2.01

**VI.3.3.4. Les poutres secondaires (30\*40) :**

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferraillage.

**VI.3.3.4.1. Calcul des armatures :**

Combinaisons	1.35G+1.5Q (KN)		G+Q (KN)		G+Q+E (KN)		0.8G+E (KN)	
	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)
Valeurs	36.03	49.62	25.96	36.18	9.45	155.08	6.12	145.88

Tab. V1.6. tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

❖ **Combinaisons 1.35G+1.5Q :**

En travée

- **E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{travée}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC+15étage	36030	0,06178	0,392	0,0801	0,968	2,89

- **E.U.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{\text{ser}}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+15étage	0,0801	36030	25960	1,3879	0,443	Vérifiée

• Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travée}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopt}$ ( $cm^2$ )
RDC+15étage	2,89	1,35	1,5214	6.75	6.75	2HA12+3HA14 =6.88 $cm^2$

❖ La combinaison : G+Q+Ex :

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ ( $cm^2$ )
RDC+15 étage	155080	0,204	0,392	0,2915	0,883	11.86 $cm^2$

• Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travée}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopt}$ ( $cm^2$ )
RDC+15étage	11.86	1,35	1,5214	6.75	6.75	6T16=12.06 $cm^2$

❖ La combinaison : 0.8G+Ex :

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{appuis}$ ( $cm^2$ )
RDC+15 étage	145880	0,1744	0,392	0.2438	0,902	10.92 $cm^2$

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A <sub>travée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+15étage	10.92	1,35	1,5214	6.75	10.92	4HA16+2HA12= 11.12 cm <sup>2</sup>

**VI.3.3.4.2.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 40 / 435 = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.006936 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

**VI.3.3.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{\max} = 65.48 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{65480}{300 \times 370} = 0,5899 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_{u\max} = 0,5899 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.3.4.4.Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)**

$$V_u = 65.48 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33.3$$

$$V_u = 65.48 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 65480 \leq 0.267 \times 33.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832.5 \text{ N} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.3.4.5.Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 65.48 \text{ KN} \quad M_u = -155.08 \text{ KN}$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{40000} \times (65480 - \left( \frac{155080}{0,9 \times 0,37} \right)) = 4.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.3.3.4.6. Les armatures transversales :**

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 14, 300 / 10) = 11.24 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

**VI.3.3.4.7. La section de ferraillage transversal:**

- **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 17,5}{400} \quad A_t = 0.525 \text{ cm}^2$$

- **D'après RP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17.5 \times 30 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferraillage transversal donné dans le tableaux suivant :

Poutre	Zone	St cm	$\tau_u$ Mpa	$A_t^{\min}$ RPA cm <sup>2</sup>	$A_t^{\min}$ BAEL91 cm <sup>2</sup>	Choix	$A_t^{\min}$ adopte cm <sup>2</sup>
Secondaire	Courante	17.5	0.5899	1.575	0.525	4 $\phi$ 8	2.01
	Nodale	10		1.575	0.525	4 $\phi$ 8	2.01

Les résultats sont résumés dans le tableaux suivant :

Poutre	Position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P (30×45)	Travée	5HA14	7,70 cm <sup>2</sup>
	Appui	6HA16	12.06 cm <sup>2</sup>
P.S (30×40)	Travée	2HA12+3HA14	6.88cm <sup>2</sup>
	Appui	4HA16+2HA12	11.12 cm <sup>2</sup>

Tab. V1.7.tableau résumé les résultats des sections des ferrailages

### VI.3.3.5.Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :  
Calcule de (y<sub>1</sub>) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :  $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

a) Pour Les poutre principales ;

- ✓ En travée :  $M_{t(\text{ser})} = 3.2 \text{ T.m}$
- ✓ En appuis :  $M_{a(\text{ser})} = 7.131 \text{ T.m}$
- ✓ Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{7.7}{0.3 \times 100} = 3.85 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 3.85 \times 42 = 323.4 \text{ cm}$$

$$y_1 = \left[ -3.85 + \sqrt{3.85^2 + 323.4} \right] = 14.5408 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{14.5408}{42} = 0.346$$

$$\beta_1 = 0.8845 \quad ; \quad K_1 = 28.352$$

1. En travée :

$$\sigma_s = 111.93 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 111.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 4.02 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**2. En appuis:**

$$\sigma_s = 249.29 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 8.806 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 249.29 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 8.806 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Pour Les poutres secondaires ;**

✓ **En travée :**  $M_{t(\text{ser})} = 2,596 \text{ T.m}$

✓ **En appuis :**  $M_{a(\text{ser})} = 3.618 \text{ T.m}$

$$D = 15 \times \frac{7,7}{0,3 \times 100} = 3,85 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 3,85 \times 37 = 284,9 \text{ cm}$$

$$y_1 = \left[ -3,85 + \sqrt{3,85^2 + 284,9} \right] = 13,46 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{13,46}{37} = 0,363$$

$$\beta_1 = 0,878 \quad ; \quad K_1 = 26,32$$

**1. En travée:**

$$\sigma_s = 103.78 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_b = 3.966 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 103.78 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 3.966 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

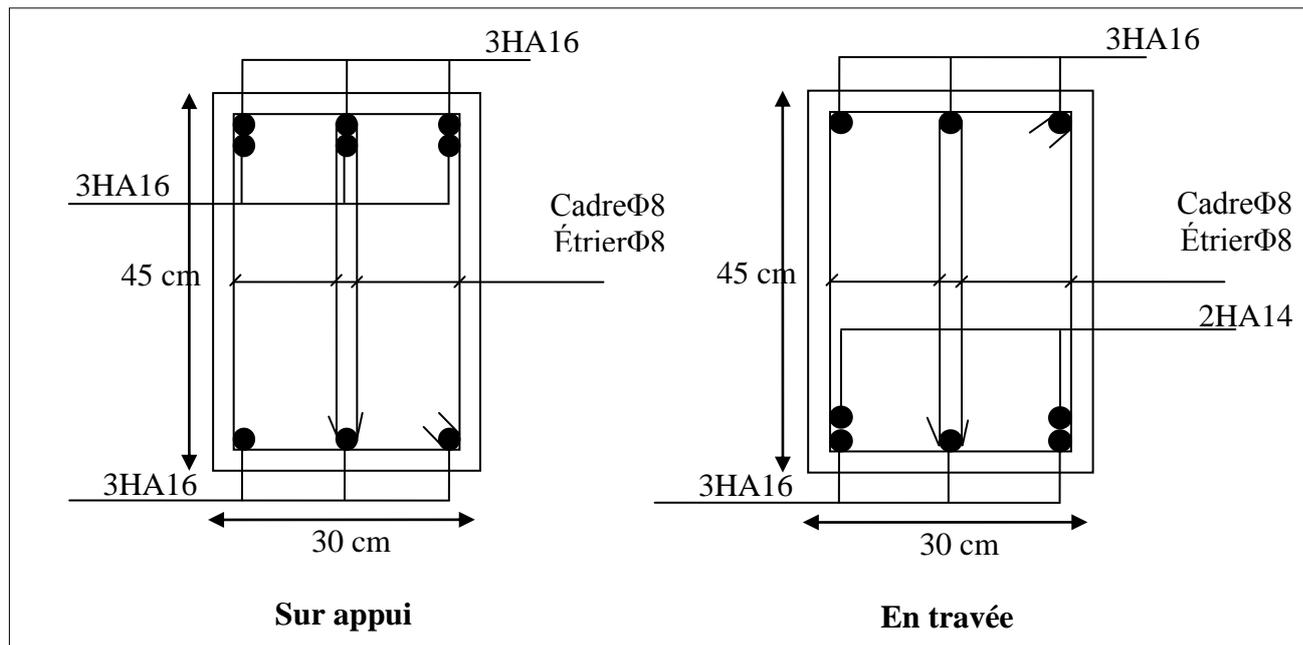
**2. En appuis:**

$$\sigma_s = 144.63 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 5.52 \text{ MPA}$$

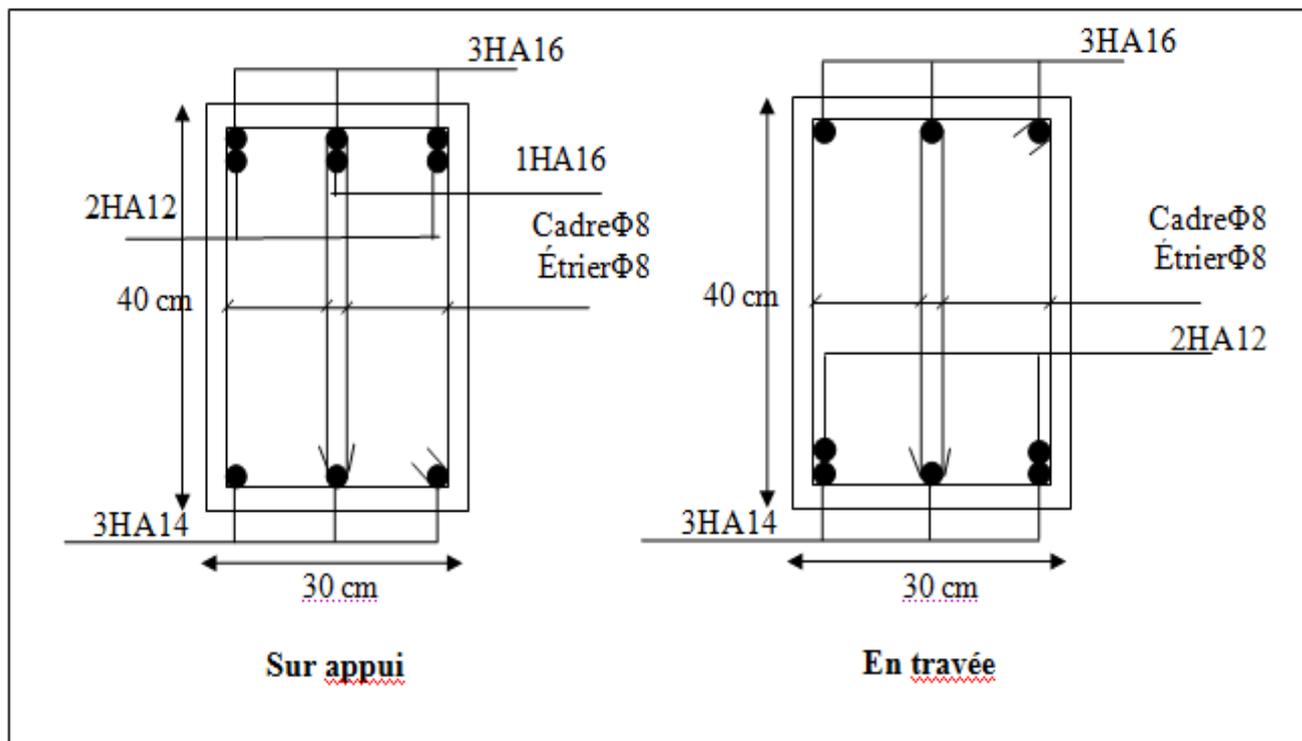
$$\sigma_s = 144.63 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 5,52 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.3.5. Présentation de ferrailage:**



**Fig. VI.4.ferrailage de la poutre principale(30×45)**



**Fig. VI.5. ferrailage de la poutre secondaire (30×40)**

### VI.3.4.Ferrailage des voiles

#### VI.3.4.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes ,sera ferrillé par la disposition du ferrailage suivante :

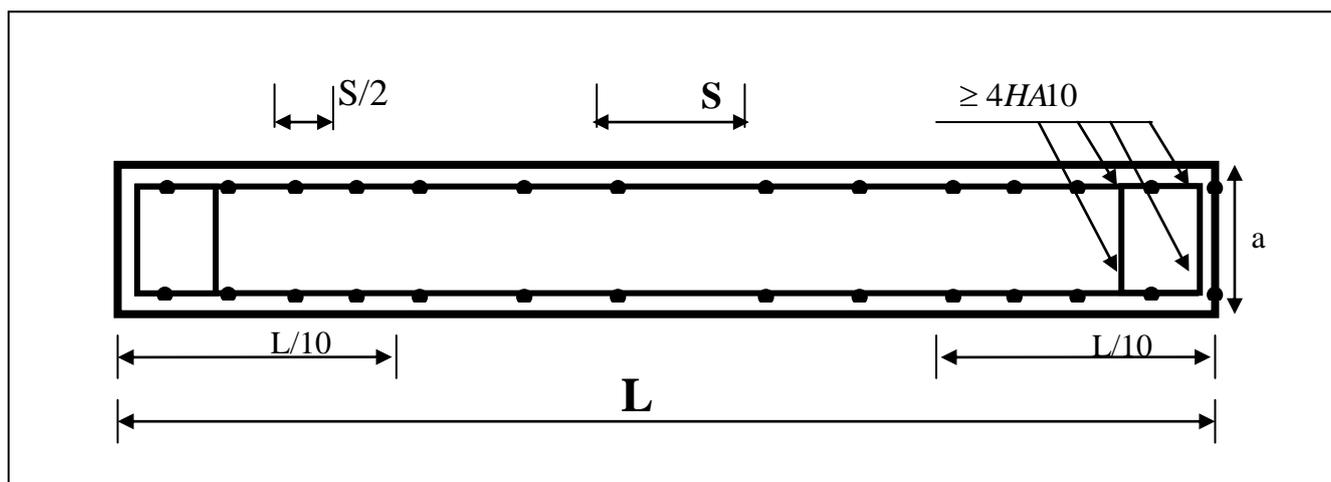
- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

#### VI.3.4.2.Types d'armatures :

##### VI.3.4.2.1.Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**
  - Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
  - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
  - Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
  - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
  - Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
  - A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.



**Fig.VI.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles**

#### VI.3.4.2.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
  - globalement dans la section du voile 0,15%
  - en zone courante 0,10%
- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) Valeurs Suivantes :
 
$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
  - $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### **VI.3.4.2.3. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

#### **VI.3.4.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**

##### **VI.3.4.3.1. Ferrailage vertical :**

###### **➤ Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

##### **VI.3.4.3.2. Etapes de calcul :**

###### **VI.3.4.3.2.1. Détermination de la nature de la section :**

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires  $c'$  est :  $\frac{h}{6}$ ).

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).

###### **VI.3.4.3.2.2. Calcul des sections suivant leurs natures :**

###### **➤ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :**

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left( \frac{h}{2} \right) - c' + e$$

$$a_2 = \left( \frac{h}{2} \right) - c' - e$$

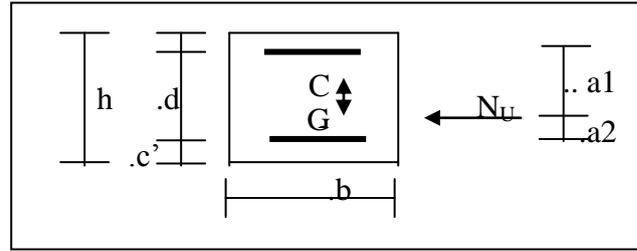
Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$



**-Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

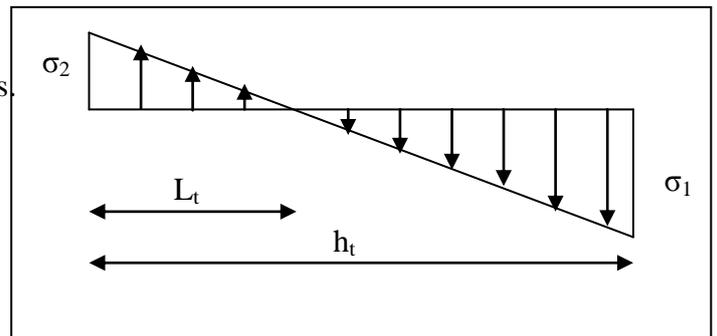
Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

➤ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$



❖ 1<sup>ere</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2<sup>eme</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .

❖ 3<sup>eme</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

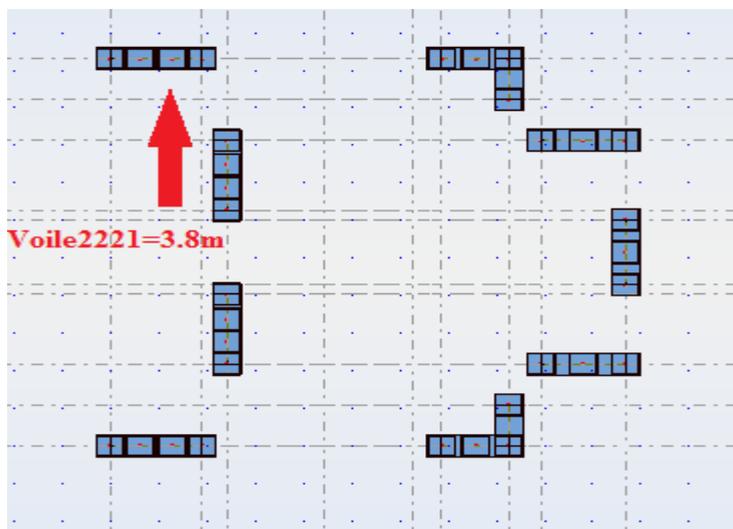
➤  $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤  $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤  $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$  (en zone courante)

**VI.3.4.3.3.Exemple de calcul (RDC )**

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit le voile ‘VL 1’ niveau RDC

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex ) .

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC V(0,15×3.8×3,06)	651,76	1534,89	2362,69	1.5393

$$M_{max}=2362.69KN.m$$

$$N_{cor}=1534.89 KN$$

$$L= 3,15m \quad ; \quad c= 3 cm$$

$$d= L-c = 3.12m \quad ; \quad a=0,15m$$

**VI3.4.3.3.1.Armatures verticales :**

$$A= (0.337 L - 0.81 c') . L.a . \sigma_b$$

$$A= (0.337 \times 3,15 - 0.81 \times 0,03) 3,15 \times 0.15 \times 18,5$$

$$A = 9.06686 MN.m = 9066.86KN.m$$

$$B= N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - L/2 ) = 2362.69 + 1534.89.(3.12-1.575) = 4734.09505 KN.m$$

$$B=1534.89 (3,12-0,03) - 4734.09505= 8.715005KN.m$$

A>B ⇒ donc la section est partiellement comprimée.

**a) Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{H} = \frac{20 \times 0,15}{3,06} = 0,98$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{3,15} = 0,68$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,68 < 15 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

**b) Calcul de ferrailage :**

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = N (e + d - \frac{L}{2}) = 1534.89(1.5393+3,15-1.575) = 4780.107 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

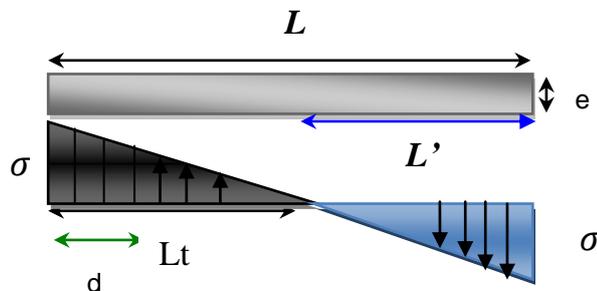
M <sub>1</sub> (KN.m)	μ	μ <sub>t</sub>	α	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
4780.107	0,17695	0,392	0,25	0,900	42.55

- **flexion composée:**

N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
1534.89	4.177	0

**c) L'armature verticale minimale:**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1534.89 \times 10^3}{150 \times 3150} + \frac{6 \times 2362.69 \times 10^6}{150 \times (3150)^2} = 12.7729 \text{ MP}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{10^3}{150 \times 3150} - \frac{6 \times 2362.69 \times 10^6}{150 \times (3150)^2} = -6.2764 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ;$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3.15 \times \frac{6.2764}{6.2764 + 12.7729} = 1.037 \text{ m}$$

$$L' = L - l_t = 3.15 - 1.037 = 2.112 \text{ m}$$

Alors  $A_{\min}^1 = 0.002 \times L_t \times a = 3.111 \text{ cm}^2$

Niveau	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^1$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	4.177	3.111
V(0,15×3.8×3,06)		

**d)Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 315 = 7.0875 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue** :  $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

Alors on prend  $A = 7.0875 \text{ cm}^2$

- **En zone courante**

$$h' = h - 2l_t = 3,15 - 2 \times 1,037 = 1,076 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (107,6) = 1,614 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte : } A_c = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	$A_{\text{tendue}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^g$ (cm <sup>2</sup> )	condition
RDC	7.0875	2,26	16.435	7.0875	Verifier
V(0,15×3×3,06)					

**-Choix d'armature:**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = A_{\text{min}}^g + A_{\text{cal}} = 7.0875 + 4.177 = 11.2644 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA10} + 6\text{HA12} = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA10} + 6\text{HA12} = 11.5 \text{ cm}^2$$

**e) L'espacement:**

**d'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 20\text{cm}$

**Dans la zone  $h/10$  :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre :  $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport **RPA99**.

**f) Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

$T$  : Effort tranchant à la base du voile .

$b_0$  : Epaisseur du voile .

$d$  : Hauteur utile =  $0.9 h$ .

$h$  : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0.65176}{0.15 \times 0,9 \times 3,15} = 2.145 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$  (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

**VI.3.4.3.3.2. Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5cm^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend :  $A_c = 8\phi 6 = 2,26cm^2 / ml$

**VI.3.4.3.3.3. Les Armatures Transversal :**

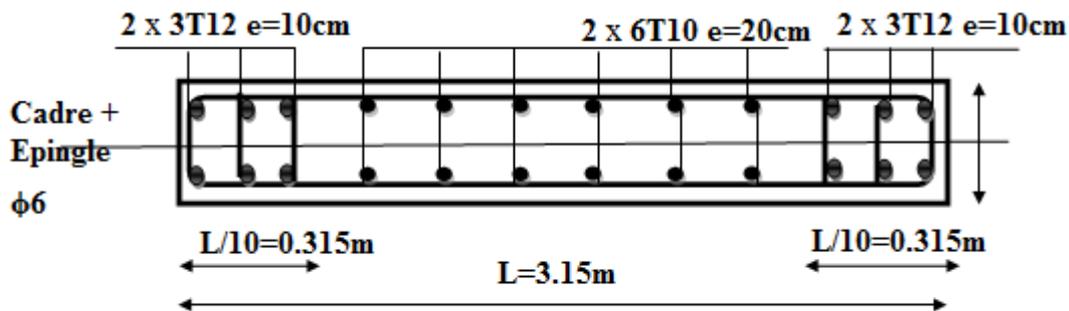
-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

**-Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend»**

-Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1534.89 \times 10^3}{150 \times 3150} + \frac{6 \times 2362.69 \times 10^6}{150 \times (3150)^2} = 12.772MPa < 18.5 Mpa$$

**VI.3.4.4. Présentation de ferrailage:**

**Fig.VI.7.Schéma de ferrailage des voiles.**



# **Chapitre VII :**

## **Etude de l'infrastructure**

**VII.1.Présentation du rapport d'étude de sol****VII.1.1.Etude géotechnique :**

**VIII.1.1.Objet :** Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

(Bâtiment usage d'habitation dans la wilaya : Boumerdes)

-Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :

\*contrainte admissible :  $Q=1.7$  bars pour l'ensemble du site.

\*Le sol est classé selon le RPA version 2003 en catégorie S3 (sol meuble).

\*ancrage des fondations :  $D = 4.5m$

\*type des fondations : Radier général.

- Au – dessous les sondages ont traversé une alternance irrégulière de termes lithologiques suivants :

- 1- **sables fins à moyens + graviers et galets.**
- 2- **sables moyens à grossiers + graviers et blocs.**
- 3- **Conglomérats souvent à matrice marneuse.**
- 4- **Marne beige rosâtre souvent très calcaire.**

La corrélation entre les colonnes lithologiques dénote un sous – sol hétérogène en plan et profondeur. Les termes lithologiques pulvérulents sont prépondérants. Les formations cohérentes représentées par les marnes font des apparitions rapides.

La nature géologique des sols en question ainsi que leur agencement dans l'espace présentent un profil d'une bonne assise de fondation

**VII.1.2.Caractérisation en laboratoire :**

-Les échantillons de sol prélevés : des sondages ont été soumis aux

**Essais physiques- Essais mécaniques – Analyses chimiques**

**VII.1.2.1.Essais physiques :**

Les valeurs des caractéristiques physiques obtenues sont les suivantes :

❖ **Indentification :**

- \* densité sèche  $\gamma_d$  :  $1.63 < \gamma_d < 1.64$
- \* densité humide  $\gamma_h$  :  $1.82 < \gamma_h < 1.84$
- \*teneur en eau  $w$  % :  $24.12 < w < 24.53$
- \* degré de saturation  $S_r$ % :  $48.66 < S_r < 51.86$

Les sols rencontrés sont dans un état mouillé à détrempé et se caractérisent par des densités élevées.



**VII.1.2.3. Analyses chimiques :**

Les échantillons prélevés des sondages soumis à des analyses ont montré que les sols de fondation sont d'agressivité **faible à moyenne** envers les bétons.

sondage	Profondeur m	Sulfates % so <sup>4-</sup>	Carbonat es% Caco <sub>3</sub>	Agressivité
S.01	3.00-3.40	3.21	40.18	Environnement est forte agressivité chimique
S.02	2.80-3.00	7.89	31.16	

**VII.1.3. Type de fondations préconise :**

Au regard des résultats obtenus des travaux et essais in situ, nous optons comme solution d'assise :

Des fondations superficielles type **radier général** ancrées à **4.5m** à partir niveau actuel du terrain naturel avec une contrainte de sol de **1.70 bars**.

-Les tassements absolus sous la contrainte recommandée de 1.50 bars sont notés sur le tableau ci – dessous.

❖ **Radier général :**

sondage	S2
Tassements (cm)	8.72

Les tassements absolus ont été déterminés par la formule suivante :

$$\Delta h = h \cdot \Delta e / (1 + e_0) \quad \Delta h : \text{tassement.}$$

Avec :  $\Delta e = e_0 - e_f$

$e_f$  : indice des vides final

$e_0$  : indice des vides initial

$h$  : hauteur de la couche tassant.

**VII.1.4. Conclusion :**

A la lumière des résultats obtenus des travaux et essais in situ, des travaux de laboratoire ainsi que le calcul relatif aux fondations, nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- Des fondations superficielles de type **radier général** ancré à **4.50m** à partir niveau du terrain naturel avec une contrainte de sol de **1.70 bars**.
- Le sol n'a pas une tendance au gonflement.
- Le sol a une agressivité forte dont le taux de sulfates dépasse 0.4% .il ya lieu de prendre des dispositions de protection vis à vis du béton de l'infrastructure.
- Le sol contient du taux élevé de contraintes (40%) donc il y risque de dissolution du sol en présence d'eau .
- L'infiltration des eaux provoque le phénomène de dissolution des carbonates et par la même provoquent des tassements excessifs.
- **Pour cela nous recommandons des systèmes d'alimentation et d'évacuation des eaux très étanches et bien étudiés.**
- Les pourtours de l'ensemble des bâtiments en contact des sols devront être étanches

**VII.2. Etude de fondation****VII.2.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

**VII.2.2. Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

**VII.2.3. Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.70 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Le rapport de sol a recommandé en ce qui concerne notre projet des fondations superficielles de type radier général et ceci pour deux raisons essentielles :

- 1- Le sol d'assise étant pulvérulent donc perméable, les eaux s'y infiltrent et provoquent le lessivage des éléments fins ce qui engendre une augmentation des indices de vide.
- 2- Dans l'analyse chimique du sol dans le rapport établi par le laboratoire on relève un taux appréciable de carbonate dans le sol .L'infiltration des eaux pluviales chargées de CO<sub>2</sub> provoque la dissolution des carbonates qui après cette réaction chimique laisse à leur du vide dans le sol.

Ces deux phénomènes réunis engendrent des tassements de sol excessifs.

Vu les importantes charges transmises par les poteaux et voiles aux fondations ainsi que l'espacement peu important entre poteaux et pour éviter les chevauchements de semelles en plus des tassements différentiels excessifs comme relevé au niveau du rapport de sol, la solution des semelles isolées ou filantes a été écartée.

Aussi pour toutes les raisons citées ci-dessus nous avons opté pour la solution des fondations de type « radier général. » ancrées à 5.00m dans le sol .La profondeur d'ancrage du bâtiment est également dictée par l'importante hauteur de l'ouvrage.

#### **VII.2.4.Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

#### **VII.2.5.Calcul du radier général :**

-Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

-Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

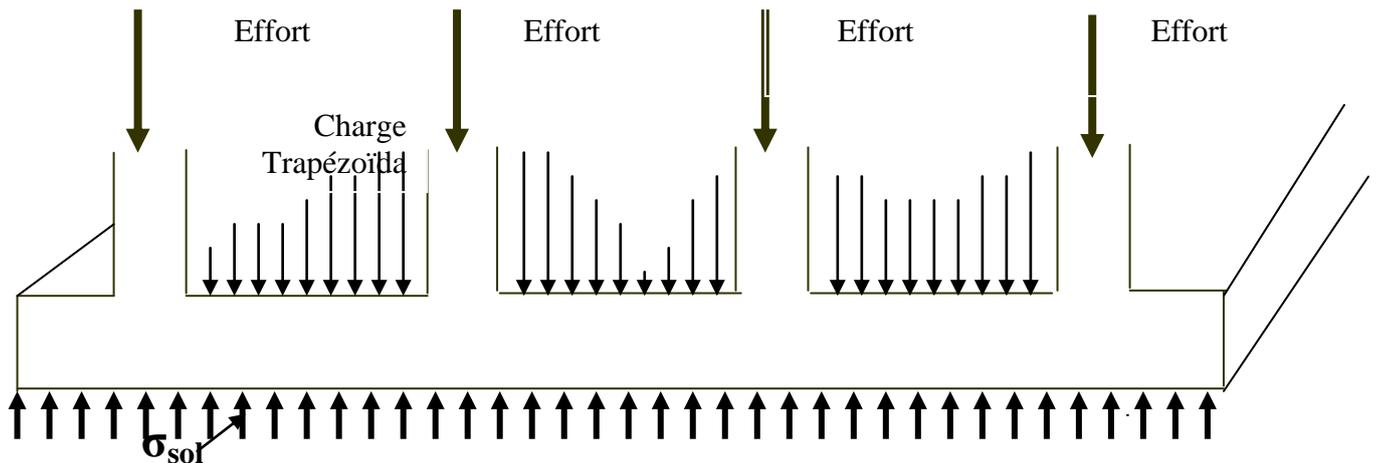


Fig.  
VII.1.Radier

### VII.2.5.1. Pré dimensionnement du radier :

#### a- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

#### b- Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 4.83 \text{ m} \Rightarrow 60.37 \text{ cm} \leq h \leq 96.6 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 70 \text{ cm}$

- Sous poteaux :

#### -La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{483}{20} = 24.15 \text{ cm}$$

#### -La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h$ , égale à :

$$h \geq \frac{483}{10} = 48.3 \text{ cm}$$

**c-Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ( $b = 1 \text{ m}$ )

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ;  $E = E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

Donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.83}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.69 \text{ m}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.10818.86 \times 0.0337}{40 \times 1}} = 2.45 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} = 3.076 \quad \text{Condition vérifié}$$

**-Remarque :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h = 70 cm	Nervure
h = 40 cm	Dalle
b = 65 cm	Largeur de la nervure

**VII.2.5.2.Détermination des efforts :**

**ELU:**  $N_u = 119393.07 \text{ KN}$

**ELS:**  $N_s = 87298.49 \text{ KN}$

**VII.2.5.3.Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,5 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{87298.49}{1,5 \times 170} = 342.347 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 440.016 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 342.347 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu Un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (21.36 m).

$L_y$ : largeur en plan (20.6m).

**- Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\grave{u}: } h_r = 0,7\text{m}$$

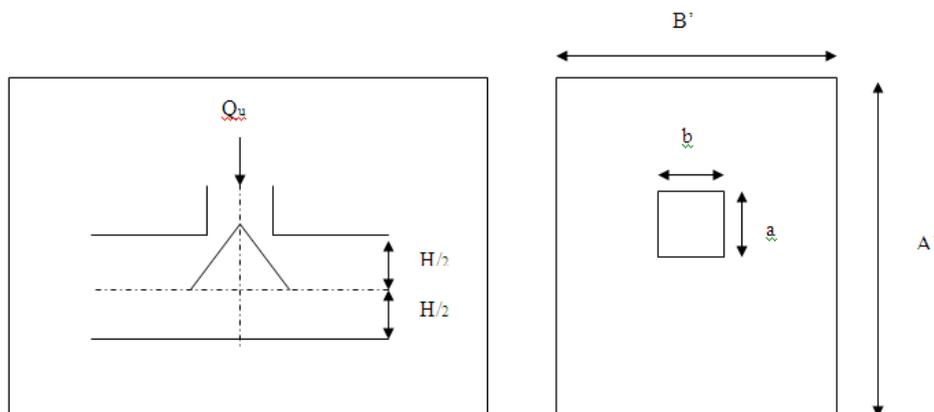
On prend  $D = 1.5 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 440.016 + 1.5 \times 2 \times (21.36 + 20.6) = 565.896 \text{ m}^2$$

**VII.2.5.4.Vérification du radier :**

**VII.2.5.4.1.Vérification au poinçonnement:**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.



**Fig. VII.2.Présentation de la zone d'impacte de la charge**

D'après (BAEL91 Art A.5.2 4)on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.07 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Épaisseur totale du radier

**a- Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.65 + 0.75 + 2 \cdot 0.7) \cdot 2 = 5.6m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.6 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 4573.33 \text{ KN}$$

$$N_u = 3878.36 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4083.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b-Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1708.73 \text{ KN}, e = 15 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 5.12m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.1 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 4165 \text{ KN}$$

$$N_u = 1076.98 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4165 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VII.2.5.4.2.Vérification de la stabilité du radier:**

**VII.2.5.4.2.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifié :  $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

$N_{radier}$ : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 87298.49 \text{ KN.}$$

$$N_{radier} = 565.896 \times 0,7 \times 25 = 9903.18 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 97201.67 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{97201.67}{565.896} = 170 \approx \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN} / m^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VII.2.5.4.3. Vérification a l'effort de sous pression:**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

**W**: poids total du bâtiment à la base du radier

**α**: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5)

**γ**: poids volumique de l'eau (γ = 10KN/ m<sup>3</sup>).

**h**: profondeur de l'infrastructure (h = 2.5 m).

**S**: surface de radier (S =565.896m<sup>2</sup>).

- W= 69863.6176 KN.
- α .γ .h .S=21221.1
- **W ≥ α .γ .h .S.....condition vérifiée.**

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

**VII.2.5.4.4. Caractéristiques géométriques :**

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$$X = \sum Si \times Xi / \sum Si = 12.18 \text{ m.}$$

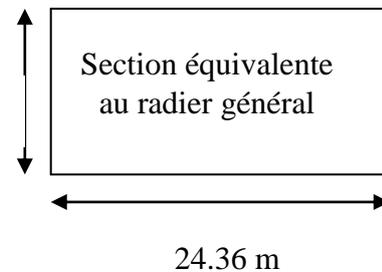
$$Y = \sum Si \times Yi / \sum Si = 11.8 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de section rectangulaire équivalente:**

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 26682.83m^4$$

23.6m

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 28429.06m^4$$



a × b = 574.896 m<sup>2</sup> donc: a =24.36m. et b = 23.6m.

**VII.2.5.4.5. Vérification de la stabilité du radier :**

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente. ( N =0.8G + E )

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les Combinaisons considérées.

	<b>N(KN)</b>	<b>M<sub>x</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>y</sub>(KN.m)</b>	<b>ex(m)</b>	<b>ey(m)</b>	<b>L<sub>x</sub>/4</b>	<b>L<sub>y</sub>/4</b>	<b>Obs.</b>
0.8G + E	61663,81	63604.222	44657.233	1.03	0.72	6.09	5.9	CV

**Tableau VII.1.Résultats de calcul de la stabilité du radier**

- **Diagramme trapézoïdal des contraintes:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{avec :} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

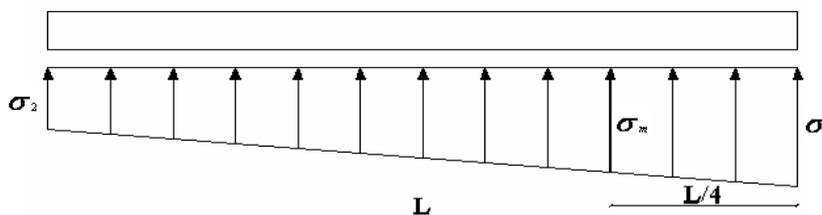
$$S_{rad} = 565.896m^2$$

$$V_x = 12.18 \text{ m}$$

$$V_y = 11.8 \text{ m}$$

	<b>Sens (X-X)</b>	<b>Sens (Y-Y)</b>
<b>N (KN)</b>	61663,81	61663,81
<b>M (KN.m)</b>	63604.222	44657.233
<b>σ 1 (KN/m)</b>	173.99	127.515
<b>σ 2 (KN/m2)</b>	79.93	90.145
<b>σ m (KN/m2)</b>	150.475	118.1725

**Tableau VII.2.Résultats de calcul contraintes sous le radier**



**Fig.VII.3.Contraintes sous le radier**

Sens (X-X) :  $\sigma_m = 150.475(KN/m^2) < \sigma_{sol} = 170 (KN/m^2)$  .....condition vérifiée.

Sens (Y-Y) :  $\sigma_m = 118.1725(KN/m^2) < \sigma_{sol} = 170(KN/m^2)$  .....condition vérifiée.

**VII.2.5.5.ferraillage du radier :**

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de annexe **E3 (B/A/E/L)** pour déterminer les moments

unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

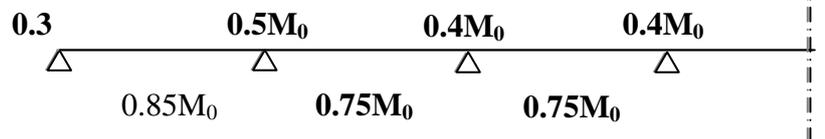
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :



- **Si le panneau intermédiaire :**

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M.$$

- **Si le panneau de rive :**

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$$

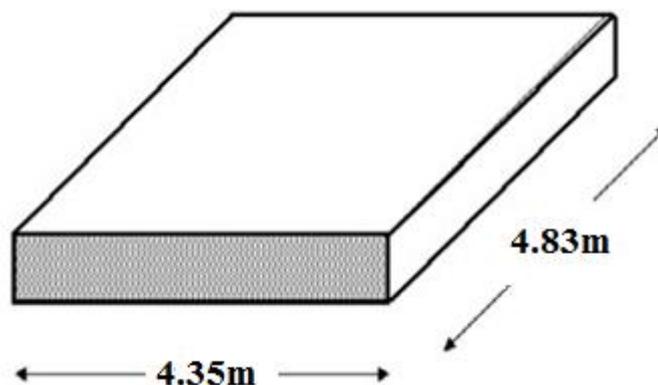
Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement **BAEL91**. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

**Calcul des moments fléchissant :**

ELU :	ELS :
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$S_{rad} = 565.896 m^2$	$S_{ser} = 565.896 m^2$
$q_u = 210.98 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 154.26 \text{ KN/m}^2$

**Tableau VII.3. Calcul des moments fléchissant**

Le plus grand panneau est le panneau du  $4.83 \times 4.35$



**Fig.VII.4. Schéma du panneau le plus sollicité**

➤ **l'ELU** :  $v = 0$  ;  $q_u = 210.98 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 4.35/4.83 = 0.9 > 0.4 \Rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0448$$

$$\mu_y = 0.798$$

donc les moments sont:

$$\mathbf{M_x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0448 \times 210.98 \times 4.35^2 = 178.85 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\mathbf{M_y} = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.798 \times 178.85 = 142.72 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 178.85 = 152.02 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 142.72 = 121.312 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x \Rightarrow 0.3 \times 178.85 = 53.655 \text{ KN.m/ml.}$$

**a- Calcul des armatures:**

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$   
 $d=35\text{cm}$

**Escapement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_i \leq \text{Min}(135\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Etravée = 15cm

Eappui = 15cm

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M (KN.m)</b>	53.655	152.02	53.655	121.312
<b><math>\mu</math></b>	0.0308	0.0873	0.0308	0.0697
<b><math>\alpha</math></b>	0.0406	0.1154	0.0406	0.0907
<b><math>\beta</math></b>	0.984	0.954	0.984	0.964
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.477	13.08	4.477	10.33
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.22	4.22	4.22	4.22
<b>Choix des barres</b>	6HA12	5HA20	6HA12	6HA16
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.79	15.71	6.79	12.06
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15	15

**Tableau VII.4.Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELU**

➤ l'ELS :  $v = 0.2$  ;  $q_s = 154.26 \text{ KN/m}^2$

➤  $\alpha = 4.35/4.83 = 0.9 > 0.4 \Rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0519$$

$$\mu_y = 0.861$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0519 \times 154.26 \times 4.35^2 = 151.495 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.861 \times 150.495 = 130.437 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 151.495 = 128.770 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 130.437 = 110.871 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \Rightarrow 0.3 \times 151.495 = 45.448 \text{ KN.m/ml.}$$

**b- Calcul des armatures:**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M (KN.m)</b>	45.448	128.770	45.448	110.871
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.886	11.0127	3.886	9.413
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.22	4.22	4.22	4.22
<b>Choix des barres</b>	6HA12	6HA16	6HA12	6HA16
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.79	12.06	6.79	12.06
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15	15

Tableau VII.4. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELS

❖ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{210.98 \times 4.35 \times 4.83}{2 \times 4.35 + 4.83} = 241.437 \text{ KN/m}$$

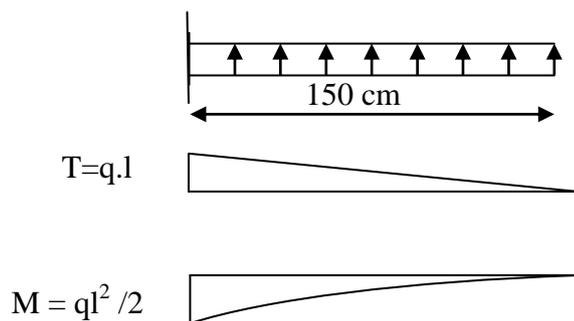
$$\tau_u = \frac{241.437 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0,689 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,689 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

**VII.2.5.6. Etude du débord du radier :**



**Fig.VII.5.Schéma statique du débord**

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 150 cm.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m <sup>2</sup>	qs KN/m
100	70	65	150	210.98	154.26

❖ **l'ELU :**

$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 = 237.352 \text{ KN.m}$

Mu (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$ (m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smin</sub>
237.352	0.007	0.001	0.996	10.535	7.84

**Tableau VII.5. Ferrailage du débord du radier**

❖ **l'ELS**

$M_{ser} = q_{ser} \cdot l^2 / 2 = 173.5425 \text{ KN.m}$

Ms(KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smin</sub>
173.5425	7.788	7.84

Donc  $A_s = \max(A_{su}, A_{sser}, A_{Smin})$ .

$A_s = 10.535 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Donc on choisit armatures longitudinales 7HA14 /ml = 10.78cm<sup>2</sup> avec un espacement 15cm.

Armatures transversales : 10.78/7=1.54 cm<sup>2</sup>

Donc on choisit 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup> avec un espacement 25cm

**- Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau = 0.05.f_c28$$

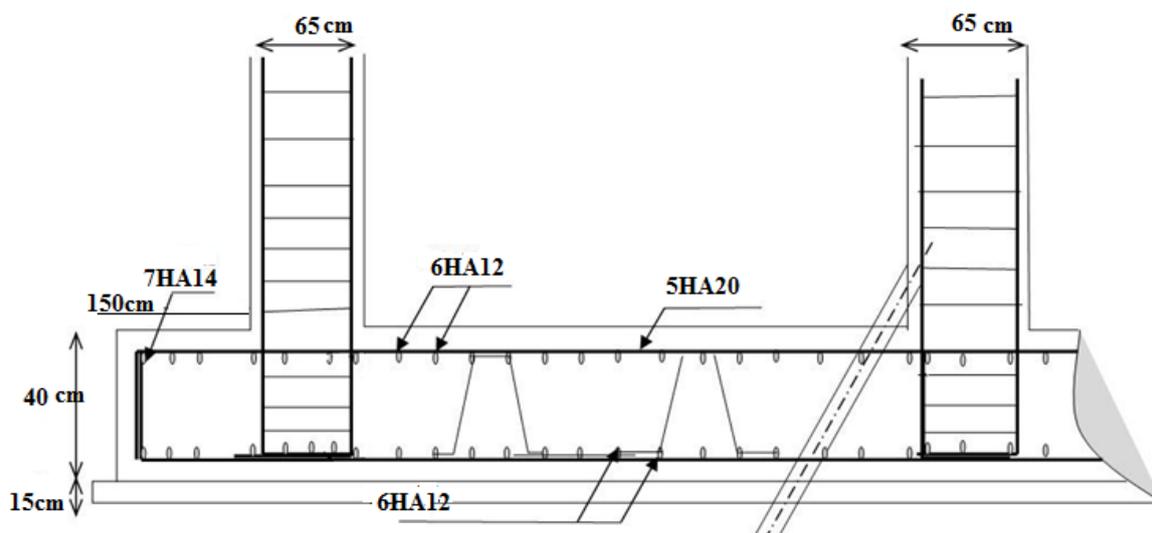
$$\tau_u = V / b0.d$$

$$V_u = q_u \times l / 2 = 210980 \times 1.5 / 2 = 158235 \text{ N}$$

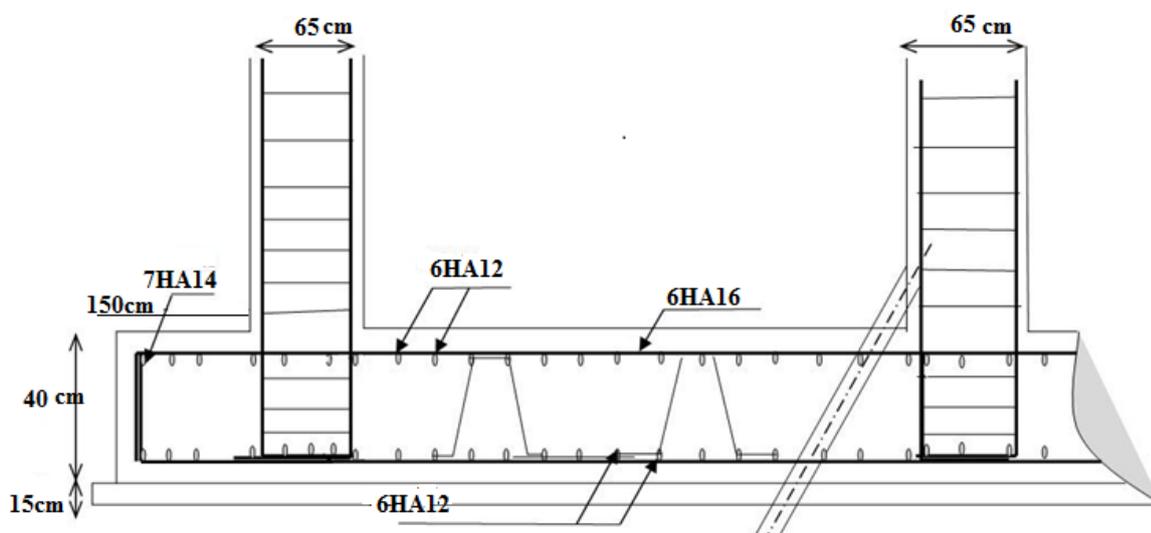
$$\tau_u = 158235 / 1000 \times 650 = 0.24 \text{ MPA}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VII.2.5.7. Schéma du ferrailage :**



**Fig.VII.6.Schéma ferrailage du radier sens X**



**Fig.VII.7.Schéma ferrailage du radier sens Y**

**VII.2.5.8. Etude de nervure :**

**VII.2.5.8.1. Les sollicitations sur les nervures :**

- Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a  $\rho = 0,954 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

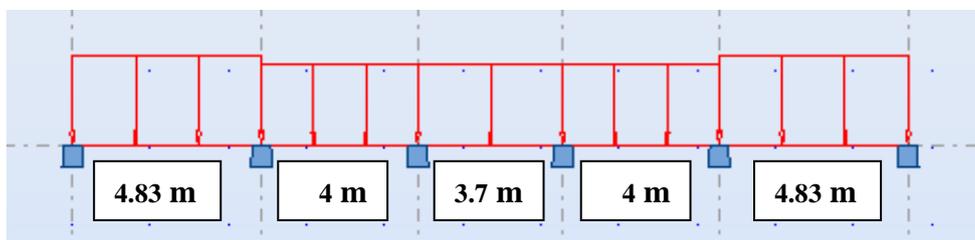
$q_u = 210.98KN / m^2$

$q_s = 154.26KN / m^2$

- Calcul des sollicitations :

**VII.2.5.8.2. Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2011**

**Sens (x-x) :**



**Fig.VII.8. Schéma statique de la nervure sens (x-x)**

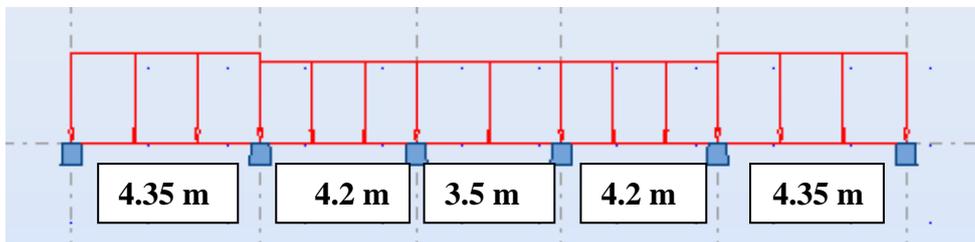
**l'ELU :**

<b>Travée</b>	<b>4,83m</b>	<b>4m</b>	<b>3.7m</b>	<b>4m</b>	<b>4.83m</b>
<b>La charge P (KN/m)</b>	252.38	228.069	224.429	228.069	252.38

**I'ELS:**

Travée	4,83m	4m	3.7m	4m	4.83m
La charge P (KN/m)	180.94	166.75	164.09	166.75	180.94

**Sens (y-y) :**



**Fig.VII.9. Schéma statique de la nervure sens (y-y)**

**I'ELU:**

Travée	4,35m	4.2m	3.5m	4.2m	4.35m
La charge P (KN/m)	252.38	252.54	135.559	252.54	252.38

**I'ELS:**

Travée	4,35m	4.2m	3.5m	4.2m	4.35m
La charge P (KN/m)	184.53	184.64	172.23	184.64	184.53

❖ Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2011**.

A L'ELU:

Sens (x-x) :

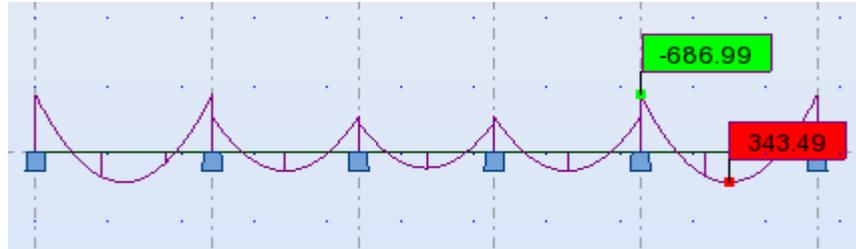


Fig.VII.10. Diagramme des moments fléchissant sens x ELU

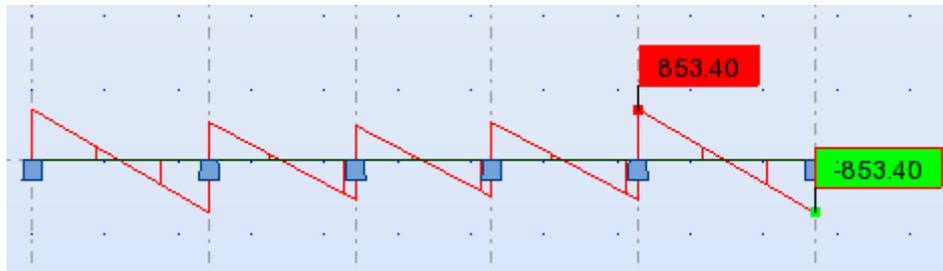


Fig.VII.11. Diagramme des efforts tranchant sens x ELU

Sens (y-y) :

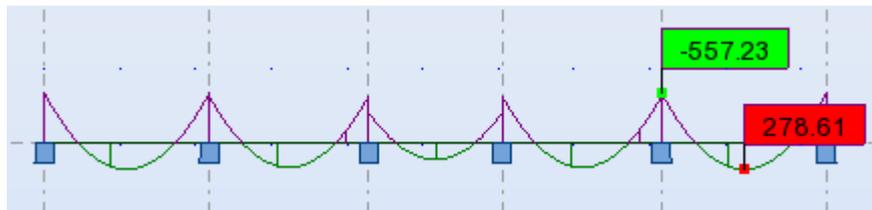


Fig.VII.12. Diagramme des moments fléchissant sens y ELU

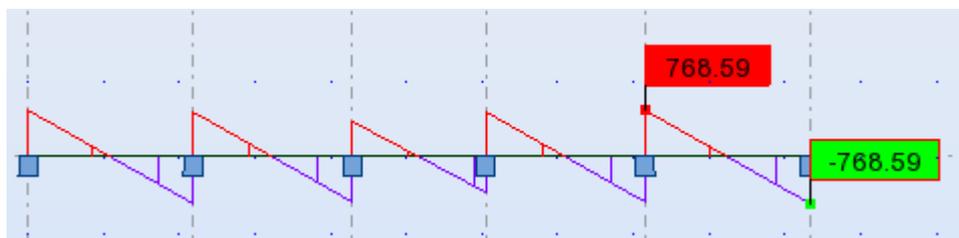


Fig.VII.13. Diagramme des efforts tranchant sens y ELU

A L'ELS :

Sens (x-x) :

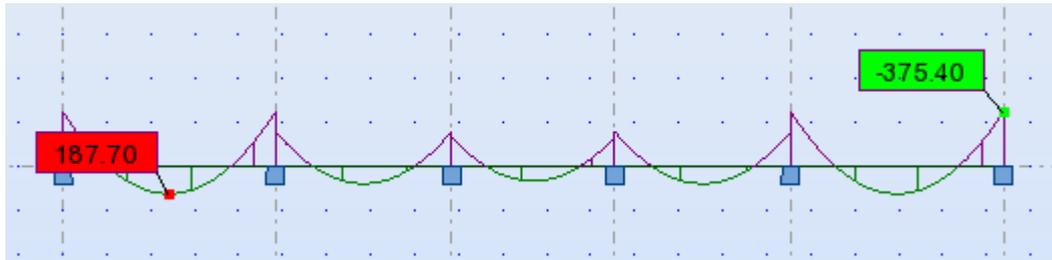


Fig.VII.14. Diagramme des moments fléchissant sens x ELS

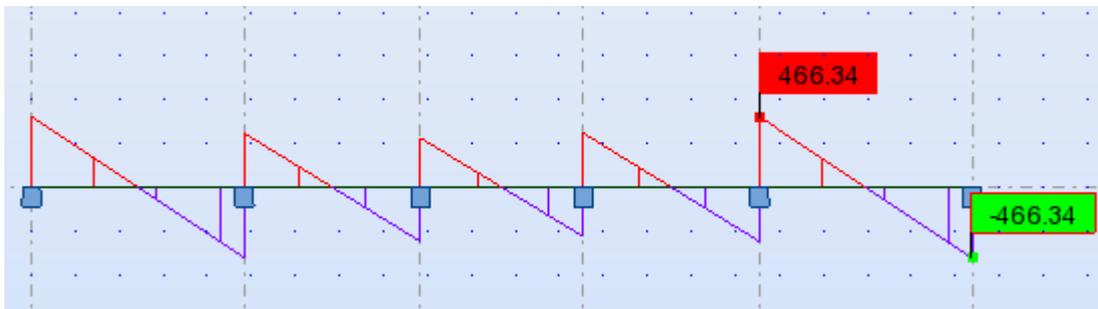


Fig.VII.15. Diagramme des efforts tranchant sens x ELS

Sens (y-y) :

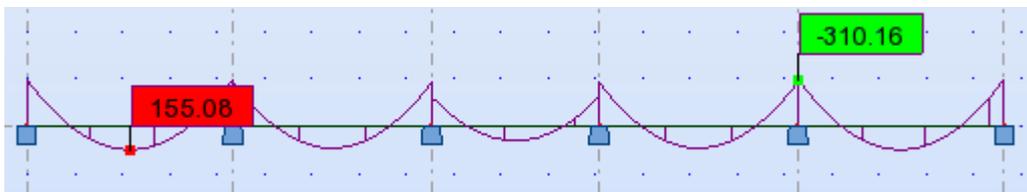


Fig.VII.16. Diagramme des moments fléchissant sens y ELS

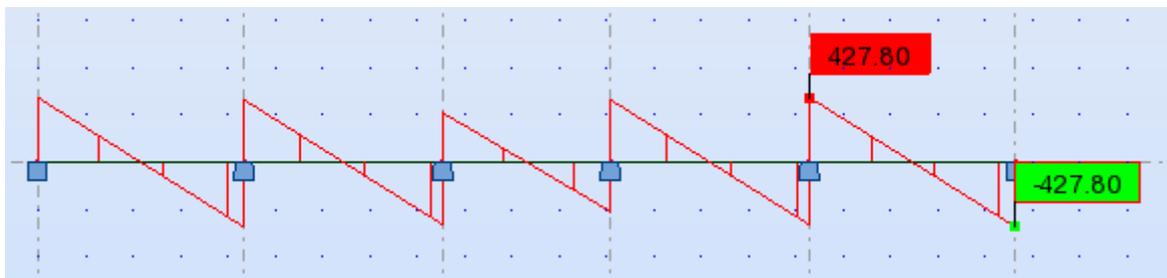


Fig.VII.17. Diagramme des efforts tranchant sens y ELS

**VII.2.5.8.3. Calcul du ferrailage :**

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{70}{10} = 7$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{7}{2} = 4.5$$

- Alors on adopte  $c = 5 \text{ cm.}$

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

- Sens (x-x)

A- En travée :  $M_{uT} = 343490 \text{ N.m}$

B- En appuis :  $M_{app} = 686990 \text{ N.m}$

-  $\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$

Elément	M(N.m)	dt(cm)	b(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	686990	65	65	0.227	0.392	0.3280	0.869	34.69
Travée	343490	65	65	0.113	0.392	0.1517	0.939	16.054

- Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens (y-y)

A- En travée :  $M_t = 278610 \text{ N.m}$

B- En appuis :  $M_{app} = 557230 \text{ N.m}$

-Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	M(N.m)	dt(cm)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	557230	65	0.184	0.392	0.2594	0.898	27.23
Travée	278610	65	0.092	0.392	0.1236	0.951	12.85

- **Condition de non fragilité** : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.924 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale de RPA** :

$$ARPA = 0.5\% b.h = 17.5 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif des résultats** :

➤ **Sens (x-x)** :

Elément	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	34.69	3.924	3.5	17.5	34.69	<b>8HA25=39.27</b>
<b>Travée</b>	16.054	3.924	3.5	17.5	34.69	<b>8HA25=39.27</b>

➤ **Sens (y-y)** :

Elément	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	27.23	3.924	3.5	17.5	27.23	<b>2HA25+6HA20=28.67</b>
<b>Travée</b>	12.85	3.924	3.5	17.5	27.23	<b>2HA25+6HA20=28.67</b>

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

➤ **Sens X-X:**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{70}{490} = 0.14 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{70}{430} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens X-X:**

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{70}{483} = 0.144 > \frac{0.75M_o}{10M_o} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y:**

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{70}{435} = 0.16 > \frac{0.75M_o}{10M_o} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens X-X:**

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{39.27}{65 \times 65} = 0.00929 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{28.6}{65 \times 65} = 0.00676 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

➤ **Sens X-X :**

$$T_{\max}^u = 853400N.$$

$$\tau = \frac{853400}{650 \times 650} = 2.01 \text{ MPa}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$T_{\max}^u = 768590N.$$

$$\tau = \frac{768590}{650 \times 650} = 1.819 \text{ MPa}$$

**-la fissuration est préjudiciable :**

➤ **Sens X-X/Y-Y :**

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:: BAEL91 (A.7.2, 2)**

$\phi_t$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{700}{35}; 20_l; \frac{650}{10}\right)$$

$$\implies \phi_t = (20\text{mm} ; 20\text{mm} ; 65\text{mm})$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA 99 : ( 7.5.2)**

➤ **Sens X-X/Y-Y :**

“ RPA99 v 2003” [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l, 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,19 \\ \bullet S_t \leq 17.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \Rightarrow S_t \leq 20cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :  $L = 2 \times h = 140cm$

➤ **la quantité des armatures transversales :**

**BAEL 91 (art .A.5.1) :**

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 65 \times \frac{15}{235} = 1,6595$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3f_{e28})}{0.8f_e} .$$

➤ **Sens (xx)**  $\Rightarrow A_t \geq \frac{65 \times 15 \times (2.01 - 0.3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 7.15 \text{ cm}^2$

➤ **Sens (yy)**  $\Rightarrow A_t \geq \frac{65 \times 15 \times (1.819 - 0.3 \times 2,1)}{0.8 \times 235} = 6.166 \text{ cm}^2$

**RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 65 = 2,925 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL} , A_t^{RBA} ) \Rightarrow A = 6.166 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 8\varphi 10 = 6.28 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Armature de peau BAEL 91 (art .A.8.3) :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a  $3 \text{ cm}^2 / m$  pour les armatures de peau

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / m \times 0.7 = 4.28 \text{ cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc on prend : **4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

**VII.2.5.8.4. Présentation de ferrailage :**

**VII.2.5.8.4.1. Ferrailage des nervures :**

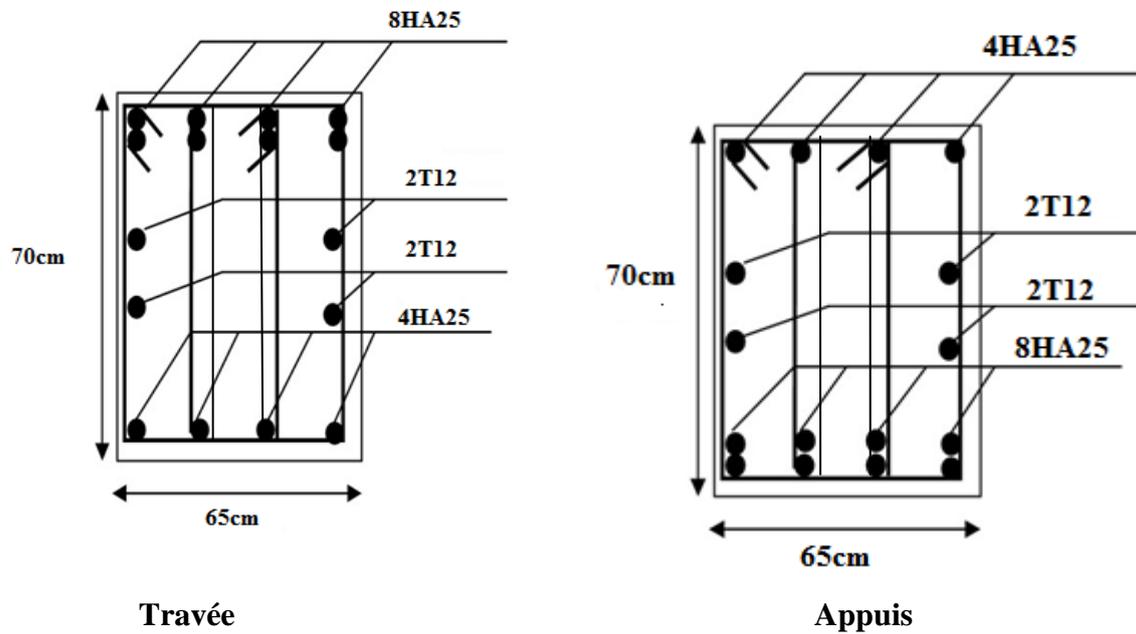


Fig.VII.18. des nervures (sens x-x).

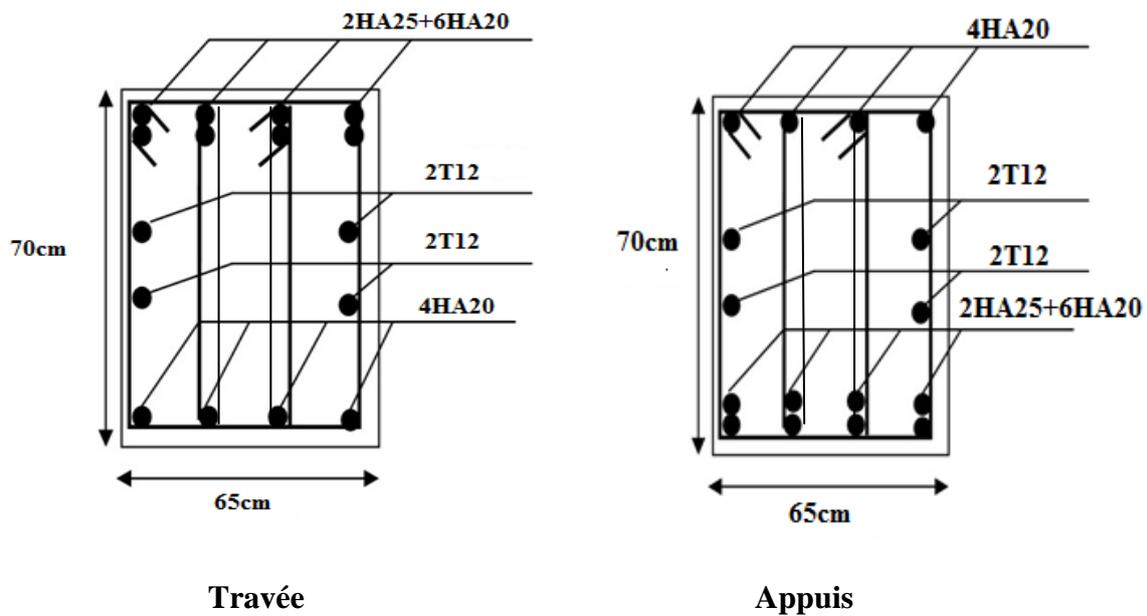
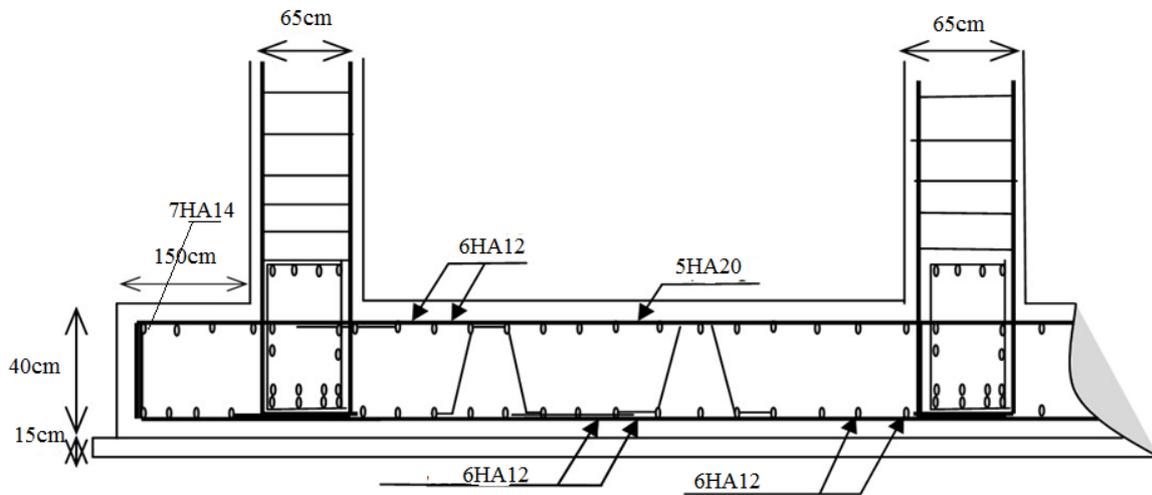
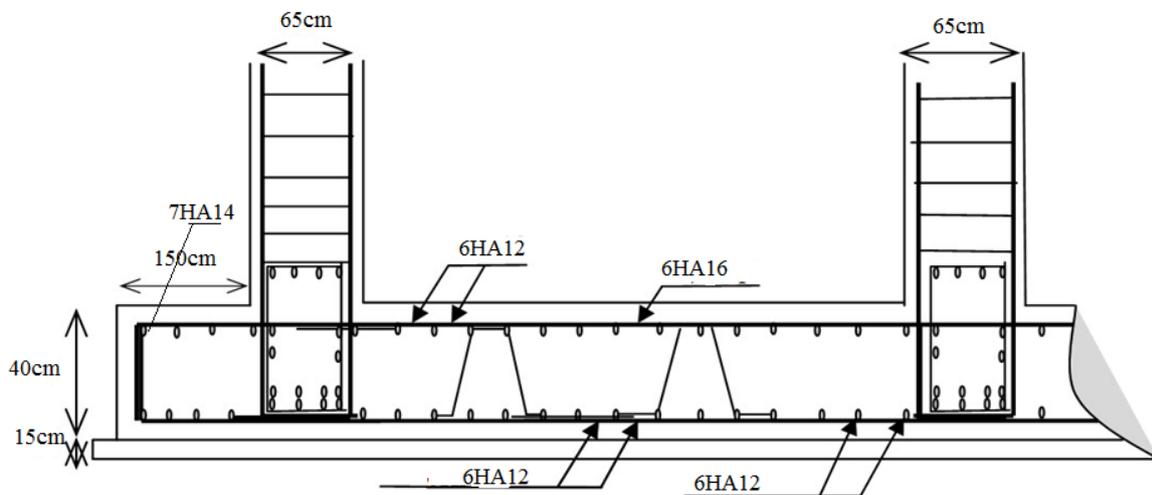


Fig.VII.19. des nervures (sens y-y).

**VII.2.5.8.4.2. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures:**



**Fig.VII.20. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures sens X**



**Fig.VII.21. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures sens Y**

# Conclusion générale :

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre sujet de fin d'études sous le thème «**Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation R+15** » nous a permis de conclure ce qui suit :

Il y a lieu de noter la grande difficulté existante pour la réalisation de ce genre de structure (petite surface et une grande hauteur).

Ce projet d'étude nous à été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique, pour ce qui est de la structure des bâtiment en béton armé les recherches effectués nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiment, bien que les calculs au états limites prennent en charge d'une manière beaucoup plus fine et homogène cependant il reste à l'ingénieur de compléter sa mission par :

- Une bonne conception parasismique de la structure de l'ouvrage.
- Les conditions économiques sont souvent liées à la simplicité de la conception.

Nous avons choisi les logiciels Robot 2011 pour les multiples avantages comme (la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution) malgré ça nous ne pouvons nous en passer du calcul manuel.

*« En fin nous espérons que ce projet (mémoire), qu'il soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour qui s'intéresse à la matière. »*

# Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

## \* REGLEMENTS :

- ➔ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne..
- ➔ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ➔ **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire.
- ➔ **RNV99** : Règlement Neige et Vent 99

## \* COURS :

- ➔ Béton armé.....U M<sup>ED</sup> KHAIDER.
- ➔ Résistance des matériaux..... U M<sup>ED</sup> KHAIDER.

## \* LOGICIELS :

- ➔ AUTOCAD 2009.....Dessin.
- ➔ ROBOT 2011.....Modélisation
- ➔ WORD Office 2007 .....Traitement du texte.