

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+12
implanté dans la wilaya de Biskra**

Nom et Prénom de l'étudiant :
BEHNAS Abderrahim

Encadreur : **Dr. ZINE Ali**

Année universitaire : 2019 - 2020

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+12), implanté à la wilaya de BISKRA. Cette région est classée en zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA93, B.A.E.L91 modifié 99, BAEL83, RNV99). Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, balcon, et plancher, ...) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURE ANALISYS 2019. On terminera notre travail avec une conclusion générale.

المخلص:

هذا المشروع يتمثل في بدراسة موجهة للاستعمال السكني متكونة من (اثنتي عشر طابق+طابق ارضي) والتي تم إنشاؤها في مدينة بسكرة المصنفة ضمن المناطق ضعيفة الزلازل حسب النظام الجزائر RPA99 V 2003 في هذه المذكرة استعملنا القوانين التالية: (RPA99 V 2003, BAEL91, RNV 99).

في هذا العمل درسنا الوصف العام للمشروع بعرض خصائص المواد، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل، وانحدار الأحمال، وحساب العناصر الرئيسية والثانوية (العوارض، السلالم، البالكون، والأرضية، وما إلى ذلك) وأخيرًا دراسة ديناميكية للبنية باستخدام برنامج اوتوداسك ريبوت 2019. وسننهي العمل بخاتمة عامة.

Remerciements

Tout d'abord je remercie avant tous, Allah le tout puissant qui m'a donné le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à ma formation durant tous les cycles.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire Mr ZINE Ali. Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Je porte avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Je ne saurai oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A toi mon grand père, ceci est ma profonde gratitude pour ton éternel amour, que ce travail soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir.

A mes très chers frères, sœur et mes nièces.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

Enfin à tous mes amis(es).

BEHNAS Abderrahim

Table des matières

Résumée	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Sommaire	IV
Liste des symboles	V
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VII
Les plans	VII

Chapitre I : Définitions et généralités

I.1: Introduction	02
I.2 : Présentation de L'ouvrage	02
I.3 : Eléments constituant la construction.....	02
I.4 : Hypothèse de calcul	03
I.5 : Règles de calcul	03
I.6: Les Caractéristiques des matériaux.....	04

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge.

II.1 : Introduction.....	07
II.2 : Pré-dimensionnements des éléments.....	07
II.2.1 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires	07
II.2.2 : Pré dimensionnement des éléments principaux.....	12
II.2.3 : Conclusion	16
II.3 : Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation	17

II.3.1 : Introduction	17
II.3.2 : Les charges.....	17
II.4 : Conclusion.....	22
II.5 : Descente des charges.....	23
II.5.1 : Vérification de la section de poteau	26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1: Introduction.....	43
III.2: Etudes du plancher.....	43
III .2.1 :Introduction	43
III .2.2 :Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge)	43
III .2.3 :La méthode de calcul de poutrelles	44
III .2.4 :Calcul des moments	44
III .2.5 :Etude de plancher	45
III.3 :Calcul du ferrailage	50
III.3.1 :Les caractéristiques géométriques des poutrelles	50
III.3.2 : Calcul des armatures longitudinales.....	50
III.4 : Présentation du ferrailage.....	55
III.5 : Calcul de l'escalier	56
III.5.1 : Définition	56
III.5.2 : Etude de l'escalier	56
III.5.3 : Ferrailage	58
III.5.4: Présentation ferrailage d'escalier.....	63
III.6 : Calcul de la poutre palière.....	63
III.6.1 : Introduction	63
III.6.2 : Pré-dimensionnement.....	64
III.6.3 : Évaluation des charges	64
III.6.4 : Calcul de la poutre à la flexion	64
III.6.5 : Calcul de ferrailage	65

III.6.6 : Dessin de ferrailage de la poutre palière	68
---	----

Chapitre IV: Etude Dynamique.

IV.1 : Introduction	80
IV.2 : Choix de la méthode de calcul	80
IV.2.1: Méthode statique équivalente.....	80
IV.2.2 : La méthode d'analyse modale spectrale	81
IV.2.3: Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	81
IV.2.4 : Spectre de réponse de calcul	81
IV.3: Estimation de la période fondamentale de la structure	83
IV.4:Analyse de la structure	84
IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires ...	84
IV.4.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.....	89
IV.4.3 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	90
IV.4.4 : Vérification les déplacements.....	92
IV.4.5 : Caractéristique géométrique et massique	93
IV.4.6: Justification de l'effort P- Δ	95
IV.4.7: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	96
IV.4.8: Justification de la largeur du joint sismique.....	98
IV.4.9 : Effet du vent.....	100

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Introduction	98
V.2 : Combinaisons des charges	98
V.3 : Ferrailage des poteaux	98
V.3.1 : Introduction	98
V.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003	99
V.3.3 : Calcul de ferrailage	100
V.4.Ferrailage des poutres	110

V.4.1.Introduction	110
V.4.2. Combinaisons des charges	110
V.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003	110
V.5. Ferrailage de voile plein	119
V.5.1 : Introduction	119
V.5.2:Types d'armatures	119
V.5.2.1:Armatures verticales	119
V.5.2.2 : Aciers horizontaux	119
V.5.2.3 : Règles communes	119
V.5.2.4 : Armatures transversales	120
V.5.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales	120
V.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)	120
V.5.5.Calcul de la section d'armature	121
V.5.5.1. Ferrailage vertical	121
V.5.6 : Calcul de la section des armatures	123
V.5.6 .1 : Armatures verticales	123
V.5.6.2 : Armature verticale minimale	126
V.5.6.3 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales	127
V.5.6.4. L'espacement	127
V.5.6.5. Choix d'armature	127
V.5.6.7. Armatures horizontales :	128
V.5.6.8. Globalement dans la section du voile	128
V.5.6.8.2. Les Armatures Transversal	128
V.5.6.8.3 .Vérification de contrainte de compression	128
V.5.6.9. Ferrailage des voiles	128

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	130
VI.2 : Différents types de fondations	130

VI.2.1 : Choix de type de fondation	130
VI.2.2: Combinaison d'action	130
VI.3 : Calcul des fondations	131
VI.3.1 : Etude géotechnique	131
VI.3.2 : Calcul la section des semelles	131
VI.4 : Radier général	132
VI .4.1: Pré dimensionnement du radier	132
VI.4.2: Calcul de la surface du radier	134
VI.4.3 : Vérification de la surface du radier	134
VI.4.4 : Vérifications diverses	135
VI.4.4.1 : Vérification au poinçonnement	135
VI.4.4 .2 : Vérification de la stabilité du radier	136
VI.4.5 : Caractéristiques géométriques du radier	136
VI.4.5.1: Vérification de stabilité	137
VI.4.5.2: Vérification de la stabilité du radier	137
VI.5 : Ferrailage du radier	138
VI.5.1 : Méthodes de calcul	138
VI.5.2 : Calcul des moments fléchissant	139
VI.5.3 : Calculs des armatures	140
VI.5.4 : Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)	142
VI.6 : Ferrailage des nervures	144
VI.6.1 : Calcul les charges revenant à la nervure	144
VI.6.2: Calcul des sollicitations	145
VI.6.3 : Calcul du ferrailage	145
VI.6.4 : État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)	146
VI.6.5: Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)	147
VI.6.6 : Espacement des armatures transversales : RPA 99.....	147
VI.6.7: Armatures transversales minimales	147
VI.9.La dalle flottante	148

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section
Comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

C : Cohésion du sol.

γ : poids volumique.

Comb (com) : combinaisons.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1: Diagramme déformation-contrainte de l'acier.....	04
---	-----------

Chapitre II

Figure II.1 : Schéma de l'acrotère.....	07
Figure II.2 : Schéma dè plancher corps creux.....	08
Figure II.3 : Schéma de dalle pleine reposant sur 4 appuis.....	09
Figure II.4 : Schéma des escaliers.....	10
Figure II.5 : Schéma statique de l'escalier EC.....	11
Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier RDC.....	12
Figure II.7 : Dimensions de la poutre principale.....	13
Figure II.8 : Dimensions de la poutre secondaire.....	14
Figure II.9 : Schéma de poutre (coupe 1-1)	15
Figure II.10 : Dimensions du poteau.....	15
Figure II.11: Schéma de voile.....	16
Figure II.12 : Schéma de l'acrotère.....	17
Figure II.13 : Plancher terrasse.....	17
Figure II.14 : Plancher étage courant.....	18
Figure II.15 : Schéma de paillasse.....	20
Figure II.16 : Schéma de palier.....	20
Figure II.17 : Schéma du mur extérieur	21
Figure II.18 : Surface afférente.....	23
Figure II.19 : Surface afférente.....	23

Chapitre III

Figure III.1 : schéma statique des différents types de ferrailage plancher.....	55
Figure III.2: Schéma de volée de l'escalier RDC.	56
Figure III.3 : schéma statique de volée	57
Figure III.4 : Diagramme de moment et l'effort tranchant.....	58

Figure III.5 : Section à ferrailer.....	58
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	63
Figure III.7 : schéma statique de la poutre palière	64
Figure III.8 :Diagramme de moment.....	64
Figure III.9 : Schéma de torsion de la poutre palière.....	66
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	68
Figure III.11 : le schéma des efforts.....	70
Figure III.12 : Section à ferrailer.....	70
Figure III.13 : Schéma ferrailage de l'acrotère.....	73
Figure III.14 : Schéma statique.....	74
Figure III.15 : Section ferrailer.....	75
Figure.III.16 : Ferrailage de la console	78

Chapitre IV

Figure IV.1 : Variante n°01 d'un voile.....	84
Figure IV.2 : Disposition finale des voiles.	86
Figure IV.3 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=80 s)	87
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.69 s)	88
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T=0.42s)	88

Chapitre V

Figure V.1 : Schéma des poteaux.....	105
Figure V.2 : Schéma des poteaux.....	110
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	114
Figure V.4 : section de Poutre .P.....	116
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	119
Figure V.6 : section de Poutre .S.....	120
Figure V.7 : Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.....	123
Figure V.8 : Schéma de section entièrement tendue.	126
Figure .V.9 : Organigramme de flexion composée.....	127
Figure V.10 : Les contraintes dans le voile.	131
Figure V.11 : Coupe de ferrailage du voile.....	133

Chapitre VI

Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	132
Figure VI.2 : Schéma statique du débord du radier.....	142
Figure VI.3 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.....	144
Figure.VI.4 .Diagramme des moments fléchissant 'ELU'.....	145
Figure VI.5 : Diagramme des efforts tranchant.....	145
Figure VI.6 : Diagramme des moments fléchissant 'ELS'.....	146
Figure.VI.7 : Schéma du ferrailage (travée).....	149
Figure.VI.8 : Schéma du ferrailage (appuis).....	150
Figure.VI.9 : Schéma du ferrailage de radier.....	150
Figure.VI.10 : Ferrailage de la longrine.....	152
Figure.VI.11 : Schéma de la dalle flottante.....	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tab II.1: Les sections des poutres sont résumées.....	14
Tab.II.2 : Conclusion du pré dimensionnement.....	16
Tab.II.3 : Charge de l'acrotère.....	17
Tab.II.4 : Charge de plancher terrasse.....	18
Tab.II.5 : Charge de plancher étage courant.	18
Tab.II.6. : Charge de plancher dalle pleine.....	19
Tab.II.7 : Charge permanente et surcharge de balcon terrasse.....	19
Tab.II.8 : Charge permanente et surcharge de balcon étage courant.....	19
Tab.II.9 : Charge de pailleasse.	20
Tab.II.10 : Charge de palier.....	21
Tab.II.11 : Charge permanente et Surcharge de murs extérieurs de balcon.....	21
Tab.II.12 : Charge permanente du mur double cloison.....	22
Tab.II.13 : Conclusion.....	22
Tab.II.14 : Descente des charges de poteau.....	24
Tab.II.15.Récapitulatif des résultats.....	27
Tab.II.16. Vérification.....	27

Chapitre III

Tab III.1: Calcul de la charge "P" à L'ELU et L'ELS.....	44
Tab.III.2 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 1(EC).....	45
Tab.III.2 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 2 (EC)	46
Tab.III.3 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 3(EC)	46
Tab.III.4: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 1(EC)	46
Tab.III.5: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 2(EC)	47
Tab.III.6: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 3(EC)	47
Tab.III.7: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 1 (terr)	47
Tab.III.8: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 2(terr)	48

Tab.III.9: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 3 (terr)	48
Tab.III.10: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 1 (terr)	48
Tab.III.11: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 2 (terr)	49
Tab.III.12: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 3 (terr)	49
Tab.III.13: Résultats des moments max plancher étage courant.	49
Tab.III.14: Résultats des moments max plancher terrasse.	50
Tab.III.15 Récapitulatif des résultats	51
Tab.III.16 : Récapitulatif du ferrailage	51
Tab.III.17 : Combinaison des charges	57
Tab.III.18 : Moments et Effort Tranchants.	57
Tab.III.19 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	58
Tab.III.20 : calcul de la section des armatures.	59
Tab.III.21 : vérification de la contrainte.....	59
Tab.III.22 : Armatures longitudinales.....	59
Tab.III.23 : Armatures de répartitions.....	60
Tab.III.24 : Moments et Effort Tranchants	64
Tab.III.25 : Armatures longitudinales.....	65
Tab.III.26 : Vérification de la contrainte.....	65
Tab.III.27 : Armatures Longitudinale choisi.....	65
Tab.III.28 : Choix ferrailage.....	67
Tab.III.29: sollicitations.....	75
Tab.III.30: Les combinaisons.....	75
Tab.III.31: Vérification à l'ELS.....	76

Chapitre IV

Tab.IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.	82
Tab.IV.2 : Valeurs de ξ (%).....	82
Tab.IV.3 : Valeurs des pénalités P_q.....	83
Tab.IV.4 : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1.....	85
Tab.IV.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	86
Tab.IV.6 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	88
Tab.IV.7 : les résultats des forces sismiques.....	90

Tab.IV.8: Vérification.....	90
Tab.IV.9 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x.....	91
Tab.IV.10 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y.....	92
Tab.IV.11: Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	93
Tab.IV.12 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	95
Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ pour le sens x.....	95
Tab.IV.14 : Vérification de l'effet P-Δ pour le sens y.....	96
Tab.IV.15: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	97
Tab.IV.16: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)	98

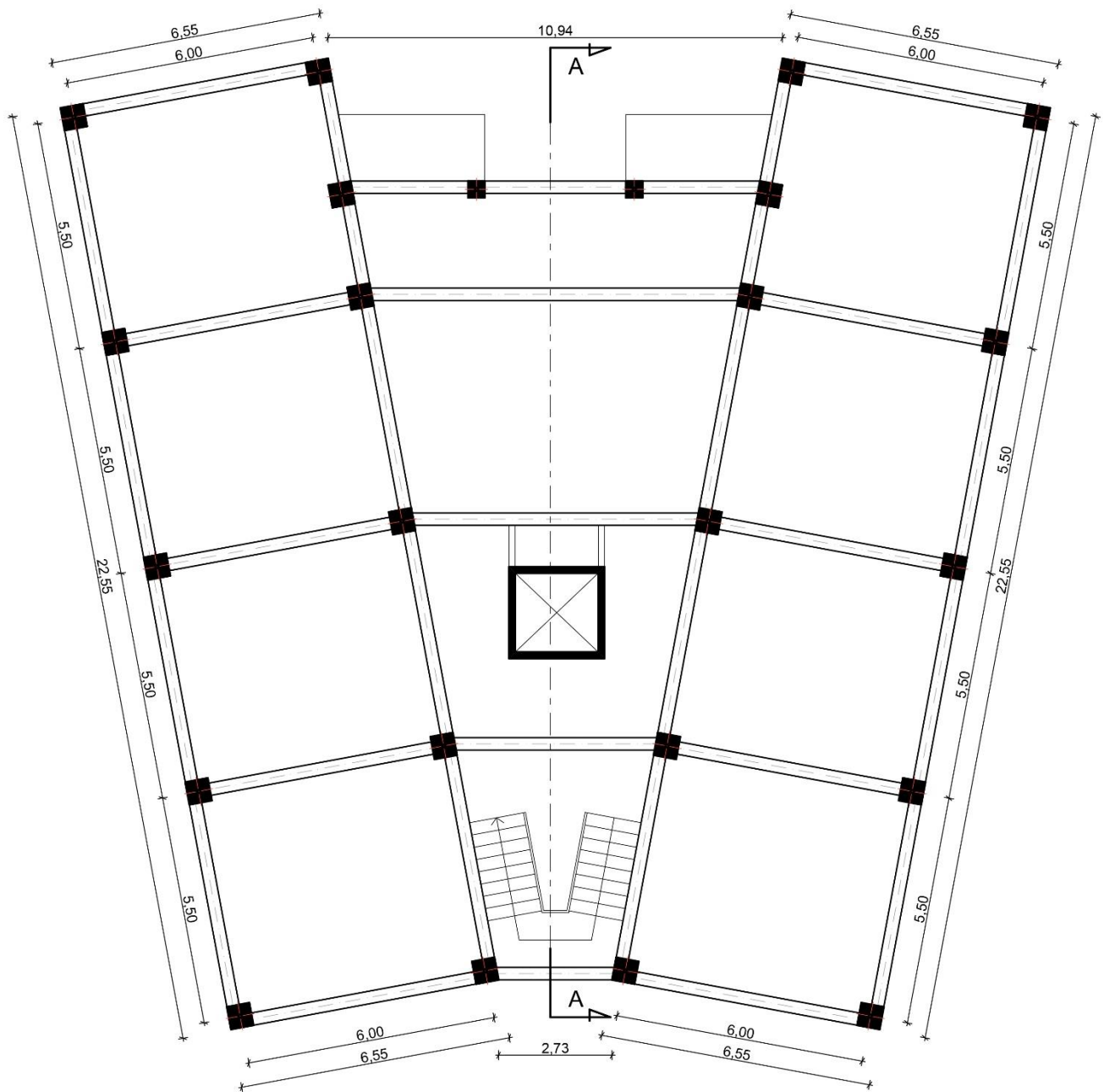
Chapitre V

Tab.V.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	104
Tab.V.2. résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	106
Tab .V.3. Les vérifications des sections.....	110
Tab .V.4 .Le choix des sections.....	110
Tab.V.5 Résumé des efforts et des moments pour chaque combinaison.....	113
Tab .V.6 .Le choix des sections.....	119
Tab.V.7. Résumé des efforts et moments pour chaque combinaison	119
Tab .8. Le choix du ferrailage.....	123
Tab.V.9 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	127
Tab .V.10 : Armatures des voiles	132

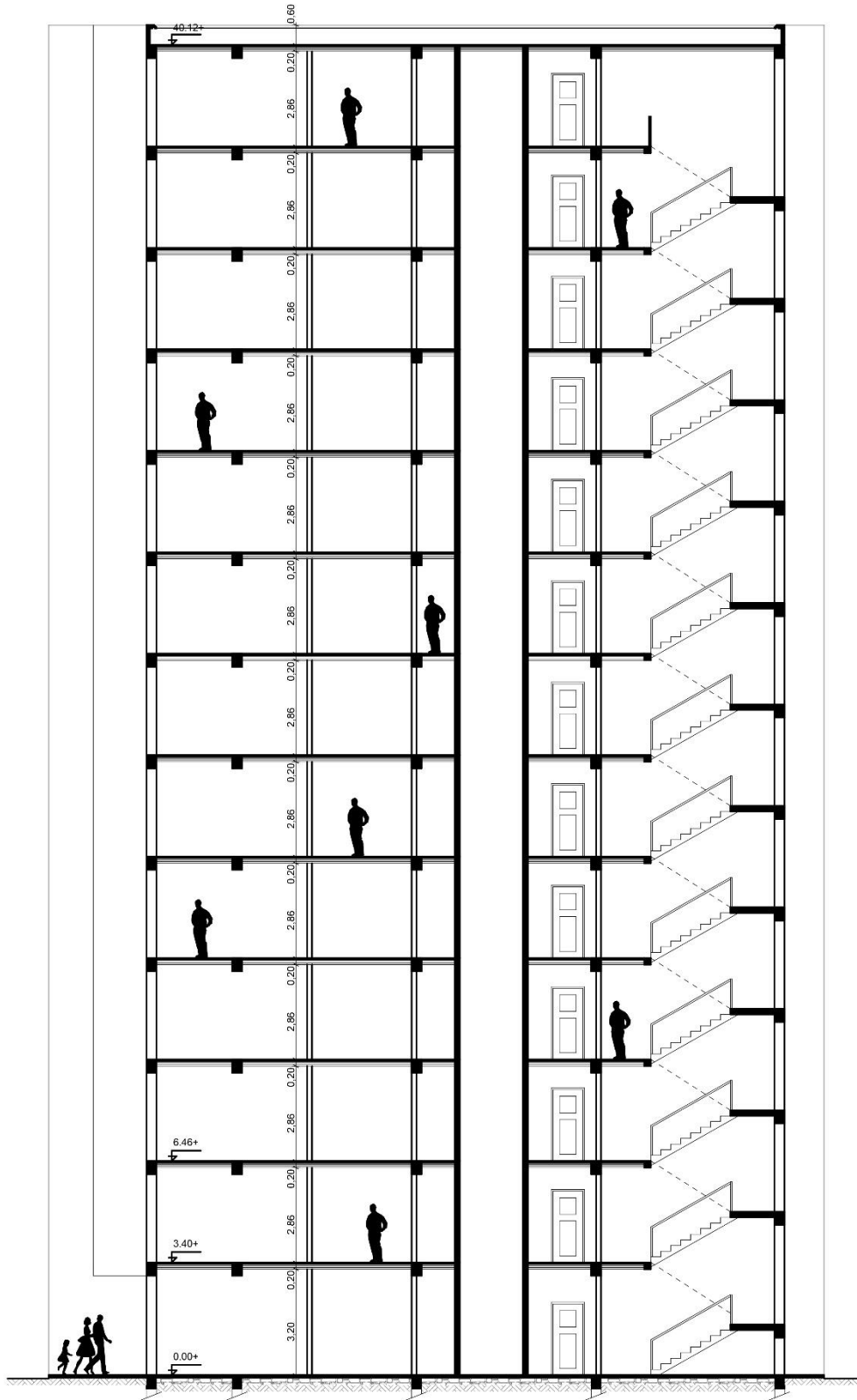
Chapitre VI

Tab.VI.1 : Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS.....	137
Tab .VI.2 : La stabilité du radier sous	140
Tab.VI.3 : Vérification des contraintes des fondation.....	141
Tab.VI.4 : Calcul des moments fléchissant.....	142
Tab.VI.5: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU)	142
Tab.VI.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)	143
Tab.VI.7: Résultats des moments sur appui et en travée(ELS)	144
Tab.VI.8: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)	144
Tab.VI.9. Sollicitations sur la nervure	146
Tab.VI.10:Les résultats des sections des armatures nervurent.....	147

Les plans



Plan de structure



Coupe A-A

Chapitre I :

Définitions et généralités

Chapitre I : Définitions et généralités

I.1 : Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure

I.2 : Présentation de L'ouvrage:

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+12+2SS** à usage d'habitation au groupe d'usage 2 .Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **Biskra** qui est classée comme zone de faible sismicité (**Zone I**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).Le site est considéré comme un site meuble de catégorie S3.

➤ Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

Longueur	22.55 m
Largeur	24.04 m
Hauteur RDC	3.40 m
Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur du sous sol	3.00m
Hauteur total du bâtiment	40.12 m

I.3 : Eléments constituant la construction:

a) Les planchers :

La plancher du bâtiment, est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

b) La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

c) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

d) Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

e) **Les balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

f) **La maçonnerie** : Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

g) Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe pour le sol.
- Mortier pour les murs.

I.4 : Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa

I.5 : Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.6: Les Caractéristiques des matériaux:

➤ Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

➤ L'acier :

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

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique F_e .

➤ Contrainte limite de l'acier :

• Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

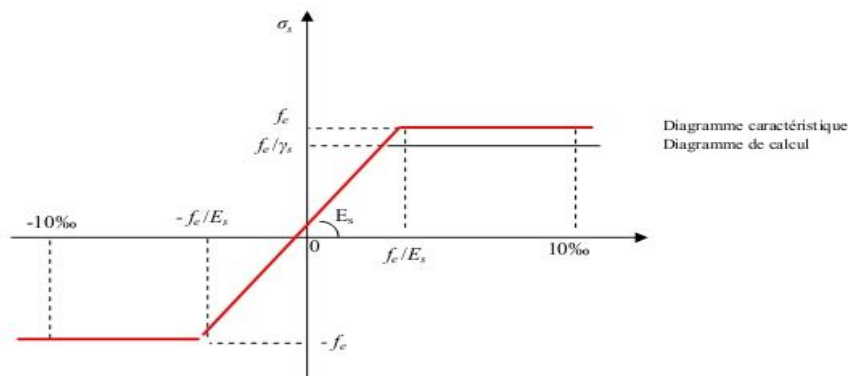


Figure I.1 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

F_e : limite élastique de l'acier.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

- **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- **Fissuration peu nuisible** : (cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts).
Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant $\bar{\sigma}_s$.
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\eta)$ (MPa)
- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1 : Introduction:

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du BAEL91 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.2 : Pre-dimensionnements des elements :

II.2.1 : Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

➤ L'acrotère :

❖ Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courant.

❖ Dimensionnement :

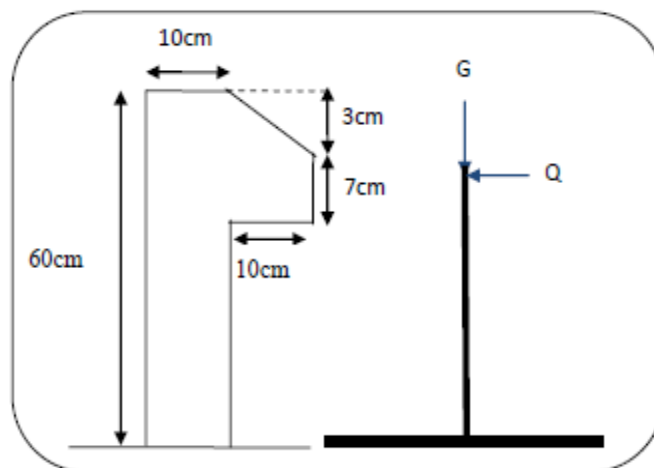


Figure II.1: Schéma de l'acrotère

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

✓ Charge:

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ daN/ml}$

$$G = 183.25 \text{ daN/ml}$$

➤ Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 100 daN/m.

$Q \times 1m = 1 \text{ daN/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible).

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

➤ Les planchers :

• Planchers à Corps Creux :

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

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

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelles ($L = 5.00 \text{ m}$). entre axe on prendre entre noueds

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 22.22 \text{ cm.}$$

Soit $h_t = 22.22 \text{ cm}$ (20+5).

-Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

-Le hourdis choisit est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 50 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes

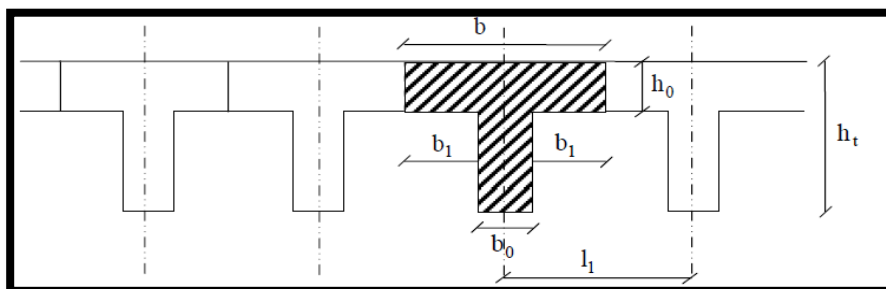


Figure 1I.2 Schéma d'un plancher corps creux

- **Planchers dalle pleine:**

- Définition :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e . On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Critère de résistance**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur reposant un seul appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle reposant sur deux appuis.

$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle reposant sur 4 appuis et 3 appuis,

- **Critère de coupe –feu**

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

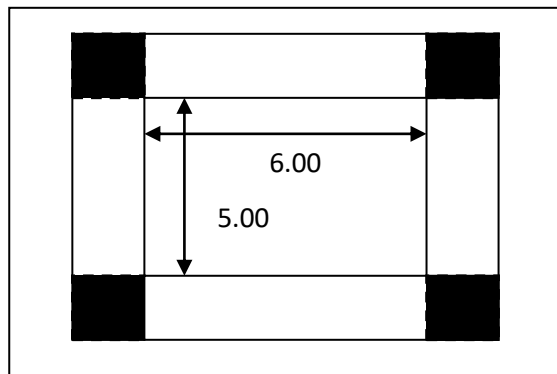
Avec : e = épaisseur de la dalle.

- **Isolation phonique**

$e \geq 13\text{ cm}$

Dans ce projet on distingue un seul type de dalle pleine.

- **Dalle sur 4 appuis**



FigureII.3 :Schéma de dalle pleine reposant sur 4 appuis

On a : $L_x = 5.00\text{ m}$

$L_y = 6.00\text{ m}$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \leftrightarrow \frac{500}{50} \leq e \leq \frac{500}{40}$$

$$10,00\text{ cm} \leq e \leq 12,50\text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e = 12\text{ cm}$ comme pré-dimensionnement.

➤ Balcons:

- * balcon est constitué d'une dalle pleine.
- * Il y a un seul type de balcon.
- * une dalle pleine encastrée dans un seul côté et libre dans les autres côtés.
- * L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e \leq L/20 \Rightarrow \text{on a : } L = 3.50\text{m}$$

$$\text{On prend une épaisseur de : } 18\text{cm. } e \geq \frac{350}{20} = 17,5\text{cm}$$

➤ Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

1. Dimensionnement :

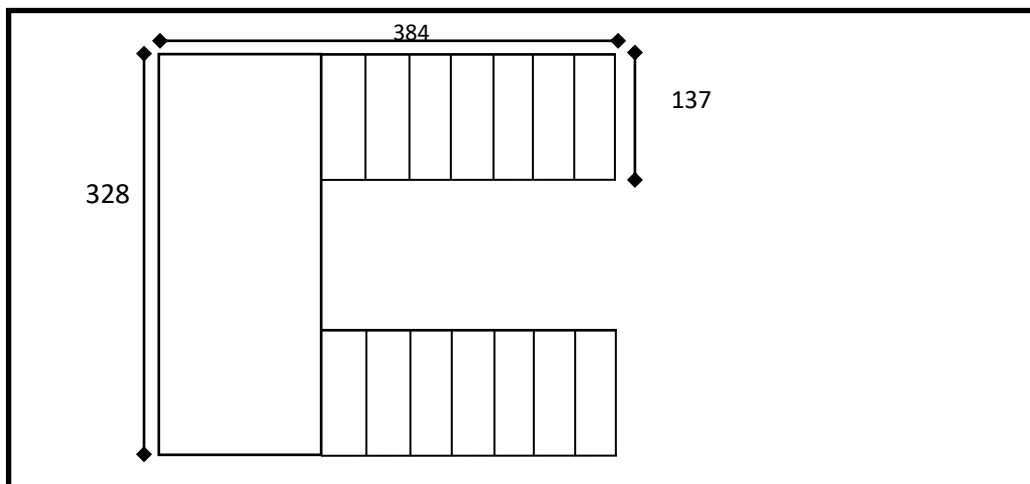


Figure II.4: Schéma des escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec :

h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm.

g : largeur de marche (giron) de 24 à 32cm.

Pratiquement:

La hauteur h : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

Au prend : $h=17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

Donc: $60 \leq g+2h \leq 66$

Le nombre de contre marche:

* Hauteur d'étage: $H = 306$ cm.

* Hauteur RDC : $H = 340$ cm.

* Dimension de giron: $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$

* Hauteur de la contre marche: $16\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$

* Nombre de contre marches

- Le nombre des contres marches EC : $n = \frac{H/2}{h}$

$$n = \frac{306/2}{17} = 9$$

-Le nombre des contres marches RDC : $n = \frac{H/2}{h}$

$$= \frac{340/2}{17} = 10$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse EC:

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = L' + L_{\text{palier 1}}$$

$$L = L' + L_{\text{palier 2}}$$

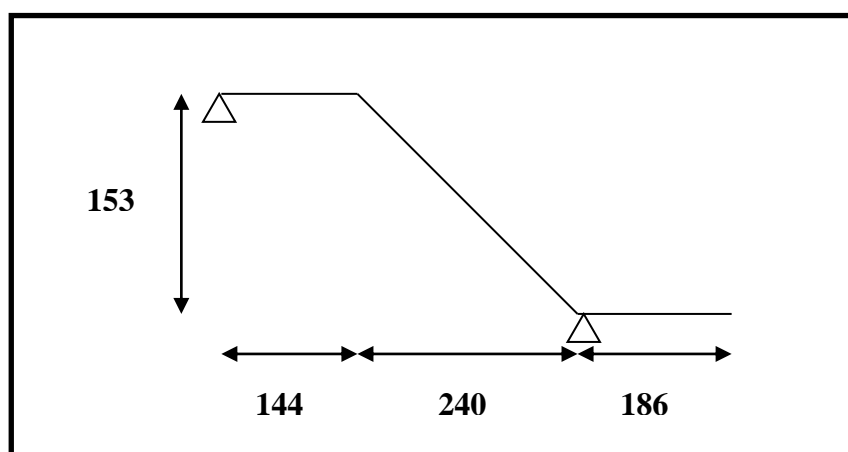


Figure II.5 : Schéma statique de l'escalier EC

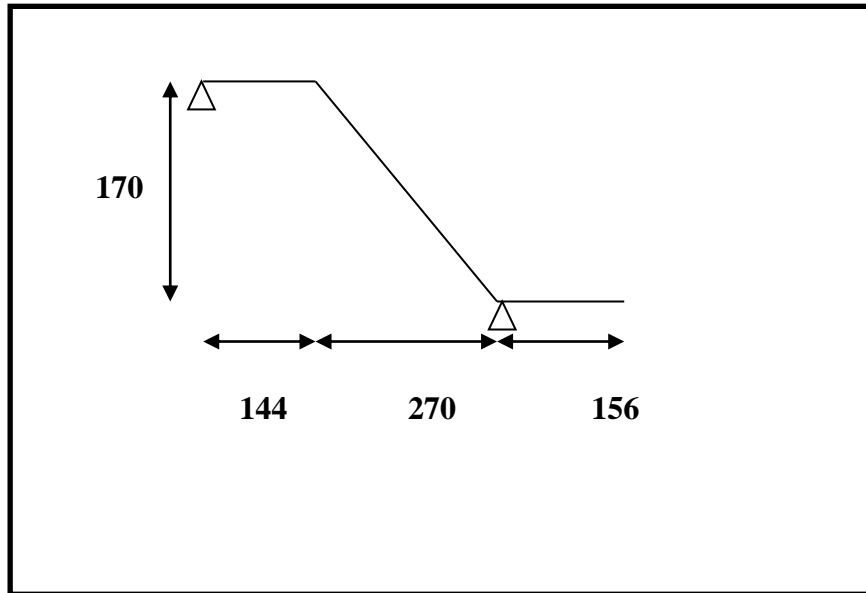


Figure II.6 : Schema statique de l'escalier RDC

$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284.62 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{palier} = 284.62 + 144 + 186 = 614.62 \text{ cm}$$

Donc $L_{\max} = 614.62 \text{ cm}$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 614.62 = (20.48 \div 30.73)$$

Soit $e = 21 \text{ cm}$.

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse RDC:

$$L = L' + L_{palier 2}$$

$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{170^2 + 270^2} = 319.06 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{palier} = 319.06 + 144 + 156 = 619.06 \text{ cm}$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 619.06 = (20.63 \div 30.95)$$

Soit $e = 21 \text{ cm}$.

II.2.2 : Pré dimensionnement des éléments principaux:

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes:

*Condition du BAEL 83.

* Condition du RPA99/V2003.

➤ **Les Poutres :**

1.Poutre principale [p.p]:

* Règle empirique :

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée $L_{max} = 6.50m$

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] 600 = (0.06 \div 0.1) 650 \text{ cm}$$

$$h = (40.6 \div 65) \text{ cm}$$

- On prend: $h = 50 \text{ cm}$
- On prend: $b = 30 \text{ cm}$

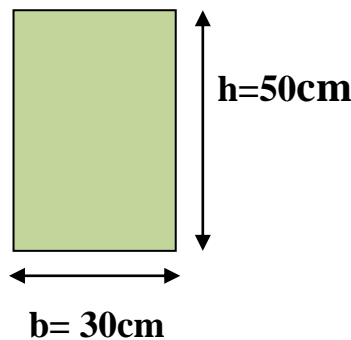
❖ Condition du RPA 99: Zone sismique I

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Touts les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principale (P.P)

[longitudinales] est: $(50 \times 30) \text{ cm}^2 \text{ b x h}$



FigureII.7 :Dimensions de la poutre principale

2.Poutres secondaires [P.S]:

* Règle empirique

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée $L_{max} = 5.50m$

$$h = \left[\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right] 550 = (0.06 \div 0.1) 550 \text{ cm}$$

$$h = (34.37 \div 55) \text{ cm}$$

▪ On prend: $h = 45 \text{ cm}$

▪ On prend: $b = 30 \text{ cm}$

❖ Condition du RPA 99: Zone sismique I

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4.0 \text{ cm} \end{array} \right. \begin{array}{l} c. v \\ c. v \\ c. v \end{array}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires (P.S) [transversales] est: $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

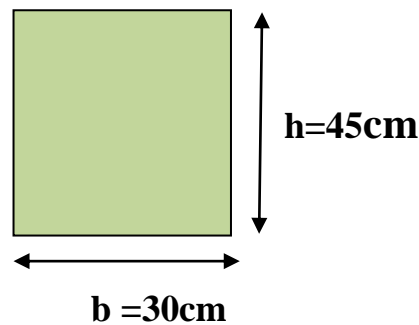


Figure II.8 : Dimensions de la poutre secondaire

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

Poutres	Section (cm ²)
Principale	(30 × 50)
Secondaire	(30 × 45)

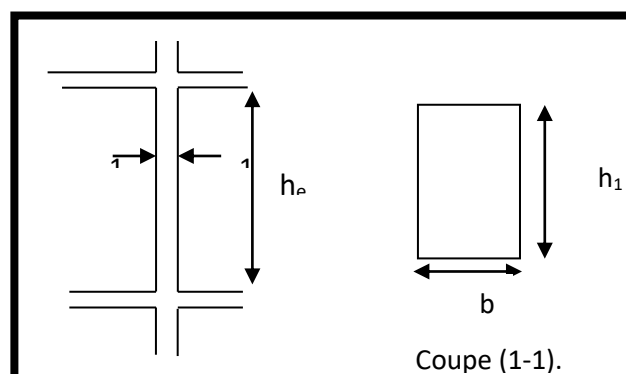
Tab II.1: Les sections des poutres sont résumées.

➤ **Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique I :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



FigureII.9 :schema de poutre (coupe 1-1)

Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

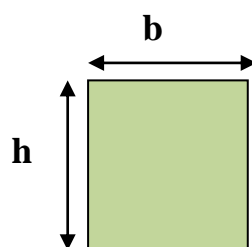
$$h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} \Rightarrow 3.40 - 0.50 = 2.90 \text{ m}$$

Selon la R.P.A.99 :

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 80\text{cm} > 25 \text{ cm} \quad (c.v).$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 80\text{cm} > 290 / 20 = 14.50 \text{ cm} \quad (c.v).$$

$$- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad (c.v).$$



FigureII.10 :Dimensions du poteau

➤ **Les voiles:**

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des

Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

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

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.40 - 0.50 = 2.90\text{m.}$$

$$h \geq \max\left[\frac{h}{20}; 15\right] \quad h \geq \max\left[\frac{290}{20}; 15\right]$$

$$h \geq \max[14.50; 15] \text{ Soit } a = 15 \text{ cm}$$

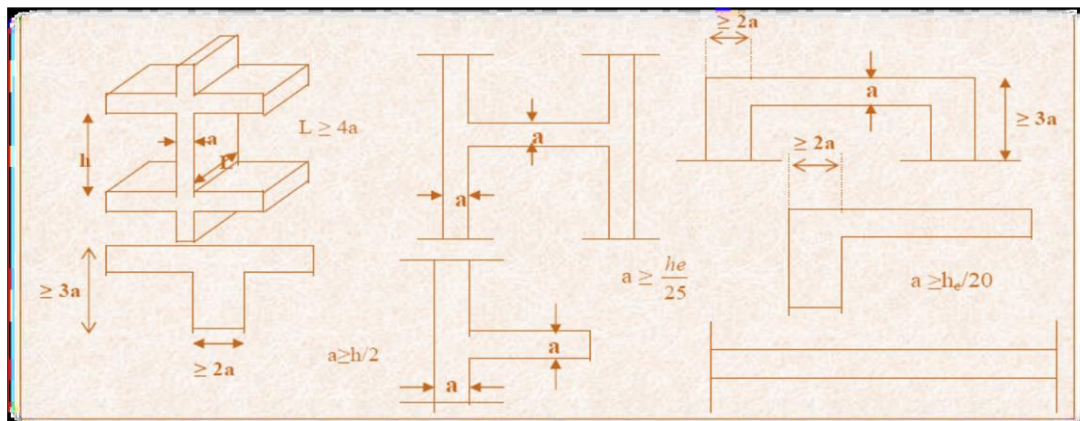


Figure II.11: schema de voile

II.3 : Conclusion :

Elements	Section (cm ²)
	tous les étages
Les planchers	20+5
Poutres principale [P.P]	30x50
Poutres secondaires [P.S]	30x45
Poteaux	80 x 80
Voile	15 cm

Tab.II.2 .Conclusion du pré dimensionnement.

II.3 : Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation :

II.3.1 :Introduction :

• **Rôle de descente de charge :**

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

• **Evaluation des charges appliquées :**

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit.

II.3.2 :Les charges :

a).L'acrotère :

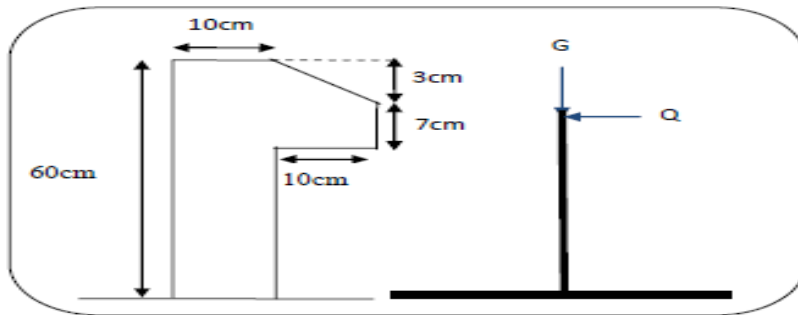


Fig.II.12. schema de l'acrotère.

Elément	Charges G (kn/m ²)	Charges Q (kn/m ²)
Acrotère	1.83	1

Tab.II.3 Charge de l'acrotère

b).Plancher :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

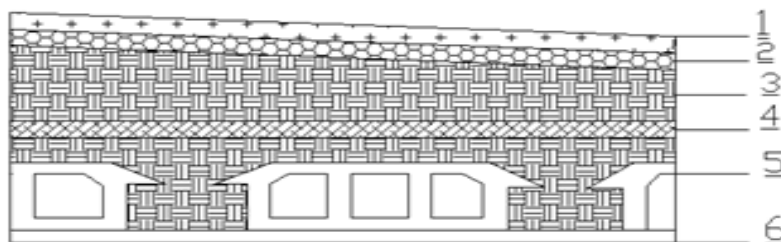


Fig II.13.Planché terrasse.

N°	Désignations	e (m)	Poids (kn/m ³)	Charges (kn/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,05	22	2.2
5	Plancher à corps creux Polysterene (dito avec entrevous tresleger*montages avec dalle de compression)	20+5	/	2.1
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
Charge permanente G				5.68
Charges exploitation Q				1

Tab.II.4 . Charge dePlancher terrasse

➤ **Plancher courant à usage d'habitation :**

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

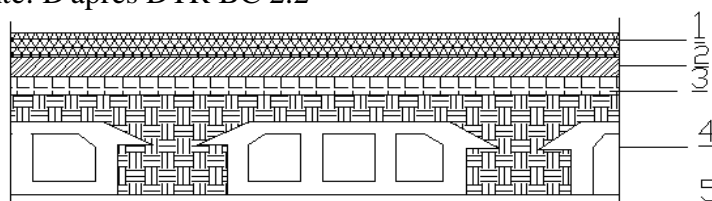


Figure II.14.Planché étage courant.

N°	Désignations	e (m)	Poids(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher courp creux polysterene	20+5	-	2.1
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.10
6	Cloison intérieur	0,10	9	0.9
Charge permanente			G	4.26 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tab.II.5. Charge de Plancher étage courant.

➤ **Plancher courant à usage d'habitation (dalle pleine):**

N°	Désignations	e (m)	Poids(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.10
6	Cloison intérieur	0,10	9	0.9
Charge permanente			G	5.91(KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tab.II.6. Charge deplancher dalle pleine.

c).Balcon dalle pleine :

➤ **Balcon terrasse :**

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				5.85 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				1 (KN/m²)

Tab.II.7. Charge permanente et surcharge de balcon terrasse.

➤ **Balcon étage courant :**

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75

4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente G				5.31 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				3.5 (KN/m²)

Tab.II.8. Charge permanente et surcharge de balcon étage courant.

d). L'escalier :

➤ Paillasse :

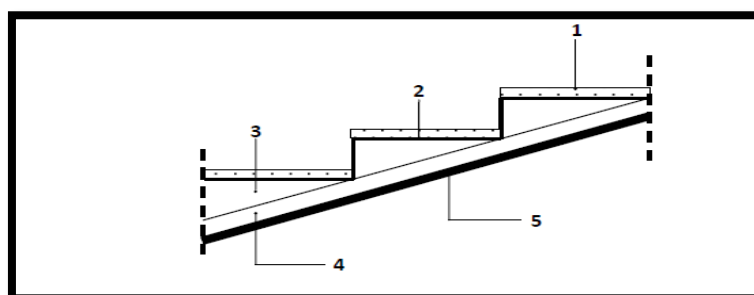


Fig .II.15. Schéma de paillasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.17/2 = 0.085$	22	1.87
4	Paillasse	$0.25 \frac{e}{\cos \alpha} =$	25	6.25
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				9.32(KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

Tab.II.9.Charge de paillasse.

➤ Palier :

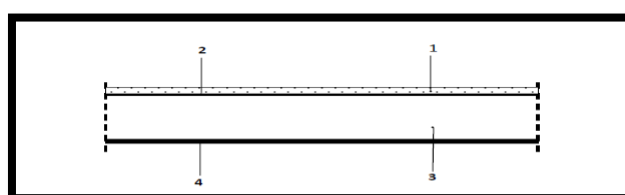


Fig .II.16. Schéma de palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.21	25	5.25
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente			G	6.45(KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m²)

Tab.II.10.Charge de palier.

e).Les murs :

➤ Murs intérieur :

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.20
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.20
Charge permanente G			1.30 (KN/m²)

Tab.II.11. Charge permanente et Surcharge deMurs extérieurs de balcon.

➤ Murs extérieurs :

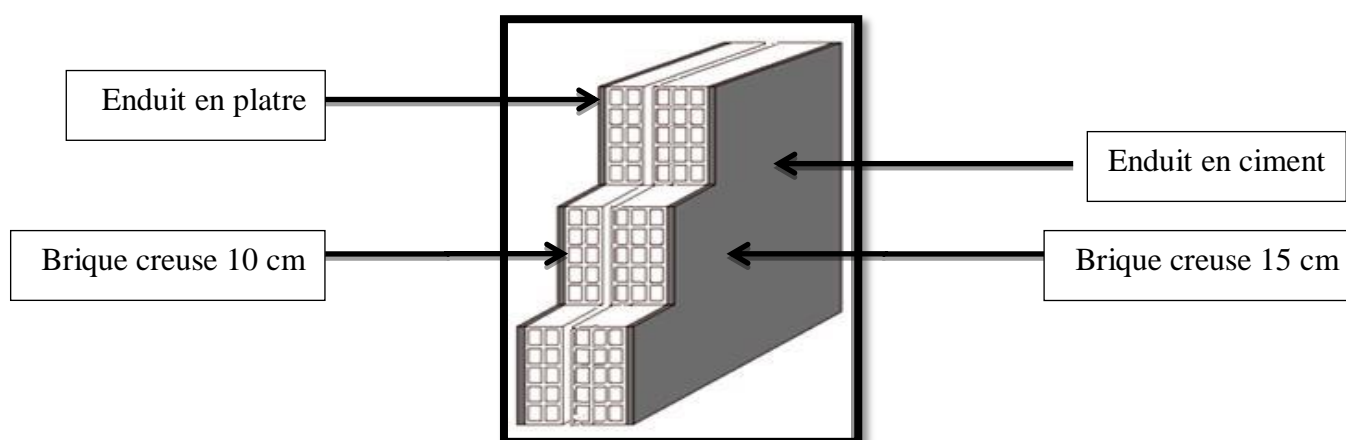


Fig .II.17. schéma du Mur extérieur

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en platre	0.02	0.20
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Brique creuse	0.15	1.30
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			2.76(KN/m²)

Tab.II.12. Charge permanente du mur double cloison.

II.4 :Conclusion :

Elements	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
L'acrotère	1.83	1
Plancher terrasse inaccessible	5.68	1
Plancher courant dalle pleine	5.91	1.5
Plancher courant corps creux	4.26	1.5
L'escalier - Palier -	6.45	2.50
L'escalier - Paillasse -	9.32	2.50
Murs intérieur	1.30	-
.Mursexérieurs	.276	-

Tab.II.13. Conclusion.

II.5 :Descente des charges :

✓ Sur Les Poteaux (poteau centrale) :

On choisit pour la descente des charges le poteau le plus sollicité.

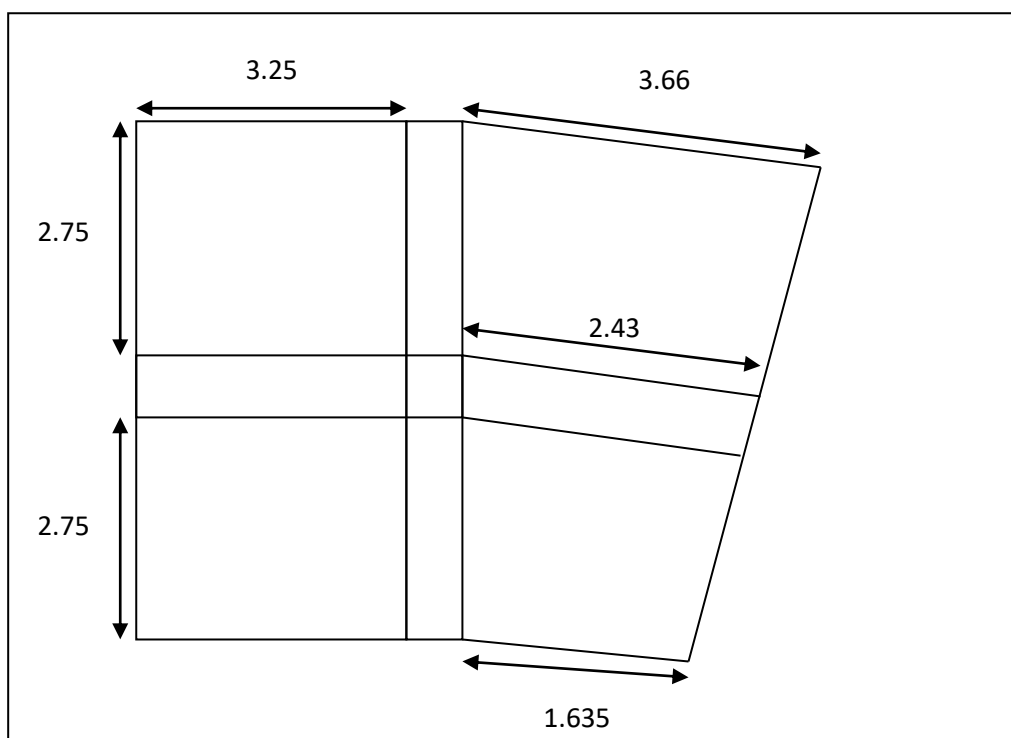


Fig .II.18. Surface afférente.

✓ On a opter pour une forme réguliere pour faciliter la tache de la déscente des charges :

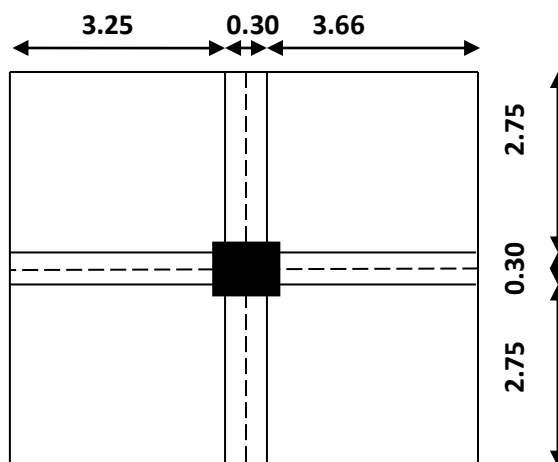


Fig .II.19. Surface afférente

-Surface afférente :

$$S = (3.25 + 3.66) * (2.75 + 2.75) = 38.01 \text{m}^2$$

• **Loi De Degression: DTR B.C.2.2**

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

- Pour le toi 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)

	Total				265,661	45,11745
	venant 9eme				1445,502	262,3609
8eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 = 38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,9 = 1,04	25		25,875	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 = 0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 = 1,96	25		48,960	
	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 = 2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 = 2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total				265,624	38,6721
	venant 8eme				1711,126	301,033
7eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 = 38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 = 1,04	25		25,913	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 = 0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 = 1,96	25		48,960	
	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 = 2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 = 2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total				265,661	32,22675
	venant 7eme				1976,788	333,25975
6eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 = 38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 = 1,04	25		25,913	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 = 0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 = 1,96	25		48,960	

CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 =	2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 =	2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total					265,661	32,22675
	venant 6eme					2242,449	365,4865
5eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 =	38,01	5,91	1,5	224,610	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 =	1,04	25		25,913	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 =	0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 =	1,96	25		48,960	
	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 =	2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 =	2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total						328,370
venant 5eme						2570,819	397,71325
4eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 =	38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 =	1,04	25		25,913	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 =	0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 =	1,96	25		48,960	
	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 =	2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 =	2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total						265,661
venant 4eme						2836,480	429,94
3eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 =	38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 =	1,04	25		25,913	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 =	0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 =	1,96	25		48,960	
	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 =	2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 =	2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total						265,661
venant 3eme						3102,142	462,16675
2eme	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 =	38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 =	1,04	25		25,913	
	poutre secondaire =	0,45 x 0,3 x 5,5 =	0,74	25		18,563	
	Poteau =	0,8 x 0,80 x 3,06 =	1,96	25		48,960	
	poutre principal =	0,4 x 1 x 6,91 =	2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire =	0,4 x 1 x 5,5 =	2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total						265,661
venant 2eme						3367,803	494,3935
1er	Plancher Etage =	6,91 x 5,5 =	38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal =	0,5 x 0,3 x 6,91 =	1,04	25		25,913	

CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

	poutre secondaire = 0,45 x 0,3 x 5,5 = 0,74	25		18,563	
	Poteau = 0,8 x 0,80 x 3,06 = 1,96	25		48,960	
	poutre principal = 0,4 x 1 x 6,91 = 2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire = 0,4 x 1 x 5,5 = 2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total			265,661	32,22675
	venant 1er			3633,465	526,62025
RDC	Plancher Etage = 6,91 x 5,5 = 38,01	4,26	1,5	161,901	57,0075
	poutre principal = 0,5 x 0,3 x 6,91 = 1,04	25		25,913	
	poutre secondaire = 0,45 x 0,3 x 5,5 = 0,74	25		18,563	
	Poteau = 0,8 x 0,80 x 3,40 = 2,18	25		54,400	
	poutre principal = 0,4 x 1 x 6,91 = 2,76	2,08	1,5	5,749	4,146
	poutre secondaire = 0,4 x 1 x 5,5 = 2,20	2,08	1,5	4,576	3,3
	Total			271,101	32,22675
	venant RDC			3904,566	558,847

Tab.II.14. Descente des charges de poteau.

$$G=3904,566\text{KN}$$

$$Q=558,847\text{KN}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 3904,566) + (1.50 \times 558,847)$$

$$N_u = 6108.870\text{KN}$$

II.5.1 : Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Niveau	b	h	Lf	λ	α
Poteau	80	80	2.38	16.48	0.81

✓ Pas de risque de flambement.

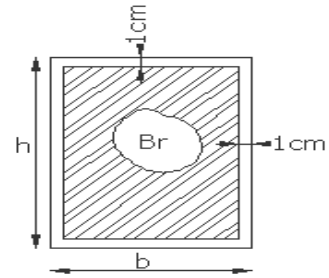
B_r : Section réduite de poteau.

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

$$A_{min}^{BAEL} = \max \begin{cases} \frac{0.2 \times (b \times h)}{100} \\ \frac{8 \times (b + h)}{100} \end{cases}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.70 \% B \rightarrow \text{en zone I :}$$

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



Niveau	N _u (kN.m)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B _r (mm ²)	N̄	condition
	6108.170	500	161280	161280	230400	12824.93	V

Tab.II.15.Récapitulatif des résultats

- Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

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

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = N_{ser} + 5\%N_{ser}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 3904,566 + 558,847$$

$$N_{ser} = 4463.413 \text{ KN}$$

$$N_d = N_s + 5\%N_s$$

$$N_d = 4463.413 + 223.170$$

$$N_d = 4686.583 \text{ KN}$$

N _d (N.m)	B _c	F _{c28}	v		condition
4686583	640000	25	0.29	0.30	C.V

Tab.II.16. Vérification.

Chapitre III

Eléments secondaire

Chapitre III : Eléments secondaire

III .1 :Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III .2 :Etude du plancher :

III .2.1 :Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (20+5) pour tous les étages :

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

III .2.2 :Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge) :

- **Plancher étage terrasse (inaccessible)**

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant**

Charge permanente et surcharge :

$$G = 4.26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :**

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.60$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	4.26	1.5	4.80	3.46
Etages terrasse	5.68	1	5.50	4.01

Tab III.1: Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles :

- Poutre repose sur 6 appuis
- Poutre repose sur 5 appuis

III .2.3 :La méthode de calcul de poutrelles :

➤ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Condition d'application :

Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$

✓ Plancher étage courant :

$$G = 4,26 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 4,26 = 8,52 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5,68 = 11,36 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{5.50}{5.50} ; \frac{5.50}{5.50} ; \frac{5.50}{5.50} ; \frac{5.50}{5.50} \leq 1.25 \rightarrow C.V$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{2.49}{3.01} ; \frac{5.5}{5.50} ; \frac{5.50}{5.50} \leq 1.25 \dots C.V$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{4.95}{5.50} \leq 1.25 \dots C.V$$

✓ Le moment d'inertie est constant sur tout le longueur de le travée $\rightarrow C.V$

✓ Fissuration peu nuisible $\rightarrow C.V$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III .2.4 :Calcul des moments :

- Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

- **Les moments en appui :**
 - $0.2M_0$ pour appui de rive
 - $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
 - $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)
- **Les moments en travée :**

$$M_T = \max \begin{cases} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

✓ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 4,26} = 0.26$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 5,68} = 0.14$$

III .2.5 :Etude de plancher

✓ **Plancher étage courant:**

➤ **E.L.U:**

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

Type 1 :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	5.50	5.50	5.50	5.50
P_u (KN)	4.80	4.80	4.80	4.80
M_0 (KN.M)	18.15	18.15	18.15	18.15
M_g (KN.M)	3.63	9.08	9.08	9.08
M_d (KN.M)	9.08	9.08	9.08	3.63
M_t (KN.M)	19.93	13.22	13.22	19.93
T_g (KN)	14.19	13.20	13.20	12.21
T_d (KN)	-12.21	-13.20	-13.20	-14.19

Tab.III.1 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 1(EC)

Type 2 :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	2.49	3.01	5.50	5.50	6.50
Pu(KN)	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
M0(KN.M)	2.81	4.11	18.15	18.15	18.15
Mg(KN.M)	0.56	2.06	7.26	9.08	3.63
Md(KN.M)	2.06	7.26	9.08	3.63	0.56
Mt(KN.M)	3.09	0.59	10.89	13.22	19.93
Tg(KN)	6.58	8.95	13.53	12.21	15.13
Td(KN)	-5.38	-5.50	-12.87	-14.19	-16.07

Tab.III.2 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 2 (EC)

Type 3 :

Travée	A-B	B-C
L(m)	4.95	5.50
Pu(KN)	4.80	4.80
M0(KN.M)	14.70	18.15
Mg(KN.M)	2.94	9.08
Md(KN.M)	9.08	2.94
Mt(KN.M)	16.15	19.93
Tg(KN)	13.12	12.09
Td(KN)	-10.64	-14.32

Tab.III.3 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 3(EC)

➤ E.L.S:

Type 1 :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	5.50	5.50	5.50	5.50
Ps(KN)	3.46	3.46	3.46	3.46
M0(KN.M)	13.07	13.07	13.07	13.07
Mg(KN.M)	2.61	6.53	6.53	6.53
Md(KN.M)	6.53	6.53	6.53	2.61
Mt(KN.M)	11.62	14.35	14.35	11.62
Tg(KN)	10.22	9.50	9.50	8.79
Td(KN)	-8.79	-9.50	-9.50	-10.22

Tab.III.4: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 1(EC)

Type 2 :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	2.49	3.01	5.50	5.50	5.50
Ps(KN)	3.46	3.46	3.46	3.46	3.46
M0(KN.M)	2.68	3.91	13.07	13.07	13.07
Mg(KN.M)	0.54	2.08	1.66	5.23	6.53
Md(KN.M)	2.08	1.66	5.23	6.53	2.61
Mt(KN.M)	1.71	2.35	10.65	8.21	9.52
Tg(KN)	4.92	5.06	10.15	9.74	8.79
Td(KN)	-3.68	-5.34	-8.86	-9.27	-10.22

Tab.III.5: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 2(EC)

Type 3 :

Travée	A-B	B-C
L(m)	4.95	5.50
Ps(KN)	3.46	3.46
M0(KN.M)	10.59	13.07
Mg(KN.M)	2.12	6.53
Md(KN.M)	5.29	2.61
Mt(KN.M)	7.71	9.52
Tg(KN)	9.20	8.79
Td(KN)	-7.91	-10.22

Tab.III.6: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 3(EC)

✓ Plancher étage terrasse:

➤ E.L.U:

Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$

Type 1 :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	5.50	5.50	5.50	5.50
Pu(KN)	5.50	5.50	5.50	5.50
M0(KN.M)	13.07	13.07	13.07	13.07
Mg(KN.M)	2.61	6.53	6.53	6.53
Md(KN.M)	6.53	6.53	6.53	2.61
Mt(KN.M)	11.62	14.35	14.35	11.62
Tg(KN)	15.84	15.13	15.13	14.41
Td(KN)	-14.41	-15.13	-15.13	-15.84

Tab.III.7: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 1 (terr)

Type 2:

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	2.49	3.01	5.50	5.50	5.50
Pu(KN)	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
M0(KN.M)	2.68	3.91	13.07	13.07	13.07
Mg(KN.M)	0.85	3.30	2.64	8.32	10.40
Md(KN.M)	3.30	2.64	8.32	10.40	4.16
Mt(KN.M)	1.66	2.04	8.14	6.81	8.12
Tg(KN)	7.83	8.06	16.16	15.50	13.99
Td(KN)	-5.86	-8.50	-14.09	-14.75	-16.26

Tab.III.8: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 2(terr)

Type 3 :

Travée	A-B	B-C
L(m)	4.95	5.50
Pu(KN)	5.50	5.50
M0(KN.M)	16.85	20.80
Mg(KN.M)	3.37	10.40
Md(KN.M)	8.42	4.16
Mt(KN.M)	11.66	14.39
Tg(KN)	14.63	13.99
Td(KN)	-12.59	-16.26

Tab.III.9: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU type 3 (terr)

➤ **E.L.S:**

Type 1 :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	5.50	5.50	5.50	5.50
Ps(KN)	4.01	4.01	4.01	4.01
M0(KN.M)	13.07	13.07	13.07	13.07
Mg(KN.M)	2.61	6.53	6.53	6.53
Md(KN.M)	6.53	6.53	6.53	2.61
Mt(KN.M)	11.62	14.35	14.35	11.62
Tg(KN)	11.74	11.03	11.03	10.31
Td(KN)	-10.31	-11.03	-11.03	-11.74

Tab.III.10: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 1 (terr)

Type 2:

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	2.49	3.01	5.50	5.50	5.50
Ps(KN)	4.01	4.01	4.01	4.01	4.01
M0(KN.M)	2.68	3.91	13.07	13.07	13.07
Mg(KN.M)	0.62	2.41	1.93	6.07	7.58
Md(KN.M)	2.41	1.93	6.07	7.58	3.03
Mt(KN.M)	1.66	2.04	9.62	6.81	8.31
Tg(KN)	5.71	5.88	11.78	11.30	10.20
Td(KN)	-4.27	-6.20	-10.28	-10.75	-11.85

Tab.III.11: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 2 (terr)

Type 3:

Travée	A-B	B-C
L(m)	4.95	5.50
Ps(KN)	4.01	4.01
M0(KN.M)	12.28	15.16
Mg(KN.M)	2.46	7.58
Md(KN.M)	6.14	3.03
Mt(KN.M)	8.50	10.49
Tg(KN)	10.67	10.20
Td(KN)	-9.18	-11.85

Tab.III.12: Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELS type 3 (terr)

- Les moment max dans les types :

❖ Plancher étage courant :

ELU	Mt	19.93	29.01	0.6	17.41
	Ma	9.08		0.2	5.80
Els	Mt	14.35	20.88	0.6	12.53
	Ma	6.53		0.2	4.18

Tab.III.13: Résultats des moments max plancher étage courant.

❖ Plancher terrasse :

ELU	Mt	14.39	24.79	0.6	14.87
-----	----	-------	-------	-----	-------

	Ma	10.40		0.2	4.96
Els	Mt	14.35	21.93	0.6	13.16
	Ma	7.58		0.2	4.39

Tab.III.14: Résultats des moments max plancher terrasse.

III.3 : Calcul du ferrailage :

- Les moment max dans les types :
- ✓ On va calculer le ferrailage de la nervure la plus solliciter :

ELU	Mt	17.41
	Ma	5.80
ELS	Mt	13.16
	Ma	4.39

III.3.1 : Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}$$

$$c_0 \geq 1cm \text{ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1}$$

$$\varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{25}{10} = 2.5cm$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25cm$$

$$\begin{cases} b = 60cm \\ h = 25cm \\ d = 21cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_0 = 15cm \\ h_0 = 22cm \\ c = 4cm \end{cases}$$

III.3.2 : Calcul des armatures longitudinales :

- E.L.U :

- ✓ En travées :

$$M_t^{max} = 17.41 \text{ KN.m} = 17410 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

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

$$M_t^{max} = 14.2 \times 60 \times 4 \left(21 - \frac{4}{2} \right) = 64752 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur

b = 60cm.

✓ **En appuis**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -5.80 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

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

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Elements	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	5.80	0.00105	0.392	0.00013	0.9999	2.40
sur travée	17.41	0.00201	0.392	0.00025	0.9890	7.29

Tab.III.15 Récapitulatif Des Résultats .

❖ **Vérification**

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

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

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

- **En travée :** $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 60 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$
- **En appuis :** $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.253 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

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

- **En travée :** $A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 60 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2$
- **En appuis :** $A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$

✓ **Tableau Récapitulatif Du Ferrailage :** $A = \max(A_{\text{calcul}} ; A_{\text{min}} ; A'_{\text{min}})$

Elément	Acal (cm2)	Amin (cm2)	Amin' (cm2)	A (cm2)	Aadp(cm2)
Appui	2.40	1.52	1,5	2.40	2T12 = 2.26
Travée	7.29	0,223	0,25	7.29	3T12 = 3.39

Tab.III.16 : Récapitulatif Du Ferrailage .

✓ **Vérification a l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2 D \cdot d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{AB_1 d} \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

✓ **La vérification des contraintes en travée :**

En travée $M_{t \max} = 17.41 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{3.39}{60} = 0.85 \quad E = 2 \times 85 \times 21 = 35.60$$

$$Y_1 = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 35.60} = 5.17 \quad \alpha_1 = \frac{5.17}{21} = 0.25$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.25}{3} = 0.92 \quad K_1 = 15 \frac{(1 - 0.25)}{0.25} = 45$$

$$\sigma_s = \frac{17410}{3.39 \times 0.92 \times 21} = 265.84 ; \quad \sigma_b = \frac{2 \times 17410}{0.25 \times 0.92 \times 21^2 \times 60} = 5.72$$

$$\sigma_s = 265.84 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_b = 5.72 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

✓ **La vérification des contraintes en appuis :**

En appuis : $M_{a \max} = 8.50 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{2.26}{60} = 0.56 \quad E = 2 \times 0.28 \times 21 = 23.52$$

$$Y_1 = -0.56 + \sqrt{0.56^2 + 23.52} = 4.32 \quad \alpha_1 = \frac{4.32}{21} = 0.21$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.21}{3} = 0.93 \quad K_1 = 15 \frac{(1 - 0.93)}{0.93} = 1.11$$

$$\sigma_s = \frac{5080}{2.26 \times 0.93 \times 21} = 115.09 ; \quad \sigma_b = \frac{2 \times 5080}{0.21 \times 0.93 \times 21^2 \times 60} = 1.96$$

$$\sigma_s = 115.09 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_b = 1.96 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16160}{100 \times 210} = 0.76 MPa$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.76 \Rightarrow$ Condition et vérifier.

➤ **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(7.14, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

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 : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 21; 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.76 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 149.75 \text{ cm}$$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :BAEL91 (A.5.1 ,313)**

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

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm}$

$$V_u = 11810 \text{ N} \leq \frac{0,8 \times 10 \times 18,9 \times 2500}{1,5 \times 2} = 126000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

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

$$y_s \frac{V_s}{f_e} = 1,15 \times \frac{16160}{400} = 46,46 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 46,46 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

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

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

- ✓ 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 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

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

$$A \perp = (4 \times 60) / 500 = 0,48 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0,98 cm²

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

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

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

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

$$A // = A \perp / 2 = 0,98 / 2 = 0,49$$

On adopte 3Ø5 = 0,59 cm²

***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) cm².

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{17410}{15 \times 18150} = 0.063 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{60 \times 21} = 0.00179 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{350} = 0.0714 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

III.4 :Présentationduferrailage :

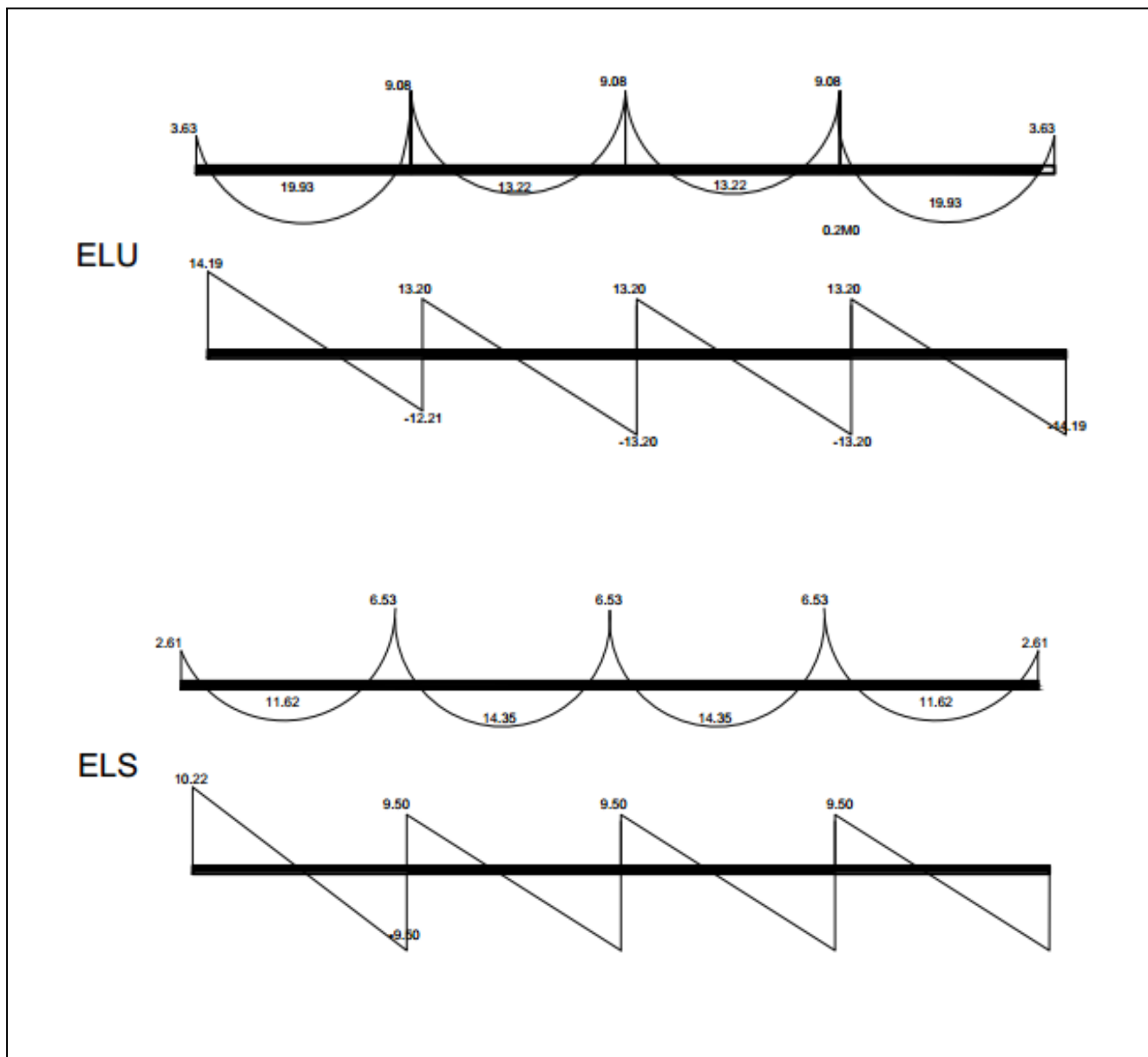


Figure III.1 : schéma statique des différents type de ferrailage plancher

III.5 : Calcul de l'escalier :

III.5.1 : Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.5.2 : Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 14cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

➤ Escalier :

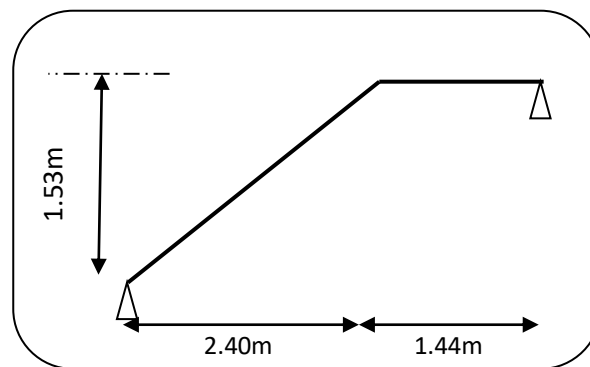


Fig.III.2:Schéma de volée de l'escalier RDC.

• Evaluation des charges:

▪ Paillasse :

$$g = 9.32 \times 1ml = 9.32 \text{ KN/mlq} = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

▪ Palier

$$g = 6.45 \times 1ml = 6.45 \text{ KN/mlq} = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

Combinaison des charges :

E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$

ELS : $P_{ser} = g + q$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_U	16.32	12.45
P_{ser}	11.82	8.95

Tab.III.17 : Combinaison des charges

- **Détermination des sollicitations :**

✓ Pour la méthode des charges équivalentes :

✓ La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

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

✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{eq} \times \frac{l}{2}$

- **ELU :** $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{16.32(2.84) + 12.45(1.20)}{2.84 + 1.20} = 15.17 \text{ KN/ml}$

- **ELS :** $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{11.82(2.84) + 8.95(1.20)}{2.84 + 1.20} = 10.96 \text{ KN/ml}$

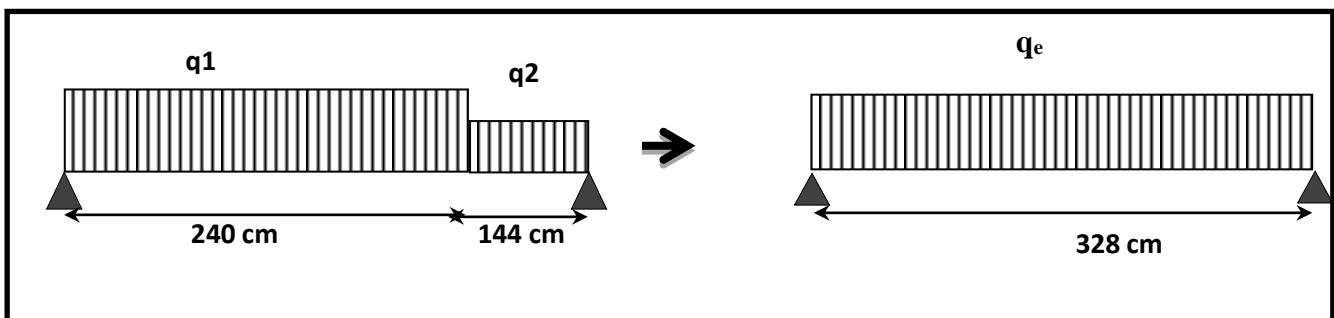


Fig.III.3 :schéma statique de volée

- **Moments et Effort Tranchants :**

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

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

	$q_{eq}(\text{KN/ml})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_u(\text{KN})$
ELU	15.17	27.96	8.38	23.76	29.12
ELS	10.96	20.20	6.06	17.17	21.04

Tab.III.18 : Moments et Effort Tranchants .

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

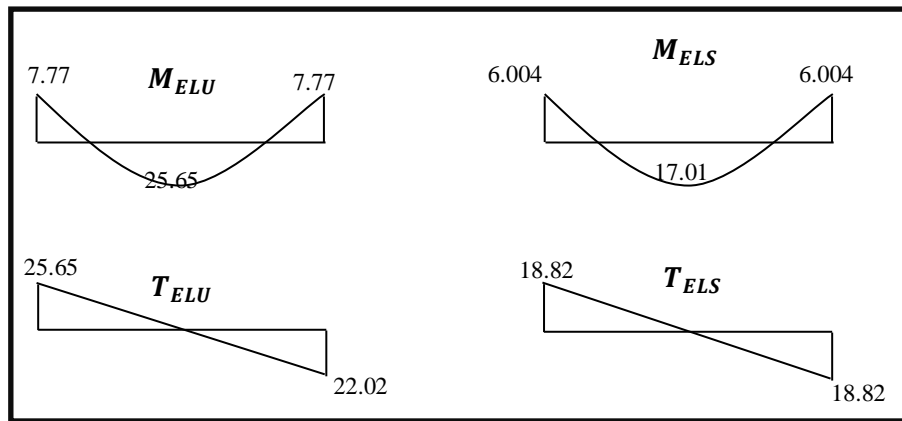


Fig.III.4 : Diagramme de moment et l'effort tranchant

III.5.3 : Ferrailage :

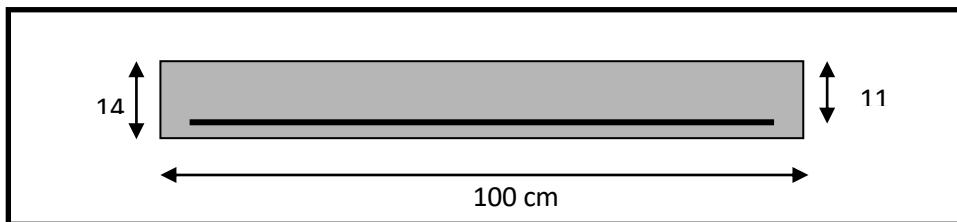


Fig.III.5 : Section à ferriller.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 1 = 2$ on choisit $C = 3\text{ cm}$

$$\phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 10\text{ mm}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$b = 100\text{ cm}$

$h = 14 \text{ cm}$

$d = h - c = 11 \text{ cm}$

- **Armatures Longitudinales:**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (mpa)	σ_s (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.11	14.20	348	400

Tab.III.19 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (cm ²)
Travée	22020	0,128	0,392	0,172	0,9312	6,18
Appuis	7773	0,0452	0,392	0,0576	0,9770	2,08

Tab.III.20 : calcul de la section des armatures.

➤ **E.L.S :**

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

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,172	22020	17010	1,29	25	0,395	Vérifiée
Sur appuis	0,0576	7773	6004	1,29	25	0,395	Vérifiée

Tab.III.21 : vérification de la contrainte

✓ **Vérification :**

➤ **Conditions de non fragilité :**

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

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

	A _u (cm ²)	A ¹ _{min} (cm ²)	A ² _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	6.18	1.33	1.40	6.18	6HA12 = 6.70
Appuis	2.08	1.33	1.40	2.08	4HA10 = 3.14

Tab.III.22 : Armatures longitudinales

- **Armatures de répartitions :** $A_t = A_L / 4$

Elément	$A_l (cm^2)$	$A_t (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	6.70	1.675	4T8 = 2.01
Appuis	3.14	0.785	3T6 = 0.85

Tab.III.23 : Armatures de répartitions

- **L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)**

➤ **Armatures longitudinales :**

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

- Travée: $S_l = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$

- Appuis: $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversals:**

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

- Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant:**

➤ **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).**

$T_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$ (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25650}{1000 \times 110} = 0.233 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (0, 15 f_{c28/\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.233 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

- **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{404} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.0346 \leq 0.085 \dots \dots C.V$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.18}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00727 \leq 0.0105 \dots \dots C.V$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{404} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0346 \leq 0.0625 \dots \dots C.V$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 6.79 \times 11}{100 \times 14 + 15 \times 6.79} = 7.27 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 14 - 7.27 = 6.73 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 11 - 7.27 = 3.73 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$= 24385.76 \text{ cm}^4 I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times \left[\left(\frac{14}{2} \right) - 7.27 \right]^2 + 15 \times 6.79 \times (11 - 7.27)^2$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79}{11 \times 100} = 0.00617$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00617} = 3.40$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00617} = 1.36$$

• **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

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

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{g} : \text{c'est l'ensemble de la charge permanente.} \\ \mathbf{J} : \text{charge permanente sans revêtement.} \\ \mathbf{\rho} : \text{C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{(5290 \times 4.30) + (7660 \times 2.4)}{(4.30 + 2.4)} = 6138.96 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4250 \times 4.30) + (4750 \times 2.40)}{(4.30 + 2.40)} = 3858.21 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6138.96 + 3858.21 = 9997.17 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6138.95 \times 4.04^2}{8} = 10646 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 3858.21 \times 4.04^2}{8} = 6690.80 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 9997.17 \times 4.04^2}{8} = 17336.79 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00617 = 0.617$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.617 \Rightarrow \beta_1 = 0.753$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{10646}{6.79 \times 0.753 \times 14} = 192.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{6690.80}{6.79 \times 0.753 \times 14} = 121.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{17336.79}{6.79 \times 0.753 \times 14} = 313.90 \text{ Mpa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 192.76 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 121.15 + 2.1} = 0.17$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 313.90 + 2.1} = 0.55$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 24385.76) / (1 + 1.36 \times 0.36) = 17956.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 1,1 \times 24385.76) / (1 + 3.40 \times 0.36) = 12003.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 1,1 \times 24385.76) / (1 + 3.40 \times 0.17) = 17143.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 1,1 \times 24385.76) / (1 + 1.36 \times 0.55) = 15405.26 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[25613,18 \times (404^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 16445.16]} = 0.89 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[25613,18 \times (404^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 10505.72]} = 0.45 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[21239,99 \times (404^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 13790.64]} = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^p} = \frac{[36125,68 \times (404^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 11480.54]} = 1.19 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.90 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{404}{1000} = 0.904 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.5.4: Présentation ferrailage d'escalier

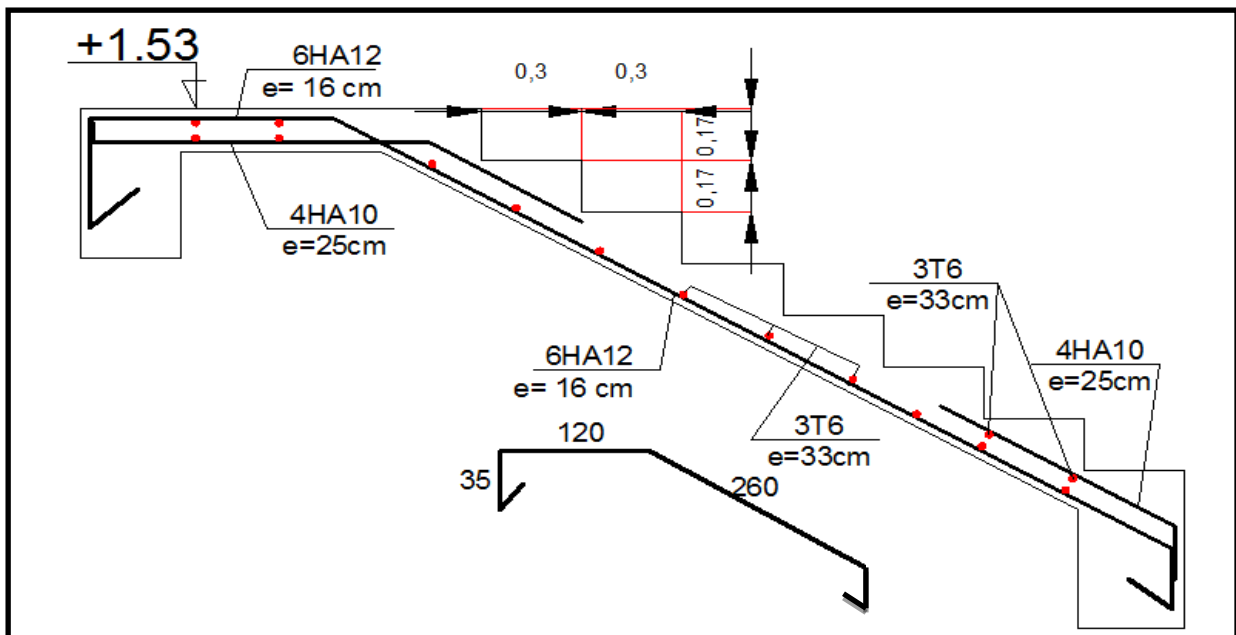


Fig.III.6 :Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6 :Calcul De La Poutre Palier :

III.6.1 :Introduction :

La poutre palier est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

III.6.2 :Prédimensionnement:

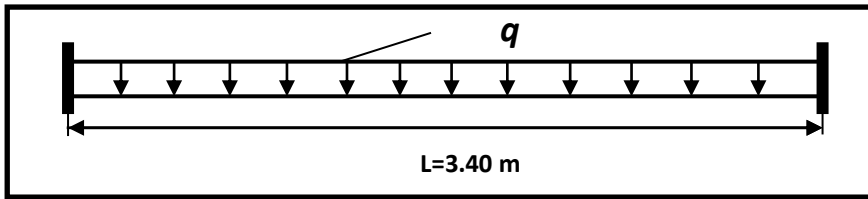
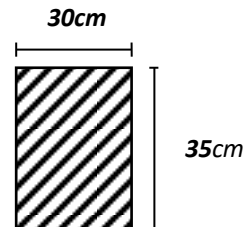


Fig.III.7: schéma statique de la poutre palier

$$h \geq \left(\frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) \quad l = 430 \text{ cm}$$

$$h \geq \left(\frac{430}{15} \div \frac{430}{10} \right) \Rightarrow h \geq (28.66 \div 43)$$

Alors on prend: $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$



Section (30x35) cm²

III.6.3 :Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

Poids de palier : $p_1 = 5.29 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse : $p_2 = 7.66 \text{ KN/ml}$

III.6.4 :Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $G = g + p_1 + p_2 = 15.58 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $q = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.30 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M ₀ (KN. m)	M _a (KN. m)	M _t (KN. m)	T _u (KN)
ELU	22.16	51.22	15.37	43.54	47.64
ELS	16.33	37.74	11.32	32.08	35.11

Tab.III.24 :.Moments et Effort Tranchants

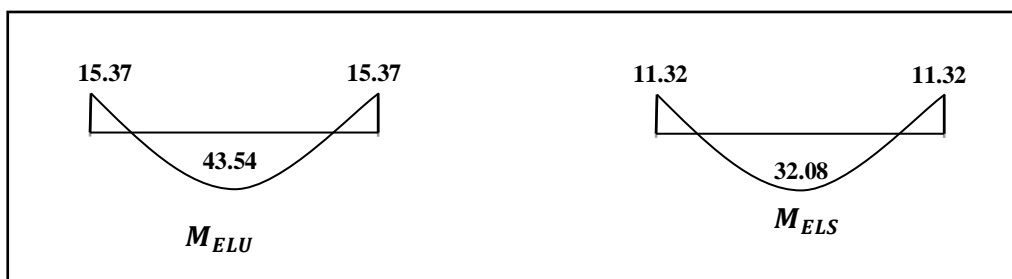


Fig.III.8:Diagramme de moment

III.6.5 : Calcul de ferrailage :

- **E.L.U :**

L'enrobage :

$$c = 3\text{cm}$$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$$

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

✓ **Les armatures longitudinales :**

Elément	M_u (KN.m)	μ	α	B	A_{cal}
Travée	43.54	0.117	0.156	0.938	4.90
Appui	15.37	0.035	0.0445	0.982	1.41

Tab.III.25 : Armatures longitudinales

- **E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Elément	M_U	M_S	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	43.54	32.08	1.357	0.156	0.428	CV
Appui	15.37	11.32	1.357	0.0445	0.428	CV

Tab.III.26 : Vérification de la contrainte

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

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

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

- **Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h$$

Elément	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	4.90	1.27	1.05	5.25	4.90
Appui	1.41	1.27	1.05	5.25	2.125

Tab.III.27 : Armatures Longitudinale choisi

• **Chois des armatures :**

En travée : $A=5.25 \text{ cm}^2$ soit : 4HA14= 6.16cm²

En appui : $A=5.25 \text{ cm}^2$ soit : 4HA14= 6.16cm²

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{47640}{300 \times 320} = 0.49 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad C.V$$

• **Exigance de l'RPA :**

➤ **Armatures Transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm²)

$S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$, Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 (2,01 cm²).

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{470} = 0.094 \rightarrow \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{470} = 0.094 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{12.06}{30 \times 32} = 0.0074 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$M_{\text{tor}} = Ma$ (Escalier).

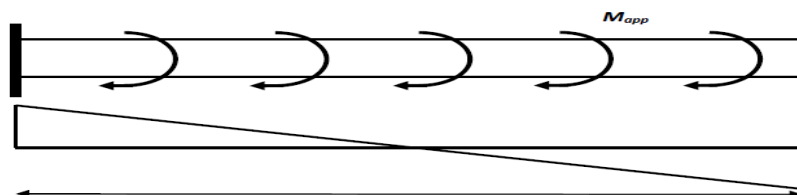


Fig.III.9:schéma de torsion de la poutre paliere.

$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 15.37 \times \frac{4.30}{2} = 33.05 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

• **Vérification du béton :**

➤ **Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt"est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 47640\text{N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) + (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{47640}{2 \times 750 \times 5} = 6.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (6.35)^2 \times (0.46)^2 = 8.53$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$8.9 \leq 10.56 \dots \dots \dots CV$$

▪ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 33050}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	4.90	$\frac{6.96}{2} = 3.48$	6.17	6.16	6T12 = 6.70
Appuis	2.125	$\frac{6.96}{2} = 3.48$	6.17	6.16	6T12 = 6.70

Tab.III.28 : Choix du ferrailage

▪ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{43530}{2 \times 750 \times 348} = 0.083\text{cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.6.6 : Dessin de ferrailage de la poutre palière :

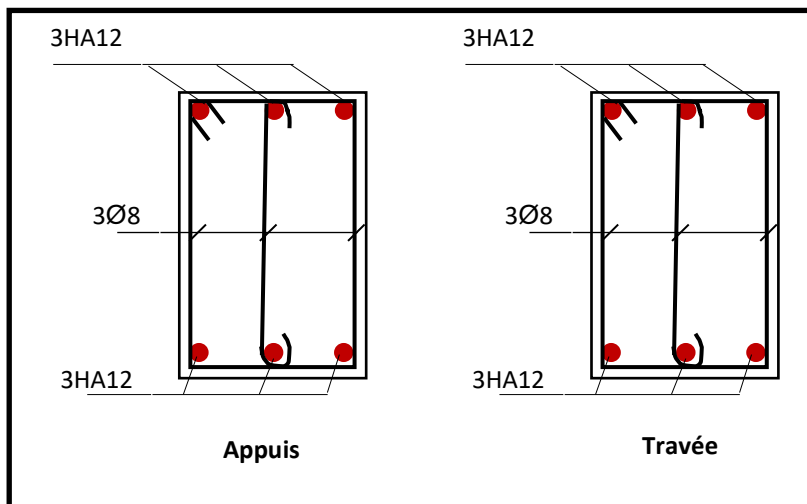


Fig.III.10:Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6 : Etude de l'acrotère :

III.6.1 : Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

- **Surface:**

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

III.6.2 : Les charges :

a. Les Charges permanentes :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$

b. Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m .

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique II $\Rightarrow A = 0.15$

Cp: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = 87.84 \text{ Kg}$$

$$87.84 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$,

III.6.3 : Les sollicitations :

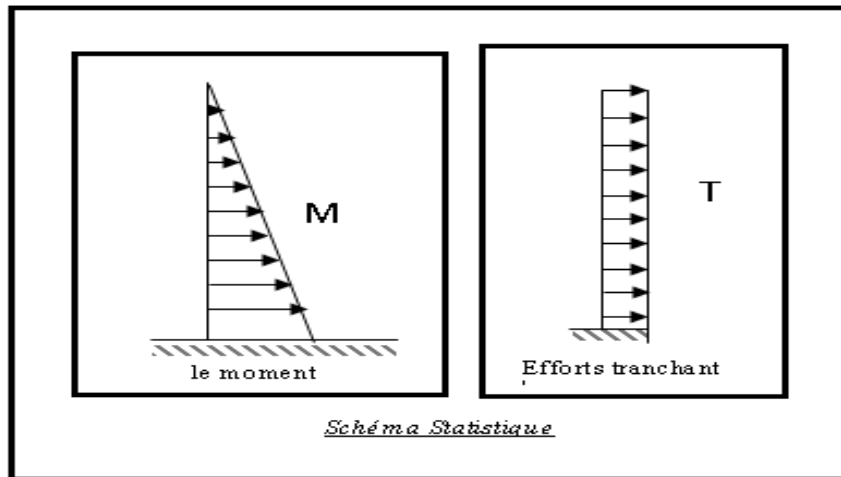


Figure III.11 : le schéma des efforts.

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

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan. m}$$

$$N = G = 187 \text{ dan/ml}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan/ml}$$

➤ **Combinaisons d'action**

- **E.L.U: (1.35G + 1.5Q)**

$N_u = 1 \times N = 1 \times 187 = 187 \text{ dan/ml}$; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan. m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S : (G + Q)**

$$N_{ser} = N_g = 187 \text{ dan / ml.}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m.}$$

III.6.4 : Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

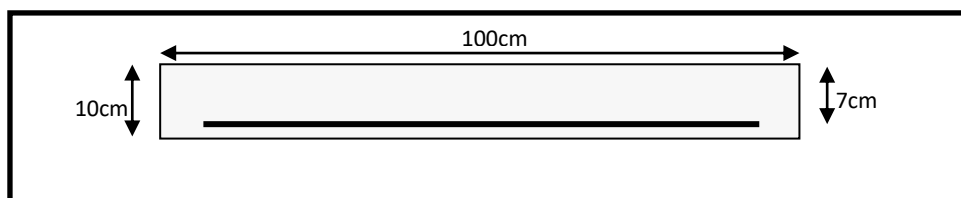


Figure III.12: Section à ferrailer.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100$ cm et de hauteur $h=10$ cm.

- **Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)**

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

- **Protection des armatures**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature.

- **Armatures longitudinales**

➤ **E.L.U**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{187} = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.48 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_l égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 187 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 93,74 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{937.4}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0135 < \mu l = 0,392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0,0135 \Rightarrow \alpha = 0,0176, \beta = 0.993$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{937.4}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s}; \text{ Et } A' = A_f' = 0$$

$$A = 0,41 - \frac{1870}{100 \times 348} = 0,356 m^2$$

➤ **E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{187} = 0,32 m$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

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

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 187 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 63,74 \text{ dan} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{637,4}{201,63 \times 100 \times (7)^2} = 0,0006$$

$$\mu_1 = 0,0006 \Rightarrow \beta_1 = 0,956 \quad ; \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0,0095 \times 201,63 \Rightarrow \sigma_b = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{637,6}{201,63 \times 0,95 \times 7} = 0,47 \text{ cm}^2$$

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

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,47 - \frac{1870}{100 \times 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

✓ **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) \Rightarrow A = A^{min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

• **Pourcentage minimale des armatures longitudinales**

Selon B.A.E. L91(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_L) = \max(0,41; 0,47; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_l = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

• **Armatures De Répartition :**

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

On adopte : $A^r = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

• **L'espacement des armatures :**

$$A_l = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

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

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

La fissuration est préjudiciable, alors :

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

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5 :Présentation du ferrailage :

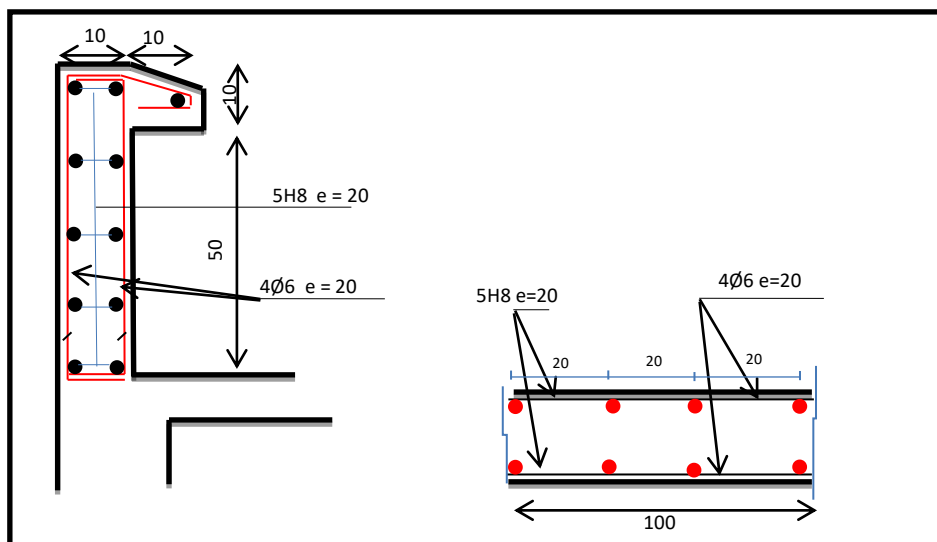


Figure III.13:Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.7 : Les balcons :

III.7.1 : Methode de calcul :

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 et l'acrotère.

- **Combinaison des charges:**

- **terrasse :**

$$g = G \times 1\text{m} = 5.44 \times 1 = 5.44 \text{ kN/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1.71 \text{ kN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

Le calcul se fait sur une bande de **1m** 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 et l'acrotère.

- **Étage courant :**

Poids propre $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1,81 * 1,10 = 1,99 \text{ KN}$

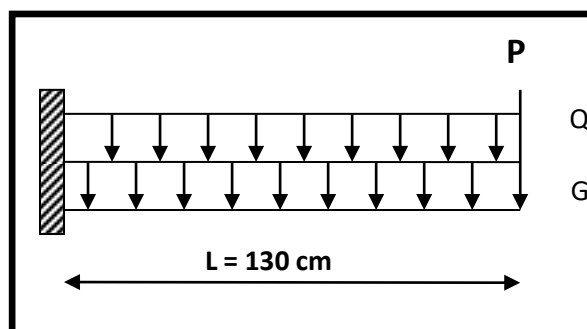


Fig.III.14: schéma statique

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_g = \frac{g}{2} l^2; \quad M_q = \frac{q}{2} l^2; \quad M_p = p l$$

$$T_g = g l; \quad T_q = q l; \quad T_p = p$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

	M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
Terrasse	4596.80	845	2223	7072	1300	1710
Etage courant	4275.7	2957.5	2587	6578	4550	1990

Tab.III.29: sollicitations

• **Les Combinaisons D'action :**

▪ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

▪ **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	10366,23	13700,90
	T_g (N)	13805,7	18391,80
ELS	M_{ser} (N.m)	8007,3	11298,95

Tab.III.30: Les combinaisons

III.7.2 : Calcul Du Ferrailage :

• **Armatures Longitudinales :**

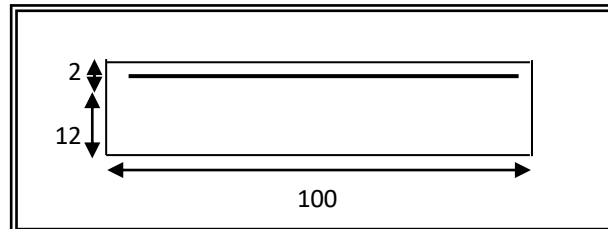


Fig.III.15: Section ferrailier

➤ **Terrasse:**

▪ **E.L.U :**

$$M_u = 10759.35 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10366.23}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0506$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0506 \Rightarrow \alpha = 0,0641 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{10366.23}{348 \times 0.974 \times 12} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.65 \text{ cm}^2$$

▪ **E.L.S :**

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
10366.23	8007,3	1.294	0,0641	0.398	V

Tab.III.31: Vérification à l'ELS.

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

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2,65	1,449	1,40	2,65	4T10 = 3.14

➤ **Étage courant :**

▪ **E.L.U :**

M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_u (cm ²)
13700,90	0.0684	0,392	0.0881	0,965	3.47

▪ **E.L.S :**

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
13700,90	11509.45	1,215	0.0881	0,465	V

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
3.47	1,449	1,4	3.47	4T12 = 4.52

- **Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18391,80}{1000 \times 120} = 0,153 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Les Armatures De Répartition :**

- **Terrasse:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

- **Étage courant :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3 \text{ Ø}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre les armatures :**

- **Les armatures longitudinales :**

- **Terrasse:** $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **Étage courant :** $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **Les armatures transversales :**

- **Terrasse :** $S_t = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Étage courant :** $S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min (3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t^l = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}.$$

$$S_t^r \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}.$$

- **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0,108 > 0,1 \quad (M_t=M_0) \quad (\text{c.v})$

- $$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

A/ Étage courant : $\frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ (c.v)

B/ Terrasse : $\frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,0105$

- $$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0,108 > \frac{1}{16} = 0,0625$$
 (c.v)

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

III.7.3 :Présentation ferrailage :

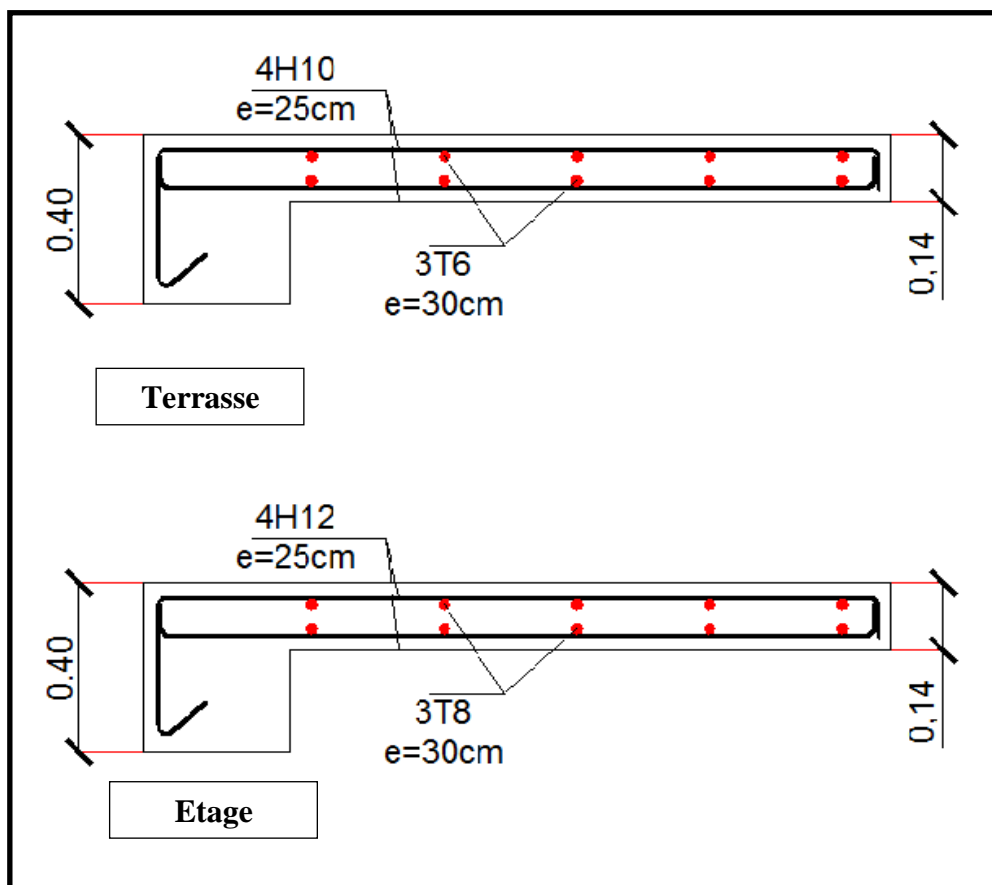


Figure.III.16 : Ferrailage de la console

Chapitre IV:

Etude Dynamique

IV.1 : Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2 : Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1: Méthode statique équivalente:

a) 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.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

b) 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.
- ❖ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

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

IV.2.2 : 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.

- **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 encasté à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.2.3: Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Biskra donc en zone I.
- ✓ Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (S3).
- ✓ La hauteur de la structure : $h = 40.12 < 65$ m (zone I).

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.2.4 : 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 / version 2003, défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η: Coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique donnée par le **tableau 4.2 RPA 99 / version 2003**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Sol meuble □ □ site 3 donc T1 = 0.15 sec et T2 = 0.50 sec.
- $A = 0.1$ **tableau 4.1 RPA99/version2003** $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique I} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$

	I	Ia	Ib	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	<u>0.1</u>	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab.IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

- $\xi = 7\%$. **Tableau 4.2 du RPA99** $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé} \\ \text{Remplissage dense} \end{array} \right.$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	<u>7</u>	5	

Tab.IV.2 : Valeurs de ξ (%)

- $\eta = 7/(2 + 7) = 0.882 \geq 0.7$
- **R** : Coefficient de comportement de la structure donné par le **tableau 4.3**

RPA99/version 2003) ; voile porteur R = 3.5

➤ La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

- P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 RPA99** ; **Q=1.15**

Critère (q)	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	<u>0.05</u>
2. Redondance en plan	0	<u>0.05</u>
3. Régularité en plan	0	<u>0.05</u>
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1

Tab.IV.3 : valeurs des pénalités P_q

IV.3: Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : **RPA99/2003 (Art.4.2.4)**.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 RPA99/2003**

- le système de contreventement est portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie donc : $C_T = 0.050$

- $h_N = 40.12m$

Donc : $T = 0.05 \times 40.12^{(3/4)} = 0.79 \text{ sec.}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$D_x = 22.55$ m.

$D_y = 24.04$ m.

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

- $T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 40.12}{\sqrt{24.04}} = 0.73 \text{ sec}$

$\Rightarrow T_x = \min(0.79; 0.73) = 0.73 \text{ sec}$

- $T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 40.12}{\sqrt{22.55}} = 0.76 \text{ sec}$

$\Rightarrow T_y = \min(0.79; 0.76) = 0.76 \text{ sec}$

IV.4:Analyse de la structure :

IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

- La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

➤ Première variante :

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

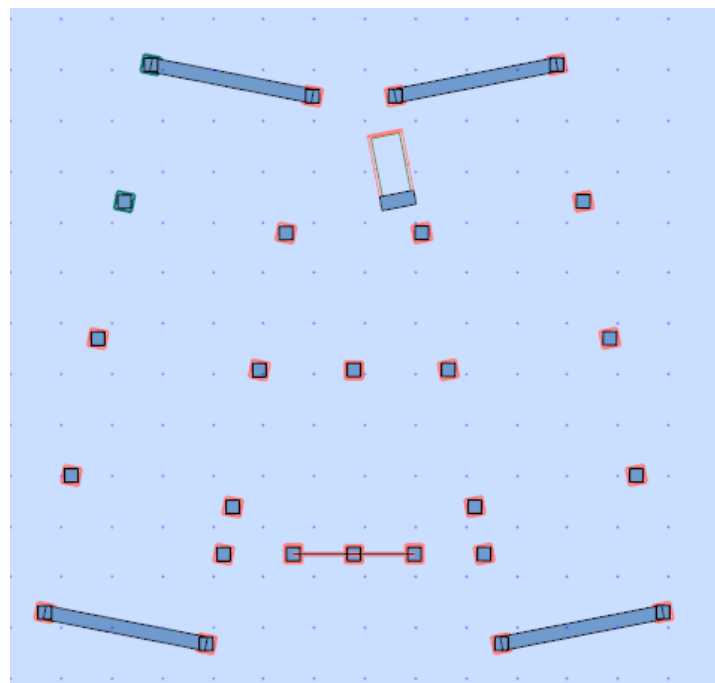


Fig.IV.1 : Variante n°01 d'un voile.

Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1.30	27.86	40.59	20.24	66.93
1.26	66.23	67.17	66.01	24.23
1.07	66.25	67.34	0.01	0.17
0.58	66.26	86.74	0.02	19.40
0.52	84.79	86.76	18.53	0.01
0.49	84.79	86.79	0.00	0.04
0.42	84.80	92.71	0.00	5.91
0.41	90.26	92.71	5.47	0.00
0.37	90.28	95.30	0.01	2.59
0.34	92.60	95.34	2.33	0.04

Tab.IV.3: Périodes et coefficients de participation modaux variante 1

- Le 1er mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

Solution :

On propose quatre solutions :

- ❖ L'augmentation de la section des poteaux
- ❖ L'augmentation de la section des poutres principales.
- ❖ L'augmentation de la section des poutres secondaires.
- ❖ L'augmentation du nombre des voiles et changement de leur disposition.

✓ **Remarque :** de toutes ces solutions :

- J'ai augmenté le nombre des voiles et je change leur disposition et leur épaisseur.

- Deuxième variante :

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

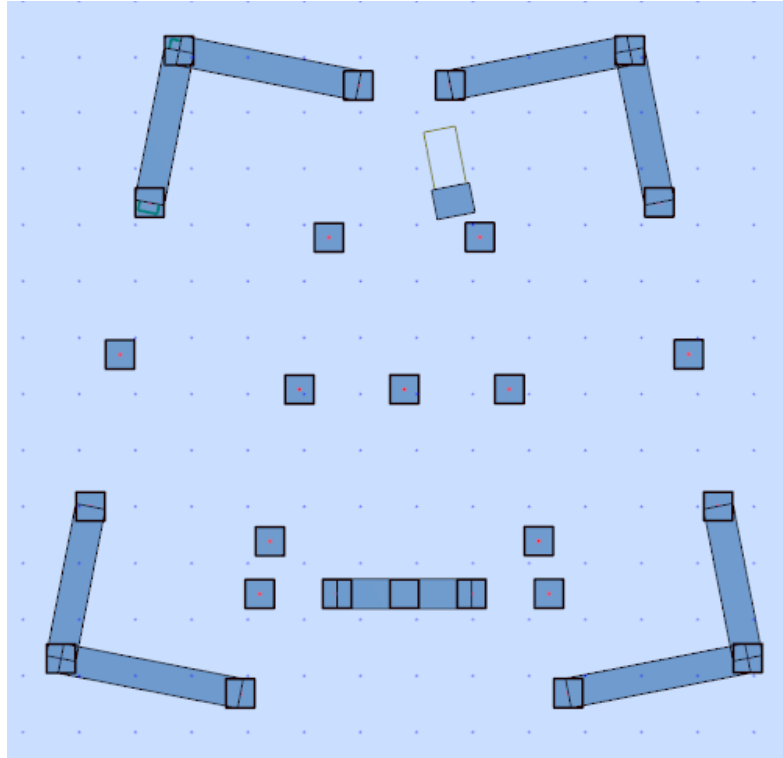


Fig.IV.2: disposition finale des voiles.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX[%]	Masses Cumulées UY[%]
1	0.80	0.50	67.04	0.50	67.04
2	0.71	67.80	0.52	68.29	67.55
3	0.43	0.02	0.18	68.31	67.74
4	0.19	0.06	19.55	68.37	87.29
5	0.17	19.84	0.04	88.21	87.33
6	0.10	0.00	0.03	88.21	87.36
7	0.09	0.01	5.93	88.23	93.29
8	0.08	5.71	0.01	93.94	93.30
9	0.06	0.02	2.51	93.96	95.81

10	0.05	2.11	0.06	96.07	95.87
----	------	------	------	-------	-------

Tab.IV.4 :Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

✓ **Remarque :**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.80$ s.
- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.71$ s.

On a :

$$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.73 = 0.95 > T_y(\text{dyn}) = 0.80 \text{ (la condition est vérifiée).}$$

$$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.76 = 0.99 > T_x(\text{dyn}) = 0.71 \text{ (la condition est vérifiée).}$$

• **Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- ❖ le 1er mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 67,04\%$ de participation de masse modale.
- ❖ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 67,80\%$.
- ❖ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ❖ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(Selon le RPA99version 2003).

• **Les schémas des trois premiers modes de vibration :**

- Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

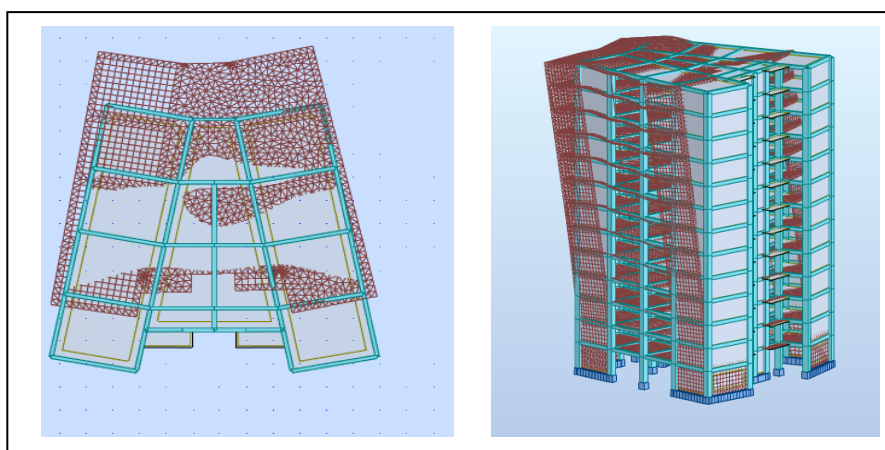


Fig.IV.3 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=80 s)

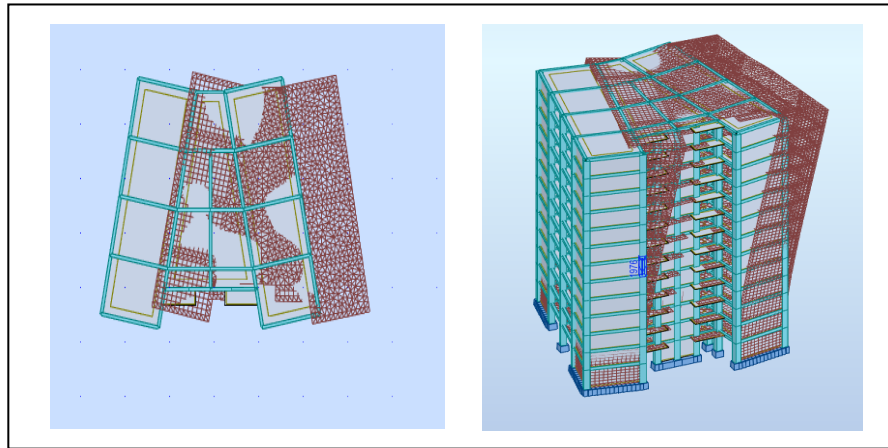


Fig.IV.4: Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.71 s)

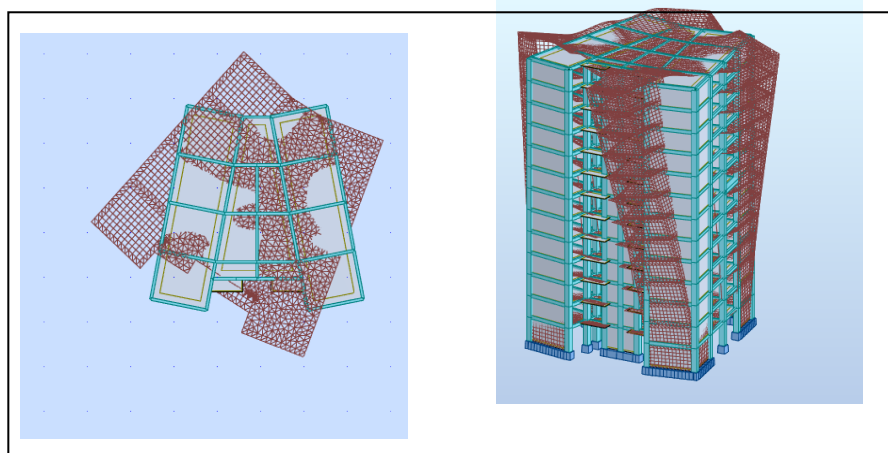


Fig.IV.5 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T=0.43s)

- Détermination du type de contreventement :

FX [T]	FX sur les Poteaux [T]	FY [T]	FY sur les Poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les Voiles [T]
455.369	129.282	419.295	122.044	-7541,257	-2100.240

Tab.IV.5 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\diamond \frac{Fz \text{ voile}}{Fz \text{ total}} = \frac{-2100.240}{-7541,257} = 27.85 \% \geq 20 \%$$

- ✓ Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

- **Les voiles reprennent plus de 20% du charge verticale donc notre système de contreventement sera constitué par des voiles porteurs en béton armé.**

IV.4.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; On a A=0.1.

R : Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement
On a **R=3.5**.

Q : facteur de qualité est donnée par le tableau 4.4 de RPA 99 version 2003

On a **Q= 1.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0.5 \text{ s}$; $T_x = 0.73 \text{ s}$; $T_y = 0.76$

Alors:

$$T \leq T_2 \longrightarrow D = 2.5\eta$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \longrightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 = 2.205$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.76}\right)^{2/3} = 1.66$$

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_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : 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 :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$$

Tab.IV.6 : les résultats des forces sismiques

Sens	A	D	R	Q	W(T)	V _{dyn} (T)	V _{st} (T)	0.8V _{st}
Longitudinale (X-X)	0.1	2.205	3.5	1.15	7017,500	455.369	508.417	406.73
Transversale (Y-Y)	0.1	1.66	3.5	1.15	7017,500	419.295	382.75	306.20

$$W = \sum w_i = 7017.500(T)$$

Donc : $V_{dyn} > 0.8V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \longrightarrow Condition vérifiée

	V _{dyn} (T)	V _{sta} (T)	0.8 x V _{stat}	Condition
Sens-X	455.369	508.417	406.73	Vérifiée
Sens-Y	419.295	382.75	306.20	Vérifiée

Tab.IV.7: Verification.

IV.4.3 : 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 :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{si } T > 0,7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec}$$

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 :

Fi : effort horizontal revenant au niveau i

hi : niveau du plancher où s'exerce la force i

hj : niveau d'un plancher quelconque.

Wi ; Wj : poids revenant au plancher i ; j.

Sens- X :

$T_x = 0.71 > 0,7 \text{ sec}$ alors : $F_t = 0,07 \cdot 0.71 \cdot V$; $V_x = 455.369T$

Niveau	wi	hi	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	Fi (T)
RDC	565.28344	3.4	432,7371607	1972,33252	5,593758341
1	536.09612	6.46	432,7371607	3413,717878	9,681690414
2	535.08943	9.52	432,7371607	5078,45352	14,40306918
3	535.08935	12.58	432,7371607	6731,418362	19,09106463
4	533.45103	15.64	432,7371607	8317,561576	23,58954637
5	535.08935	18.7	432,7371607	9975,5337	28,29174304
6	535.06027	21.76	432,7371607	11642,91213	33,02061704
7	533.45101	24.82	432,7371607	13280,91891	37,66618973
8	531.81336	27.88	432,7371607	14872,61388	42,18041689
9	535.08889	30.94	432,7371607	16555,66604	46,95374336
10	533.45103	34	432,7371607	18193,0396	51,59752018
11	528.4393	37.06	432,7371607	19867,72147	56,34710757
12	580.09779	40.12	432,7371607	22679,17001	64,32069395
			$\sum W_i \times h_i$	152820.5561	

Tab.IV.8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x

Sens-Y : $T_y = 0.80 > 0,7 \text{ sec}$ alors : $F_t = 0.07 \cdot V_x \cdot 0.8$; $V_y = 419.295T$

Niveau	wi	hi	$V_y - F_t$	$W_i \times h_i$	$F_i (T)$
RDC	565.28344	3.4	395,81448	1972,33252	5,116478893
1	536.09612	6.46	395,81448	3413,717878	8,855613996
2	535.08943	9.52	395,81448	5078,45352	13,17414786
3	535.08935	12.58	395,81448	6731,418362	17,46214678
4	533.45103	15.64	395,81448	8317,561576	21,57680199
5	535.08935	18.7	395,81448	9975,5337	25,87779043
6	535.06027	21.76	395,81448	11642,91213	30,20318002
7	533.45101	24.82	395,81448	13280,91891	34,45237584
8	531.81336	27.88	395,81448	14872,61388	38,58143301
9	535.08889	30.94	395,81448	16555,66604	42,94748222
10	533.45103	34	395,81448	18193,0396	47,1950354
11	528.4393	37.06	395,81448	19867,72147	51,53937102
12	580.09779	40.12	395,81448	22679,17001	58,83262253
			$\Sigma W_i \times h_i$	152820.5561	

Tab.IV.9 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y

IV.4.4 : Vérification les déplacements :

IV.4.4: Vérification les déplacements :

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

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

δ_k : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement = 3.5

ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal

à $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta x(cm)= \delta k- \delta k-1$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y(cm)= \delta k- \delta k-1$
RDC	0.2	0.2	0.2	0.2
1	0.6	0.4	0.6	0.4
2	1.1	0.5	1.2	0.6
3	1.6	0.6	1.9	0.7
4	2.3	0.6	2.6	0.8
5	3.0	0.7	3.4	0.8
6	3.7	0.7	4.3	0.9
7	4.5	0.8	5.2	0.9
8	5.2	0.8	6.1	0.9
9	6.0	0.8	7.0	0.9
10	6.8	0.8	7.9	0.9
11	7.5	0.7	8.8	0.9
12	8.2	0.7	9.7	0.9

Tab.IV.10: Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Donc : $\Delta 1, \Delta 2, \dots \Delta RDC$ sont inférieurs à $\Delta_{adm}=1\%(h) = 1\% (3.06) = 0.0306m=3.06cm$.

IV.4.5 : Caractéristique géométrique et massique :

A). 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 calculé 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 formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées 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).

B). 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 ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

C). Excentricité :

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

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W [Kg]	Position du centre de Masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex	Ey
RDC	565283,44	9.58	12.21	12.08	12.58	0,77	0,17
1	536096,12	9.57	12.30	10.70	12.16	1,51	0,21
2	535089,43	9.58	12.32	10.65	12.95	1,48	0,95
3	535089,35	9.58	12.32	9.57	12.81	0,00	0,50
4	533451,03	9.61	12.32	9.57	12.81	0,03	0,49
5	535089,35	9.58	12.32	9.57	12.81	0,00	0,50
6	535060,27	9.63	12.33	9.57	12.81	0,06	0,48
7	533451,01	9.60	12.30	9.57	12.81	0,03	0,51
8	531813,36	9.58	12.31	9.57	12.81	0,00	0,50
9	535088,89	9.58	12.32	9.57	12.81	0,00	0,50
10	533451,03	9.61	12.32	9.57	12.81	0,03	0,49
11	528439,30	9.63	12.34	9.58	12.81	0,05	0,48
12	580097,79	9.57	12.21	9.58	12.79	0,01	0,58

D). 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 :

- $e_x = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 24.04$ m ; $e_{ax} = 0.64$ m
- $e_y = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 22.55$ m ; $e_{ay} = 0.66$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.22$ m
- $e_y = 1.14$ m

IV.4.6: 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 p40.**

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \qquad P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
12	580,09779	580,09779	0.082	97.934	3,06	0.158881289	C.V
11	528,4393	1108,53709	0.075	167.261	3,06	0.166843889	C.V
10	533,45103	1641,98812	0.068	215.025	3,06	0.174834334	C.V
9	535,08889	2177,07701	0.06	256.935	3,06	0.172699884	C.V
8	531,81336	2708,89037	0.052	299.084	3,06	0.161302345	C.V
7	533,45101	3242,34138	0.045	331.212	3,06	0.151273765	C.V
6	535,06027	3777,40165	0.037	360.404	3,06	0.133311728	C.V
5	535,08935	4312,491	0.03	384.913	3,06	0.115378886	C.V
4	533,45103	4845,94203	0.023	406.507	3,06	0.12252543	C.V
3	535,08935	5381,03138	0.016	424.138	3,06	0.09974146	C.V
2	535,08943	5916,12081	0.011	439.835	3,06	0.073384967	C.V
1	536,09612	6452,21693	0.006	450.778	3,06	0.029244165	C.V
RDC	565,28344	7017,50037	0.002	455.369	3,4	0.010487928	C.V

Tab.IV.12: Vérification de l'effort P-Δ pour le sens x

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
12	580,09779	580,09779	0.097	94.198	3,06	0.195213495	C.V
11	528,4393	1108,53709	0.088	156.365	3,06	0.203878733	C.V
10	533,45103	1641,98812	0.079	200.274	3,06	0.211666	C.V
9	535,08889	2177,07701	0.07	237.267	3,06	0.209900303	C.V
8	531,81336	2708,89037	0.061	274.101	3,06	0.19701043	C.V
7	533,45101	3242,34138	0.052	302.811	3,06	0.181957101	C.V
6	535,06027	3777,40165	0.043	329.152	3,06	0.161266328	C.V
5	535,08935	4312,491	0.034	351.963	3,06	0.13614092	C.V
4	533,45103	4845,94203	0.026	372.249	3,06	0.14464458	C.V
3	535,08935	5381,03138	0.019	389.138	3,06	0.11749349	C.V
2	535,08943	5916,12081	0.012	404.626	3,06	0.090785277	C.V
1	536,09612	6452,21693	0.006	415.039	3,06	0.03048245	C.V
RDC	565,28344	7017,50037	0.002	419.295	3,4	0.010938842	C.V

Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens y

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.4.7: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

➤ **Sens longitudinal:**

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	5,593758341	3,40	19,01877836
1	9,681690414	6,46	62,54372007
2	14,40306918	9,52	137,1172186
3	19,09106463	12,58	240,165593
4	23,58954637	15,64	368,9405052
5	28,29174304	18,7	529,0555948
6	33,02061704	21,76	718,5286268
7	37,66618973	24,82	934,8748291
8	42,18041689	27,88	1175,990023
9	46,95374336	30,94	1452,74882
10	51,59752018	34	1754,315686
11	56,34710757	37,06	2088,223807
12	64,32069395	40,12	2580,546241

Tab.IV.14:moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

-Verifications:

$$M_s = 7017,500 \times (40.12/2) = 140771.05 \text{ T.m} ; \quad M_r = 12072.68032 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{R_x}} = 11.66 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	5,116478893	3.40	17,39602824
1	8,855613996	6.46	57,20726641
2	13,17414786	9.52	125,4178876
3	17,46214678	12.58	219,6738065
4	21,57680199	15.64	337,4611831
5	25,87779043	18.70	483,914681
6	30,20318002	21.76	657,2211972
7	34,45237584	24.82	855,1079683
8	38,58143301	27.88	1075,650352
9	42,94748222	30.94	1328,7951
10	47,1950354	34.00	1604,631204
11	51,53937102	37.06	1910,04909
12	58,83262253	40.12	2360,364816

Tab.IV.15: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

-Verifications:

$$M_s = 7017.500 \times (40.12/2) = 140771.05 \text{ T.m} ; \quad M_r = 11042.5961 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{R_x}} = 12.74 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.8: Justification de la largeur du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min}

Satisfait les conditions suivantes : **(article 5.8 RPA 99 version 2003)**

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm$$

$$d_{min} = 15mm + (97 + 97)mm = 209 \text{ mm} \geq 40mm$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 (RPA 99 version 2003)

au niveau du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celle dues à la rotation des fondations.

III.4.1.Effet du vent :

A. Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de:

La direction. L'intensité. La région. Le site d'implantation de la structure et leur environnement. La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Le calcul :

On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes :

- manque de données sur la construction voisine (la géométrie ; la durée de sa construction..)
- un plus de sécurité.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction.

Données relatives au site:

Site plat

$C_t = 0,1$

Zone III

$q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie IV

$K_T = 0,234$

$Z_0 = 0,1 \text{ m}$

$Z_{min} = 10 \text{ m}$

$\varepsilon = 0,67$

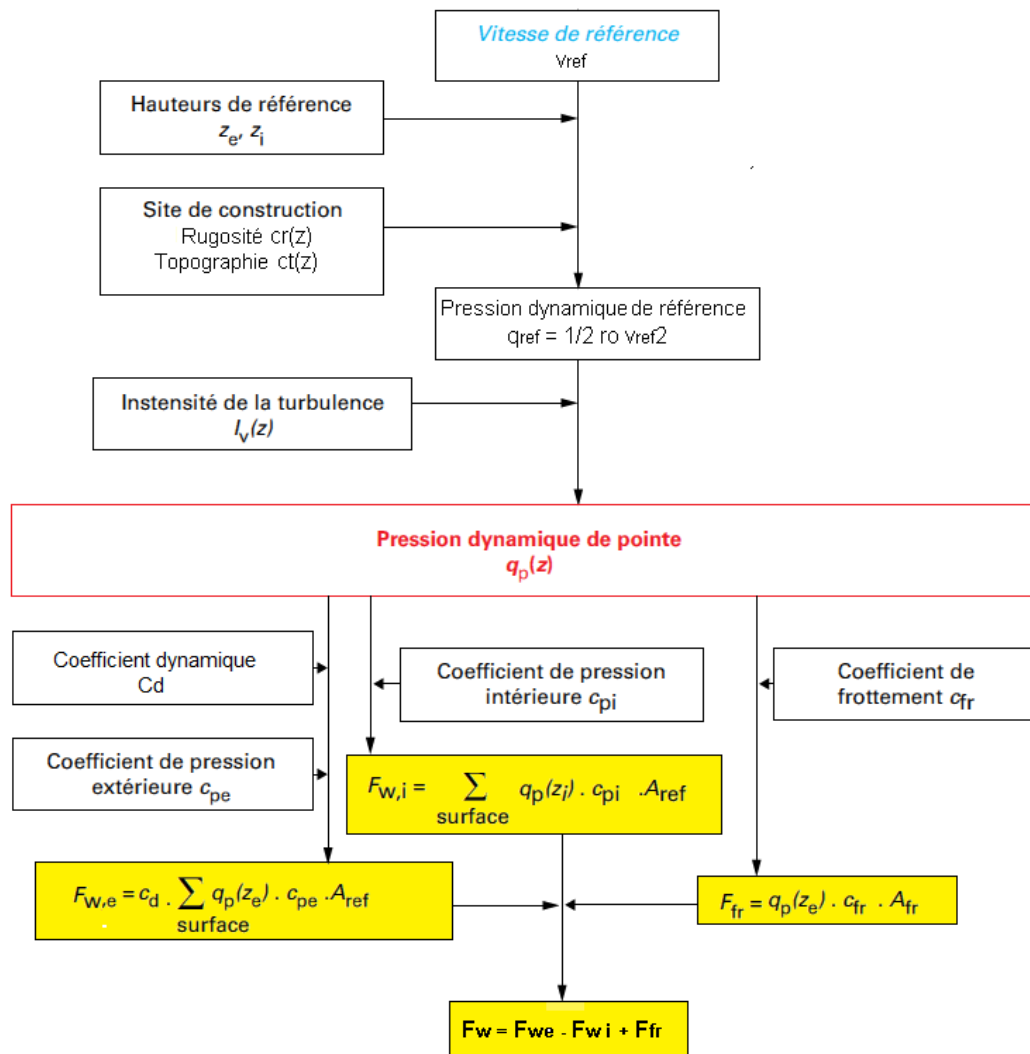
Générer Les Charges De Vent Automatiquement. (Robot)

On peut simuler et générer les charges de vent directement dans le logiciel Robot, ou exporter votre structure vers Autodesk Simulation CFD

Robot utilise la technologie Autodesk Simulation CFD pour simuler l'écoulement d'air autour de notre structure. Cette technologie de simulation du vent sert de tunnel de vent et nous permet de visualiser des cartographies de pression colorées sur notre modèle afin de comprendre les effets du vent, même avec des structures complexes.

Plusieurs paramètres de vent sont disponibles, tels que la direction, la vitesse et la pression du vent. Nous pouvez également spécifier le niveau du sol et les éléments exposés au vent. Par défaut, la direction du vent est définie dans le repère global et dans la direction X positive

Organigramme des étapes de calcul au vent



Après calcul nous avons constaté que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

Chapitre V :

Ferraillage des

éléments structuraux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux :

V.1 : Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2 : Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

V.3 : Ferrailage des poteaux :

V.3.1 : Introduction

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau. V. 1. Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

V.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- $0.9\% < \frac{A_s}{ba} < 4\%$ en zone courante.
- $0.9\% < \frac{A_s}{ba} < 6\%$ en zone de recouvrement.

$A_s > 0.9 \% ba.$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_L$.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_L$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales.

b) Armatures transversales :

❖ **BAEL91** :(art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_l}$ est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

❖ RPA99(VER2003):(7.4.2.2)

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales (**Zone I**)

- La zone nodale : $S_t \leq 10$

- La zone courante : $S_t \leq \text{Min}(b_1 ; h_1 ; 10\phi_l)$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\begin{cases} N^{\max} & : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} & : M^{\text{correspondant}} \\ M^{\max} & : N^{\text{correspondant}} \end{cases}$$

V.3.3 : Calcul de ferrailage :

➤ Armatures longitudinales:

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moment fléchissant M_y et M_z .

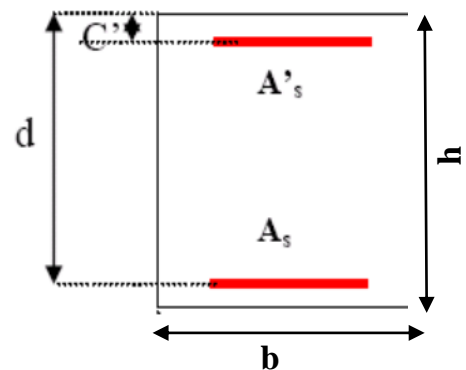


Figure V.1 : schéma de poteaux

◆ Poteaux de section : $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$C=3\text{cm}$; $d = h - c = 80 - 3 = 77\text{cm}$; Acier FeE = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

ELU		G+Q+E		0.8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.m)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)
6001.85	10.62	44.85	2232.93	660.86	13.14	4378.02	7.77

Tableau.V.2. Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Cas : ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$\begin{cases} e=e_1+e_2 \\ e_1=e_a+e_0 \end{cases}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{340}{250}\right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{10.62}{6001.85} = 0.00177 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.00177 = 0.022 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.38}{0.80} = 2.975 < \max(15 ; 2.975)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 10.305$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \implies \alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{10,305}{35} \right)^2} = 0,83 \end{cases}$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,38^2}{10^4 \times 0,80} \times (2 + 0,83 \times 2) = 0,00777 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,022 + 0,0077 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 6001,85 \times 0,03 = 180,0555 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 6001,85 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 180,0555 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 0,80 - 0,81 \times 0,03) \cdot 0,80 \times 0,80 \times 14,2 = 2,23 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 180,0555 + 6001,85 \times (0,77 - 0,80/2) = 2400,74 \text{ KN.m}$$

$$B = (6001,85(0,77 - 0,03) - 2400,74) \times 0,001 = 2,040 \text{ MN.m}$$

$\implies \mathbf{A > B ; \text{ Donc la section est partiellement comprimée.}}$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2400740}{14,2 \times 80 \times (77)^2} = 0,356 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,356)} \right] = 0,579$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4(0,579)) = 0,768$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{2400740}{348 \times 0,768 \times 77} = 116,66 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 116,66 - \frac{6001,85}{100 \times 348} \times 10^3 = -55,806 \text{ cm}^2 \text{ alor } A = 0$$

Alor $\mathbf{A=0} \implies$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

b) G+Q+E :

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} M_{\max} = 44.85 \text{ KN} \\ N_{\text{corrigé}} = 2232.93 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{340}{250}\right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{2232.93}{44.85} = 49.78 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 49.78 = 49.8 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 0.80} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00777 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 49.8 + 0.00777 = 49.81 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\max} \times e = 44.85 \times 49.81 = 2233.98 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.80 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.80 \times 0.80 \times 14.2 = 2.23 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_a = M_{\max} + N_{\max} \times (d - h/2) = 2233.98 + 44.85 \times (0.77 - 0.8/2) = 2250.57 \text{ KN.m}$$

$$B = (44.85 (0.77 - 0.03) - 2250.57) \times 0.001 = -2.21 \text{ MN.m}$$

A > B ; \implies Donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2250570}{18.5 \times 80 \times (77)^2} = 0.256 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.256)} \right] = 0.377$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4(0.377)) = 0.85$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{2250570}{400 \times 0.85 \times 77} = 85.965 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 85.965 - \frac{2232.93}{100 \times 400} \times 10^3 = 30.14 \text{ cm}^2$$

c) **0.8G±E:**

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} N_{\min} = 660.86 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 13.14 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\}$$

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{13.14}{660.86} = 0.0198m$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.0198 = 0.22 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 0.80} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00777 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.22 + 0.00777 = 0.227m.$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 660.86 \times 0.227 = 150.015 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.80 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.80 \times 0.80 \times 14.2 = 2.23 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 150.015 + 660.86 \times (0.77 - 0.8/2) = 394.533 \text{ KN.m}$$

$$B = (660.86 (0.77 - 0.03) - 394.533) \cdot 0.001 = 0.0945 \text{ MN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

◆ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{394533}{18.5 \times 80 \times (77)^2} = 0.045 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.045)} \right] = 0.0575$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4(0.0575)) = 0.977$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{394533}{400 \times 0.977 \times 77} = 13.11 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 13.11 - \frac{600.86}{100 \times 400} = -1.9115 \text{ cm}^2 \text{ alor } A = 0$$

▪ **Vérification des sections :** RPA (99ver2003) art.7.4.2,1

1-Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{s \text{ min}} = 0,7\% (b \cdot h) \text{ (zone I).}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.007 \times 80 \times 80 = 44.8 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

2-Le pourcentage maximal en zone de courante :

$$A_{s \max} = 3\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \min} = 0.03 \times 80 \times 80 = 192 \text{ cm}^2$$

3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :

$$A_{s \min} = 6\% (b \cdot h)$$

$$A_{s \min} = 0.06 \times 80 \times 80 = 384 \text{ cm}^2$$

Niveau	section de poteaux (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	A _{s min} RPA (cm ²)	A _{s max} RPA (cm ²) zone courante	A _{s max} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	80 × 80	30.14	44.8	192	384

Tableau .V .3. Les vérifications des sections.

▪ Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 \times 80 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 7.44 \text{ cm}^2$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	7.44	44.8	6HA32=48.25
0,8G±E	0			
G+Q±E	30.14			

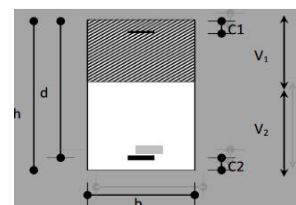
Tableau .V.4 .Le choix des sections

d) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

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'E LS 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte du béton est limitée par : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{La contrainte d'acier est limitée par : } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = 5.82(\text{KN.m}) \\ N_{ser} = 1339.89 (\text{KN}) \end{array} \right.$$

Figure V.2 : schéma de poteaux

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.77}{4378.02} = 0,00177 \text{ m} = 0,17 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.43 < \frac{h}{6} = \frac{80}{6} = 13.33 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 80 \times 80 + 15(87.52) = 7712.8$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{7712.8} \left[\frac{80 \times 80^2}{2} \right] + 15(43.76 \times 3 + 43.76 \times 77) = 40 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 80 - 40 = 40 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 (v_1 - c)^2 + A_2 (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{80}{3} (40^3 + 40^3) + 15[43.76(40 - 3)^2 + 43.76(40 - 3)^2] = 5210556.533 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 7770 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{4378020}{100 \times 7712.8} = 5.676 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{7770}{5210556.533} = 0.00149$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.675 + 0.00149 \times 40 = 5.7346 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.7346 \text{ pa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.676 + 0.00149(40 - 3)] = 85.966 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.675 - 0.00149(77 - 40)] = 84.313 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 85.966 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 84.313 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

◆ Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 247.03 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification de la contrainte de cisaillement } \tau = \frac{V}{bd} = \frac{247.03 \times 10^3}{500 \times 770} = 0.642 \text{ Mpa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3,89$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 0.642 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0.642 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

▪ **Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) 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 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda_g = \left(\frac{2.38}{0.80} \right) = 2.975; \lambda_g = (2.975) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 2.975$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq 10$. en prend $t = 10$ cm... (**Zone I**)
- La zone courante : $S_t \leq \min(b_l/2 ; h_l/2 ; 10\phi_l)$ en prend $S_t \leq 15$ cm... (**Zone I**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10$ cm en zone nodale et $S_t = 15$ cm dans la zone courante.

✓ En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2.975 \times 247003 \times 0.1}{80 \times 400} = 2.296 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.296 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ } \emptyset 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ Dans la zone nodale : $t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 80 = 2.4 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ Dans la zone courant : $t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 80 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$\phi_l = 2$ cas générale

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St = 10 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 90 \text{ cm})$ Condition Vérifier

e) Présentation du ferrailage des poteaux:

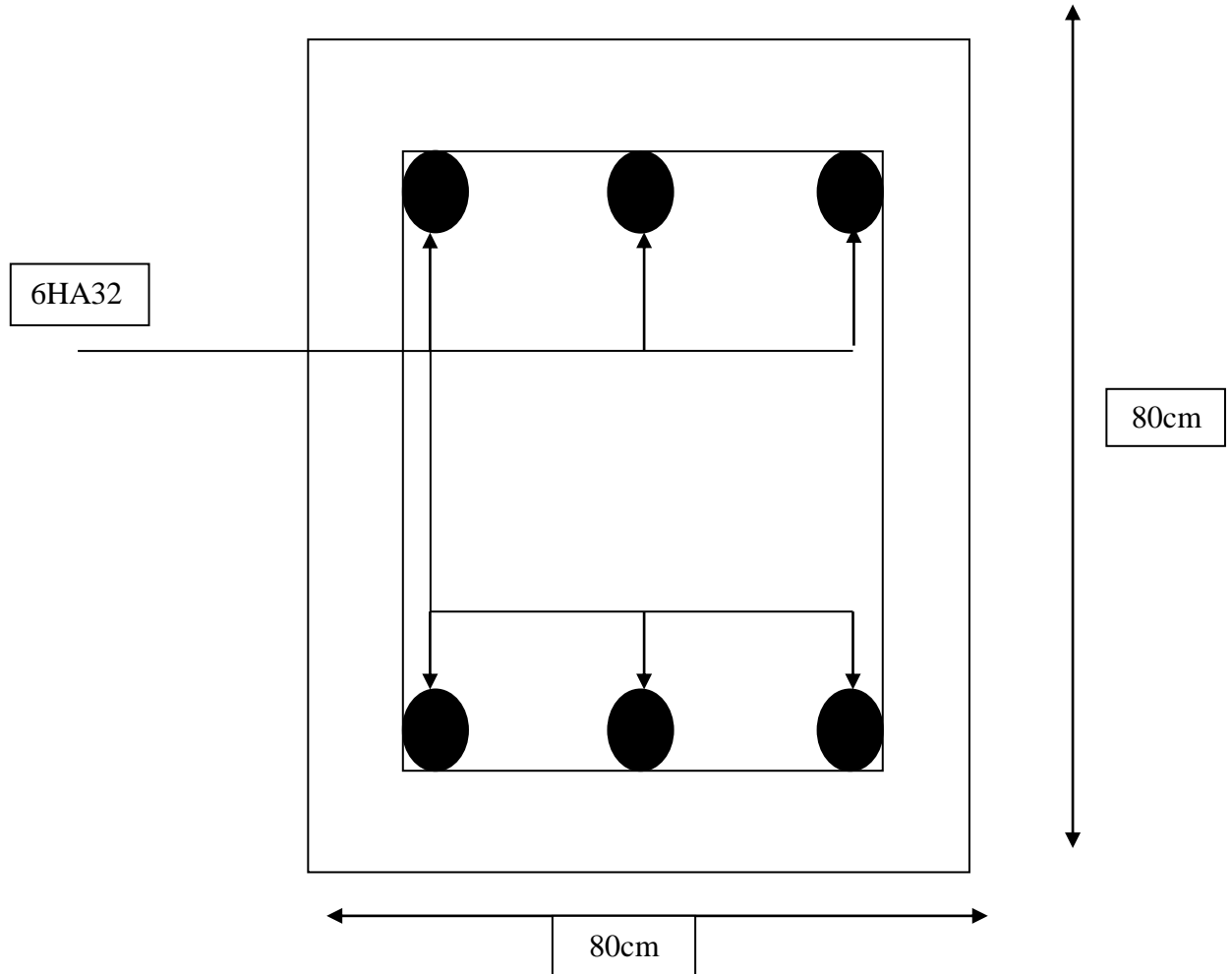


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4.Ferrailage des poutres :

V.4.1.Introduction :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

V.4.2. Combinaisons des charges :

- Combinaisons données par BAEL.91 [1] :

- ◆ Situation accidentelle :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{cases}$$

Combinaisons donné par RPA99 VERSION 2003 [2] :

◆ Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{cases}$$

V.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.4.4. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).
- Sens chainage (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Les poutres principales (30×50) :

$$C=3\text{cm} \quad ; \quad d= h-c = 50-3 = 47\text{cm} \quad ; \quad \text{Acier FeE} = 400\text{MPa} \quad ; \quad f_{c28}=25\text{MPa}$$

	ELU	ELS		Situation accidentelle
Moment (KN.m)	En travée	En travée	Sur appui	Sur appui
Poutre .principale	182.71	133.84	232.48	259.91

Tableau V.5. Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Calcule le ferrailage :

➤ **Ferrailage en travée (situation accidentelle) :**

❖ **En Travée :**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

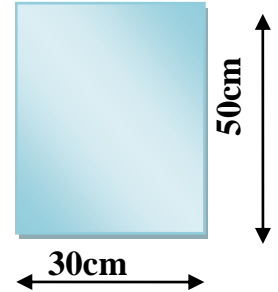


Figure V.4 : section de Poutre .P

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu l$	α	β	A (cm ²)
Travée	182.71	0.194	oui	0.272	0.89	12.55

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu l$	α	β	A (cm ²)
Appuis	259.91	0.212	Oui	0.301	0.88	15.71

b) **Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL**

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

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

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 47 \times 2.1}{400} = 1,70 \text{ cm}$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5$$

➤ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

- ◆ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{RPa} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Travée	12.55	1.70	1.5	7.5	13.256	9HA14=13.85
Appuis	15.71	1.70	1.5	7.5	14.936	8HA16=16.08

c) **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_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 vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.272	182.71	133.84	1.36	0.43	Vérifiée
	Appuis	0.301	259.91	232.48	1.12	0.31	Vérifiée

d) **Vérification de la flèche :** BAEL91 (art 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.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$M_{max}^t = 182.71 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.50}{6.5} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{12.55}{30 \times 47} = 0.0089 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

e) Armatures transversales :

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)** :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4Ø8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

4Ø8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 78.15 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{188440}{300 \times 470} = 1.336 \text{ Mpa} < \text{Min } \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\overline{\tau}_u = \min (0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 1.336 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad (c.v)$$

Résumé :

	Section (cm ²)	AS calculé (cm ²)	AS RPA (cm ²)	Choix des barres	AS choisie (cm ²)
Sur appui	30×50	14.936	7.5	8HA16	16.08
En travée		13.256		9HA14	13.85

Tableau .V.6 .Le choix des sections

g) Présentation du ferrailage des poutres:

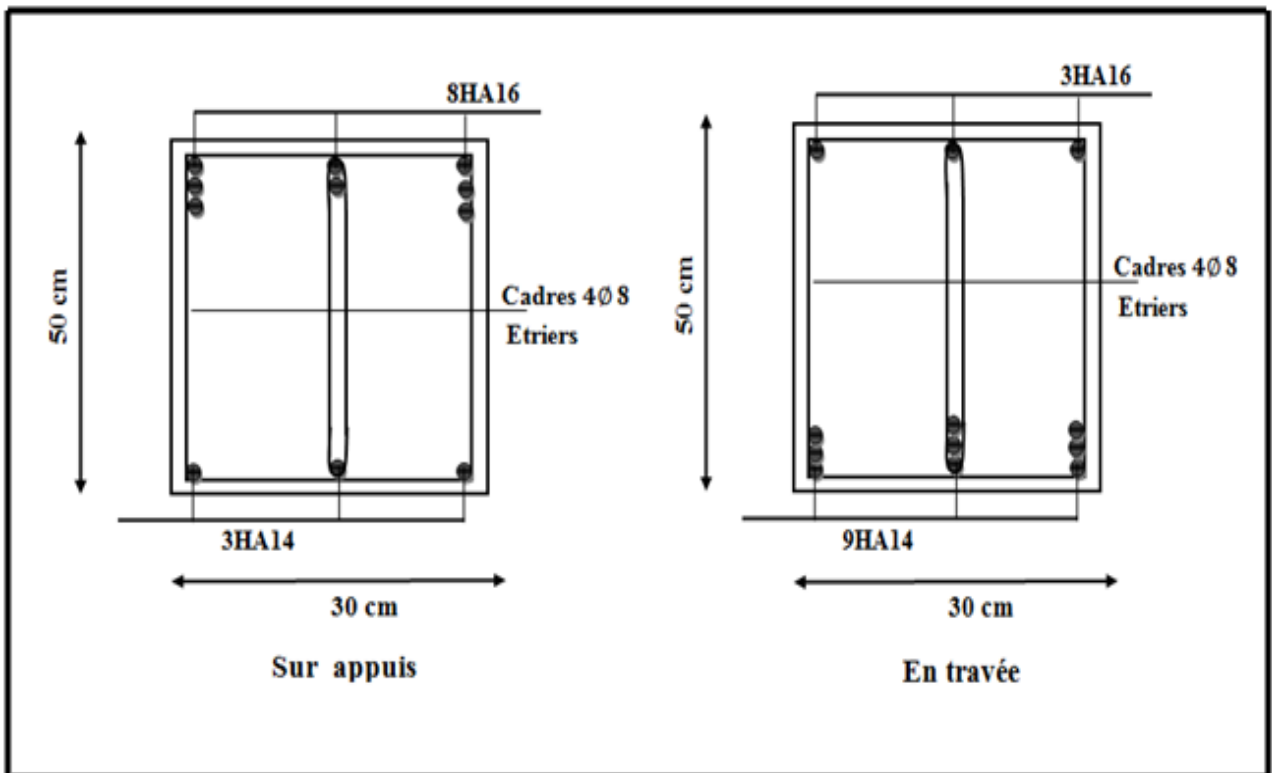


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales.

2- Les poutres secondaires (30× 45) :

$C=3\text{cm}$; $d= h-c = 45-3 =42\text{cm}$; Acier FeE = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

	ELU	ELS		Situation accidentelle
	En travée	En travée	Sur appui	Sur appui
Poutre .principale	125.05	91.59	227.44	257.02

Tableau V.7. Résumé des efforts et des moments pour chaque combinaison.

a) Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

- **La condition de non fragilité :**

a) Calcule le ferrailage :

❖ **En Travée :**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_l = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

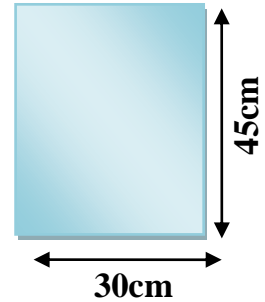


Figure V.7 : section de Poutre .S

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	β	A (cm ²)
Travée	125.05	0.166	Oui	0.228	0.91	9.40

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	β	A (cm ²)
Appuis	257.02	0.262	Oui	0.387	0.845	18.11

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

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

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35$$

c) **Pourcentage d'acier exigé par : le RPA99/version 2003**

- ◆ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{RPa} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Travée	9.40	1.52	1.35	5.25	9.80	3HA14+3HA16=10.65
Appuis	18.11	1.52	1.35	5.25	17.40	6HA20=18.58

d) **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_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 vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

	Elements	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	ᾱ	Condition
P.P	Travée	0.228	125.05	91.59	1.36	0.43	Vérifier
	Appuis	0.387	257.02	227.44	1.33	0.415	Vérifier

e) Vérification de la flèche : BAEL91 (art 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.

$$M_{max}^t = 125.05 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{5.5} = 0.0818 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{10.65}{30 \times 42} = 0.00845 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots C.V$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

f) Armatures transversales :

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22)**:

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2)** :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min} \emptyset, 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 18 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

▪ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 18 \times 30}{400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

▪ D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

4HA8 avec $A_t = 2.01\text{cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

g) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 60.15 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{245690}{300 \times 420} = 1.949 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\overline{\tau}_u = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 1.949 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

Résumé :

	Section (cm ²)	AS calculé (cm ²)	AS RPA (cm ²)	Choix des barres	AS choisie (cm ²)
Sur appui	30×45	18.11	6.75	6HA20	18.85
En travée		9.40		3HA14+3HA16	10.65

Tableau.V.8. Le choix du ferrailage.

h) Présentation du ferrailage des poutres :

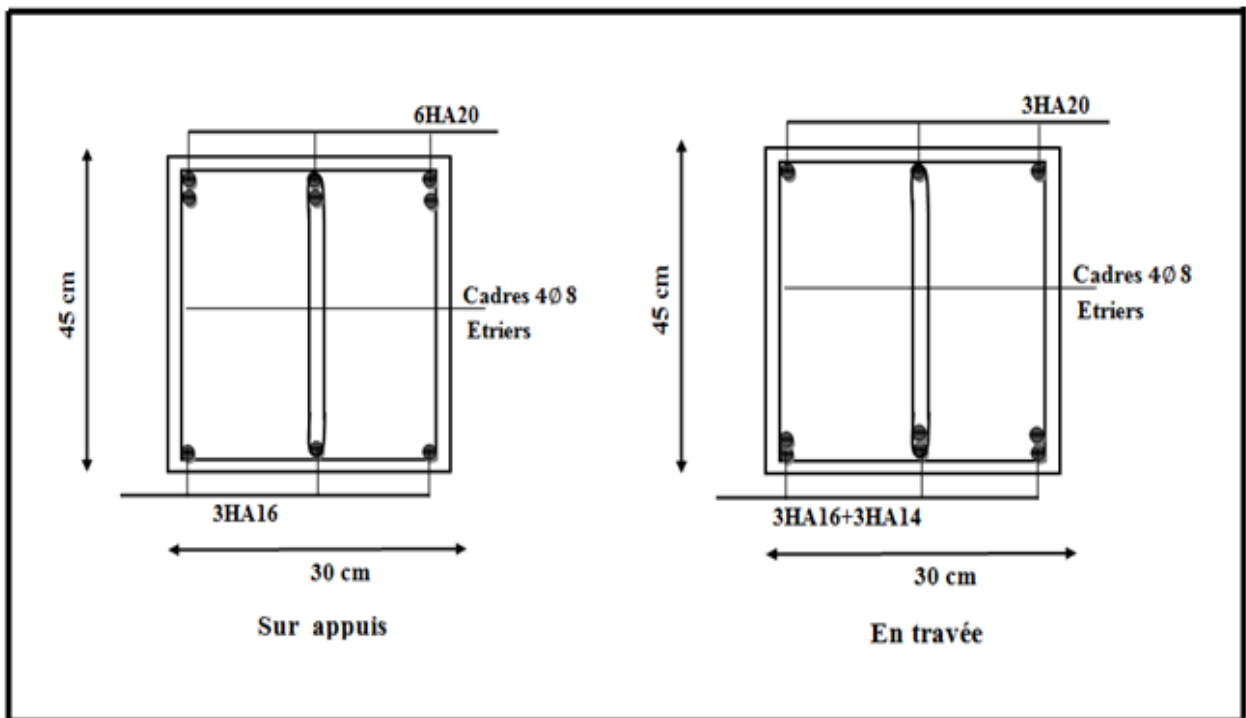


Figure V.8. Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.

V.5. Ferrailage de voile plein :

V.5.1 : 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.

V.5.2:Types d'armatures :

V.5.2.1:Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

V.5.2.2 : Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.5.2.3 : Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$.
- $S \leq 30\text{cm}$
- $S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vi} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.2.4 : 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.

V.5.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0.8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G + Q \pm E$

V.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale. Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0.8NG + NE = 0 \text{ cas des voiles planes.}$$

$$M_{\max} = 0.8MG + ME$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_G + N_Q + N_E$$

$$M_{\text{max}} = K_G + M_Q + M_E.$$

V.5.5. Calcul de la section d'armature :

V.5.5.1. 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)

➤ 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 :

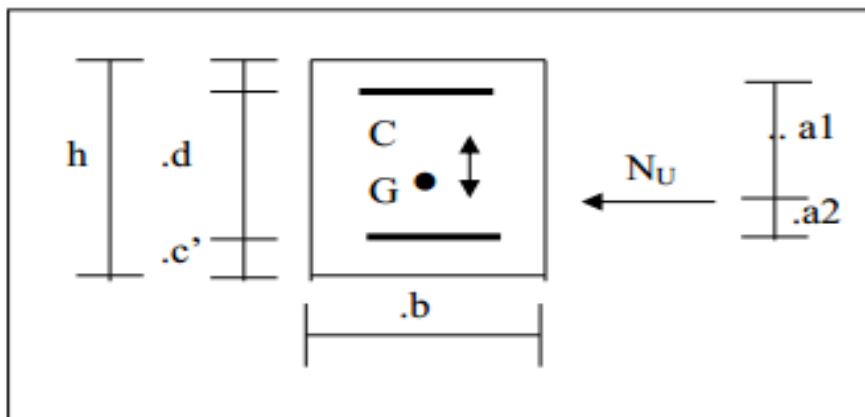


Figure V.9. Schéma de section entièrement tendue.

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 :

$$N \cdot (d - c) - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

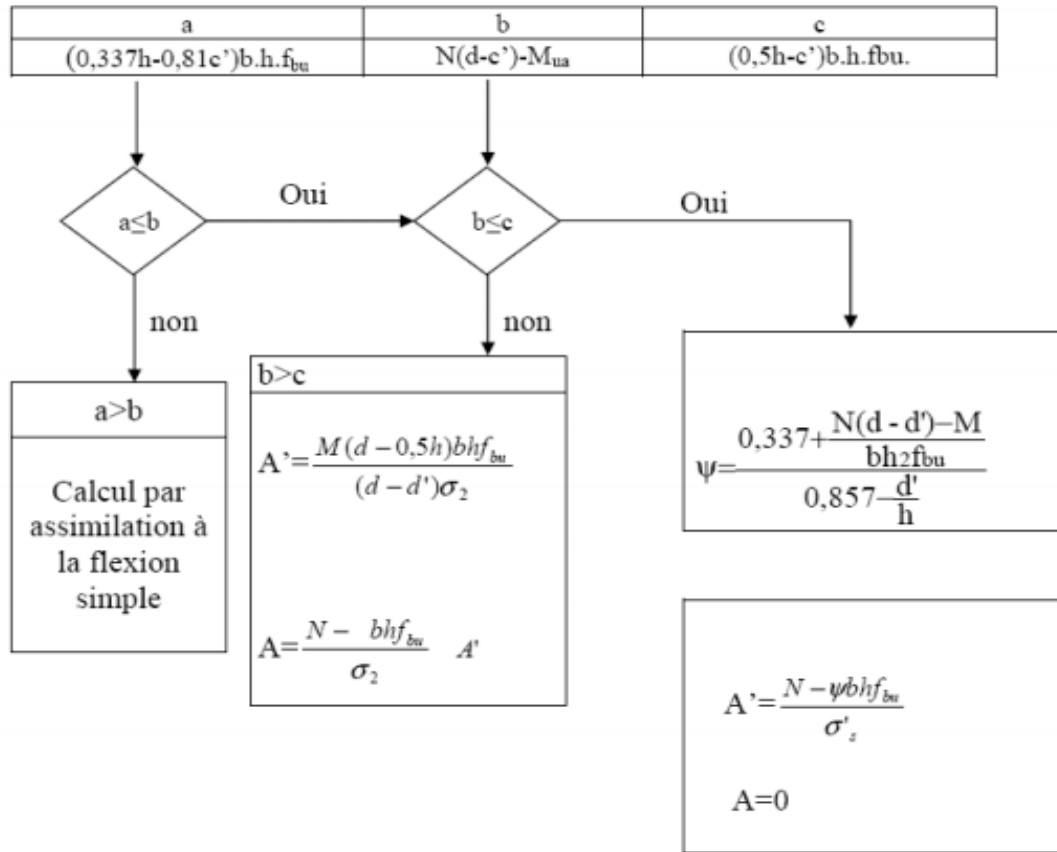


Figure .V.10. Organigramme de flexion composée.

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 :

$$N \cdot (d - c',) - M A \leq (0,33h - 0,81 c',) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

V.5.6 : Calcul de la section des armatures :

V.5.6 .1 : Armatures verticales :

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

G+Q±E		0.8G±E	
Mmax (KN)	Ncor (KN)	Nmin (KN)	Mcor (KN)
2485.98	-2532.76	-1596.33	2328.47

Tableau V.9 : les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison.

1^{ème} Cas G+Q+E:

$$h = 6.5 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 6.5 - 0.03 = 6.47 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{340}{250}\right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{2485.98}{2532.76} = 0.98 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.98 = 1 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{H} = \frac{20 \times 0.15}{3.40} = 0.88$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.38}{6.5} = 0.366 < 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 1.267$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \implies \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{1.267}{35}\right)^2} = 0.85 \end{cases}$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 6.5} \times (2 + 0.85 \times 2) = 0.00097 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1 + 0.00097 = 1.001 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2532.76 \times 1.001 = 2535.29 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrigé}} = 2535.29 \text{ (KN)} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 2532.76 \text{ (KN.m)}$$

$$a = (0.5 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$a = (0.5 \times 6.5 - 0.81 \times 0.03) \cdot 6.5 \times 0.15 \times 18.5$$

$$a = 58.183 \text{ MN.m} = 58183 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_a$$

$$M_a = M_{\max} + N_{\max} \times (d - h/2) = 2532.76 + 2535.29 (6.47 - 3.25) = 10696.4 \text{ KN.m}$$

$$b = 2532.76(6.47 - 0.03) - 10696.4 = 5682.96 \text{ KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$ donc la section est partiellement tendue.

Calcul des armatures à la flexion simple :

♦ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10696400}{18.5 \times 15 \times (647)^2} = 0.092 < \mu^l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.092)} \right] = 0.121$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4(0.121)) = 0.95$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{10696400}{400 \times 0.95 \times 647} = 43.51 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 43.51 + \frac{2532760}{100 \times 400} = 106.83 \text{ cm}^2$$

Alors $A = 0 \implies$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin de des armatures de compression.

2^{ème} Cas 0.8G+E:

$$h = 6.5 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 6.5 - 0.03 = 6.47 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{340}{250} \right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{2328.47}{1596.33} = 1.46 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.46 = 1.48 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{H} = \frac{20 \times 0.15}{3.40} = 0.88$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.38}{6.5} = 0.366 < 15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 1.267$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \implies \alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{1,267}{35} \right)^2} = 0,85 \end{cases}$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,38^2}{10^4 \times 6,5} \times (2 + 0,85 \times 2) = 0,00097 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1,48 + 0,00097 = 1,481 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1596,33 \times 1,481 = 2364,16 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrigé}} = 2364,16 \text{ (KN)} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 1596,33 \text{ (KN.m)}$$

$$a = (0,5 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$a = (0,5 \times 6,5 - 0,81 \times 0,03) \cdot 6,5 \times 0,15 \times 18,5$$

$$a = 58,183 \text{ MN.m} = 58183 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_a$$

$$M_a = M_{\text{min}} + N_{\text{min}} \times (d - h/2) = 2364,16 + 1596,33 (6,47 - 3,25) = 7504,34 \text{ KN.m}$$

$$b = 1596,33 (6,47 - 0,03) - 7504,34 = 2776,025 \text{ KN.m}$$

$a > b \implies$ donc la section est partiellement tendue.

◆ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7504340}{18,5 \times 15 \times (647)^2} = 0,064 < \mu \ell = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0,064)} \right] = 0,083$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4(0,083)) = 0,96$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{7504340}{18,5 \times 0,96 \times 647} = 30,20 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 30,20 + \frac{1596330}{100 \times 400} = 70,11 \text{ cm}^2$$

V.5.6.2 : Armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

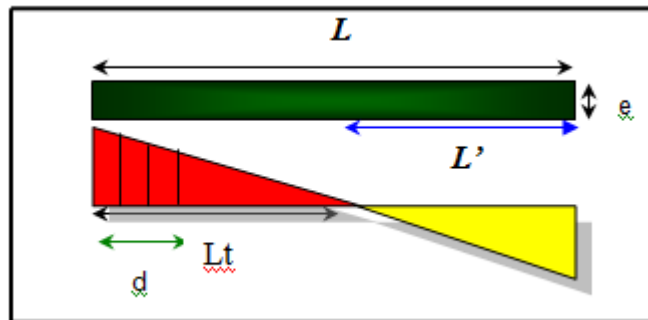


Figure V.10. Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1596.33 \times 10^3}{150 \times 6470} + \frac{6 \times 2328.47 \times 10^6}{150 \times (6470)^2} = 3.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1596.33 \times 10^3}{150 \times 6470} - \frac{6 \times 2328.47 \times 10^6}{150 \times (6470)^2} = -0.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.95 \cdot \frac{|0.58|}{|3.86| + |0.58|} = 1.13 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2l_t = 6.5 - 2 \times 1.13 = 3.99 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 113 \times 15 = 3.39 \text{ cm}^2$$

V.5.6.3 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 647 = 14.56 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(3.39 ; 106.83)$

$$\text{Alors on prend } A = 106.83 \text{ cm}^2$$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 6.5 - 2 \times 1.13 = 3.99 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times 399 = 5.985 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c < A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 106.83 + 5.985 = 219.645 \text{ m}^2 > = 14.56 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{min}^g (cm^2)	Condition	A_{adopt} (cm^2)
RDC V(0,15×6.5×3.40)	106.83	5.985	219.645	14.56	Vérifier	$A_{\text{tend}}=72\text{HA}14=36.96\text{cm}^2$

Tableau .V.10 : Armatures des voiles.

V.5.6.4 . 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=20cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \right\} = \min \{15; 15\} \Rightarrow D = 10\text{cm}$$

On prendr : **D=10 cm**

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport **RPA99**.

V.5.6.5. Choix d'armature:

- **Dans la zone tendue :**

$$A = 18.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{12\text{HA}20}$$

- **En zone courante :**

$$A = 0.945 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4\text{HA}6}$$

V.5.6.6. 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).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile h.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T=256.92 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 35900}{150 \times 6470} = 0.052 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

La contrainte limite est : = **0.2 f_{c28} = 5 MPA** (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b = 0.052 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.5.6.7. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

V.5.6.8. Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **Ac=6Ø10=4.71 cm²/ml**

V.5.6.8.2 . Les Armatures Transversal :

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.5.6.8.3 .Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend»

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2532.76 \times 10^3}{150 \times 6470} + \frac{6 \times 2485.98 \times 10^6}{150 \times (6470)^2} = 4.985 \text{ MPa} < 18.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

V.5.6.9. Ferrailage des voiles :

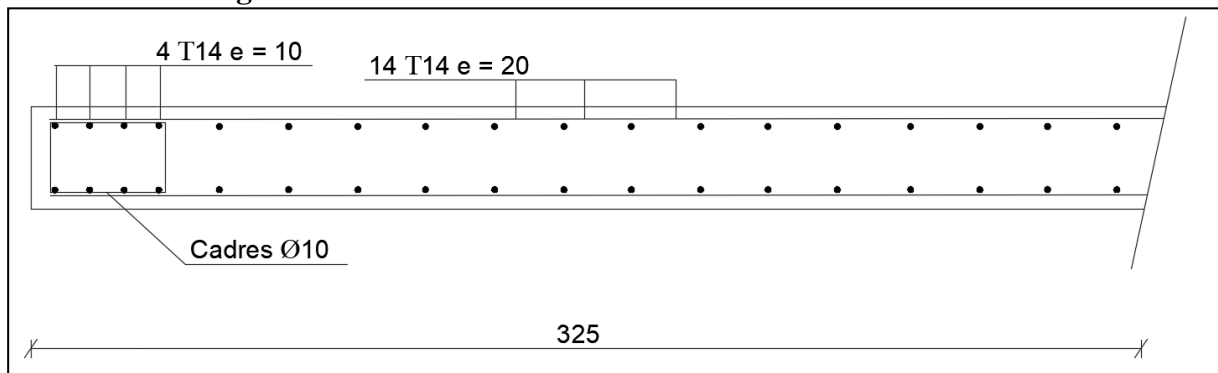


Figure V.11: Coupe de ferrailage du voile.

Chapitres VI :
Etude de
l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.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...).

VI.2.1 : Choix de type de fondation :

- Fondations superficielles de type :
- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

VI.2.2: Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.

- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VI.3 : Calcul des fondations :

VI.3.1 : Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de **BISKRA**.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $Q=1.8\text{bars}$ pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie **S3 (sol meuble)**
- Ancrage des fondations : $D = 1.8 \text{ m}$

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%).$$

VI.3.2 : Calcul la section des semelles :

➤ À L'ELS :

La surface de la semelle est donnée par :

$$s \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8\text{bars} = 18\text{T/m}^2$$

N_{ser} : La somme des réactions

$$N_{\text{ser}} = 7541.257(\text{Résultats par robot 2019})$$

$$s \geq \frac{7541.257}{18} = \mathbf{418.95 \text{ m}^2}$$

Surface total du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = \mathbf{404.09\text{m}^2}$

Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{418.95}{404.09} = 1.03 \rightarrow 103\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée parla Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécuté

VI.4 : Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage

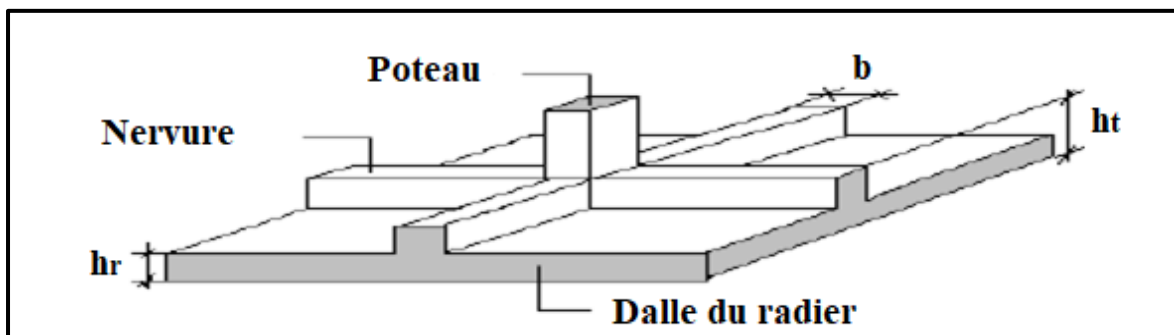


Fig.VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.4.1: Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 6.50\text{m}$)

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \rightarrow h_r \geq \frac{650}{10} = 65\text{cm}$$

c) condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

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

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_{\max} = 7 \text{ m}, E = 3216420 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3.$$

D'où :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 4000 * 6.5^4}{3.2 * 10^6 * 3.14^4}} = 1.03 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est:

$$h_t = \max(65 \text{ cm}, 103 \text{ cm})$$

On prend : **h_t = 105 cm.**

Remarque :

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_r \geq \frac{650}{20} = 32.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h_r = 55 \text{ cm}$$

h_r : hauteur de la dalle.

Conclusion :

h_t = 105 cm. ; h_r = 55 cm.

VI.4.2: Calcul de la surface du radier :

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

S_r : surface du radier.

N : l'effort normal transmis aux fondations.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

- **Calcul de l'effort N transmis aux fondations :**

Les efforts transmis aux fondations sont résumés dans le tableau suivant :

Poids	Volume v (m ³)	γ KN/m ³	P= v \times γ KN	comb
A la base du bâtiment	Résultat éxtré du logiciel ROBOT 2019		75412,57	ELS
Des terres	$V_t = (S_{bat} \times hr)$	18	6909.93	G
platform	$V_t * 25 = 404.09 * 0.10 * 25$		1010.225	g
Total N (KN)	$N = \sum (v \times \gamma) = 83332.725$			

Tableau VI.1. Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS

V_r : volume du radier = $V_r = hr \times (S_{bat}) = 151.58 \text{ m}^3$

V_t : Volume des terres.

VI.4.3 : Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

Détermination des efforts :

N=82781.379

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$

$S_{radier} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{83332.725}{180} = 462.96 \text{ m}^2$ en prends **S_{radier} 490**

$S_{radier} = 462.96 \text{ m}^2 > S_{bâtiment} = 404.09 \text{ m}^2$

■ Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 0.55 \text{ m}$

$D \geq \text{Max} (27.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.30 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) - \sum(l_x + l_y) = 462.96 + 0.3 \times 2 \times 84.23 = 488.229 \text{ m}^2$$

VI.4.4 : Vérifications diverses :

VI.4.4.1 : Vérification au poinçonnement :

VI.4.4 : Vérifications diverses :

VI.4.4.1 : Vérification au poinçonnement :

a. vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le **BAEL 91 (Article A.5.2.42) BAEL 91** propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \geq (0.045 \cdot \mu \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_\beta$$

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

$$N_u = 326.663 \text{ T}$$

μ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu = 2(a+b+2 \cdot h_r) = 5.4 \text{ m}$$

$$\mu = 2(0.65+0.60+2 \times 0.60) = 4.90 \text{ m.}$$

$$N_u = 326.663 \text{ T} \leq 0.045 \times 4.90 \times 0.60 \times 2500 / (1.50) = 220.50 \text{ T}$$

$$N_u = 289.631 \text{ T} \leq 306.837 \text{ T} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

b. vérification pour les voiles :

$$N_u \geq 0.045 \cdot \mu \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_\beta$$

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 205.652 \text{ T}$$

μ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu = 2(2.50+0.18+2 \times 1.03) = 9.96 \text{ m.}$$

$$N_u = 205.652 \text{ T} \leq 0.045 \times 9.96 \times 1.03 \times 2500 / (2.8) = 412.18 \text{ T}$$

$$N_u = 205.652 \text{ T} \leq 412.18 \text{ T} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

VI.4.4.2 : Vérification de la stabilité du radier :

a. 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 vérifier : $\frac{N_t}{s_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 83332.725 \text{ kn}$$

$$N_{radier} = V_r \times 25 = 162.66 \times 25 = 4066.5625 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 83332.725 + 4066.5625 = 87399.2875 \text{ Kn} = 8739.90 \text{ T}$$

$$\frac{N_T}{S_{radier}} = \frac{8739.90}{488.229} = 17.9 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 18 \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification à 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 (**$\alpha = 1.5$**).

γ : poids volumique de l'eau (**$\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$**).

h : profondeur de l'infrastructure (**$h = 1.8 \text{ m}$**).

S : surface de radier (**$S = 488.229$**).

$$N_t = N_G + N_{radier}$$

$$W = N_t = 8739.90 \text{ T}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 10 \times 1.8 \times 488.229 = 13182.183 \text{ kn}$$

$$W = 8739.90 \text{ T} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1318.12183 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5 : Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} = 12.45 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i} = 11.25 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \sum \frac{b * h^3}{12} = 15230.01 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \sum \frac{b * h^3}{12} = 12410.83 \text{ m}^4$$

VI.4.5.1: Vérification de stabilité :

VI.4.5.2 : Vérification de la stabilité du radier :

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

N total = 53759.41 KN

M x = 3399.82 KN

M y = 3554.55 KN

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total(KN)	53759.41	53759.41
M(KN.m)	3399.82	3554.55
e(m)	0.0632	0.0661
L/4(m)	5.95	3.50
condition	vérifiée	Vérifiée

VI.4.5 Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment derenversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversales et longitudinal

Sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0.8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

- **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e: l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le **RPA99/version2003(art10.1.5)**le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4};$$

e: l'excentricite de la resultante des charges verticales

$$\sum N_{total} = 66621.94 \text{ KN}$$

$$\sum M_x = 3399.82 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_y = 3554.55 \text{ KN.m}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total (KN)	66621.94	66621.94
M(KN.m)	3399.82	3554.55
e(m)	0.051	0.053
L/4(m)	6.225	5.62
condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.2 : La stabilité du radier sous

- **Vérification des contraintes des fondations :**

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I}$$

	I(m ⁴)	N (T.m)	M (T.m)	S _{rad} (m ²)	G(m)
X-X	15230.01	4847.984	339.982	457.347	12.45
Y-Y	12410.83	4869.984	355.455	457.347	11.25

	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)	σ _m (KN/m ²)	σ _{sol} (T/m ²)	σ _m ≤ σ _{sol}
X-X	10.85	10.49	10.76	18	C.V
Y-Y	10.81	10.53	10.74	18	C.V

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes des fondations

VI.5.2 : Calcul des moments fléchissant :

$N_u = 103254,41 + 10692,21 = 112582,82 \text{kn}$; $N_s = 83332,725 \text{kn}$

ELU	ELS
$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_{rad}} = \frac{112582,82}{488,229}$	$q_u = \frac{G + Q}{S_{rad}} = \frac{83332,725}{488,229}$
$q_u = 230,59 \text{kn/m}$	$q_s = 170,68 \text{kn/m}^2$

Tableau VI.4 : Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du 4.8x7 (intermédiaire) :

➤ **L'ELU : $v = 0$; $q_u = 230,59 \text{kn/m}$**

$\rho = 5.5/6.5 = 0.84 > 0.4$ → alors le panneau travaille dans les deux sens.

À partir du tableau :

$\mu_x = 0.0520$; $\mu_y = 0.667$

Donc les moments sont :

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0520 \times 230,59 \times 5.5^2 = 362,72 \text{kn.m/ml}$.
- $M_y = \mu_y \times M_x = 0.667 \times 362,72 = 241,93 \text{kn.m/ml}$.
- $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 362,72 = 272,04 \text{kn.m/ml}$
- $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 181,45 \text{KN.m/ml}$
- $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 181,36 \text{KN.m/ml}$

Sens X-X				Sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
0.0520	362.72	272.04	181.36	0.667	241.93	181.45	181.36

VI.5.3 : Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) ; \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$$

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=55\text{cm}$$

$$\sigma_s=348\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 48.5$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 45 \text{ cm}$$

-Tableau récapitulatif de ferrailage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M (KN.m)	272040	181360	181450	181360
μ	0.072544	0.048362667	0.052502894	0.052476852
μ_L	0.41	0.14	0.06	0.14
μ < μ_L	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.094231857	0.06199046	0.067448328	0.067413919
β	0.962307257	0.975203816	0.973020669	0.973034432
As (cm²/ml)	16.24687192	10.68801038	11.16386113	11.15816597
As min (cm²/ml)	3.95	3.95	3.95	3.95
Choix des barres	<u>6HA20</u>	<u>7HA14</u>	<u>6HA16</u>	<u>6HA16</u>
As Choix (cm²/ml)	18.85	10.78	12.06	12.06
Espacement (cm)	<u>15</u>	<u>15</u>	<u>15</u>	<u>15</u>

➤ À L'ELS: $\nu = 0.2$; $q_u = 170.68 \text{ kn. m/m}$

$\alpha = 4.8/7 = 0.68 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

À partir du tableau :

$$\mu_x = 0.0589$$

$$\mu_y = 0.764$$

Donc les moments sont :

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0589 \times 170.68 \times 5.5^2 = 304.10 \text{ kn.m/ml}$.
- $M_y = \mu_y \times M_x = 0.764 \times 304.10 = 232.33 \text{ T.m/ml}$.
- $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 304.10 = 228.075 \text{ kn.m/ml}$
- $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 232.33 = 174.25$
- $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 489.7 = 152.05 \text{ kn.m/ml}$

Sens X-X				Sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
0.0589	304.10	228.075	152.05	0.764	232.33	174.25	152.05

Tableau VI.7: résultats des moments sur appui et en travée(ELS)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M (KN.m)	228.075	152.05	174.25	152.05
μ	0.0506	0.0366	0.0420163	0.036663291
μ_L	0.392	0.392	0.392	0.392
$\mu < \mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.06504659	0.046701527	0.053672678	0.046701527
β	0.973981364	0.981319389	0.978530929	0.981319389
As (cm ² /ml)	23.22401317	16.00	18.39658576	16.00718795
As min (cm ² /ml)	3.95	3.95	3.95	3.95
Choix des barres	<u>5HA25</u>	<u>8HA16</u>	<u>6HA20</u>	<u>8HA16</u>
As Choix (cm ² /ml)	24.54	16.08	18.85	16.08
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau VI.8: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)

VI.5.4 : Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{186.3 \times 5.5 \times 6.5}{2 \times 6.5 + 7.5} = 445.6 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{332.96 \times 1000}{1000 \cdot 500} = 0.89$$

$$\tau_u = 0.89 \text{MPa} < \tau = 2.5 \text{MPa}$$

✓ **La condition est vérifiée donc n'est pas nécessaire des armatures transversales.**

Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre (1m).

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	55	45	30	230.59	170.68

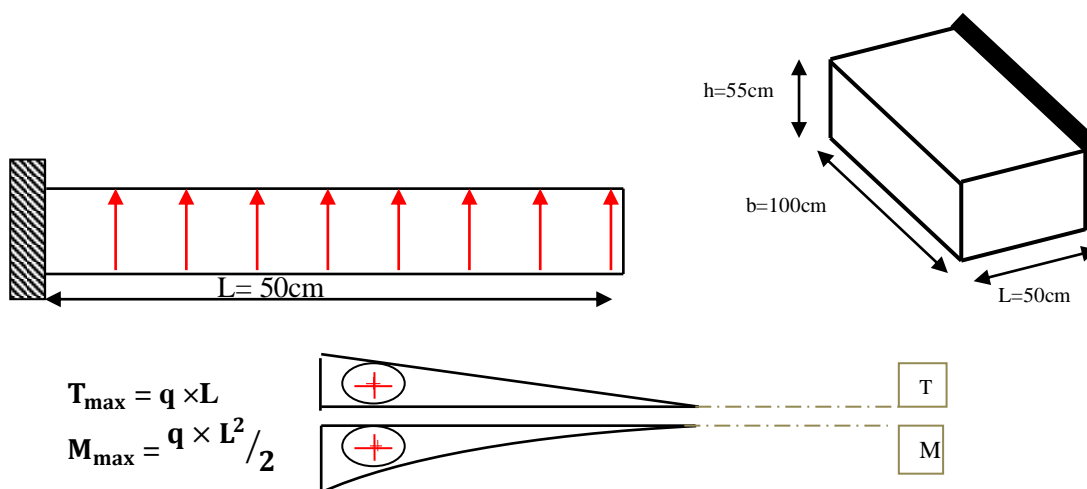


Figure VI.2 Schéma statique du débord du radier

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 13.75 \text{ cm}^2$$

• **l'ELU :**

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 10.37 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Smin} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$
10.37	0,0027	0,0034	0,998	0.62	5.79	13.75

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de débord à l'E.L U.

✓ **l'ELS :**

$$✓ M_u = q_s \times l^2 / 2 = 7.68 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Smin} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$
31.085	0,002	0,0027	0,998	0.46	5.79	13.75

Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de débord à l'E.L S.

✓ Donc $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{cal}, A_{Smin})$.

✓ $A_s = 13.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ Donc on choisit A=7HA14 m/ml

✓ **Armature de répartition:**

✓ $A_r = \frac{A}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.51 \text{ cm}^2$

✓ Donc on choisit A=3,51=7HA8 avec un espacement 15cm.

VI.6 : Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, On les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

a. Distribution des charges

$$p = \frac{q_u \cdot l_x}{4}$$

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

$$p = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

➤ On a 0.87 la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et Triangulaires).

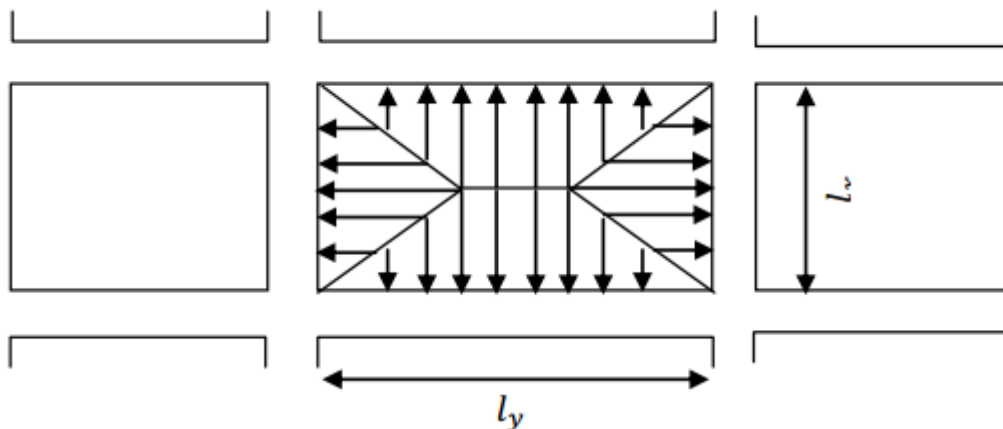


Figure VI.3 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

VI.6.1 : Calcul les charges revenant à la nervure :

ELU :

$$;N_u = 112582.82 \text{ T}$$

ELS :

$$N_s = 83332.725 \text{ t}$$

Les charges trapézoïdales :

$$P_u^m = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \left(1 - \frac{0.84}{2}\right) \times \frac{230.59 \times 5.5}{2} = 367.79 \text{ kn/m}$$

$$P_s^m = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \left(1 - \frac{0.84}{2}\right) \times \frac{170.68 \times 5.5}{2} = 272.23 \text{ kn/m}$$

VI.6.2: Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 Diagrammes des sollicitations : Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

A L'ELU :

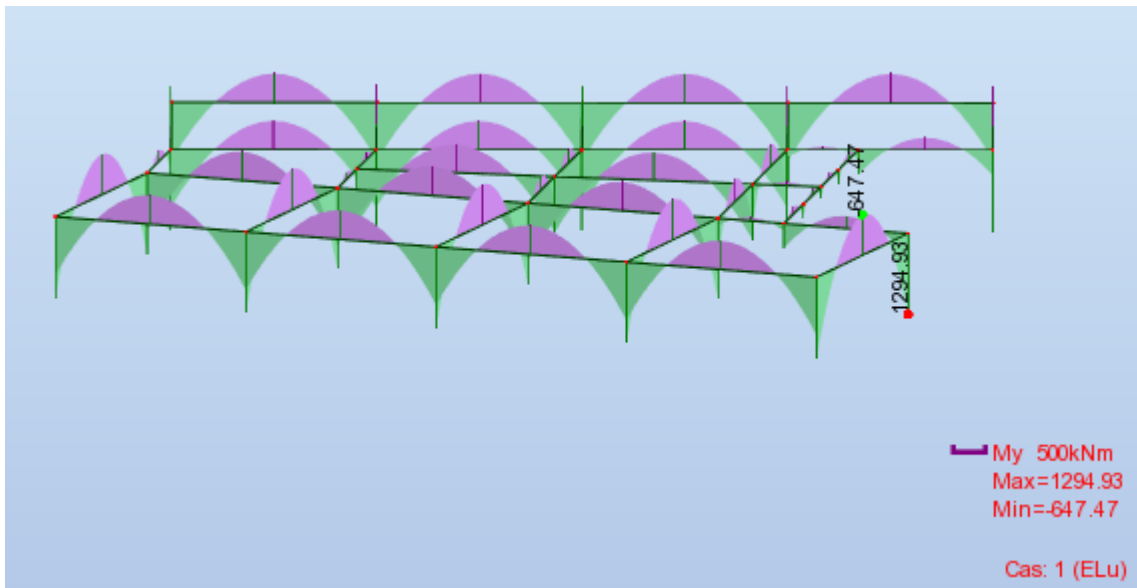


Figure.VI.4. Diagramme des moments fléchissant 'ELU

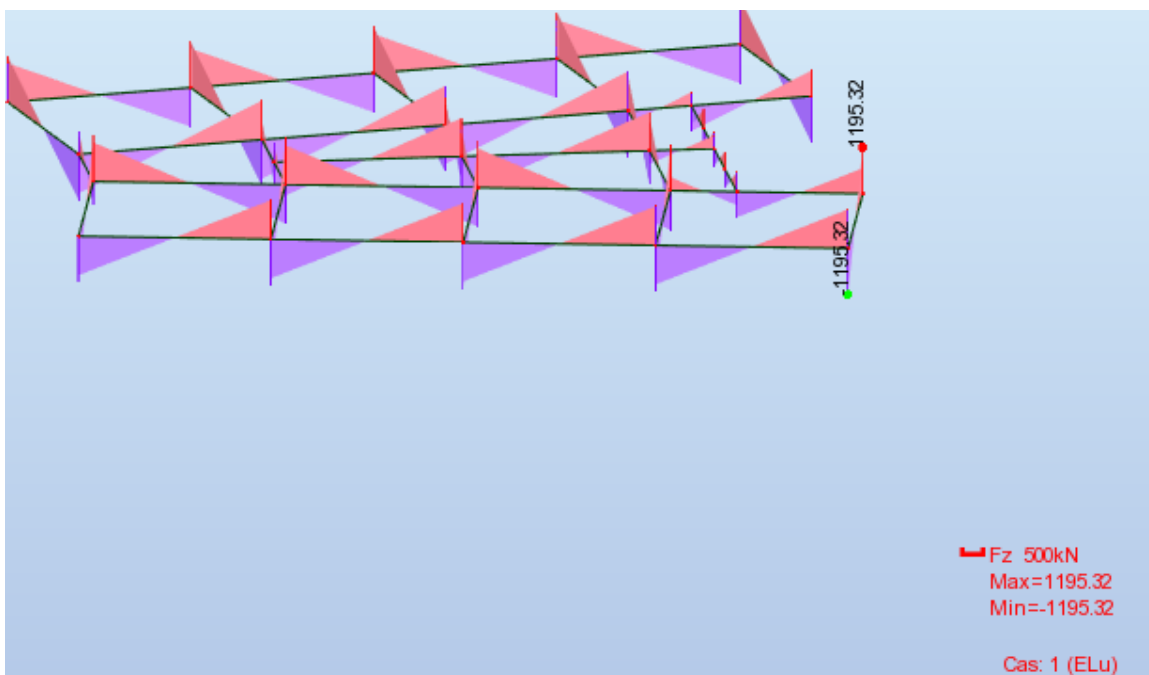


Figure.VI.5. Diagramme des efforts tranchant

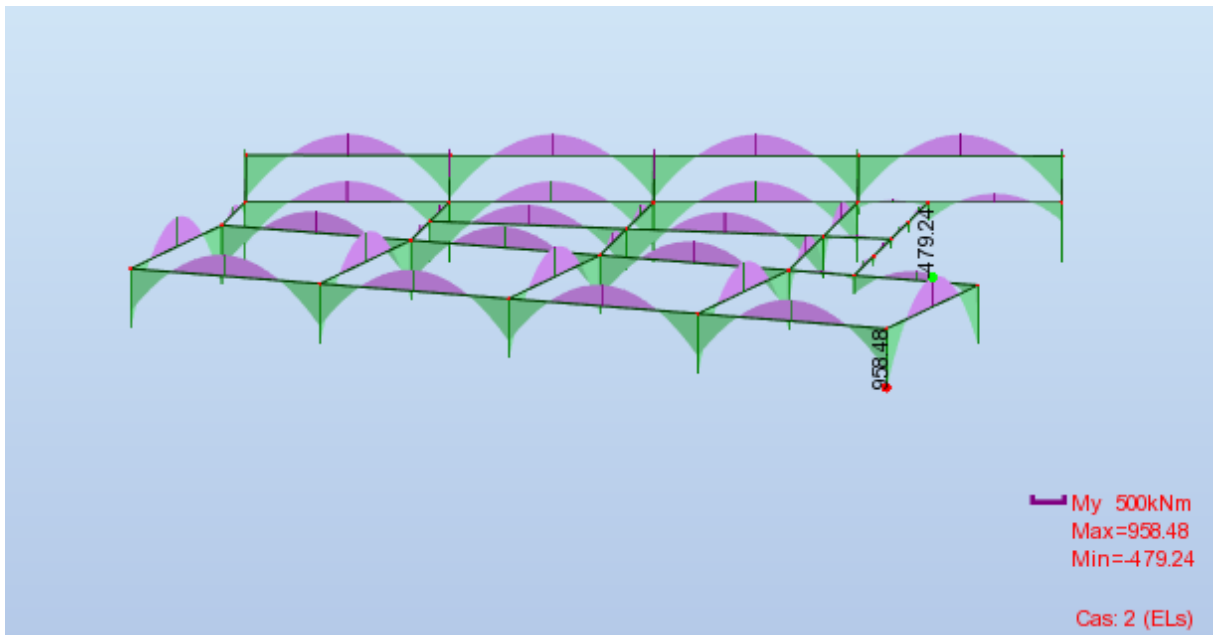


Figure.VI.6. Diagramme des moments fléchissant 'ELS

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

ELU			ELS	
M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	Vmax KN	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
	643.47	1195	958.48	479.24

Tableau VI.9. Sollicitations sur la nervure

VI.6.3 : Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad \phi \geq \frac{h}{2} = \frac{115}{10} = 11.5$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} : c_0 = 5 \text{ cm}$$

$$c \geq 5 + \frac{11.5}{2} = 10.75 \text{ cm} : \text{on adopté: } c = 15 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 * 80 * 100 * 2.1}{f_e} = 9.66 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale :**

-Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91. B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 105 \times 80 = 8.4 \text{ cm}^2$$

-Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h = 42 \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Cas		M [N.m]	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	1294930	0.0952	0.125	0.949	39.17	9.66	8.4	42		/
	Travée	643470	0.0473	0.0606	0.975	18.949	9.66	8.4	42		
ELS	Appuis	958480	0.0798	0.104	0.958	49.59	9.66	8.4	42	49.59	11HA25=54.00
	travée	479240	0.0399	0.0509	0.979	24.259	9.66	8.4	42	42	9HA25=44.18

Tableau VI.10: Les résultats des sections des armatures nervures.

VI.6.4 : 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.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{105}{650} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.75M_0}{10M_0} \rightarrow \frac{105}{650} = 0.16 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{54}{80 \times 100} = 0.006 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

VI.6.5: Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_u^{\max} = 1195 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1195}{800 \times 1000} = 1.49 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = (3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiée}$$

Selon **BAEL** les armatures transversales ne sont pas nécessaire, et il faut disposer des cadres des armatures minimale :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{1050}{35} ; \frac{800}{10} ; 25\right) ; \phi \leq \min(30 ; 80 ; 25) : \text{on prend: } \phi = 10 \text{ mm}$$

VI.6.6 : Espacement des armatures transversales : RPA 99.

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq (26.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \text{ on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **La zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{105}{2} = 52.5 \text{ on prend: } S'_t = 15 \text{ cm}$$

VI.6.7: Armatures transversales minimales :

Selon RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S' \times b$$

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 65 = 2.92 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

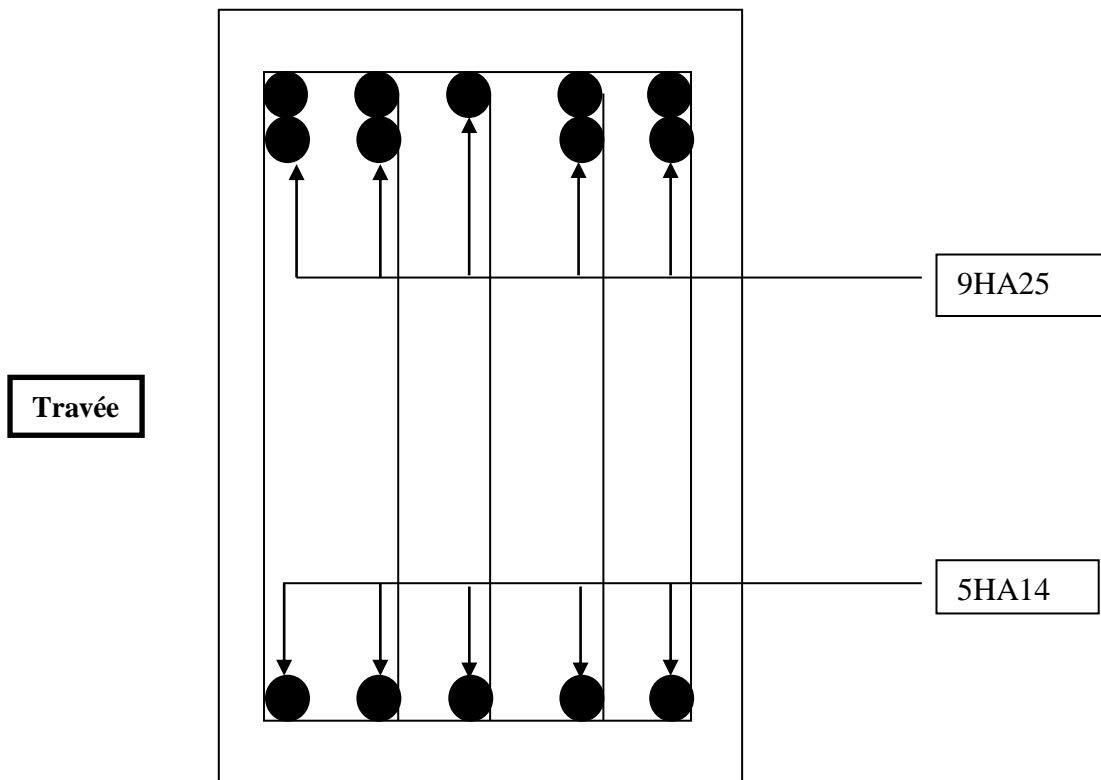


Figure.VI.7 : Schéma du ferrailage (travée)

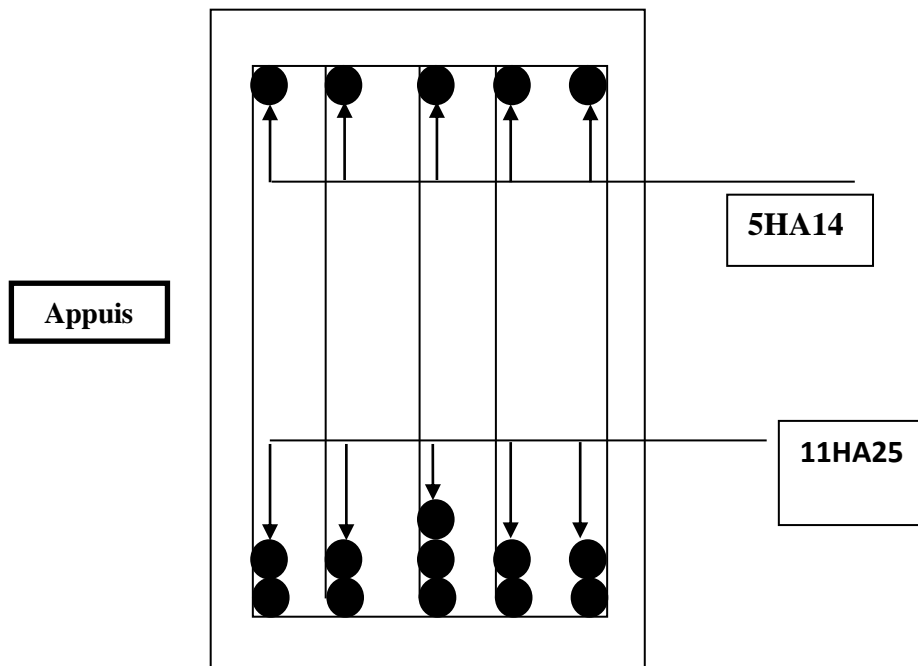


Figure.VI.8 : Schéma du ferrailage (appuis)

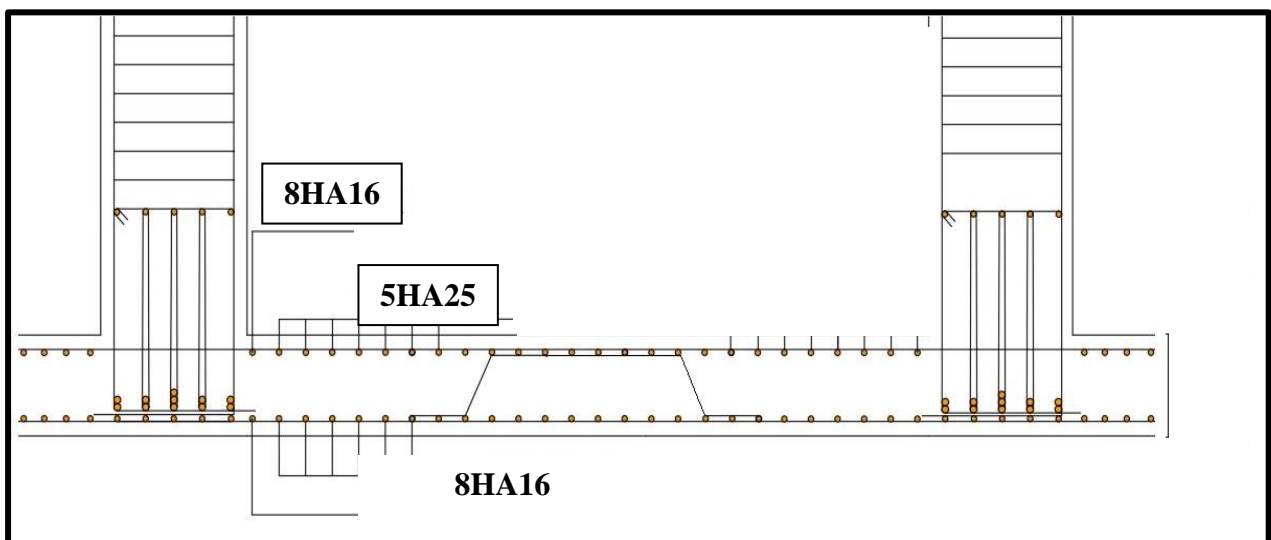


Fig.VI.9 : schéma du ferrailage de radier

VI.8.Longrine

La longrine (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99(art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	I	IIa	IIb et III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{4378.02}{15} = 291.868 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x30) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{291.868}{201.66} = 14.47 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s; A_{\min}(\text{RPA})) = 14.74$$

On adopte : 6HA20 = 18.85 cm²

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

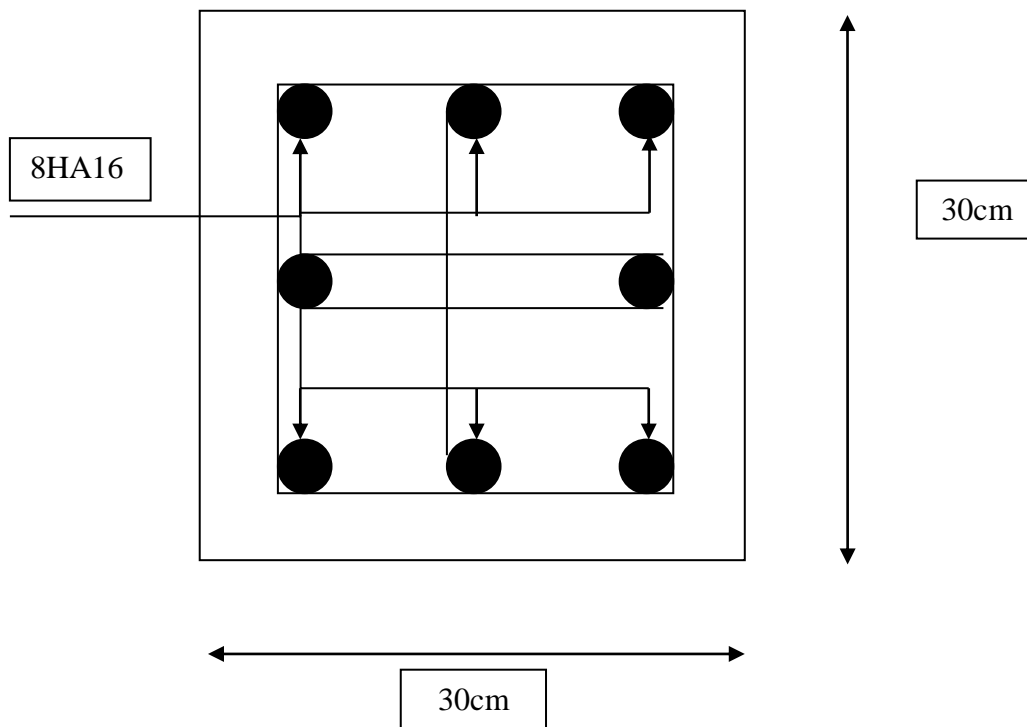


Figure.VI.10 : Ferrailage de la longrine

VI.9 : La dalle flottante :

➤ VI.9.1 : Introduction:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- **Dallage porteur** : est lié à la bêche périphérique.
- **Dallage non porteur** : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

➤ **Mise en œuvre :**

La mise en œuvre d'un dallage sur terre-plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.
- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

➤ **Préparation du sol :**

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

➤ **Mise en place de terre pleine :**

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

➤ **Exécution de dallage :**

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (**forfaitairement**) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

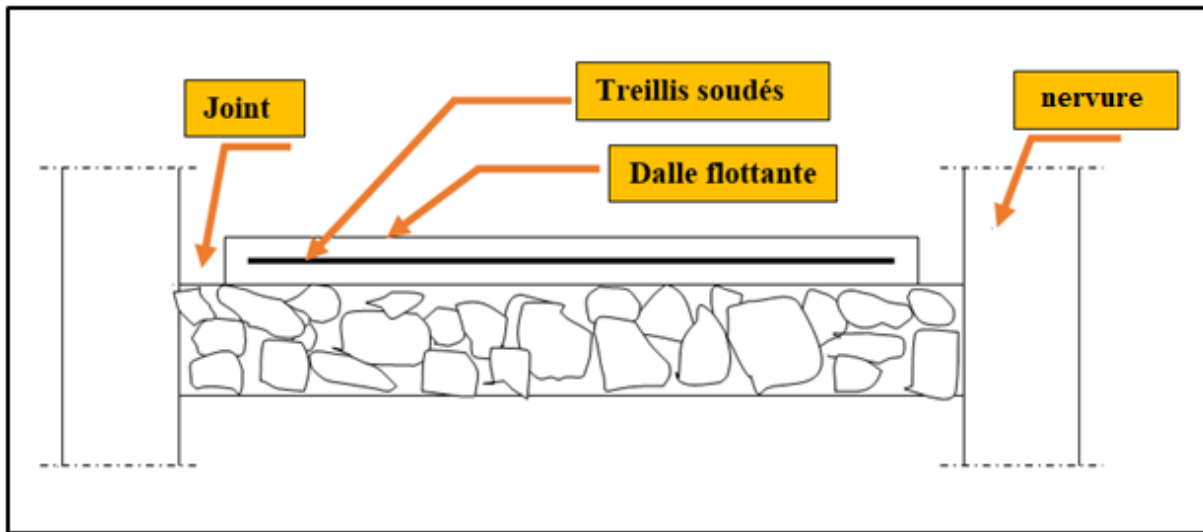


Fig.VI.11: Schéma de la dalle flottante

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements :

- ❖ RPA99/Version2003 : Règlement Parasismique Algérien.
- ❖ BAEL91 : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ BAEL83 : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ C.B.A93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ❖ D.T.R.B.C .2.2 : Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ DTR Neige et Vent 99.
- ❖ RNV99 Cartes neige+vent.

Livre et cours :

- ❖ Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- ❖ Cour de béton et dynamique des structures et mécanique de sol (Univ de Biskra).
- ❖ Enciens mémoires de fin d'étude (Les universités algériennes).

Logiciels :

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2019 (Analyse des structures).
- ❖ AUTOCAD 2021(Dessin).
- ❖ WORD + Excel 2007