

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER**

Spécialité : GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structure

**INFLUANCE DE LA DISPOSITION DES VOILES
SUR LE DIMENSIONNEMENT ET LA
PERFORMANCE SISMIQUE DE LA
STRUCTURE**

Réalisé par :

**-Boucekouf Rania
-Haddad Rania**

Soutenu devant le jury :

**M^{lle} DROUNA Karima
Mr. KITCHAH Fethi
M^{lle} SAHNOUN Sara
Mr LECHEHEB Mostefa**

**Présidente
Examinateur
Examinatrice
Promoteur**

Année universitaire : 2021/2022

REMECIMENTS

Je remercie tout d'abord DIEU le tout puissant qui m'a donné durant toutes ces années la santé, le courage et la foi en moi-même pour arriver à terme de ce mémoire.

J'exprime mes sincères remerciements à l'égard de mon promoteur Mr LECHHEB MOUSTAFA pour son aide ses orientations et ses encouragement précieux, tout le long de notre travail, et aussi je le remercie pour la confiance qu'il m'a prodigué.

Mes remerciements s'adressent aux enseignants qui ont contribué à ma formation, ainsi que les membres du jury qui me feraient l'honneur de juger ce travail.

Je remercie enfin toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail
A mes très chers parents pour leur
bienveillance,
Leur affection, leur soutien tout au long de
Ma carrière scolaire et universitaire.
A la mémoire de mes oncles
A toute ma famille
A mes frères
A mes amis et collègues.

ملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة زلزالية لمبني مكون من طابق أرضي و 6 طوابق علوية وفقا للقواعد الزلزالية الجزائرية. الهدف المحدد لهذه الدراسة هو فهم تأثير ترتيب الجدران على السلوك الزلزالي للهيكل المركب وأبعاد الهيكل تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر

. الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنية

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة الحاسوب، والبحث عن التوضع الأمثل للجدران، من خلال تقييم الأداء الزلزالي للهيكل وفقاً لعدة متغيرات لتوضع الجدران.

الجزء الرابع: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، الروافد، والجدران المسلحة) وأخيراً، تم تخصيص الجزء الأخير لدراسة البنية التحتية التي تستند إلى دراسة جيوتقنية مناسبة.

الكلمات المفتاحية: العمارة، التوضع، الجدران المسلحة، Robot, RPA99 modifié 2003.

Résumé :

Ce projet présente une étude parasismique d'un bâtiment R+6 selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003). L'objectif assigné à cette étude est de comprendre l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismique d'une structure mixte et le dimensionnement de la structure

Cette étude se compose de cinq parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) sera calculée dans la quatrième partie.

Et enfin, la dernière partie est consacrée pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié

Mots clés : Bâtiment, disposition, voile, Robot, RPA99 modifié 2003.

Abstract:

This project presents a seismic study of building consists a ground floor addition (06) floors according to the Algerian seismic code (RPA 99/2003). The objective assigned to this study is to understand the influence of the arrangement of the walls on the seismic behavior of a composite structure and the dimensioning of the structure.

This study consists of five parts:

The first starts with the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the loads descent.

The second part aims to study the secondary elements (beams, stairs and balcony).

The dynamic study of the structure was started in the third part by ROBOT software in order to determine the various stresses due to the loads (dead loads, live loads and earthquake loads), and to seek the optimal layout of the walls, in evaluating the seismic performance of the structure according to several variants of the arrangement of walls.

The study of the resistant elements of the structure (columns, beams, walls) will be calculated

in the fourth part.

Finally, the last part is devoted to the study of the infrastructure, which is based on an appropriate geotechnical study

Symboles Et Notations :

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite. B

b : La largeur (m).

Ct : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

d : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS: État limite de service.

ELU: État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

Ei : Module d'élasticité instantanée.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

fc28: Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

ft28 : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

ht : Hauteur totale du plancher.

ho: Épaisseur de la dalle de compression.

he : Hauteur libre d'étage

I : Moment d'inertie **Q** : Charge variable. **Q** : Facteur de qualité.

qu : Charge ultime.

qs : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

Lmax : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

Lx : distance entre nus de poutrelles.

Ly : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive. **M** : Moment en général **Ma** : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service. **Mt** : Moment en travée.

M0 : Moment isostatique.

Nser : Effort normal de service.

Nu: Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

Ntot : Poids total transmis par la superstructure (KN)

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

Sr : Surface du radier (m²).

Sbat: Surface totale du bâtiment

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T2: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z: Coordonnées en général.

Y: Ordonnée de la fibre neutre.

Z: Coordonnée, bras de levier

b₀: Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f: la Flèche.

f_{bu}: Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e: Limite d'élasticité.

f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression à «j» jours exprimée en(MPa).

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction à «j» jours exprimée en(MPa).

h_t: Hauteur total du radier(m).

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b: Contrainte de compression du béton.

σ_s: Contrainte de compression dans l'acier

u: Coefficient de poison

σ: Contrainte normale.

γ_b: Coefficient de sécurité.

γ_s: Coefficient de sécurité.

σ_{adm}: Contrainte admissible au niveau de la fondation

(bars) .

τ: Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL

(MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

Sommaire :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de projet	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1 Caractéristiques géométriques	6
I.2.2 Classification du bâtiment selon l'RPA99 version 2003	6
I.2.3 Conception structurelle du bâtiment	8
I.3. Règles et hypothèses de calcul	8
I.3.1 Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites)	8
I.3.1.1 Etats limites ultimes (ELU).....	8
I.3.1.2 Etats limites de service (ELS).....	9
I.3.2 Le règlement [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes).....	10
I.4. Caractéristiques des matériaux	10
I.4.1 Le béton	10
I.4.1.1 Les constituants du béton	10
I.4.1.2 Résistance caractéristique du béton.....	11
I.4.1.3 Module de déformations longitudinales du béton	12
I.4.1.4 Coefficient de Poisson.....	12
I.4.1.5 Module déformation transversale béton.....	13
I.4.1.6 Contraintes limite du Béton	13
I.4.1.7 La contrainte tangente ultime	14
I.4.1.8 Contrainte tangente limite ultime.....	14
I.4.2 L'acier	14
I.4.2.1 Caractéristiques de forme des aciers	15
I.4.2.2 Module d'élasticité des aciers	15
I.4.2.3 Contraintes limite d'acier	15
I.5. Conclusion	16
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	18
II.2. Pré dimensionnement des différents éléments	18

II.2.1. Les poutres	18
II.2.1.1. Les poutres principales	18
II.2.1.2. Les poutres secondaires	19
II.2.2. Les planchers	19
II.2.2.1. Planchers à corps-croix.....	19
II.2.2.2. Les poutrelles	20
II.2.3. Les escaliers	21
II.2.4. Les voiles	23
II.2.5. L'acrotère	25
II.2.6. Le balcon	25
II.2.7. Les poteaux	26
II.2.7.1. La descente de charge	26
II.2.7.1.1. Evaluation des charges.....	27
II.2.7.1.2. Loi de dégression des charges	31
II.2.7.1.3. Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire)....	32
II.2.7.2. Pré dimensionnement	34
II.3. Conclusion	39

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	41
III.2. L'acrotère	41
III.2.1. Définition	41
III.2.2. Les rôles	41
III.2.3. Calcul de l'acrotère	41
III.2.3.1. Hypothèses de calcul	41
III.2.3.2. Évaluation des charges et surcharges	42
III.2.3.3. Vérification de l'acrotère au séisme	42
III.2.3.4. Calcul des sollicitations	43
III.2.3.5- Calcul du ferrailage	45
III.3. Le balcon (dalle pleine)	50
III.3.1. Méthode de calcul	50
III.3.2. Calcul les sollicitations	50
III.3.3. Evaluation des charges et des surcharges	50

III.3.4. Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant	51
III.3.5. Le ferrailage à l'ELU	52
III.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS	53
III.3.7. Vérification de la flèche à ELS	54
III.3.8. Schéma du ferrailage	55
III.4. Calcul des escaliers.....	55
III.4.1. Introduction.....	55
III.4.2. Evaluation des charges	55
III.4.3. Détermination des efforts internes	55
III.4.4. Ferrailage d'escaliers	57
III.4.5. Vérification à L'ELS	59
III.5. Calcul de la poutre palière	66
III.5.1. Pré-dimensionnement.....	67
III.5.2. Calcul du ferrailage (ELU)	68
III.5.3. Calcul des armatures.....	68
III.5.4. Calcul à L'ELS	72
III.5.5. Vérification à l'ELS	73
III.6. Calcul des poutrelles	75
III.6.1. Choix de la méthode de calcul	75
III.6.2. Méthode forfaitaire : BAEL (Annexe E1)	75
III.6.3. Méthode Caquot (BAEL)	78
III.6.4. Vérification à ELS	89
III.6.5. Schéma de ferrailage.....	92
III.6.6. Etude de la dalle de compression	92
III.7. Conclusion	94

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1. Introduction	96
IV.2. La stabilité du bâtiment	96
IV.3. Détermination du type de contreventement	97
IV.4. Les conditions à vérifier	98
IV.4.1. Art 4.3.4 RPA 2003	98
IV.4.2. Art 4.3.6 RPA 2003	99

IV.4.3. Art 5.10 RPA 2003	99
IV.4.4. Art 5.9 RPA 2003	99
IV.5. Choix des dispositions de voiles à étudier	99
IV.5.1. Description des coordonnées de la variante 1	99
IV.5.2. Description des coordonnées de la variante 2	101
IV.5.3. Description des coordonnées de la variante 3	102
IV.5.4. Description des coordonnées de la variante 4	104
IV.6. Etude des variantes	105
IV.6.1. Etude de la variante 1	105
IV.6.2. Etude de la variante 2	108
IV.6.3. Etude de la variante 3	111
IV.6.4. Etude de la variante 4	114
IV.7. Interprétation des résultats	116
IV.7.1. Déplacements inter-étages maximal (Δx)	116
IV.7.2. Déplacements inter-étages maximal (Δy)	117
IV.7.3. L'Effet maximal (P- Δ)	118
IV.7.4. Les périodes maximaux	119
IV.7.5. Les Efforts tranchantes	120
IV.8. Présentation de maieur variantes	122
IV.9. Conclusion	124

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction	126
V.2. Les recommandations d'après le RPA	126
V.3. Étapes de calcule de ferrailage	126
V.4. Ferrailage des poutres principales	127
V.5. Ferrailage des poutres secondaires	128
V.6. Vérifications des poutres à l'ELU	129
V.7. Vérification a l'ELS	132
V.8. Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5)	135
V.9. Calculer des armatures transversales	136
V.10. Ferrailage des poteaux	138
V.10.1. Introduction	138

V.10.2. Ferrailage longitudinal	140
V.10.3. Calcul des armatures longitudinales	140
V.10.4. Ferrailage des poteaux	143
V.10.5. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)	143
V.10.6. Vérification des contraintes à L'ELS	147
V.11. Ferrailage des voiles	150
V.11.1. Introduction	150
V.11.2. Exposé de la méthode	150
V.11.3. Les sollicitations des voiles	153
V.11.4. Vérification de cisaillement	154

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure

VI.1. Introduction	157
VI.2. Etude du sol	157
VI.3. Choix du type de fondation	157
VI.3.1. Semelles isolées sous poteaux	158
VI.3.2. Semelles filantes	159
VI.4. Détermination de la charge totale transmise à la fondation	159
VI.5. Calculs de la semelle filante sous mur voile et poteau	159
VI.6. Pré dimensionnement des semelles filantes	160
VI.7. Vérification des semelles filantes	160
VI.7.1. Vérification au poinçonnement	160
VI.7.1. Vérification des contraintes	161
VI.7.1. Ferrailage	161
VI.8. Dimensionnement de la poutre de rigidité	162
VI.8.1. Ferrailage à l'ELU	162
VI.8.2. Ferrailage de la poutre de rigidité	162
VI.8.3. Armatures transversales	164
VI.8.4. Calcul des espacements	164
VI.8.5. Vérification au cisaillement	164
VI.9. Etude des longrines	165
VI.9.1. Dimensionnement des longrines	165
VI.9.2. Ferrailage de la longrine	165

Conclusion générale..... 168

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Les charges d'exploitations.	27
Tableau II.2 : Les charges sur le plancher d'étage courant.	28
Tableau II.3 : Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.	28
Tableau II.4 : Les charges du mur intérieur (10cm).	29
Tableau II.5 : Les charges du mur extérieur.	29
Tableau II.6 : Les charges sur le balcon d'étage courant.	30
Tableau II.7 : Les charges sur la paillasse.....	30
Tableau II.8 : Les charges sur le palier.	31
Tableau II.9 : L'application de la loi de dégression pour les charges différentes. .	32
Tableau II.10 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire)	33
Tableau. II.11 : Résultats des vérifications au flambement.	36
Tableau III-12 : charges revenant sur l'acrotère.....	42
Tableau III-13 : les sollicitations de l'acrotère.....	44
Tableau III-14 : les différents charges des escaliers.	55
Tableau III-15 : Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELU	80
Tableau III-16 : Résultats des calculs.	80
Tableau III-17 : les moments et les efforts tranchants max.	81
Tableau III-18 : Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELS (cas 1).	85
Tableau III-19 : Résultats des calculs.	86
Tableau III-20 : Vérification des contraintes à l'ELS.	91
Tableau IV.21: Modes propres de la structure.	106
Tableau IV.22 : des déplacements latéraux.....	107
Tableau IV.23: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 1.....	108
Tableau IV.24: Modes propres de la structure.	109
Tableau IV.25 : des déplacements latéraux.....	110
Tableau IV.26: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 2.....	111
Tableau IV.27: Modes propres de la structure.	112
Tableau IV.28: des déplacements latéraux.....	113
Tableau IV.27: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 3.....	113
Tableau IV.29: Modes propres de la structure.	114
Tableau IV.30 : des déplacements latéraux.....	115
Tableau IV.31: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 4.....	116
Tableau IV.32 : Déplacements inter-étages maximal (Δx)	116
Tableau IV.33 : Déplacements inter-étages maximal (Δy)	118
Tableau IV.34 : L'Effet maximal (P- Δ).....	119
Tableau IV.35: L'Effet maximal (P- Δ).....	119
Tableau IV.36 : Les périodes maximaux des variantes.....	120
Tableau IV.37 : Efforts tranchant à la base.....	120
Tableau IV.38 : Vérification d'interaction.....	123
Tableau IV.39 : extraction de l'effort normal de compression.....	127

Tableau V.40 : Les moments maximaux des poutres principales.....	127
Tableau V.41 : Ferrailage des poutres principales en travées.....	128
Tableau V.42: Ferrailage des poutres principales en Appuis.....	128
Tableau V.43 : Les moments maximaux des poutres secondaires.....	128
Tableau V.44 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.....	129
Tableau V.45: Ferrailage des poutres secondaires en Appuis.....	143
Tableau V.46: Ferrailage des poteaux.....	159
Tableau VI.47: les moments et le ferrailage en traves dans la poutre de rigidité.	163
Tableau VI.48: les moments et le ferrailage en appuis dans la poutre de rigidité.	163

Liste des figures :

Figure I.1 : Le plan de situation de notre projet .	3
Figure I.2 : La façade principale	4
Figure I.3 : La coupe A-A.	4
Figure I.4 : Le plan de rez de chaussée.	5
Figure I.5 : Le plan d'étage courant.	5
Figure I.6 : Le plan toiture.	6
Figure I.7 : Limites des décrochements en élévation.	7
Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	9
Figure I.9 : Diagramme contraintes-déformait.	11
Figure I.10 : Diagramme contraintes-déformations du béton (BAEL).	13
Figure I.11 : Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).	14
Figure I.12: Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU(BAEL)	15
Figure II.1 : Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.	19
Figure II.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	20
Figure II.3 : Section transversale d'une poutrelle.	21
Figure II.4: Les principes composant d'escalier.	21
Figure II.5 : Les dimensions d'escaliers (étage courant et RDC).	23
Figure II.6 : Coupe verticale d'un voile.	24
Figure II.7 : Coupe horizontale d'un voile.	24
Figure II.8 : L'épaisseur de voile.	25
Figure II.9 : Les dimensions de l'acrotère.	25
Figure II.10: L'épaisseur du balcon.	26
Figure II.11: Coupe plancher d'étage courant.	27
Figure II.12 : Coupe plancher de la terrasse inaccessible.	28
Figure II.13 : Les composants du mur intérieur (10cm)	29
Figure II.14 : Les composants du mur extérieur (15cm).	29
Figure II.15: Coupe balcon d'étage courant.	30
Figure II.16 : Section revenant au poteau le plus sollicité.	32
Figure II.17 : Les dimensions du poteau RDC.	37
Figure II.18 : Les dimensions du poteau étage courant.	38
Figure III-1 : Schéma réel et statique de l'acrotère.	42
Figure III-2 : Schéma de distribution des forces	43
Figure III.3 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.	49
Figure III.4 : Schéma d'une dalle pleine.	50
Figure III.5 : Section d'un balcon à ferrailer.	52
Figure III.6: Schéma de ferrailage de balcon.	55
Figure III.7: Schéma statique escalier.	55
Figure III.8 : schéma de ferrailage.	66
Figure III.9 : schéma explicative des différentes parts d'escaliers.	66

Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière.....	68
Figure III.11: Schéma de style ferrailage de la poutre palière.....	72
Figure III.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	75
Figure III.13: Evaluation des efforts tranchants.	77
Figure III.14: schéma explicative des tronçons	79
Figure III.15: Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELU.	81
Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELU. ...	81
Figure III.17: Coupe d'une poutrelle.	82
Figure III.18 : Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELS.	86
Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELS. ...	86
Figure III.20 : Schéma de Ferrailage de nervure (20+5).	92
Figure III.21 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	93
Figure IV.1 : Simplicité & régularité en plan.....	96
Figure IV.2 : choix de type de contreventement.....	98
Figure IV.3 : Limites des décrochements en élévation.	99
Figure IV.4 : Limites des décrochements en élévation.	101
Figure IV.5 : Limites des décrochements en élévation.	102
Figure IV.6: Limites des décrochements en élévation.	104
Figure IV.7 : Limites des décrochements en élévation.	105
Figure IV.8 : Limites des décrochements en élévation.	108
Figure IV.9: Limites des décrochements en élévation.	111
Figure IV.10 : Limites des décrochements en élévation.	114
Figure IV.11 : Déplacements relatifs des variantes étudiées.....	117
Figure IV.12 : Déplacements relatifs des variantes étudiées.....	118
Figure IV.13: Les périodes maximaux des variantes.....	120
Figure IV.14 : Efforts tranchant à la base.....	121
Figure IV.15 : disposition des voiles a la base.....	122
Figure IV.16 : disposition des voiles en 3D.....	122
Figure V.1 : schéma explicative des zones entre poteaux-poutres.	136
Figure V.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	138
Figure V.3 : schéma de ferrailage des poutres principales.....	138
Figure V.4 : schéma explicative des zones nodales.....	140
Figure V.5 : schéma de ferrailage des poteaux de RDC.....	149
Figure V.6 : schéma de ferrailage des poteaux des étages courant.....	149
Figure V.7 : schéma de ferrailage des voiles.....	155
Figure VI.1: diagramme des moments de la poutre de rigidité.....	163
Figure VI.2: Dimensionnement des longrines.....	165
Figure VI.3: schéma de ferrailage des longrines.....	166
Figure VI.4 : schéma de ferrailage des poutres de rigidité.....	167
Figure VI.5: schéma des semelles filantes sous poteaux.....	167
Figure VI.6 : schéma des semelles filantes sous voiles.....	167

Introduction Générale :

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux et des structures et des installations d'approvisionnement en eau.

Le génie civil comprend la planification et le professionnel de la conception à la fois dans les secteurs public et privé, des entrepreneurs, des constructeurs, et des chercheurs.

L'ingénieur civil tient à la sécurité, la santé et le bien-être de la capitale public. Les projets de génie civil doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et les lois, devraient être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu et les conditions météorologiques, et devraient permettre la construction sans danger tout en fournissant sécurité.

On a dit que les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité et la protection .ils faisaient appel pour cela à des méthodes manuelles dans leurs calculs des structures mais après que l'ingénieur civil a été confronté aux exigences des maîtres d'œuvres, la complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voir même impossible avec les méthodes usuelles, il est alors amené à maîtriser de nombreux programmes rapides, permettant le calcul automatique des diverses structures pour un calcul et la justification précise. Parmi ces logiciels on peut citer : le SAP, ROBOT et l'ETABS qui rendent le calcul plus facile.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'étude en génie civil est basée sur la reconnaissance des caractéristiques géométrique de la structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, c'est ce que fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) contient des locaux et des dépôts.
- Du 1^{er} au 6^{ème} étage à usage d'habitation.
- Une terrasse accessible.

Le bâtiment sera implanté à MILA classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99 version2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Cette figure représente le plan de situation de notre projet :

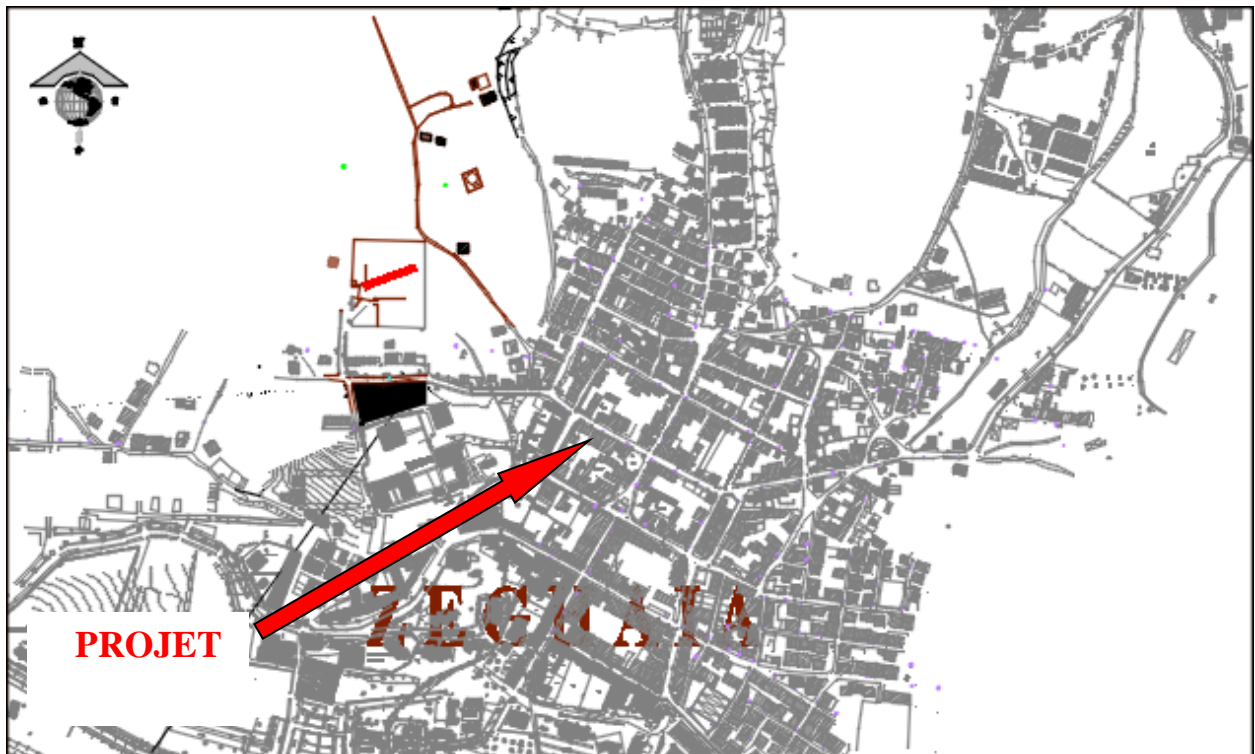


Figure I.1 : Le plan de situation de notre projet.

- Cette figure représente la façade principale :



Figure I.2 : La façade principale.

Cette figure représente la coupe AA :



Figure I.3 : La coupe A-A

- Cette figure représente le plan de rez de chaussée :

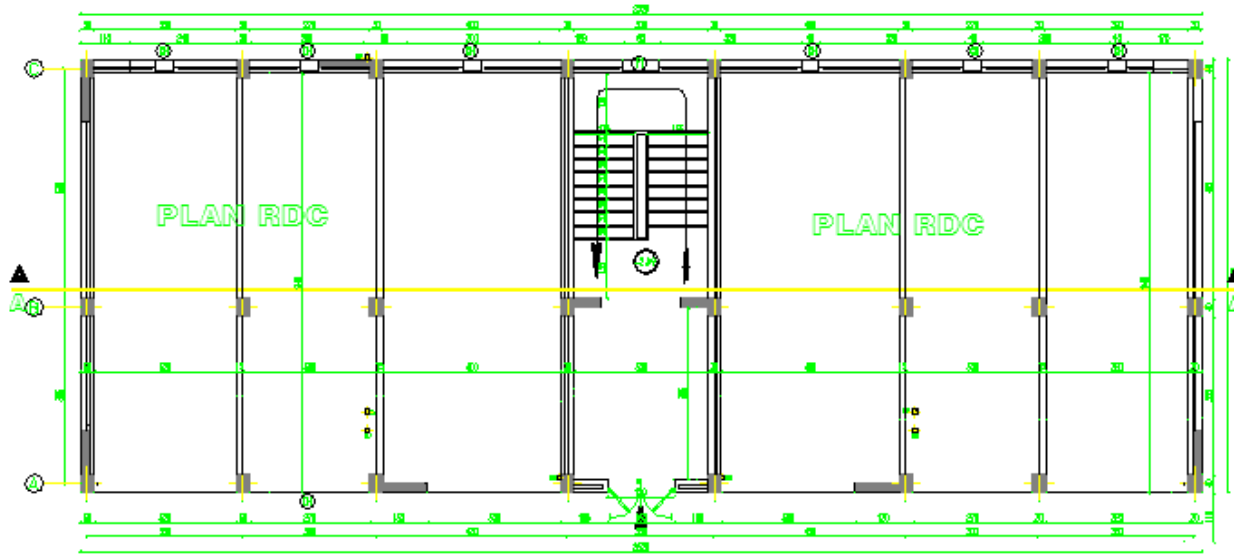


Figure I.4: Le plan de rez de chaussée.

- Cette figure représente le plan d'étage courant :

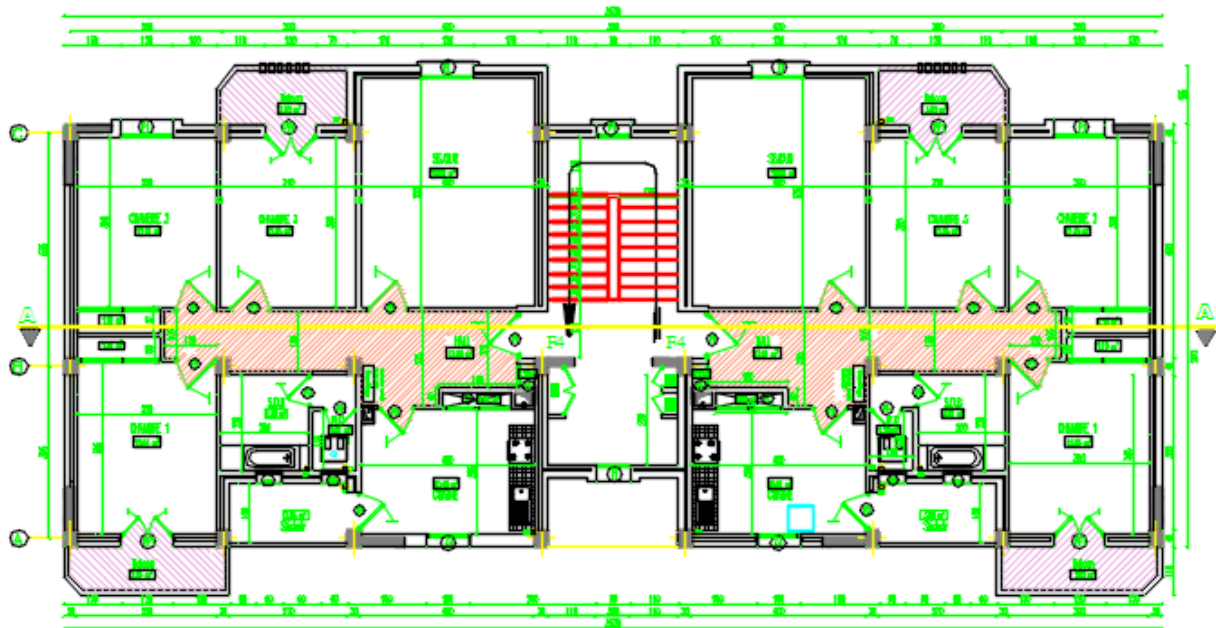


Figure I.5 : Le plan d'étage courant.

- Et celui-ci représente le plan toiture :

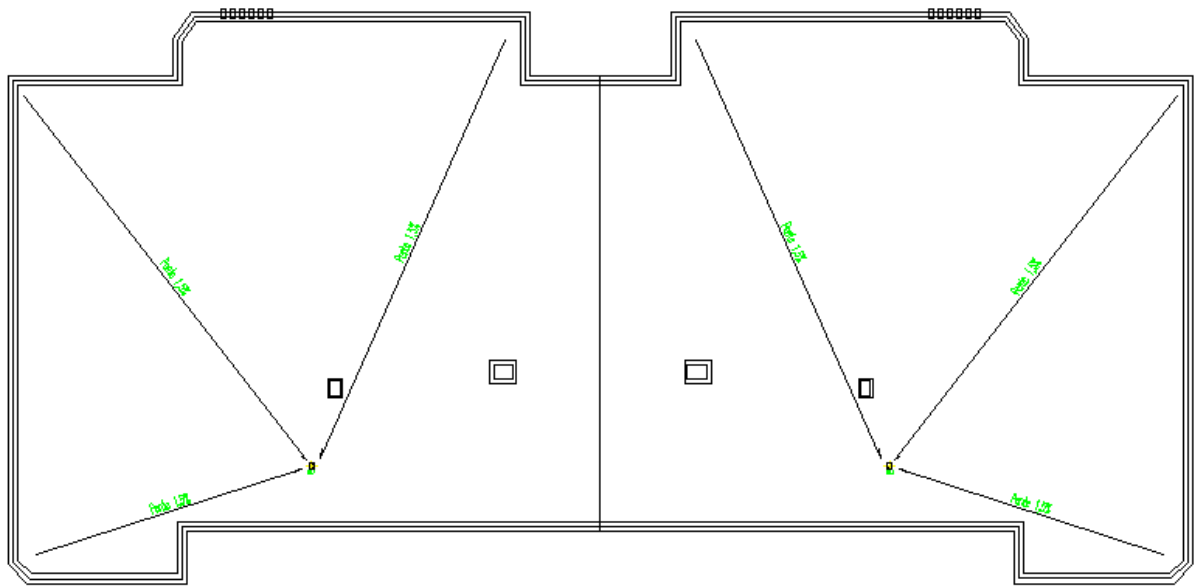


Figure I.6 : Le plan toiture.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

- Longueur..... 25.20m
- Largeur 9.70m
- Hauteur total..... 18.36m
- Hauteur du RDC 2.89m
- Hauteur d'étage courant 3.06m
- Surface totale du bâtiment 244.44m²

I.2.2 Classification du bâtiment selon l'RPA99 version 2003 :

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous [1] :

a- Régularité en plan

a.1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a.2. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

$$0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4$$

$$0.25 < \frac{25.20}{9.70} = 2.59 < 4 \dots\dots\dots CV$$

a.3. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. La condition est vérifiée.

Donc la structure régulière en plan

b. Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Condition vérifiée.

b.2. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%** dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'exécède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que **buanderies**, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (figure 4.2)

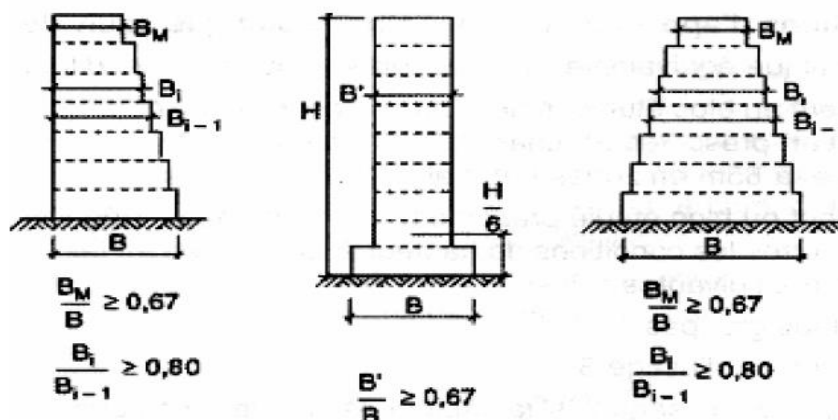


Figure I.7 : Limites des décrochements en élévation.

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67$$

$$\frac{25.20}{25.20} = 1 > 0.67 \dots\dots\dots CV$$

La construction est considérée régulière en élévation.

Donc selon les conditions de RPA99v2003 notre structure est considérée régulière, donc la méthode statique équivalente applicable [1].

I.2.3 Conception structurelle du bâtiment :

➤ **Le contreventement :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

➤ **Plancher :**

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

➤ **Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm et 15 cm d'épaisseur.

➤ **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Escaliers :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ **L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3. Règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I.3.1Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites [3].

I.3.1.1Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q=1.35G+1.5Q$

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
 - **Pivot A :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple (allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10\text{‰}$).
 - **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée (raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$).
 - **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple (Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$).

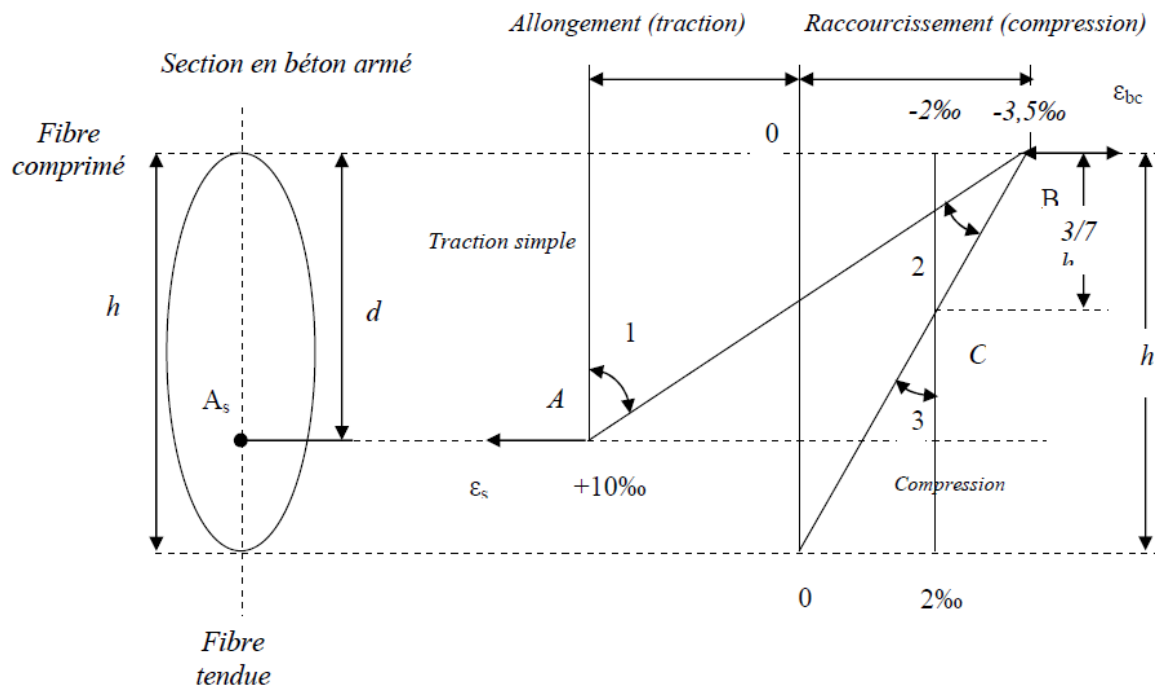


Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

I.3.1.2 Etats limites de service (ELS) :

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

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

➤ **Hypothèses :**

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

I.3.2 Le règlement [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) [1] :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

Les combinaisons d'actions :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right.$$

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

I.4.1.1 Les constituants du béton :

➤ **Le ciment :**

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

- **Sables :**

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

- **Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

➤ **L'eau de gâchage :**

Leur rôle principal est l'hydratation des grains de ciment anhydre, il a une grande influence sur la résistance du béton ainsi la durabilité.

I.4.1.2 Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

D'après le **BAEL91** (Article A.2.11) on prend [3]:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

J < 28 jours

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ Pour : } j \geq 28 \text{ jours}$$

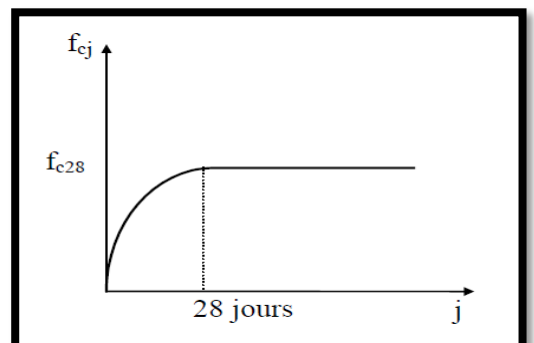


Figure I.9 : Diagramme contraintes-déformait

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie D'après le **BAEL91** (Article A.1.2.1.2) par la formule [3] :

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

Pour j = 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

I.4.1.3 Module de déformations longitudinales du béton :

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la

Constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et la déformation pour un matériau

Élastique isotrope.

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton. L'article A.2.1.2.1 du **BAEL** [3] donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours :

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

Pour $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ donc $E_{ij} = 32164.2\text{ MPa}$.

- **Module de déformation différée :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. L'article A.2.1.2.2 du **BAEL** donne la valeur d' E_{vj} [3] :

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

Pour $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ donc $E_{vj} = 10818.86\text{ MPa}$.

I.4.1.4 Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{ladéformationtransversale}}{\text{ladéformationlongitudinale}}$$

D'après le **BAEL91** (Article A.2.1.3) on prend [3]:

$$\nu = 0 \text{ à ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à ELS}$$

I.4.1.5 Module déformation transversale béton :

Le module de cisaillement est une grandeur physique propre à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement.

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

I.4.1.6 Contraintes limite du Béton :

a-Etat limite ultime (ELU) :

-Selon le BAEL :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

L'article A.4.3.4.1 du **BAEL** donne la valeur de σ_{bc} [3]:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_b = 1.50$ pour les combinaisons courantes.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1$ Si $t > 24h$

$\theta = 0.90$ Si $1h < t < 24h$

$\theta = 0.85$ Si $t < 1h$

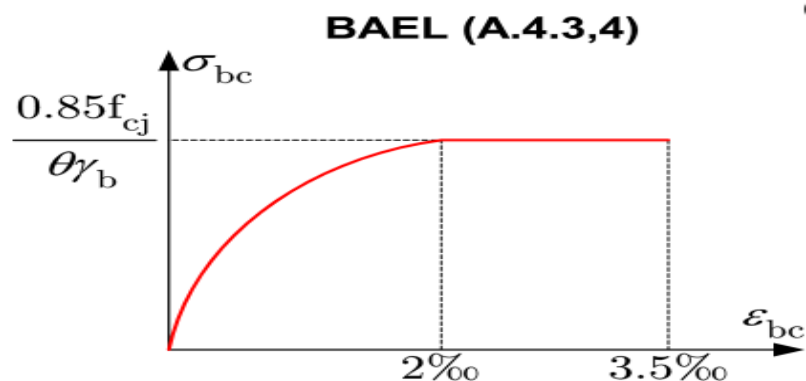


Figure I.10 : Diagramme contraintes- déformations du béton (BAEL).

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.4.2 du **BAEL**) [1].

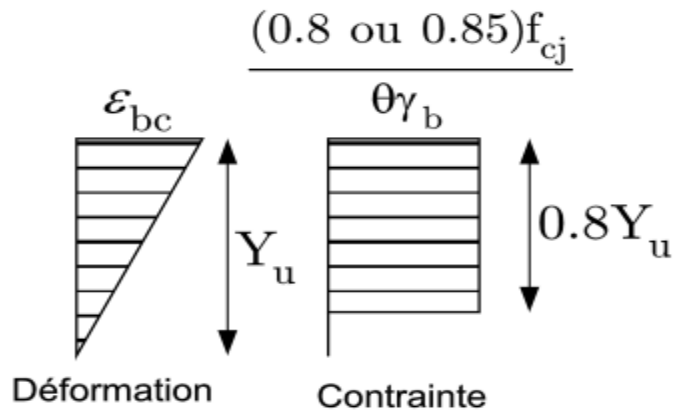


Figure I.11 : Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).

I.4.1.7 La contrainte tangente ultime :

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime V_u . L'article A.5.1 du **BAEL** donne la valeur de τ_u [3]:

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

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.4.1.8 Contrainte tangente limite ultime :

L'article A. 5.1 du BAEL donne la valeur de $\bar{\tau}_u$ [3]:

- **Cas de l'armature Transversale droit à $\alpha = 90^\circ$:**

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma b}; 5Mpa\right\}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma b}; 4Mpa\right\}$

- **Cas de l'armature à $\alpha = 45^\circ$:**

Quel que soit la fissuration : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.27f_{cj}}{\gamma b}; 7Mpa\right\}$

I.4.2 L'acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

I.4.2.1 Caractéristiques de forme des aciers :

Il existe trois types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface :

- **Les aciers lisses :**

Les nuances sont (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235MPa.

- **Les aciers à haute adhérence :**

Les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500MPa.

- **Treillis soudés (Ts) :**

La nuance est Fe E400 correspondant à la limite d'élasticité de 400MPa.

I.4.2.2 Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. L'article A.2.2.1 du BAEL donne la valeur de E_s [3]:

$$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$$

I.4.2.3 Contraintes limite d'acier :

a-Etat limite ultime (ELU) :

-Selon le BAEL :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation [3] :

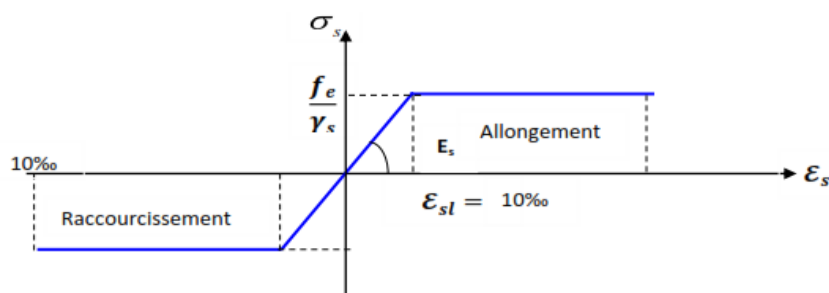


Figure I.12 : Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU (BAEL).

Tel que :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_s := 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s := 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_e = 400 \text{ MPa}$

b-Etat limite de service (ELS) :

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

. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

. Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max\left(\frac{1}{2}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot ft_{28}}\right)\right\}$

. Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot ft_{28}}\right\}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

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

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.5 conclusion :

Dans ce chapitre, nous définissons les caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude, les règles et hypothèses de calcul ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation (béton et acier).

Chapitre II :

Prédimensionnement

Des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement permet de des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A cette structure, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.2. Pré dimensionnement des différents éléments :

II.2.1-Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux métallique, ou en bois ou en béton armé, destiné à supporter des charges entre et au- delà des points d'appui.

Il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis.

Le pré dimensionnement doit respecter la condition de la flèche.

D'après les règles de **BAEL 91** on a [3] :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7 h$$

Le pré dimensionnement avec :

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

L: est la grande portée de la poutre, mesurée entre nus des appuis.

II.2.1.1-Les poutres principales :

La longueur de plus grande portée est égale à L = 4.95m.

- **La hauteur de la poutre :**

$$\frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \quad \text{Donc} \quad 33cm \leq h \leq 49.5cm \quad \text{on adopte : } \mathbf{h = 45cm.}$$

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \text{Donc} \quad 16cm \leq b \leq 28cm \quad \text{on adopte : } \mathbf{b = 30cm}$$

Donc notre poutre a la section suivante : $(\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 45}) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003 article7.5.1 [1]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} h = 45cm > 30cm \dots \dots \dots CV \\ b = 30cm > 20cm \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

On adopte la section suivante $(\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 45}) \text{ cm}^2$ qui vérifie les conditions de RPA.

II.2.1.2-Les poutres secondaires :

La longueur de plus grande portée est égale à

$$L = 400\text{m.}$$

- **La hauteur de la poutre :**

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \quad \text{Donc} \quad 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm} \quad \text{on adopte : } \mathbf{h = 40\text{cm.}}$$

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \text{Donc} \quad 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{on adopte : } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

Donc notre poutre a la section suivante : $(\mathbf{b} \times \mathbf{h}) = (\mathbf{30} \times \mathbf{40}) \text{ cm}^2$.

- **Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003 article 7.5.1[1] :**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \begin{cases} h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \mathbf{CV} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \mathbf{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \mathbf{CV} \end{cases}$$

On adopte la section $(\mathbf{b} \times \mathbf{h}) = (\mathbf{30} \times \mathbf{40}) \text{ cm}^2$ qui vérifie les conditions de RPA.

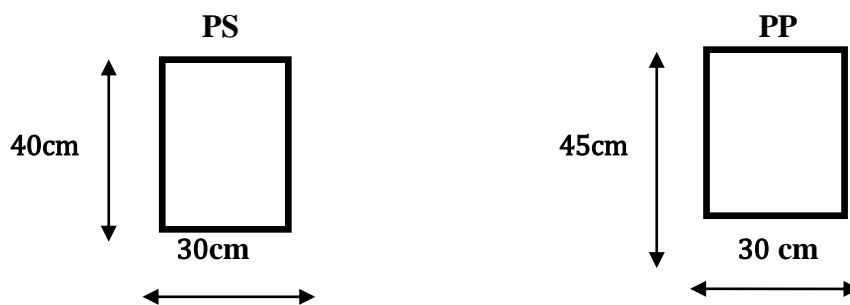


Figure II.1 : Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.

II.2.2. Les planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...).

II.2.2.1-Planchers à corps-creux :

- Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux :
- Les corps creux « entrevous » qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

a. La condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_x}{22.5}$$

h_t : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_x : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

On a $L_x = 4\text{m}$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \text{ Donc } h_t \geq 17.77\text{cm}$$

On admet que : $h_t = 20\text{cm}$

b. Résistance au feu :

D'après le BEAL 91 :

- $e = 7\text{ cm}$, pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{ cm}$, pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5\text{cm}$, pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 16\text{cm}$.

Donc on adoptera une épaisseur $h_t = 20\text{cm}$, dalle en corps-creux ($h_c = 0.16 + h_0 = 4\text{ cm}$).

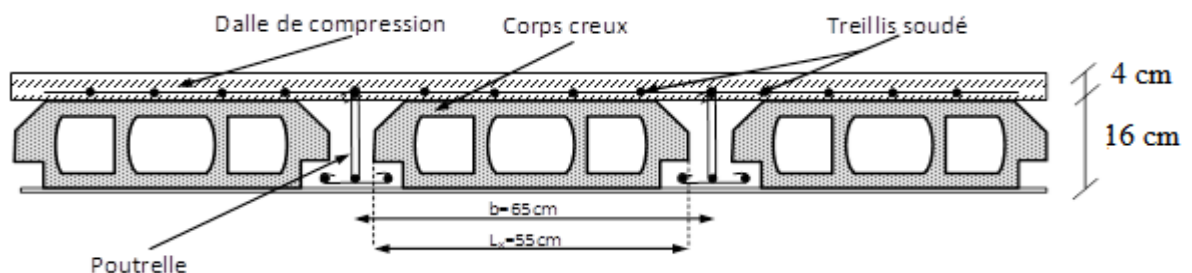


Figure II.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

II.2.2.2- Les poutrelles :

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en (T). D'après les règles de BAEL91 [3] :

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

h_t : Épaisseur totale de la dalle.

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20 \quad \text{Donc} \quad 6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}.$$

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

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right\}$$

L_0 : la longueur de corps creux.

L_x : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Le corps creux à une hauteur de 16cm et une longueur de 55cm donc :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} ; \frac{400}{10} \right\} b_1 = \min \{ 27.5 ; 40 \}$$

On prend : $b_1 = 27.5\text{cm}$.

Donc : $b = (2 \times 27.5) + 10$

On prend : $b = 65\text{cm}$.

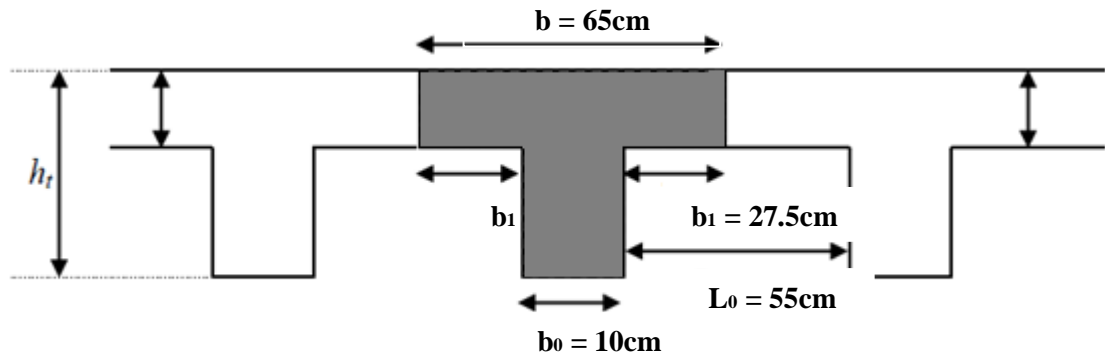


Figure II.3 : Section transversale d'une poutrelle.

II.2.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Son utilisation régularise un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les principes composant d'escalier sont montrés dans la figure suivante :

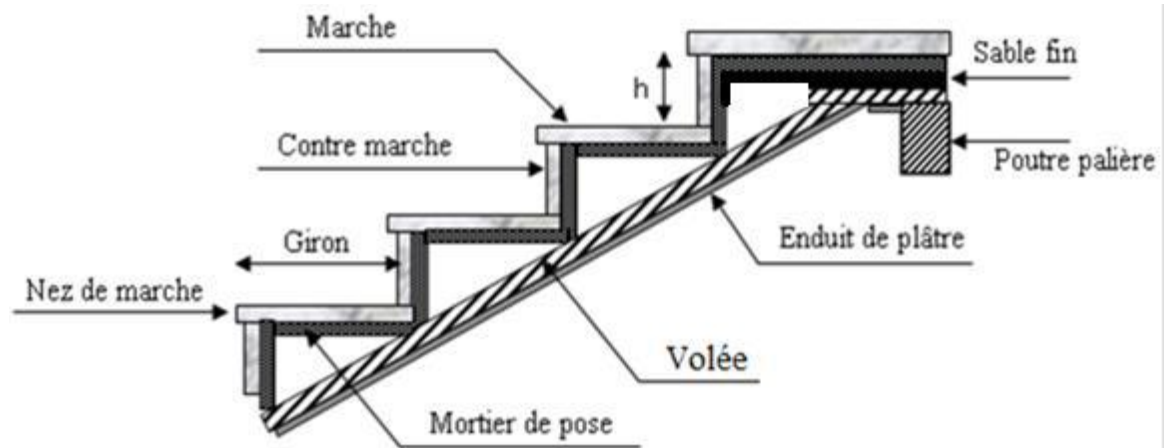


Figure II.4: Les principes composant d'escalier.

- La hauteur et La largeur de la marche :

$$22 \leq g \leq 33$$

$$14 \leq h \leq 22$$

Pour une bonne réalisation d'escaliers on prend :

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

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

Vérification d'après la formule de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \text{---} 59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm}$$
$$\mathbf{59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}}$$

- **Nombre des contres marches (N_c) :**

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Avec H : la hauteur de RDC = 2.89m

$$N_c = \frac{289}{17} = 17 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc on adopte : } \mathbf{17 \text{ contres marches.}}$$

- **Nombre des marches (N_m) :**

$$N_m = n - 1 = 17 - 1 = 16 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc on adopte : } \mathbf{16 \text{ marches.}}$$

- **La pente d'inclinaison (α) :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{\frac{H}{2}}{L} \text{ avec} \quad L = 30 \times 8 = 240\text{cm.}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{\frac{289}{2}}{240} = 0.602 \quad \longrightarrow \quad \alpha = \mathbf{31.051^\circ}$$

- **Nombre des contres marches (N_c) :**

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Avec H : la hauteur d'étage = 3.06m

$$N_c = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{Donc on adopte : } \mathbf{18 \text{ contres marches.}}$$

- **Nombre des marches (N_m) :**

$$N_m = n - 1 N_m \quad \longrightarrow \quad = 20 - 1 = 17 \quad \text{Donc on adopte : } \mathbf{17 \text{ marches.}}$$

- **La pente d'inclinaison (α) :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{\frac{H}{2}}{L} \text{ avec} \quad L = 30 \times 8 = 240\text{cm.}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{\frac{306}{2}}{270} = 0.638 \quad \longrightarrow \quad \alpha = \mathbf{32.517^\circ}$$

- **L'épaisseur de palier et de volée (e) RDC :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L: Est la portée de volée :

$$L = 2.40\text{m} + 1.30 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33 \text{ cm} \leq e \leq 18.5$$

Donc on adopte l'épaisseur $e = 18 \text{ cm}$.

- L'épaisseur de palier et de volée (e) d'étage :

$$L = 2.40 \text{ m} + 1.3 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33 \text{ cm} \leq e \leq 18.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

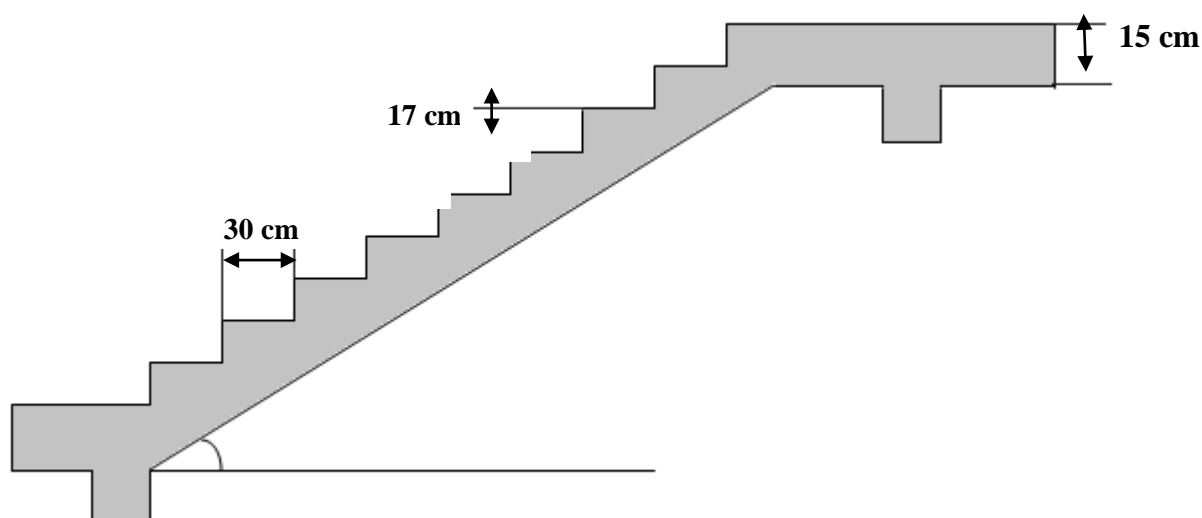


Figure II.5 : Les dimensions d'escaliers (étage courant et RDC).

II.2.4. Les voiles :

On définit les voiles ou murs de contreventement comme des éléments verticaux à deux démentions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

L'épaisseur minimal est de **15 cm** de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de la rigidité extrémité.

Sont considérés comme voile les éléments satisfaisant à la condition : $l \geq 4a$ dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003) [1]:

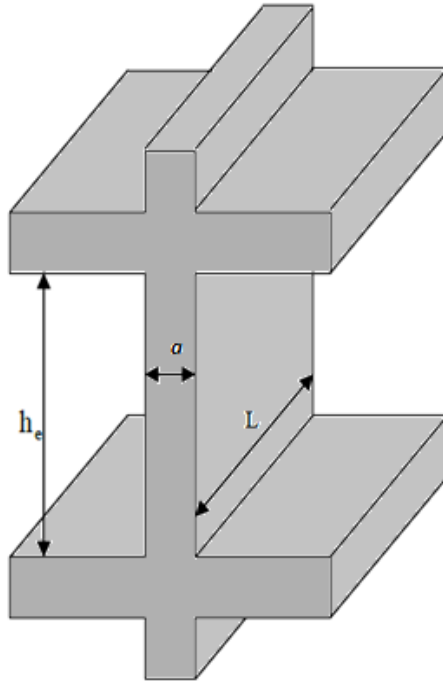


Figure II.6 : Coupe verticale d'un voile

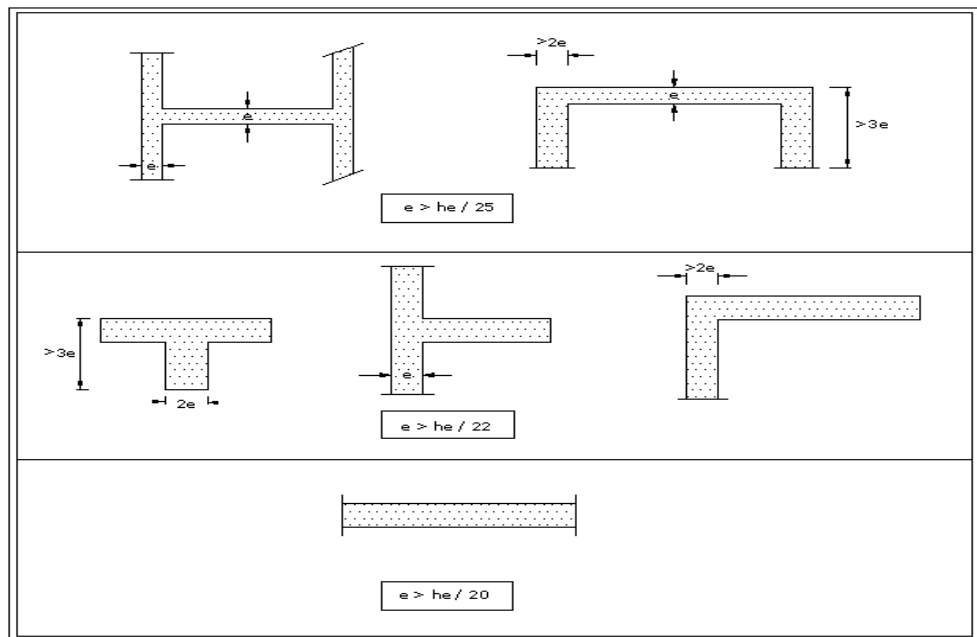


Figure II.7 : Coupe horizontale d'un voile.

Pour le cas des voiles encadrés aux extrémités par des poteaux, qui ne se considèrent pas comme des raidisseurs, l'épaisseur doit vérifier la condition des voiles libres suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

a : Épaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de RDC.

$h_e = 289\text{cm}$ pour tous les niveaux du bâtiment.

$$a \geq \frac{289}{20} a \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $a = 20\text{ cm}$



Figure II.8 : L'épaisseur de voile.

II.2.5. L'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre, main courante et à une force sismique horizontale définie par le RPA 99 version 2003. Son rôle principal est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

-L'acrotère de notre projet à dimensions suivantes (en cm) [1] :

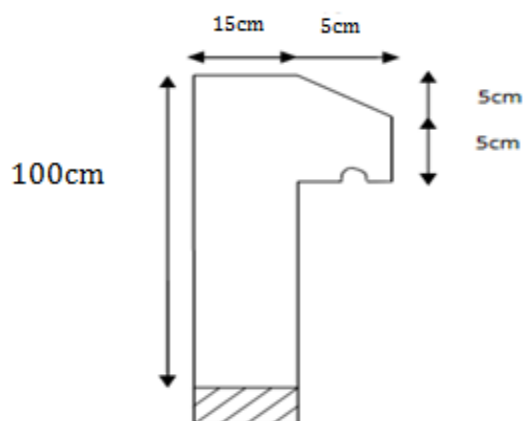


Figure II.9 : Les dimensions de l'acrotère.

$$S = 0.153\text{m}^2$$

II.2.6. Le balcon :

Un élément plan (dalle pleine) encastré dans les poutres dont l'une des dimensions (son épaisseur e) est nettement plus petit que ses dimensions en longueur et en largeur (portées L_x et L_y).

L'épaisseur du balcon doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{lx}{20}$

-Pour une dalle reposant sur deux appuis avec : $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$

-Pour une dalle reposant sur trois appuis ou 4 appuis avec : $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$

lx : Largeur de la dalle pleine.

$e \geq 15$ cm

$e = 15$ cm

b. Résistance au feu :

D'après le BEAL 91 [3]:

- $e = 7$ cm, pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm, pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm, pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 15$ cm.

Donc on adopte : $e = 15$ cm



Figure II.10: L'épaisseur du balcon.

II.2.7. Les poteaux :

Les poteaux sont des tiges droites, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (un réseau des poutres ou de dalle d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures (les fondations).

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité.

II.2.7.1-La descente de charge :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les différents éléments porteurs verticaux ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur pré dimensionnement.

On aura à considérer:

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison est celle des murs répartis qui lui revient.

- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

II.2.7.1.1-Evaluation des charges :

a. Charges variable :

- **Pour les planchers :**

Sont définies selon l'article 7.2.4 du DTR BC-22 intitulés « charges permanentes et charges d'exploitation » dans le tableau suivant [4]:

Tableau II.1 : Les charges d'exploitations.

Nature de local	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Étage courant	1.5

- **Pour le balcon :**

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

- **Pour les escaliers :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (a usage d'habitation)}$$

- **Pour l'acrotère :**
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

b. Charges permanents:

Plancher d'étage courant :

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau

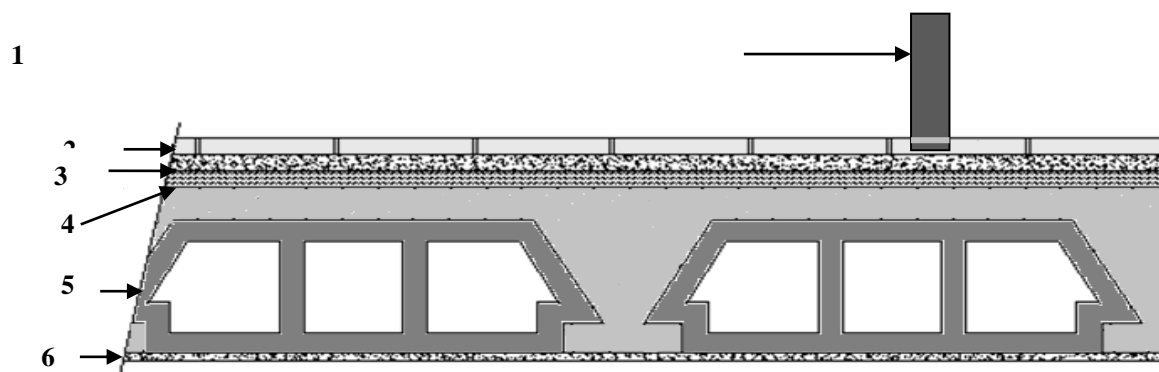


Figure II.11: Coupe plancher d'étage courant.

Tableau II.2 : Les charges sur le plancher d'étage courant.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Cloisons en brique	-	-	1
2	Revêtement en carrelage	2	0.2 KN/m ² /cm	0.4
3	Mortier de pose	2	0.20 KN/m ³	0.40
4	Lit de sable	3	18 KN/m ³	0.54
5	Plancher à corps creux	(16+4)	-	2.80
6	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m ² /cm	0.20
Total				5.34

▪ **Plancher de la terrasse inaccessible :**

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

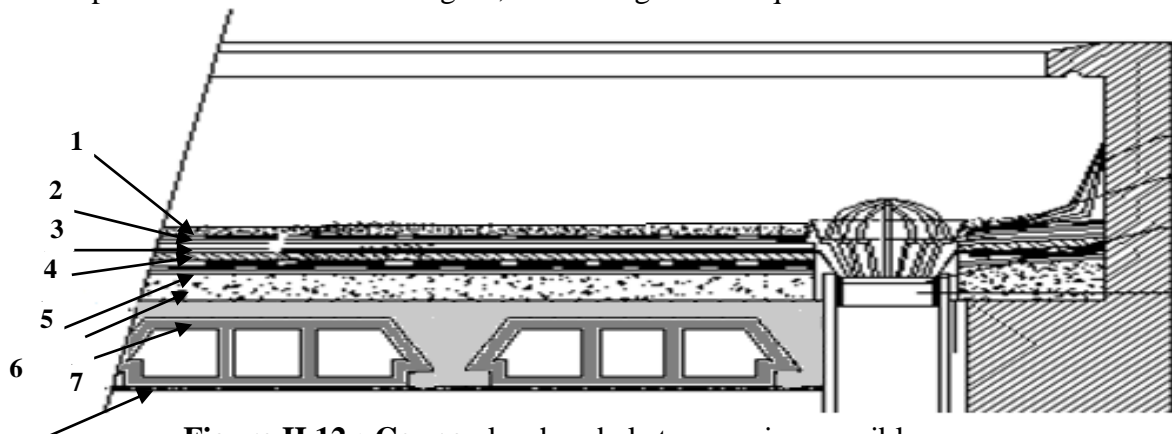


Figure II.12 : Coupe plancher de la terrasse inaccessible

Tableau II.3 : Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	2	0.20KN/m ² /cm	0.40
2	Etanchéité multicouches	-	-	0.12
3	Forme de pente	10	22 KN/m ³	2.20
4	Isolant thermique (liège)	4	4 KN/m ³	0.16
5	Par vapeur	4	2.4 KN/m ² /cm	0.096
6	Plancher corps-creux	(16+4)	-	2.80
7	Enduit plâtre	2	0.1 KN/m ² /cm	0.20
Total				5.976

▪ **Mur intérieur :**

Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

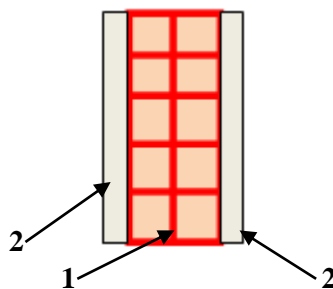


Figure II.13 : Les composants du mur intérieur (10cm)

Tableau II.4 : Les charges du mur intérieur (10cm).

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	9 KN/m ³	0.9
2	Enduit plâtre (2 cotés)	2 + 2	10 KN/m ³ /cm	0.4
Total				1.30

▪ **Mur extérieur :**

Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

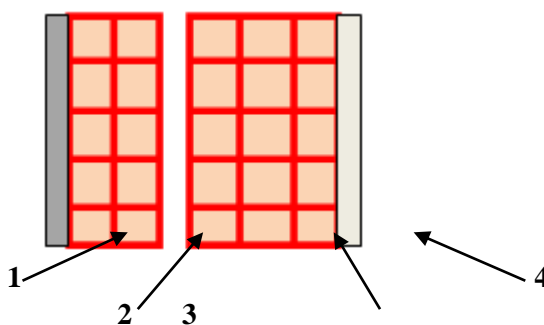


Figure II.14 : Les composants du mur extérieur (15cm).

Tableau II.5 : Les charges du mur extérieur.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	18 KN/m ² /cm	0.36
2	Maçonnerie en brique creuse	10	9 KN/m ³	0.9
3	Maçonnerie en brique creuse	15	9 KN/m ³	1.35
4	Enduit plâtre	2	10 KN/m ³	0.20
Total				2.81

▪ **Le balcon :**

Les balcons sont en dalle pleine

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

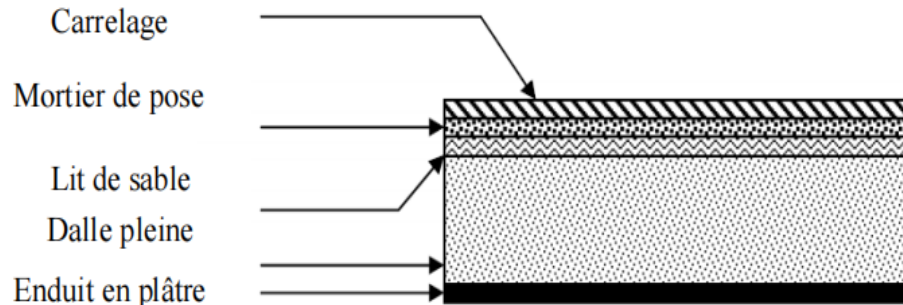


Figure II.15 : Coupe balcon d'étage courant.

Tableau II.6 : Les charges sur le balcon d'étage courant.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20 KN/m ² /cm	0.44
2	Mortier de pose	2	20 KN/m ³	0.40
3	Lit de sable	2	18 KN/m ³	0.36
4	Dalle pleine	15	25 KN/m ³	3.75
5	Enduit en ciment	2	0.18 KN/m ² /cm	0.36
Total				5.31

▪ **Les escaliers :**

• **La paillasse :**

Tableau II.7 : Les charges sur la paillasse

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge Unitaire	G (KN/m ²)
1	Carrelage sur marches	2	0.20 KN/m ² /cm	0.40
2	Carrelage sur contre marches	2h/g	0.20 KN/m ² /cm	0.226
3	Mortier de pose	0.02+0.02h/g	20 KN/m ³	0.626
4	Lit de sable	2	0.18 KN/m ³	0.36
5	Paillasse et marches	(0.18/cos32.19) + (0.17/2)	25 KN/m ³	7.443
6	Enduit en ciment	2/cos32.195	0.18 KN/m ² /cm	0.425

7	Gard – corps	-	-	0.10
Total				9.579

- **Le palier :**

Tableau II.8 : Les charges sur le palier.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20 KN/m²/cm	0.40
2	Mortier de pose	2	20 KN/m³	0.40
3	Lit de sable	2	18 KN/m³	0.36
4	Palier	18	25 KN/m³	4.5
5	Enduit de ciment	2	0.18 KN/m²/cm	0.36
Total				6.02

- **L’acrotère de la terrasse inaccessible :**

- Sa charge permanente sera recensée comme suit :

$$G = S_{\text{acrotère}} \times \rho_{\text{acrotère}}$$

$$G = [(1 \times 0.15) + (0.05 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.05}{2}\right)] \times 25$$

$$G = 3.84 \text{ KN/m}$$

II.2.7.1.2-Loi de dégression des charges :

La loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d’étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Le principe de cette loi est exposé comme suit :

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

▪ **Surcharges différentes :**

Terrasse	Q_0
Dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Etage 2	$Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$
Etage 3	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
Etage 4	$Q_0 + 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
-	
Etage n ($n \geq 5$)	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Tableau II.9 : L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.

Niveau des Planchers	Surcharge (KN/m ²)	Σ surcharges différentes	Σ Surcharge (KN/m ²)
6	$Q_0=1.5$	$\Sigma_0 = Q_0$	1.5
5	$Q_1=1.5$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	3
4	$Q_2=1.5$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	4.35
3	$Q_3=1.5$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.55
2	$Q_4=1.5$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.6
1	$Q_5=1.5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.5
RDC	$Q_6=1.5$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8.25

II.2.7.1.3- Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire) :

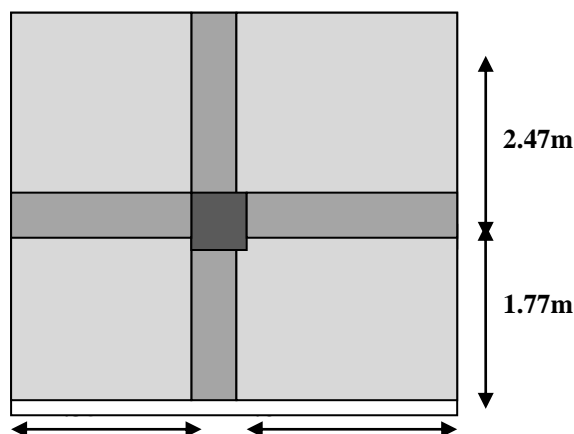


Figure II.16 : Section revenant au poteau le plus sollicité.

-La surface afférente :

$$S = [(1.6+1.35) \times (1.77+2.47) - (0.4 \times 0.4)] = 12.348 \text{ cm}^2$$

-La charge permanente :

Les poteaux :

▪ **Le poteau RDC :**

$$25 \times 2.89 \times (0.5 \times 0.5) = 18.06 \text{ KN}$$

▪ **Le poteau D'étage :**

$$25 \times 3.06 \times (0.4 \times 0.4) = 12.24 \text{ KN}$$

Les poutres :

▪ **La poutre principale :**

$$0.3 \times 0.45 \times 3.55 \times 25 = 11.98 \text{ KN}$$

▪ **La poutre secondaire :**

$$0.3 \times 0.40 \times 3.2 \times 25 = 9.6 \text{ KN}$$

▪ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$12.388 \times 5.976 = 74.03 \text{ KN}$$

▪ **Plancher d'étage courant :**

$$12.388 \times 5.34 = 66.151 \text{ KN}$$

▪ **Mur intérieur (dans l'étage 1 à 5) :**

$$((3.06 - 0.30) (1.35 + 1.6) + (3.06 - 0.4) (2.47 + 1.77)) \times 1.3 = 25.246 \text{ KN}$$

▪ **Mur intérieur (dans RDC) :**

$$((2.89 - 0.30) (1.35 + 1.6) + (2.89 - 0.4) (2.47 + 1.77)) \times 1.3 = 23.657 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Poutre principale	11.98	18.522
	Poutre secondaire	9.6	
	Plancher terrasse	74.03	
Total		95.61	
1-1	Revenant 0	95.61	
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.98	
	Poutre secondaire	9.6	
	Plancher étage courant	66.151	

	Mur intérieur d'étage	25.246	37.044
Total		220.827	
2-2	Revenant 1	220.827	53.713
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.98	
	Poutre secondaire	9.6	
	Plancher étage courant	66.151	
	Mur intérieur d'étage	25.246	
Total		346.044	
3-3	Revenant 2	346.044	68.531
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.98	
	Poutre secondaire	9.6	
	Plancher étage courant	66.151	
	Mur intérieur d'étage	25.246	
Total		471.261	
4-4	Revenant 3	452.481	81.496
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.98	
	Poutre secondaire	9.6	
	Plancher étage courant	66.151	
	Mur intérieur d'étage	25.246	
Total		596.478	
5-5	Revenant 4	596.478	92.61
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.98	
	Poutre secondaire	9.6	
	Plancher étage courant	66.151	
	Mur intérieur d'étage	25.246	
Total		721.695	
6-6	Revenant 5	721.695	92.91
	Poteau de RDC	18.06	
	Mur intérieur	23.657	
Total		763.412	

II.2.7.2- Pré-dimensionnement :

Selon le BAEL article B.8.4.1, le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante [3] :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.90 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

θ : coefficient égale à 1.

N_u : est l'effort normal ultime, que l'on déduit après faire la descente des charges.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35 \times (763.412) + (1.5 \times 92.91)]$$

$$N_u = 1169.971$$

D'après le CBA93 (Art B8.1.1) pour le cas de notre bâtiment on la charge ultime N_u multiplie par 1.1

$$N_u = 1.1 \times (1169.971) = 1286.968$$

-Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{1286.968 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25}$$

$$B \geq 0.0857$$

■ Pour RDC (50×50) :

$$\text{On à : } B = (b \times h) \rightarrow B = (0.50 \times 0.50)$$

$$B = 0.25$$

$$B = 0.25 \geq 0.0824 \dots \dots \dots CV$$

■ Pour les étages courants (40×40) :

$$\text{On à : } B = (b \times h) \rightarrow B = (0.40 \times 0.40)$$

$$B = 0.16$$

$$B = 0.16 \geq 0.0824 \dots \dots \dots CV$$

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante :

$$B_r \geq \left(\frac{\beta N_u}{0.9 + 0.85 \sigma_s \frac{A_s}{B_r}} \right)$$

B_r : est la section de béton réduite du béton, obtenue en enlevant 1cm de béton sur toute la périphérie de la section :

■ Pour RDC (50×50) :

$$B_r = (50 - 2\text{cm}) \times (50 - 2\text{cm})$$

$$B_r = 2304 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.2304 \text{ m}^2$$

■ Pour les étages courants (40×40) :

$$B_r = (40 - 2\text{cm}) \times (40 - 2\text{cm})$$

$$B_r = 1444 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.1444 \text{ m}^2$$

α : un coefficient de flambement en fonction de l'élanement de l'élément poteau (λ)

Pour $\lambda < 50$ on à : $\alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)}$

Avec : $\beta(\lambda) = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Pour $50 < \lambda < 70$ on à : $\alpha = 0.06 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

Donc on calcul l'élanement λ :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0.7l_0$$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration.

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie.

Il est préférable de prendre $\lambda < 35$

A partir de l'équation citée précédemment, on trouve B_r :

$$B_r \geq \left(\frac{\beta N_u}{\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85 \sigma_s \frac{A_s}{B_r}} \right)$$

Avec : $\frac{A_s}{B_r}$ représente le taux d'acier dans la section du poteau. Le pourcentage

minimal d'armature pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles RPA V2003, pour la zone sismique **IIa** égale à : **0.8%** [1].

Tableau. II.11 : Résultats des vérifications au flambement.

Poteau	RDC	Etage 1,2,3,4,5,6
$N_u(\text{KN})$	1286.968	1286.968
$B_{cal}(\text{m}^2)$	0.0824	0.0824
$B_{adop}(\text{m}^2)$	0.25	0.16
$l_0(\text{m})$	2.89	3.06
$L_f(\text{m})$	2.023	2.142
$I \cdot 10^{-3}(\text{m}^4)$	5.208	2.133
$i(\text{m})$	0.144	0.115
λ	14.048	18.626

α	0.624	0.804
$Br_{cal}(m^2)$	0.0226	0.0750
$Br_{adop}(m^2)$	0.2304	0.1444

Nous avons :

$Br_{adop}(m^2) > Br_{cal}(m^2)$CV...

Donc les poteaux ne risquent pas de flamber.....

Donc :

On adopte :

■ Pour RDC (50×50) :

$$a = 50 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$$

-Vérification des dimensions de la section du poteau de RDC d'après le RPA99 v2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \min(50, 50) \geq 50 \text{ cm} \\ \min(50, 50) \geq \frac{289}{20} \\ 0.25 \leq \frac{50}{50} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ 50 \text{ cm} > 14.5 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

On adopte la section (**$b_1 \times h_1 = (50 \times 50) \text{ cm}^2$**) qui vérifie les conditions de **RPA [1]**.

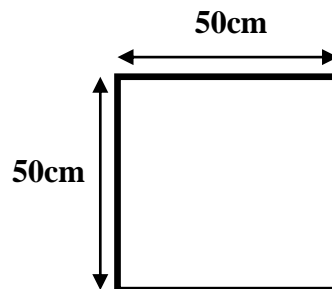


Figure II.17 : Les dimensions du poteau RDC.

■ Pour les étages courants (40×40) :

$$a = 40 \text{ cm} \quad b = 40 \text{ cm}$$

-Vérification des dimensions de la section du poteau de d'étage d'après le RPA99 v2003 article7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \min(40,40) \geq 40\text{cm} \\ \min(40,40) \geq \frac{289}{20} \\ 0.25 \leq \frac{40}{40} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\text{cm} = 40\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ 40\text{cm} > 14.5\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

On adopte la section ($b_1 \times h_1$) = (40 × 40) cm² qui vérifie les conditions de RPA [1].

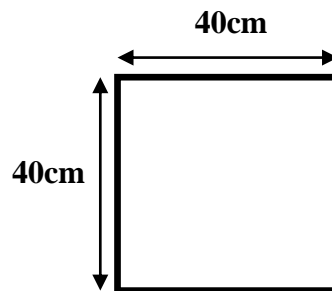


Figure II.18 : Les dimensions du poteau étage courant.

II.3-Conclusion :

À ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les Sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les Éléments de notre ouvrage comme suit :

➤ Les planchers :

Épaisseur des planchers en corps creux :**16+4=20cm.**

➤ Les poutres :

- Poutres principales:(**30×45**).
- Poutres secondaires:(**30×40**).

➤ Les voiles :

- Épaisseur des voiles :**20cm** pour tous les étages courants.

➤ Les poteaux :

- RDC:(**50×50**).
- Les étages courants:(**40×40**).

Chapitre III :

Calcul des Eléments Secondaires

III.1. Introduction:

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, et acrotère). Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Définition :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, joue également un rôle contre l'infiltration des eaux pluviales, ainsi que d'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (FP) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

III.2.2. Les rôles :

a. L'étanchéité :

Il est énuméré en deux points :

- Il empêche le ruissellement des eaux de pluie sur les façades.
- Il assure un retour d'étanchéité qui à son tour permet une bonne imperméabilité par rapport aux eaux pluviales.

b. Point d'appui :

C'est un élément aussi qui sert à la fixation de treuilles pour l'entretien des façades et l'utilisation de monte charges pour l'entretien de l'étanchéité de la terrasse.

c. Esthétique :

Il a aussi un rôle esthétique à ne pas négliger.

III.2.3. Calcul de l'acrotère :

III.2.3.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

III.2.3.2. Évaluation des charges et surcharges :

a. Charge permanente :

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

- **Surface**

La surface de l'acrotère est calculée comme suit :

$$S_{\text{acrotère}} = (1 \times 0.15) + (0.05 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.05}{2}\right) = 0.153\text{m}^2$$

- **Poids propre**

$$G_{\text{acrotère}} = \rho \times S = 25 \times 0.153 = 3.825 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{enduit}} = \rho' \times h = 18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$$

Avec:

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³
- ρ' : Poids volumique des enduits : 18 KN/m³

b. Charge d'exploitation (Surcharges) : (DTRB.C 2.2) [4]

La charge d'exploitation, due à la main courante : Q = 1KN / ml.

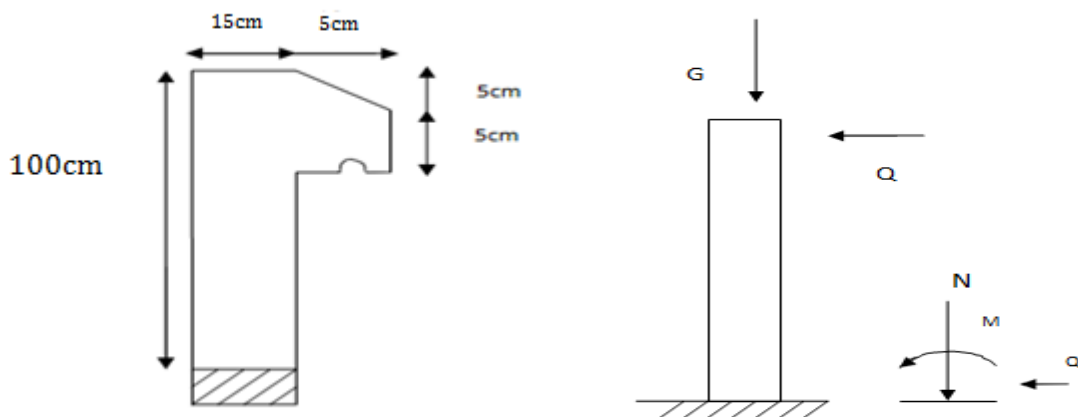


Figure III-1 : Schéma réel et statique de l'acrotère

Tableau III-12 : charges revenant sur l'acrotère

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduitement (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
100	15	0.153	3.825	0.36	4.185	1

III.2.3.3. Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA 99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA art 6.2.3)[3]

- A : coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage

- $A = 0.25$ (group d'usage 2, zone III) suivant le tableau 4-1(RPA art 4.2.3).
- C_p : facture de force horizontale.
 - $C_p = 0.8$ suivant tableau 6-1 (**RPA art 6.2.3**)
- W_p : Poids de l'acrotère
 - $W_p = 4.185 \text{KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 4.185 = 3.348 \text{KN}$$

$$F_p > 1,5 Q \text{ Donc :}$$

On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

La distance « d » entre le point d'application de l'action sismique (F_p), et la section d'encastrement est égal à : $x = h/2 = 1/2 = 0.5 \text{m}$ (point d'application au centre de gravité)

Alors pour une bande de 1m de largeur

$$G = 4.185 \text{kN} ; Q = 1 \text{KN} ; F_p = 3.348 \text{KN}$$

Donc l'acrotère est ne pas stable vis-à-vis à l'action sismique (l'action sismique est importante)

Ces différentes charges sont représentées dans la figure suivante :

$$\begin{cases} N_G = 4.185 \text{KN} \\ M_G = 0 \\ N_Q = 0 \text{KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \text{KN.m} \\ N_{FP} = 4.185 \text{KN} \\ M_{FP} = F_p \times Y_G \end{cases}$$

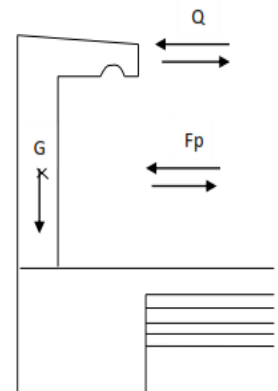


Figure III-2 : Schéma de distribution des forces

III.2.3.4. Calcul des sollicitations :

a. Calcul des moments fléchissant :

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par CDG de celle-ci :

- Le moment dû à la charge permanente est nul : $M_G = 0$.
- Le moment dû à la charge d'exploitation : $M_Q = q \times h$.

$$\text{On a: } h = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

$$M_Q = 1 \times 1 = 1 \text{KN.m}$$

1. Combinaison de calcul:

- ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.5 M_Q$
 $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN.m}$
- ELS : $M_{ser} = M_G + M_Q M_{ser} = M_Q = 1 \text{KN.m}$

2. La combinaison accidentelle:

$$G+Q\pm E = 4.185 + 1 \pm 3.348 \text{ Sens X} \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \searrow \end{array} \begin{array}{l} M_a = (Qxh + (F_p \times Y_g)) \\ N_a = G = 4.185 \text{ KN/ml} \end{array}$$

Sens-Y

Calcul de la position du centre de gravité G (X_G, Y_G)

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 7.59 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 49.15 \text{ cm}$$

$$F_p = 2.09 \text{ KN}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 3.348 \times 0.4915 = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a = (1 \times 1) + (3.348 \times 0.4915) = 2.64 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de l'effort normal:

- ELU

$$N_u = 1.35 N_G \quad (N_G = W_p)$$

$$N_u = 1.35 \times 4.185 = 5.649 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$N_{ser} = N_G = W_p$$

$$N_{ser} = 4.185 \text{ KN/ml}$$

c. Calcul de l'effort tranchant:

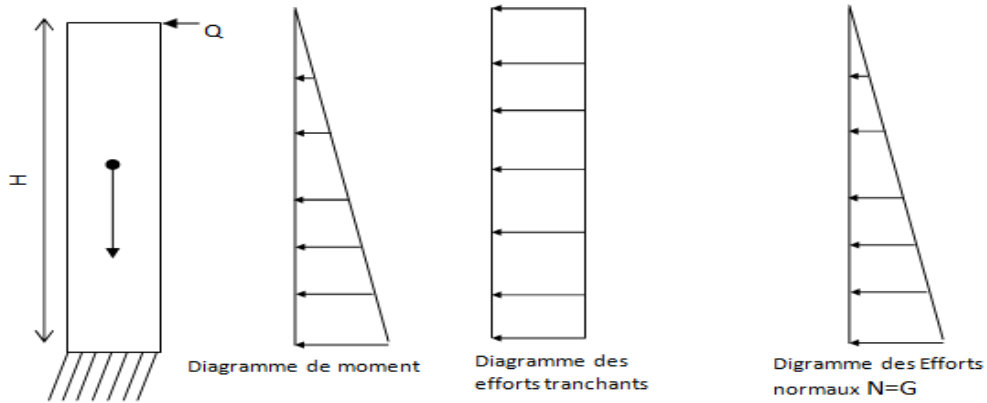
- ELU

$$V_u = N_Q + F_p$$

$$V_u = 1 + 3.348 = 4.348 \text{ KN/ml}$$

Tableau III-13 : les sollicitations de l'acrotère

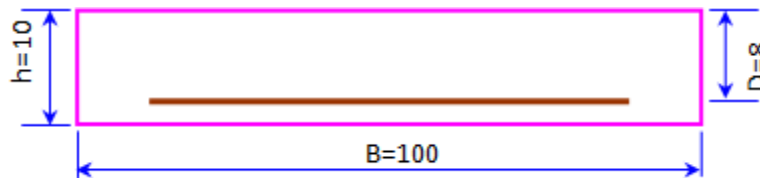
Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q ± E	1,35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	4.185	5.649	4.185
M (KN.m)	2.64	1.5	1
V (KN/ml)	/	3.248	/



Donc, la combinaison qui donne les sollicitations les plus importants est ELU pour l'effort normal et la combinaison accidentelle pour le moment.

III.2.3.5- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bonde de 1 m.



a. Armature longitudinal:

❖ ELU

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \dots\dots\dots \text{Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2]}$$

Avec :

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = e_0 + e_a \dots\dots\dots \text{Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2]}$$

e_a : excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

1. Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{1.5}{5.649} = 0.265\text{m} > \frac{1}{6} = 0.16$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et la section est soumise à un effort normal de compression, donc la section est partiellement comprimée

2. Calcul l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L/250] \dots \dots \text{ article (A. 4. 3. 5) [1]}$$

L : longueur de la pièce = 100 cm

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{100}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 26.5 + 2 = 28.5\text{cm}$$

3. Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre, on distingue 2 cas [8] :

- $\frac{l_f}{h} > \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \rightarrow$ on doit vérifier la pièce à l'état limite ultime de stabilité de forme (vis-à-vis au flambement).

$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \rightarrow$ On détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire, avec :

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

l_f : Longueur de flambement de la pièce, h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

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

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

Ce qui donne :

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

l_0 : Longueur de la pièce

h = hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$$h = 0.10\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2}{0.1} = 20 \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{0.17}{0.1} \right] = 34$$

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour

$$\text{déterminer l'excentricité du second ordre : } e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \varphi)$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} : \text{ Dans notre cas } M_G = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3(2)^2}{10^4 \times 0.10} (2 + 0 \times 2) = 0.024\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 28.5 + 2.4 = 30.9\text{cm} \dots \dots \text{ article (A. 4.3.5) [5]}$$

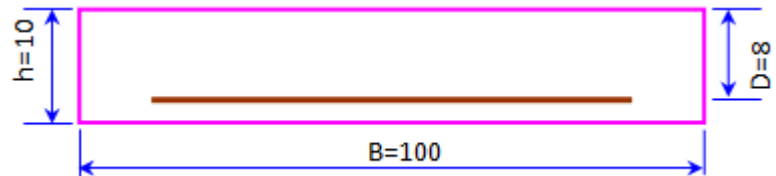
4. Evaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple)

$$M_u = N_u \cdot e = 5.649 \times 0.309 = 1.745 \text{ KN.m}$$

Nous calculons les armatures à l'ELU à la flexion composée, puis nous effectuerons la vérification des contraintes à l'ELS.

Nous aurons à suivre les étapes suivantes :

$\frac{h}{6} < e$ Donc La section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues 'c'.



Nous avons : N_u à la compression

$$e_0 = 0.309 > 0.10/2 = 0.05 \rightarrow 'c' \text{ est à l'extérieur de la section}$$

$$\text{Soit : } M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{D'où, } M_f = 1.5 + 5.649 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_f = 1.66 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fera comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.66 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_1 = 0.391 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$A_l = \frac{M_f}{Z \sigma_s}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022$$

$$Z = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.022) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{1.66 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de contrainte de non fragilité BAEL (Art A.4.2,1) [1]:**

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max (A_{\min} , A_s) = 0.97 \text{ cm}^2$

5. Évaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion composé) :

$$A_{su} = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.97 - \frac{5.649 \times 10^{-3}}{348} = 0.96 \text{ cm}^2.$$

6. Vérification de condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.309 - (0.45 \times 0.08)}{0.309 - (0.185 \times 0.08)}$$

$$A_{\min} = 0.89 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ Nous ferrailurons A_{\min}

❖ ELS :

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} > \frac{h}{6} \rightarrow e = \frac{1}{4.185} = 0.23 \text{ m} > 0.016 \text{ m}$$

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

$$M_{\text{ser}}/A = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}\left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow M_{\text{ser}}/A = 1 + 4.185 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.125 \text{ KN.m}$$

1. Calcul moment limite de service :

- La contrainte de béton à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'acier pour une fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.527 \text{ } 0.484$$

$$y = \bar{\alpha} \times d = 0.484 \times 80 = 42.16 \text{ mm}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 80 \left(1 - \frac{0.484}{3}\right) = 65.94 \text{ mm}$$

$$M_r = \frac{1}{2} b \times y \times \bar{\sigma}_{bc} z = 20.85 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{ser}} = 1.125 \text{ KN.m} < M_r = 20.85 \text{ KN.m}$ Pas d'armature comprimée

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{1.125 \times 10^6}{65.94 \times 201.63} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Ser}} = A_s - \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} \rightarrow A_{\text{Ser}} = 0.97 - \frac{4.185 \times 1000}{\sigma_s} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement :

$$A_s = \max(A_{\text{Ser}}, A_{\min}, A_{\text{Su}}) = \max(0.90, 0.91, 0.84) = 0.91 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 0.97 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$
 Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$
 Avec un espacement $S_t = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$ on prend donc $S_t = 20 \text{ cm}$

3. Vérification de cisaillement :

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

La fissuration est préjudiciable (B.A.E.L A.5.1, 211) $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.248 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0406 \text{ MPa}$$

$0.0406 \leq 2.5 \text{ MPa} \dots CV \rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2.3.5. Schéma de ferrailage d'un acrotère :

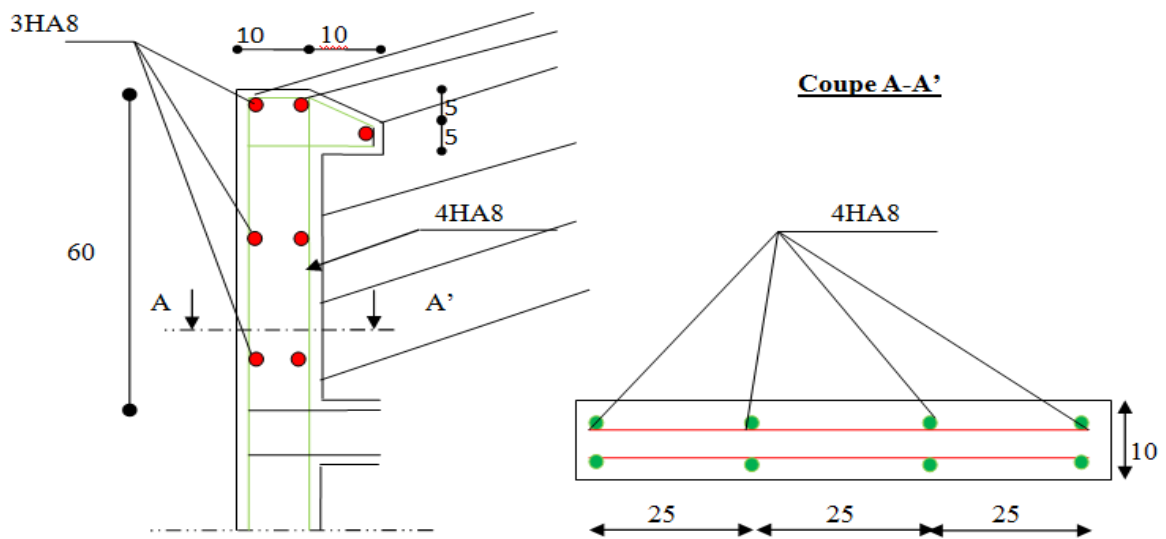


Figure III.3 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

III.3. Le balcon (dalle pleine) :

On étudie le panneau le plus sollicité

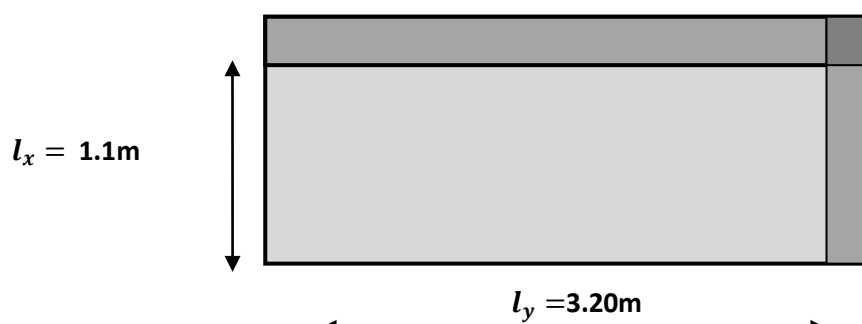


Figure III.4 : Schéma d'une dalle pleine

III.3.1. Méthode de calcul :

Une dalle pleine peut être appuyée sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui). Elle est calculée par panneau, qui est délimité selon le nombre d'appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si $\rho \leq 0.4$: La dalle travaille suivant un seul sens, on les appelle les poutres-dalles (flexion suivant l_x).

Si $\rho > 0.4$: La dalle travaille suivant les deux sens, (flexion suivant l_x et l_y).

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

III.3.2. Calcul les sollicitations :

$$L_x = 1.10\text{m} ; L_y = 3.20\text{m}$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.343 \leq 0.4$$

Donc La dalle travaille selon seul sens (L_x)

III.3.3. Evaluation des charges et des surcharges :

$$G = 5.31 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN}$$

$$g = 1 \text{ KN (garde-corps)}$$

➤ **Combinaison des charges :**

ELU:

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = \mathbf{12.41 \text{ KN/ml}}$$

$$p_u = 1.35 \times g = \mathbf{1.35 \text{ KN/ml}}$$

ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = \mathbf{8.81 \text{ KN/ml}}$$

$$p_s = g = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

III.3.4. Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

ELU :

a. Moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq L_x$$

$$M_u = -\frac{q_u \times x^2}{2} - p_u \times x$$

$$\text{Si : } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_u = \mathbf{0 \text{ KN.m.}} \\ x = 1.10 \longrightarrow M_u = -12.41 \times \frac{1.10^2}{2} - 1.35 \times 1.10 = \mathbf{-9 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

b. Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq L_x$$

$$T_u(x) = p_u - q_u \times x$$

$$\text{Si : } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_u = \mathbf{1.35 \text{ KN}} \\ x = 1.10 \longrightarrow T_u = 1.35 - 12.41 \times 1.10 = \mathbf{-15.06 \text{ KN}} \end{cases}$$

ELS:

a. Moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq L_x$$

$$M_s = -\frac{q_s \times x^2}{2} - p_s \times x$$

$$\text{Si : } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}} \\ x = 1.10 \longrightarrow M_s = -8.81 \times \frac{1.10^2}{2} - 1 \times 1.10 = \mathbf{-6.43 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

b. Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq L_x$$

$$T_s(x) = -p_s - q_s \times x$$

$$\text{Si : } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_s = \mathbf{1.5 \text{ KN}} \\ x = 1.10 \longrightarrow T_s = -1.5 - 8.81 \times 1.10 = \mathbf{-11.19 \text{ KN}} \end{cases}$$

III.3.5. Le ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1\text{ m}$ et d'épaisseur $e = 15\text{ cm}$

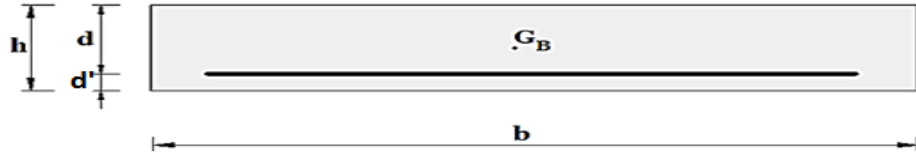


Figure III.5 : Section d'un balcon à ferrailer

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{ cm}$; $d= 0.9\times h = 13.5\text{cm}$; $f_{t28} = 25\text{MPa}$.

- Calcul le moment réduit (μ) [7]:

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17.60 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.068$$

- Calcul le moment limite (μ_l) :

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_1 [1 - (0.4 \cdot \alpha_1)]$$

$$\alpha_l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{sl}} \text{ avec : } \epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} \rightarrow \epsilon_{sl} = 1.7 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} \rightarrow \alpha_1 = 0.673$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.673 \times [1 - (0.4 \times 0.673)] \rightarrow \mu_l = 0.393$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.393$ donc: l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$).

$0 < \mu = 0.068 < 0.186$ donc : pivot A

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.068)}) \rightarrow \alpha = 0.088$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.5 \times (1 - 0.4 \times 0.088) \rightarrow Z = 0.648$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{17.60 \times 10^6}{130.24 \times 348} \rightarrow A_s = 388.29 \text{ mm}^2 = 3.882 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième [1] :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400} = 163.012 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} A_s = \max\{3.882cm^2; 1.63cm^2\}$$

On adopte : $A_s = 3.882cm^2$

Armature principale :

$A_s = 3.88cm^2 \rightarrow$ On prend **5 HA 12** ($A_{sad} = 5.65cm^2$).

L'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm)$$

$$S_t \leq \min(45; 33cm)$$

$$S_t \leq 33cm$$

On adopte $S_t = 20cm$

Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} 1.412cm^2$$

$A_r = 1.412cm^2 \rightarrow$ On prend **5 HA 10** ($A_{sad} = 3.93cm^2$)

L'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm)$$

$$S_t \leq \min(45; 33cm)$$

$$S_t \leq 33cm$$

On adopte : $S_t = 20cm$

• **Vérification à l'effort tranchant à ELU :**

Selon le BAEL91 modifié99 chapitre 13, III.2.1. On doit vérifier la condition ci-après [3] :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5Mpa; 4MPa\right\}$$

Donc : $\tau_u = 2.5MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$\tau_u = 0.155MPa$

Donc :

$$\tau_u = 0.155Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots\dots\dots CV$$

III.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Détermination de position de l'axe neutre :

$$A_s' = 0 \dots\dots\dots (\text{pivotéA})$$

$$n = 15$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(d - y)A_s' - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 5.65 \times (13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n(d - y)A_s' + n \times A_s(d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65(13.5 - 4.01)^2 = 0$$

$$I = 9781.966842 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.50 \times 10^6}{97819668.42} \times 40.1 = 5.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Contrainte d'Acier :**

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{n \times f_{tj}}) \right]$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; (110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = \min(266, 66; 202)$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{12.50 \times 10^6}{97819668.42} (135 - 51.44) = 160.167 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160.167 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.7. Vérification de la flèche à ELS :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Selon l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié99[3] :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{ht}{Lx} \geq \frac{1}{16} \left\{ \frac{15}{157.5} = 0.095 > 0.0625 \right\} \\ \frac{As}{bd} < \frac{3.6}{fe} \left\{ \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.003 < 0.009 \right\} \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right\}$$

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

III.3.8. Schéma du ferrailage :

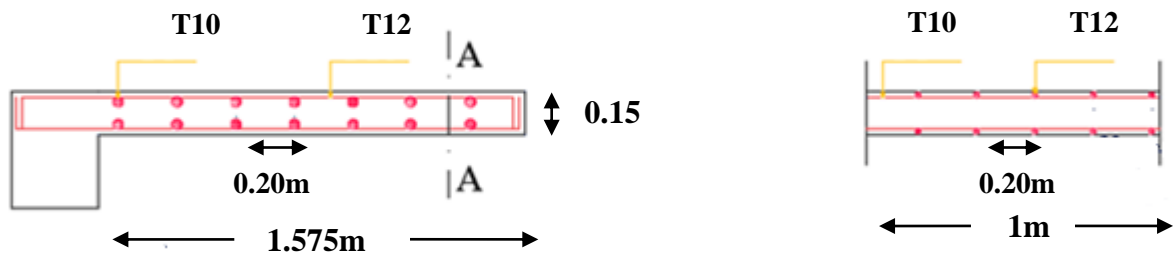


Figure III.6: Schéma de ferrailage de balcon.

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose : Pour déterminer les sollicitations, on se base sur la méthode RDM.

On a une selle type d'escalier pour l'RDC et l'étage courant : l'escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire.

III.4.2. Evaluation des charges:

	G	Q
Volée	$G1 = 9.579 \text{ kn/m}^2$	$Q1=2.5 \text{ KN}$
Palier	$G2=6.02\text{kn/m}^2$	$Q2=2.5 \text{ KN}$

Tableau III-14 : les différents charges des escaliers.

III.4.3. Détermination des efforts internes :

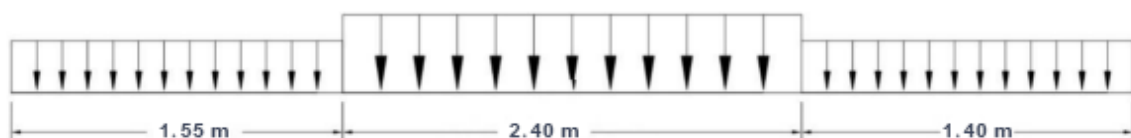


Figure III.7: Schéma statique escalier

a. Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande d'un ml :

$$\text{ELU: } Pu = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } Pser = G + Q$$

• **Palier**

$$\text{ELU : } Pu = (1.35G + 1.5Q)$$

$$Pu = (1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5)$$

$$Pu = 11.88 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } Pser = G + Q$$

$$Pser = 6.02 + 2.5$$

$$Pser = 8.52 \text{ KN/m}$$

• **Paillasse**

$$\text{ELU : } Pu = (1.35G + 1.5Q)$$

$$Pu = (1.35 \times 9.58 + 1.5 \times 2.5)$$

$$Pu = 16.68 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } Pser = G + Q$$

$$Pser = 9.58 + 2.5$$

$$Pser = 12.08 \text{ KN/m}$$

b. La charge équivalente :

$$\text{ELU: } Peu = \frac{\sum P_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{16.68 \times 2.4}{2.4} = 16.68 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } Peu = \frac{\sum P_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{12.08 \times 2.4}{2.4} = 12.08 \text{ KN}$$

c. Calcul des moments :

• **Moment isostatique :**

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

$$\text{ELU: } M_0 = \frac{16.68 \times (2.4)^2}{8} = 12.01 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_0 = \frac{12.08 \times (2.4)^2}{8} = 8.70 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

ELU: $M_{au} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 12.01 = -3.60 \text{ KN.m}$

ELS: $M_{as} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 8.70 = -2.61 \text{ KN.m}$

- **Moment en travée :**

ELU: $M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 12.01 = 10.21 \text{ KN.m}$

ELS: $M_{ts} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 8.70 = 7.40 \text{ KN.m}$

III.4.4.Ferraillage d'escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis avec un chargement qui est uniformément répartie.

- a. **Palliasse :**

- **Armature principale :**

$b = 1\text{m} \quad h = 0.14\text{m} \quad d = 0.126\text{m} \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

- **En travée :**

$M_{tu} = 10.21 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{10.21 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times (0.126)^2} = 0,045 < \mu_L = 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 0,057 \quad \beta_u = 0,8 \times \alpha = 0.8 \times 0.057 = 0.047$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.047 \times 1 \times 0.126 \times \frac{14.17}{348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

choix : 5T10 (3.93 cm²)

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12.6 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Condition vérifié{ $A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2$

- ❖ **Armatures de répartition Ar :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r$$

$$\frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \leq A_r$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

- **Sur appuis :**

$$M_{au} = -3.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.60 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times (0.126)^2} = 0,016 < \mu_L = 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,020 \quad \beta_u = 0,8 \times \alpha = 0.8 \times 0.020 = 0.016$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.016 \times 1 \times 0.126 \times \frac{14.17}{348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

choix : 5T10 (3.93 cm²)

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12.6 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\text{Condition vérifié} \{ A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Armatures de répartition Ar :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r$$

$$\frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \leq A_r$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

b. L'espacement :

- **Les armatures principales :**

L'espacement des armatures de même nappe ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$St \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

- ❖ **En travée :**

$$St \leq \min\{3 \times 10, 33\text{cm}\} = \min\{40, 33\text{cm}\}$$

Donc : $St = 20 \text{ cm}$

- ❖ **En appuis :**

$$St \leq \min\{3 \times 10, 33\text{cm}\} = \min\{40, 33\text{cm}\}$$

Donc : $St = 20 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartition :**

$$St \leq \min\{3h, 45\text{cm}\}$$

- ❖ **En travée :**

$$St \leq \min\{3 \times 10, 45\text{cm}\} = \min\{40, 45\text{cm}\}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : $St = 25 \text{ cm}$

- ❖ **En appuis :**

$$St \leq \min\{3 \times 10, 45\text{cm}\} = \min\{40, 33\text{cm}\}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : $St = 25 \text{ cm}$

III.4.5. Vérification à L'ELS :

La vérification à l'ELS ne sera pas nécessaire si les conditions suivantes sont applicables :

- La section est rectangulaire.
- Soumise à la flexion simple.
- Les aciers utilisés sont le Fe E400.
- La fissuration peu préjudiciable.
- Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faudra vérifier que:

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- ❖ **En Travée :**

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.21}{7.40} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0.057 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **En appuis :**

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.60}{2.61} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.020 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci –dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{3.93}{100 \times 126} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1M_t}{10M_0} \frac{0.14}{240} = 0.0005 < \frac{10.21 \times 1}{10 \times 8.7} = 0.117 \dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas vérifiée, donc une vérification de la flèche est nécessaire.

• **Calcul la flèche :**

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Calcul du centre de gravité :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d' + A'_s d) = 0$$

$$100y^2 + 30(3.93)y - 30(3.93) \times (12) = 0$$

$$100y^2 + 117.9y - 1485.54 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = 608116.41$$

$$\sqrt{\Delta} = 779.818$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-117.9 + 779.818}{2(100)} = 3.309 \text{ cm}$$

$$y = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-117.9 - 779.818}{2(100)} = -4.48 \text{ cm}$$

DONC : $y = 3.309 \text{ cm}$

- **Calcul de l'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1(0.0309)^3}{3} + 15(3.93)(0.126 - 0.0309)^2$$

$$I = 0.6313 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie de la section totale homogène (I_0):

$$I_0 = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{1 \times 0.14^3}{3} + 15 \left[3.93 \times 10 - 4 \left(\frac{0.14}{2} - 0.126 \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 2.471 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$\delta = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s \times f_{t28}}$$

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

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

DONC:

$$\delta = \frac{3.93}{100 \times 12.6} = 0.003119$$

$$\sigma_s = \frac{7.40 \times 10^{-4}}{3.93 \times 10^{-4} \times 0.126} = 145.949 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003119 \times 145.949 \times 2.1} = 0.0627$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003119 \times (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 6.735$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 24710}{1 + 6.735 \times 0.0627} = 1.9110 \times 10^{-4} m^4$$

- **Le moment d'inertie fictif différé :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \times (2 + \frac{3b}{b})}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.003119 \times (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 2.694$$

$$I_{fv} = \frac{247.10}{1 + 2.694 \times 0.0627} = 2.113928 \times 10^{-4} m^4$$

La déviation instantanée et différée est respectivement.

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fv}}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fi}}$$

$$f_i = \frac{7.40 \times 10 \times 2.4^2}{10 \times 32164.2 \times (1.911 \times 10^{-4})} = 6.771 \times 10^{-4}$$

$$f_v = \frac{7.40 \times 10 \times 2.4^2}{10 \times 10818.8 \times (2.1139 \times 10^{-4})} = 18.2035 \times 10^{-4}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 11.4325 \times 10^{-4} m$$

$$\Delta f_t = 0.1143 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{360}{400} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Palier de repos :

$$L_x = 1.55 \text{ m}$$

$$L_y = 3.30 \text{ m}$$

- **Evaluation des charges :**

$$G=6.02\text{kn/m}^2$$

$$Q=2.5 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } qu = (1.35G + 1.5Q)$$

$$qu = (1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5)$$

$$qu = 11.88 \text{ KN/m}$$

- **Les sollicitations :**

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{2} = \frac{11.88 \times (1.55)^2}{2} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$V_u = qu \times L = 11.88 \times 1.55 = 18.41 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

$$\mu = \frac{14.27 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times (0.126)^2} = 0,063 < \mu_L = 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,081 \quad \beta_u = 0,8 \times \alpha = 0.8 \times 0.081 = 0.065$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.065 \times 1 \times 0.126 \times \frac{14.17}{348} = 3.36 \text{ cm}^2$$

choix : 5T10 (3.93 cm²)

d. Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12.06 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

1.52 cm² ≤ 3.36 cm² condition vérifiée.

e. Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r$$

$$\frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \leq A_r$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

- **Les efforts tranchants :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{18.41 \times 10^{-3}}{1 \times (0.126)} = 0.146 \text{ MPa}$$

$$0.146 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$P_{ser} = 6.02 + 2.5$$

$$P_{ser} = 8.52 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{8.52 \times (1.55)^2}{2} = 10.23 \text{ KN/m}$$

- **Centre de gravité :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d' + A'_s d) = 0$$

$$100y^2 + 30(3.93)y - 30(3.93) \times (12) = 0$$

$$100y^2 + 117.9y - 1485.54 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = 608116.41$$

$$\sqrt{\Delta} = 779.818$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-117.9 + 779.818}{2(100)} = 3.309 \text{ cm}$$

$$y = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-117.9 - 779.818}{2(100)} = -4.48 \text{ cm}$$

DONC : $y = 3.309 \text{ cm}$

- **Calcul de l'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{1(0.0309)^3}{3} + 15[(3.93)(0.126 \times 0.1 - 0.0309)^2]$$

$$I = 0.6295 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

- **Le coefficient angulaire :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{0.6295 \times 10^{-4}} = 162.51 \text{ MPa}$$

- ❖ **Calcul des contraintes :**

- **Compression du béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 162.51 \times (3.309 \times 10^{-2}) = 5.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \times k(d - y_{ser}) = 15 \times 162.51(0.126 - 0.03309) = 266.48 \text{ MPa}$$

- **Pré dimensionnement à ELS de l'axe neutre :**

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 10.23 \times 10^{-3}}{1 \times (0.126^2) \times 266.48} = 0.0363$$

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{0.03309}{0.126} = 0.269$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \times (1 - \frac{\alpha}{3})} = \frac{10.23 \times 10^{-3}}{266.48 \times 0.126 \times (1 - \frac{0.269}{3})} = 3.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} = \frac{0.15}{1.55} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93}{100(12.5)} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} = 0.096 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{0.75M_0}{10 \times M_0} \right) = 0.075 \end{array} \right.$$

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

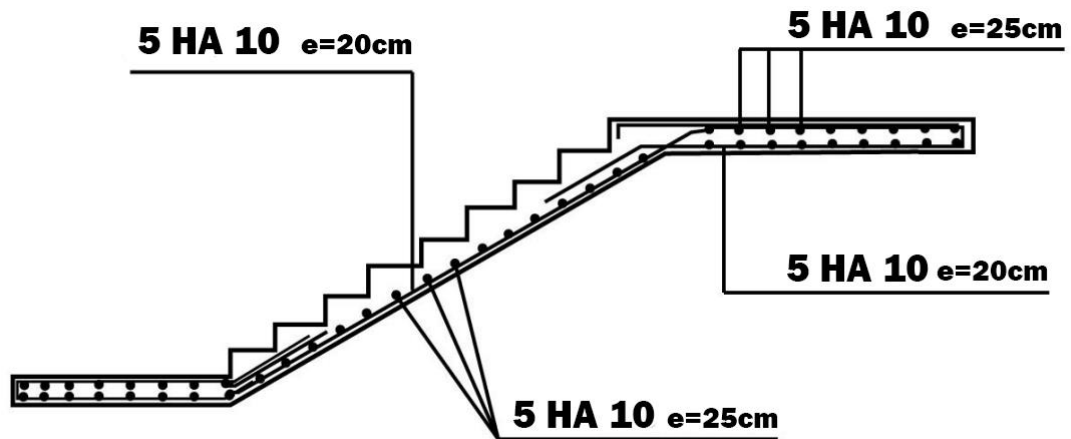


Figure III.8 : schéma de ferrailage

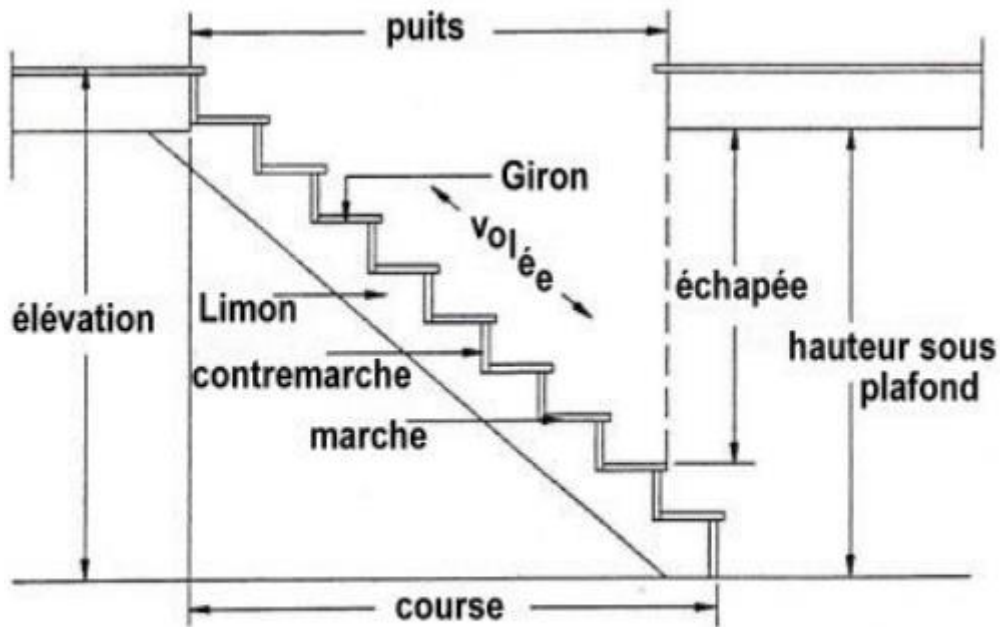


Figure III.9 : schéma explicative des différentes parts d'escaliers

III.5. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 2.90m (entre nu d'appuis), et sa section est de (b×h).

III.5.1. Pré-dimensionnement :

- **Hauteur:**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \implies \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \implies 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

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

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

h_t : hauteur de la poutre

Le RPA exige que $\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$

Donc on fixe sa hauteur à 40 cm.

- **La largeur:**

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

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

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

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

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

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

- Son poids : $G = 25 \times 0.25 \times 0.4 = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) : $R_{au} = 11.88 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELS) : $R_{as} = 8.52 \text{ KN/ml}$
- Combinaison à considérer :

- ❖ **ELU:**

$$q_u = 1.35G + R_{au}$$

$$= 1.35 \times (2.5) + 11.88 = 15.26 \text{ KN/ml}$$

- ❖ **ELS:**

$$q_s = G + Q = G + R_{as}$$

$$= 2.5 + 8.52 = 11.02 \text{ KN/ml}$$

III.5.2. Calcul du ferrailage (ELU):

- Réaction d'appuis :

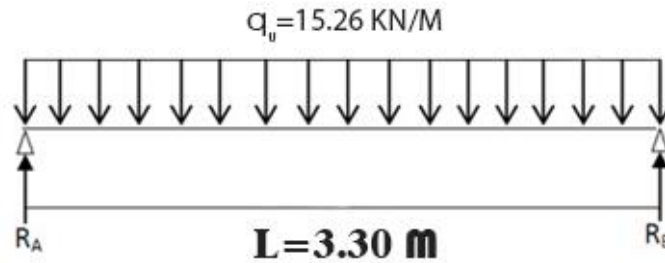


Figure III. 10 : Schéma statique de la poutre palière

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15.26 \times 3.30}{2} = 25.18 \text{ KN}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{15.26 \times 3.30^2}{8} = 20.77 \text{ KNm}$$

- Correction des moments:

- ❖ Aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 20.77 = -6.23 \text{ KNm}$$

- ❖ En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.77 = 17.65 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant :

$$T = R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = 25.18 \text{ KN}$$

III.5.3. Calcul des armatures:

- Armatures principales (longitudinal)

- ❖ En travée

$$M_u = 17.65 \text{ KNm}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.65 \times 10^3}{25 \times (36)^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.038 \implies \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.980$$

$$A_t = \frac{17.65 \times 10^3}{0.980 \times 36 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

On apte : **4HA12** ($A = 4.52 \text{ cm}^2$)

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = -6.23 \text{ KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.23 \times 10^3}{25 \times (36)^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.014 \implies \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.992$$

$$A_a = \frac{6.23 \times 10^3}{0.992 \times 36 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On apte : **4HA10** ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)

❖ **Vérification :**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

☞ **Entravée At :**

$$4.62 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

☞ **Aux appuis Aa :**

$$3.14 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

Avec:

τ_{se} : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant = 25.18 KN

$$\begin{aligned} \sum U_i &: \text{Somme des périmètres des barres : } n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 \\ &= 150.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{25.18 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 150.72} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.52 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

❖ **Encrage des barres:**

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

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

➡ **Influence sur le béton:**

On doit vérifier la condition :

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

a : désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

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

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

$$V_u^{max} = 25.18 \text{ KN} < V_u^{max} = 540.675 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➡ **Influence sur l'acier :**

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

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left\{ 25.18 \times 10^3 - \frac{6.23 \times 10^3}{0.9 \times 360} \right\} = 72.34 \text{ mm}^2$$

$$7.23 \text{ cm}^2 > 2.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

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

Avec :

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

K = 1 fissuration peut préjudiciable.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

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

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

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

$$V_u = V_u^{max} = 25.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.18 \times 10^3}{250 \times 360} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

$$A_t \geq \frac{(0.31 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 25 \times 7}{0.8 \times 400} = 0.011 \text{ cm}^2$$

NB :

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

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

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

- **Méthode forfaitaire de Caquot :**

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

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

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

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

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

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

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

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{250 \times ((0.31 - 0.3) \times 1 \times 2.1)} = 688 \text{ mm} = 68.8 \text{ cm}$$

➤ **Condition complémentaire :**

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

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

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

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \implies \frac{113 \times 400}{250 \times 688} = 0.26 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa} \dots \text{ C. vérifier}$$

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{400}{35} ; 12 ; \frac{250}{10} \right\} = \min \{ 11.43 ; 12 ; 25 \}$$

$$= 12 \text{ mm} \implies HA6 < 12 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre.

$$n = \frac{L}{2} = 1.65 \text{ on prend : } n = 2$$

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

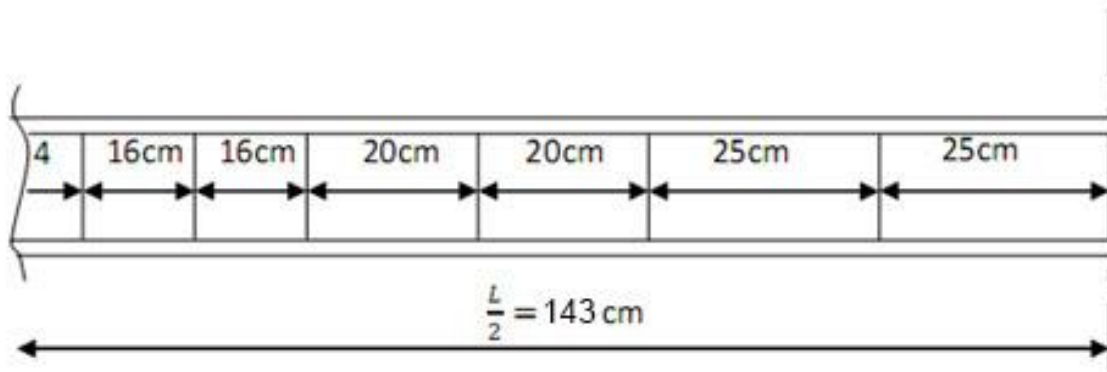


Figure III.11: Schéma de style ferrailage de la poutre palière

III.5.4. Calcul à L'ELS:

❖ La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{as} = 11.02 \text{ KN/ml}$$

❖ Réaction :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{11.02 \times 3.30}{2} = 18.18 \text{ KN}$$

❖ Les efforts internes :

❖ Effort tranchant :

$$T_a = -T_b = R_a = 18.18 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{11.02 \times (3.30)^2}{8} = 15 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 15 = -4.5 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 15 = 12.75 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Vérification à l'ELS :

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

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

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

❖ **Entravée :**

➤ **Contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 36} = 0.50$$

$$\rho = 0.50 \implies \beta_1 = 0.799, K_1 = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{12.75 \times 10^3}{0.799 \times 4.52 \times 36} = 98.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{98.07}{26.32} = 3.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Contraintes dans les aciers :**

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

$$\sigma_s = 98.07 \text{ MPa}$$

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

98.07 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

➤ **Contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{25 \times 36} = 0.35$$

$$\rho = 0.35 \implies \beta_1 = 0.860, K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{4.5 \times 10^3}{0.860 \times 3.14 \times 36} = 46.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.29}{39.95} = 1.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Contraintes dans les aciers :**

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

$$\sigma_s = 46.29 \text{ MPa}$$

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

46.29 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

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

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

❖ **Etat limite de déformation : (Art B.6.5.2/BAEL99)**

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

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

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 30 cm.

L : portée libre est égale à 290 cm.

A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{330} = 0.12 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \rightarrow 0.12 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{330} = 0.12 \\ \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{17.65}{10 \times 20.77} = 0.084 \end{array} \right. \rightarrow 0.10 > 0.084 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{25 \times 36} = 0.005 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \rightarrow 0.005 \leq 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

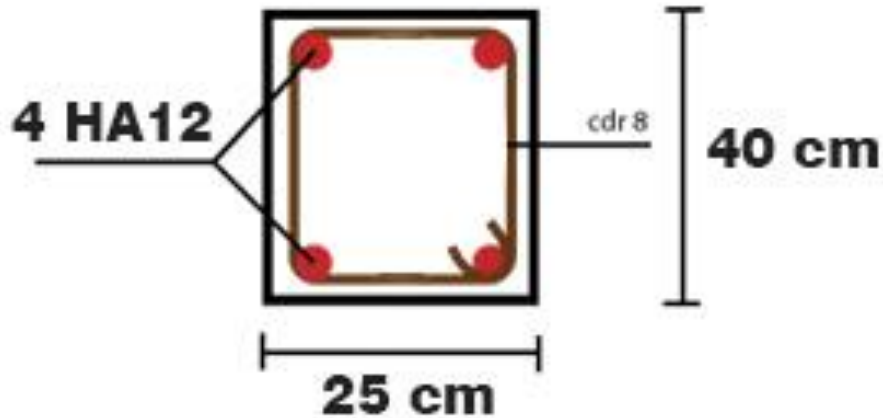


Figure III.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Calcul des poutrelles :

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

III.6.1. Choix de la méthode de calcul :

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers à surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

III.6.2. Méthode forfaitaire : BAEL(Annexe E1) :[1]

a) Conditions d'application :

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. ($I=\text{constant}$)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

b) Principe de la méthode :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

○ **Moment en Travées :**

Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

1. Dans le cas général $\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha)M_0. \\ 1.05M_0. \end{array} \right.$
2. Dans le cas d'une travée de rive $M_t > \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$
3. Dans le cas d'une travée intermédiaire $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0$

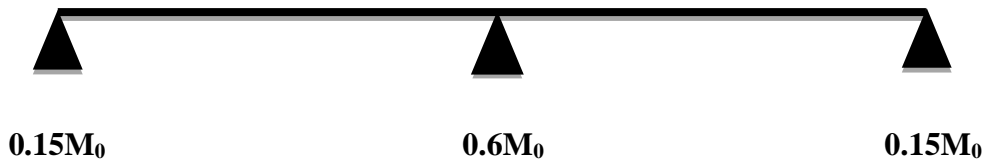
▪ **Moment en appuis :**

❖ **Les appuis de rive :**

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

❖ **Les appuis intermédiaires :**

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



Poutres à plus de deux travées :



$(- 0.5M_0)$ ➔ Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

(- 0,4M₀) → Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M₀: Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

- Les efforts tranchants :

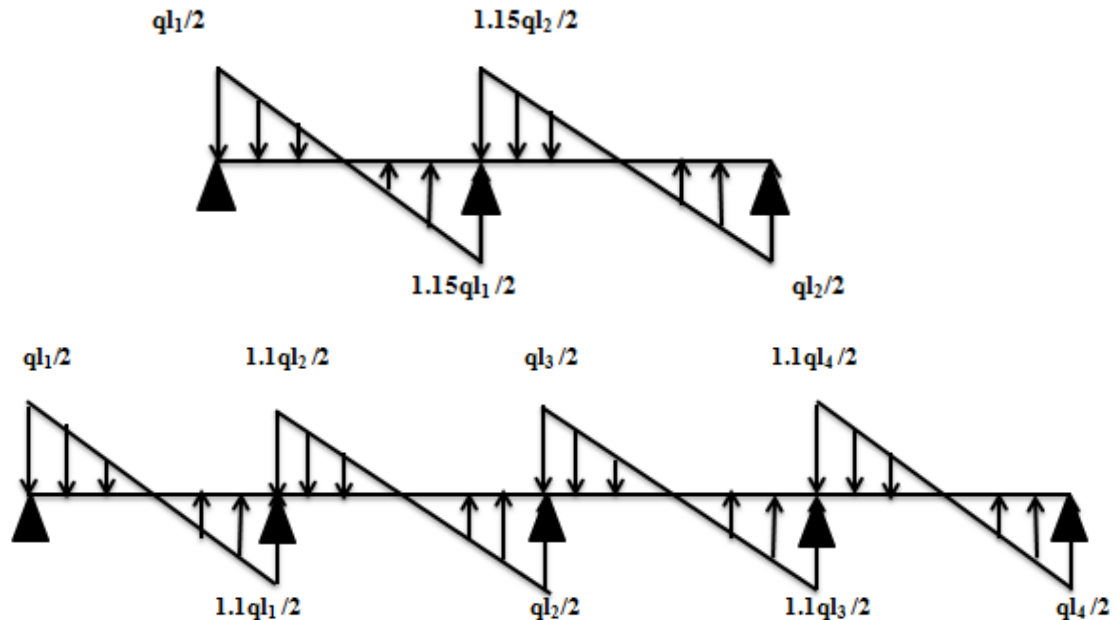


Figure III.13: Evaluation des efforts tranchants.

c) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) Plancher à surcharge modérée: $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.97 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max(2 \times 5.97 ; 5\text{KN/m}^2) = \max(11.94 ; 5\text{KN/m}^2)$$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 11.94$ Condition vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 5.34 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max(2 \times 5.34 ; 5\text{KN/m}^2) = \max(10.68 ; 5\text{KN/m}^2)$$

$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 10.68\text{KN/m}^2$ Condition vérifiée.

2) Les moments d'inerties elles sont constantes.

La fissuration est peut nuisible.

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

$$0.8 \leq \frac{350}{300} = 1.16 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{300}{430} = 0.69 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{430}{330} = 1.30 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{330}{430} = 0.76 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{430}{300} = 1.43 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{300}{350} = 0.85 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

La méthode de forfaitaire n'est pas applicable car la 4ème condition n'est pas vérifiée.

Donc : on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot.

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente **G** par une charge permanente minorée :

$$G' = \frac{2}{3}G$$

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle **G**.

III.6.3. Méthode Caquot (BAEL):[1]

❖ **Principe de calcul:**

Cette méthode due à « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées.
- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.

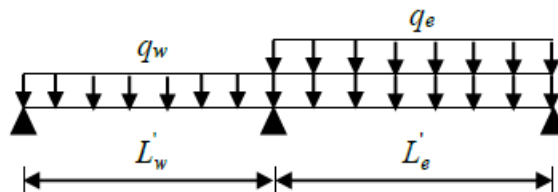
Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

On adopte des longueurs de portées fictives L , telle que :

- $L' = L$: Pour les deux travées de rive.
- $L' = 0.8 L$: Pour les travées intermédiaires.

▪ Les moments en appui :

Pour une charge uniformément répartie.



$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \text{ Appuis intermédiaires.} \\ M_a = -0.15 M_0 \text{ Appuis de rive.} \end{array} \right.$$

Avec :

q_w : Charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : Charge permanente à droite de l'appui □

- Les moments en travée :

$$\left\{ \begin{aligned} M_t &= \frac{q \times x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \times \frac{x}{L} \\ x &= \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{q \times L} \end{aligned} \right.$$

- Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{qL}{2} - \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e &= -\frac{qL}{2} - \frac{M_w - M_e}{L} \end{aligned} \right.$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

1).Plancher terrasse :

$$G = 5.97 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Dans notre projet on a un seul type avec 7 travées.

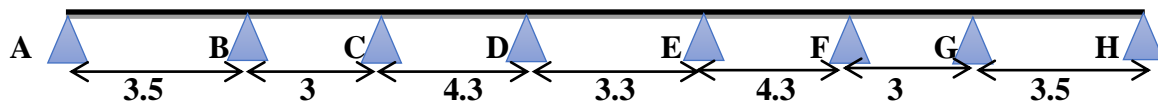


Figure III.14: schéma explicative des tronçons

❖ Détermination des sollicitations :

- ELU :

a).Calcul les Moments sur appuis:

Appui de rive :

Cas1 :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} (5.97) \longrightarrow G' = 3.98 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 3.98 + 1.5 \times 1) 0.65 \longrightarrow q'_u = 4.46 \text{ KN/ ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_0 = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.46 \times 3.5^2}{8} \longrightarrow M_0 = 6.83 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 6.83 \longrightarrow M_A = M_H = -1.02 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

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

Les résultats représentent dans les Tableau suivant (Terrasse inaccessible).

Cas de charge (1)						
	Appui	B	C	D	E	F
M _a	-3.60	-4.89	-5.10	-5.10	-4.89	-3.60

Tableau III-15 : Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELU

b). Calcul les Moments sur travées et l'effort tranchants :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) b = (1.35 \times 5.976 + 1.5 \times 1) \times 0.65 \longrightarrow q_u = 9.56 \text{ KN/m.}$$

Cas de charge	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	X (m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
terass	AB	3.5	9.56	-1.02	-3.60	1.55	15.99	-17.46	12.29
	BC	3	9.56	-3.60	-4.89	1.45	13.91	-14.77	6.52
	CD	4.3	9.56	-4.89	-5.10	2.14	22.50	-22.59	17.09
	DE	3.3	9.56	-5.10	-5.10	1.65	15.77	-15.77	7.91
	EF	4.3	9.56	-5.10	-4.89	2.15	22.50	-22.59	17.09
	FG	3	9.56	-4.89	-3.60	1.45	13.91	-14.77	6.52
	GH	3.5	9.56	-3.60	-1.02	1.67	15.99	-17.46	12.29

Tableau III-16 : Résultats des calculs.

c) Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

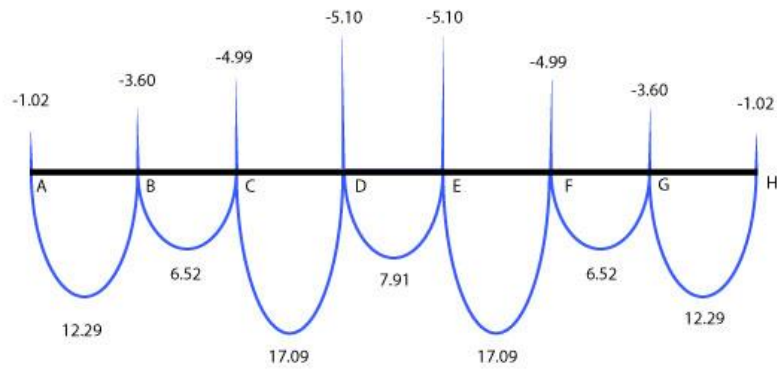


Figure III.15: Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELU.

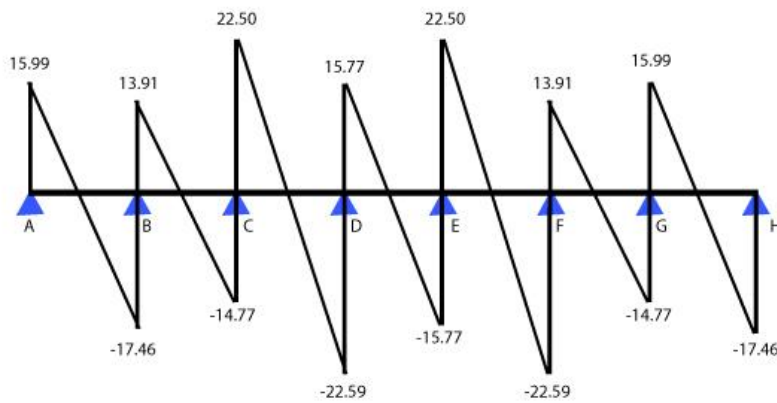


Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELU.

d) Ferrailage des poutrelles :

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

M_u^a (max) (KN.m)	M_u^t (max) (KN.m)	T (max) (KN)
-5.10	17.09	22.59

Tableau III-17 : les moments et les effort tranchants max.

1). En travée :

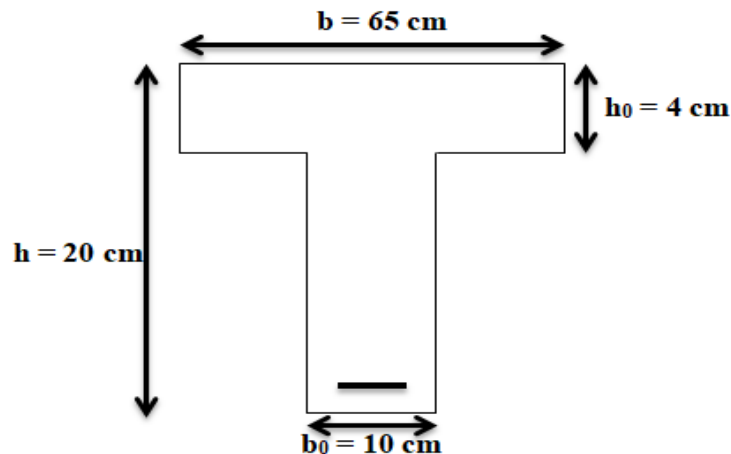


Figure III.17: Coupe d'une poutrelle.

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$
 Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 650 \times 45 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 66.27 \text{ KN.}$$

$M_{tu} \geq M_{u(\max)}^t$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{u(\max)}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{17.09 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.057$$

$$\mu = 0.057 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}\right) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}\right) \longrightarrow \alpha = 0.073$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.073) \longrightarrow Z = 17.47 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = \frac{M_{u(\max)}^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{17.09 \times 10^3}{348 \times 17.4} \longrightarrow A_u^t = 2.81 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\min} = \frac{IGZ}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)_v} \frac{f_{t28}}{f_e} f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v = h - v'$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \longrightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} \longrightarrow v' = 9.38 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } v = 20 - 9.38 \longrightarrow v = 10.62 \text{ cm}$$

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

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

$$I_{GZ} = 1899.588 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } A_{\min} = \frac{1899.588 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.05 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_p) = \max(2.81; 0.05; 1.30)$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \text{ min}}\right) \longrightarrow \phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{L \text{ min}}\right)$$

$$\phi_t = \min(5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\text{On a adapté : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- ❖ **L'espacement des armatures transversales S_t : (BAEL91)**

$$S_t < \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) S_t < 16.2 \quad \text{On a adapté : } S_t = 15 \text{ cm}$$

2) En Appui :

$$M_{u(\text{max})}^a = -5.10 \text{ KN.m}$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{u(\text{max})}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.10 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) \longrightarrow \alpha = 0.14$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.14) \longrightarrow Z = 16.992 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a = \frac{M_u^{a(\max)}}{\sigma_s \times Z} = \frac{5.10 \times 10^6}{348 \times 169.92} \longrightarrow A_u^a = 0.86 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_p) = \max (0.86; 0.21; 0.20)$$

$$A_s = 0.86 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min} \right) \longrightarrow \phi_t = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{L \min} \right)$$

$$\phi_t = \min (5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **L'espacement des armatures transversales S_t : (BAEL91)**

$$S_t < \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < \min (16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \quad S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{22590}{100 \times 180} = 1.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ ELS :

a). Calcul les Moments sur appuis :

Appui de rive :

Cas1 :

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3}(5.976) \longrightarrow G' = 3.98 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = (G' + Q) b = (3.98 + 1) \times 0.65 \longrightarrow q'_s = 3.24 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_H = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max(M_{AB}; M_{GH})$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{q'_s \times L^2}{8} = \frac{3.24 \times 3.5^2}{8} \longrightarrow M_0 = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0.15 \times 4.96 \longrightarrow M_A = M_H = -0.74 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)}$$

Les résultats représentent dans les Tableau suivant (Terrasse inaccessible).

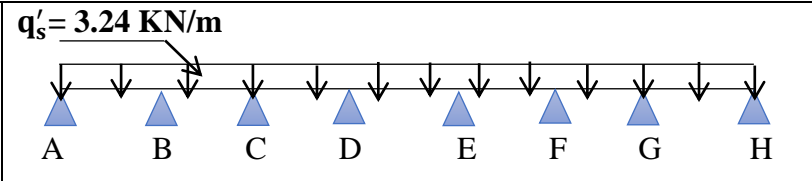
Cas de charge (1)	$q'_s = 3.24 \text{ KN/m}$ 						
	Appui	B	C	D	E	F	G
M_a	-2.62	-3.56	-3.70	-3.70	-3.56	-2.62	

Tableau III-18 : Moment sur les appuis de Plancher terrasse à ELS (cas 1).

b). Calcul les Moments sur travées et l'effort tranchants :

$$q_s = (G + Q) b = (5.97 + 1) \times 0.65 \longrightarrow q_s = 4.53 \text{ KN/m.}$$

Cas de charge	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	X (m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_t (KN.m)
(1)	AB	3.5	4.53	-0.74	-2.62	1.63	7.71	-8.45	5.30
	BC	3	-	-2.62	-3.56	1.43	6.48	-7.10	2.01
	CD	4.3	-	-3.56	-3.70	2.14	9.70	-9.77	7.61
	DE	3.3	-	-3.70	-3.70	1.65	7.47	-7.47	2.46
	EF	4.3	-	-3.70	-3.56	2.15	9.70	-9.77	7.61
	FG	3	-	-3.56	-2.62	1.43	6.48	-7.10	2.01
	GH	3.5	-	-2.62	-0.74	1.63	7.71	-8.45	5.30

Tableau III-19 : Résultats des calculs.

c). Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

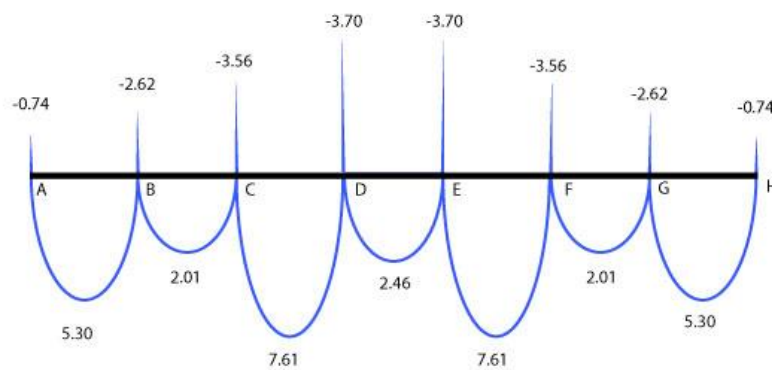


Figure III.18 : Diagramme des moments de Plancher terrasse à ELS.

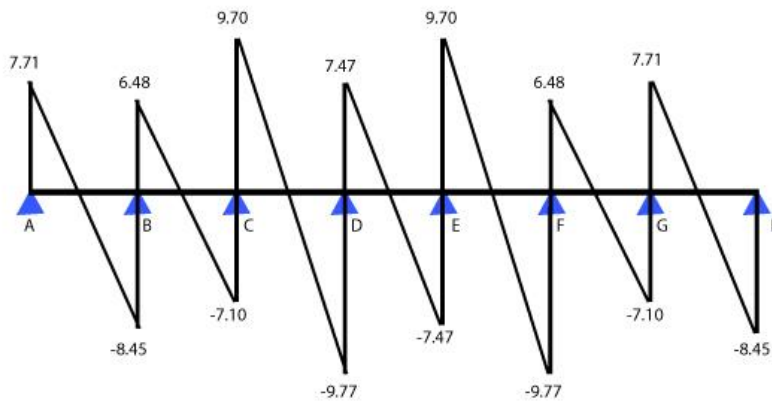


Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants de Plancher terrasse à ELS.

d). Ferrailage des poutrelles :

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

$M_s^a(\text{max})$ (KN.m)	$M_s^t(\text{max})$ (KN.m)	$T(\text{max})$ (KN)
-3.70	7.61	9.77

1). En travée :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

Le moment équilibré par la table de compression M_{ts} :

$$M_{ts} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{ts} = 14.16 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_{ts} = 58.90 \text{ KN.}$$

$M_{ts} \geq M_{s(\text{max})}^t$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{s(\text{max})}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7.61 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}\right) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}\right) \longrightarrow \alpha = 0.03$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.03) \longrightarrow Z = 17.784 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \frac{M_{s(\text{max})}^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{7.61 \times 10^3}{348 \times 17.784} \longrightarrow A_s^t = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]

$$A_{\text{min}} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)_v} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$v = h - v'$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \longrightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} \longrightarrow v' = 9.38 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } v = 20 - 9.38 \longrightarrow v = 10.62 \text{ cm}$$

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

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

$$I_{GZ} = 1899.588 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } A_{\min} = \frac{1899.588 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right)106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.05 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_p) = \max(1.49; 0.05; 1.3)$$

$$A_s = 1.23 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min}\right) \longrightarrow \phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{L \min}\right)$$

$$\phi_t = \min(5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- ❖ **L'espace des armatures transversales St:(BAEL91)**

$$S_t < \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

2). En Appui :

$$M_{s(\max)}^a = -3.70 \text{ KN.m}$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{s(\max)}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3.70 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} \longrightarrow \mu = 0.080$$

$$\mu = 0.080 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \longrightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) \longrightarrow \alpha = 0.10$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \longrightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.10) \longrightarrow Z = 17.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = \frac{M_s^a(\max)}{\sigma_s \times Z} = \frac{3.70 \times 10^3}{348 \times 17.25} \longrightarrow A_s^a = 0.61 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h \longrightarrow A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_p \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_p) = \max (0.64 ; 0.21 ; 0.20)$$

$$A_s = 0.61 \text{ cm}^2, \text{ On adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

❖ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min}\right) \phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{L \min}\right)$$

$$\phi_t = \min (5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **L'espacement des armatures transversales S_t : (BAEL91)**

$$S_t < \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t < \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) S_t < 16.2$$

On a adapté : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.4. Vérification à ELS :

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

1). En travée :

$$M_{\text{ser}} = 7.61 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_1 \longrightarrow A_s' = 0 ; n = 15$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A'_s = 0$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.051 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{7.61 \times 39.1 \times 10^6}{8323.051 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

2). En appui :

$$M_{ser} = -3.70 \text{ KN/ml} ; A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \mu \leq \mu_l \longrightarrow A'_s = 0 ; n = 15$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A'_s = 0$

$$\frac{1}{2} \times 10y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 118.30y = 8.29 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st}(d - y)^2 + n \times A'_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 8.29^3 + 15 \times 2.36(18 - 8.29)^2$$

$$I = 5236.733 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{3.70 \times 82.9 \times 10^6}{5236.733 \times 10^4} \longrightarrow \sigma_{bc} = 6.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	7.61	2.36	3.91	8323.051	3.58	Vérifiée
Appuis	3.70	2.36	8.29	5236.733	5.86	Vérifiée

Tableau III-20 : Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Vérification de la flèche (BAELB.6.5, 1) :[1]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 modifié 99** :

Avec : $h=20cm$; $L= 360cm$; $A_{st}= 2.36cm^2$; $b_0 =10cm$; $b= 65 cm$; $d =18cm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t = 0.85M_0 \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

Il faut que : $f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Dons notre cas $L = 3.6m < 5m$ Avec :

$E_i = 32164.2MPa$: Module de déformation longitudinale instantané du béton.

• **Moment d'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$$\rho = \frac{2.36}{65 \times 18} \longrightarrow \rho = 0.002$$

Coéfcient μ :

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$; $Z = d - \frac{y}{3}$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \longrightarrow y = 9.76 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{7.61}{3} \longrightarrow Z = 15.46 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \sigma_s = \frac{7.61 \times 10^3}{2.36 \times 15.46} \longrightarrow \sigma_s = 208.58 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 208.58 + 2.1} \longrightarrow \mu = 0.97$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2+3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002(2+3 \times \frac{4}{65})} \longrightarrow \lambda_i = 24.03$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1+24.03 \times 0.97} \longrightarrow I_{fi} = 2063.376 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{7.61 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 2063.376} \longrightarrow f = 0.011 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{360}{500} \equiv 0.72 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$f = 0.011 \text{ cm} < \bar{f} = 0.72 \text{ cm}$Condition de la flèche est vérifiée.

III.6.5. Schéma de ferrailage:

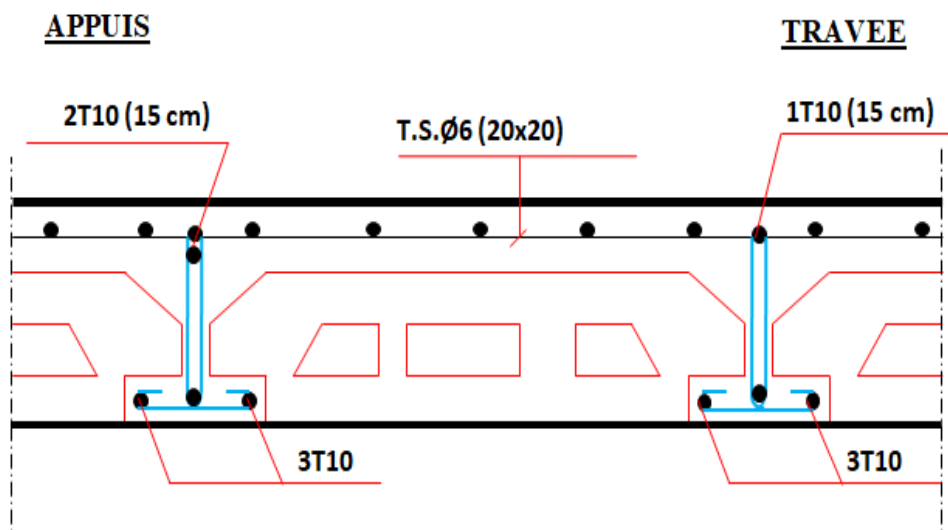


Figure III.20 : Schéma de Ferrailage de nervure (20+5).

III.6.6. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✓ **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

1). Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Si : $L_1 \leq 50$ cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{L_1}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

1. f_e : Limite élastique des aciers utilisés ($f_e = 400$ MPa).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 400).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{400} \longrightarrow A_{\perp \text{ nervures}} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = 20$ cm.

2). Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} \longrightarrow A_{// \text{ nervures}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset \text{ 6} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5 \text{ } \emptyset \text{ 6} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudé dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20×20) cm^2

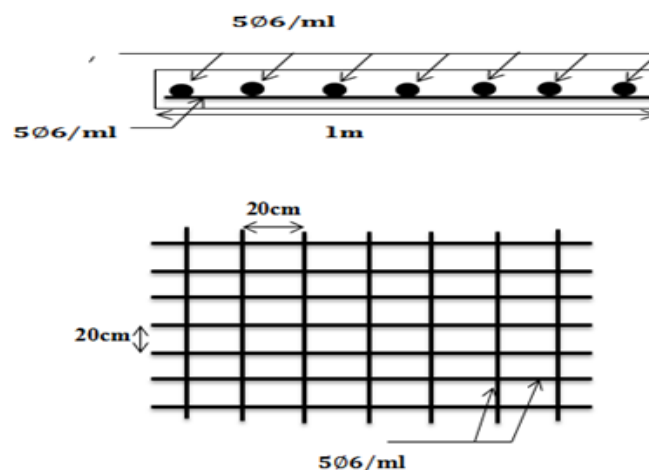


Figure III.21 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.7. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA 93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV :

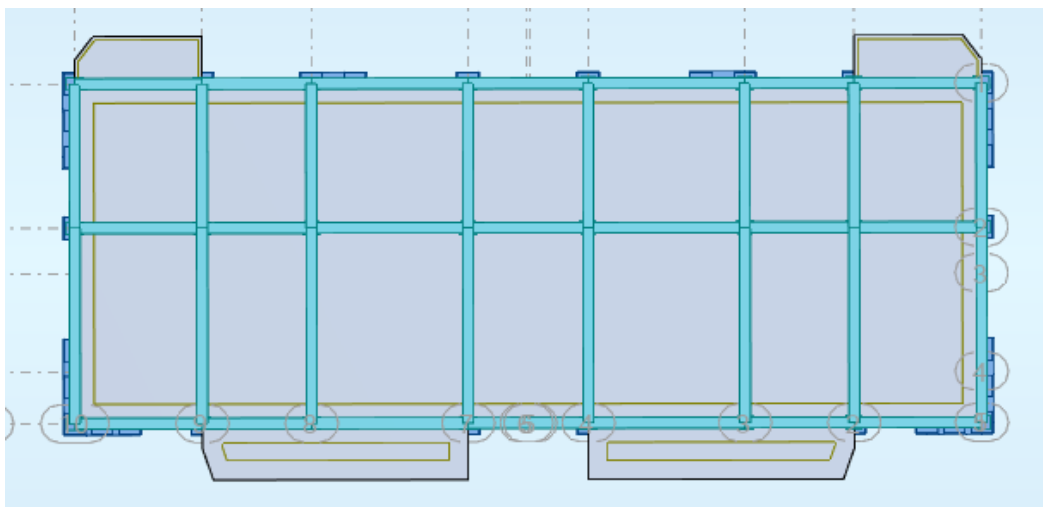
Etude Dynamique

IV.1. Introduction :

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment. L'objectif de ce chapitre est d'exposer une méthode qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition de voiles.

IV.2. La stabilité du bâtiment :

- Il est très clair que la structure est simple (Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer que le comportement d'une structure complexe.).
- Le bâtiment présente un axe de symétrie selon l'axe (X).



FigureIV.1 : Simplicité & régularité en plan

IV.3. Détermination du type de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des **portiques** et des **voiles disposés** dans les **deux sens** (longitudinale et transversale).

Le règlement parasismique algérien R.P.A99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

- Système 2 : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

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**.

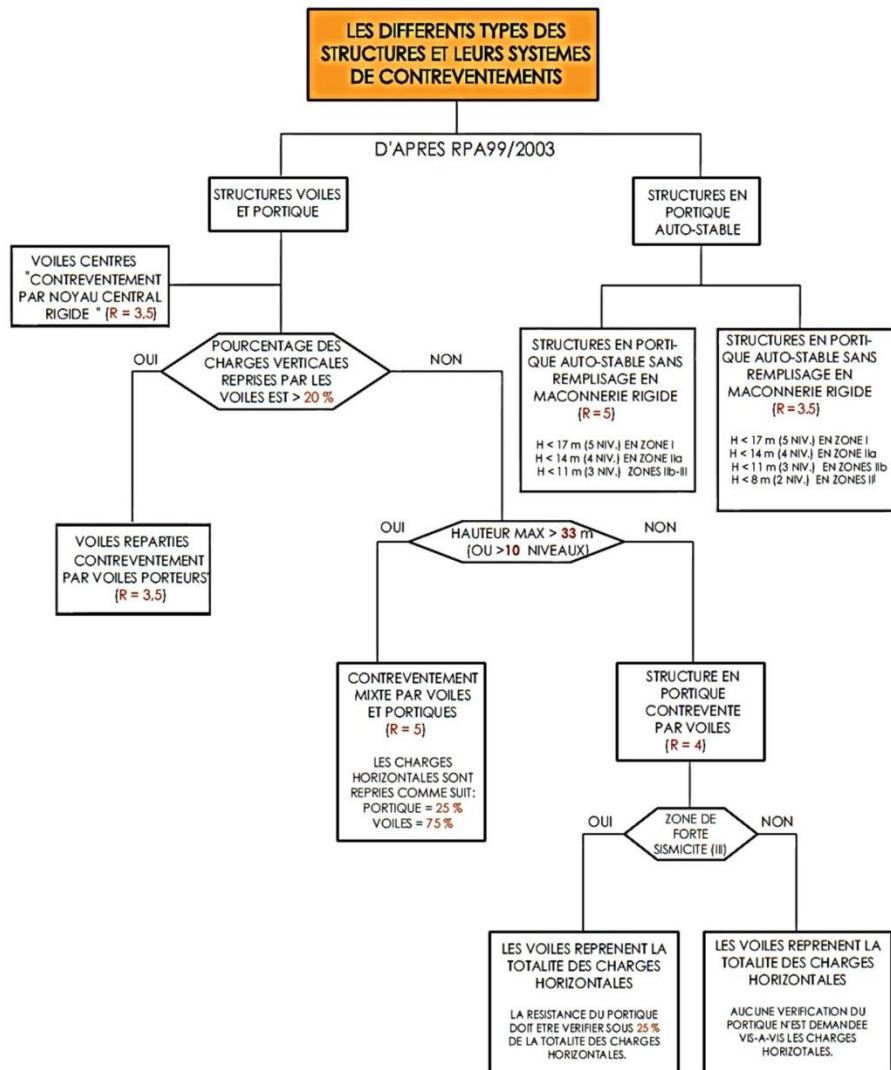
- Système 4a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Système 4b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Donc on résume :



FigureIV.2 : choix de type de contreventement

IV.4. Les conditions à vérifier :

IV.4.1. Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

IV.4.2. Art 4.3.6 RPA 2003 :

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

IV.4.3. Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

IV.4.4. Art 5.9 RPA 2003 :

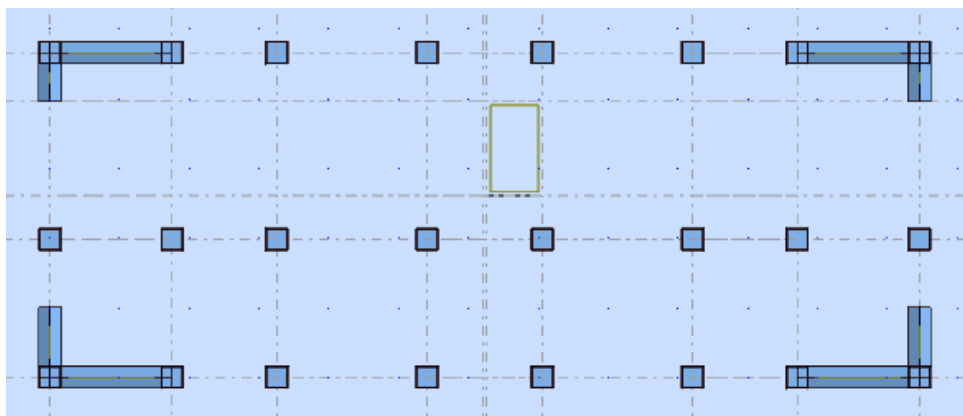
Vérification si les effets (P- Δ) sont négligeables.

IV.5. Choix des dispositions de voiles à étudier :

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

IV.5.1. Description des coordonnées de la variante 1 :



FigureIV.3 : Limites des décrochements en élévation.

- **Coordonnées du centre géométrique de la structure :**

X = 12.450 (m)
Y = 4.775 (m)
Z = 10.625 (m)

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure :**

X = 12.450 (m)
Y = 4.842 (m)
Z = 11.232 (m)

- **Moments d'inertie centraux de la structure :**

I_x = 46636511.457 (kg*m²)
I_y = 100112733.510 (kg*m²)
I_z = 80119538.483 (kg*m²)
Masse = 880063.238 (kg)

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :**

X = 12.450 (m)
Y = 4.823 (m)
Z = 11.556 (m)

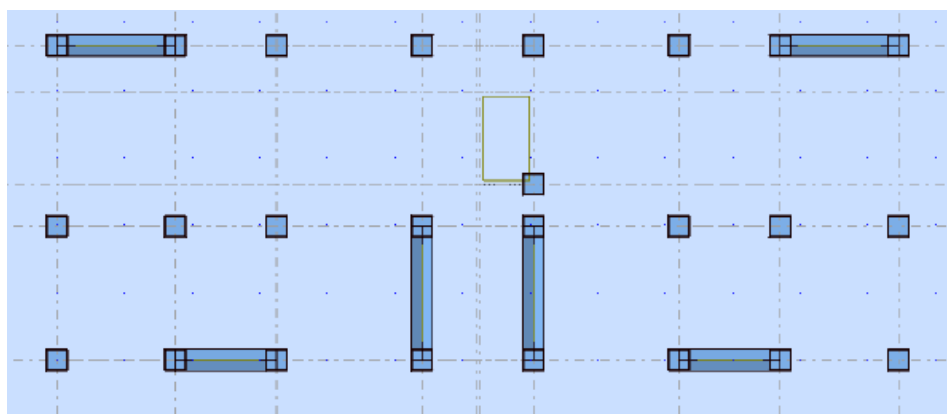
- **Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :**

I_x = 142035122.313 (kg*m²)
I_y = 291716086.003 (kg*m²)
I_z = 224948237.685 (kg*m²)
Masse = 1834017.169 (kg)

- **Description de la structure :**

Nombre de nœuds:	1320
Nombre de barres:	437
Éléments finis linéiques:	781
Éléments finis surfaciques:	1021
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	171
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	42
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	16
Combinaisons:	11

IV.5.2. Description des coordonnées de la variante 2 :



FigureIV.4 : Limites des décrochements en élévation.

- **Coordonnées du centre géométrique de la structure :**

$$X = 12.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.775 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.625 \text{ (m)}$$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure :**

$$X = 12.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.605 \text{ (m)}$$

$$Z = 11.246 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure :**

$$I_x = 45225232.634 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 83451169.474 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 63356019.226 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 846090.124 \text{ (kg)}$$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :**

$$X = 12.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.647 \text{ (m)}$$

$$Z = 11.585 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :**

$$I_x = 138897899.412 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 257687540.163 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 191706322.156 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1770760.601 \text{ (kg)}$$

- **Description de la structure :**

Nombre de nœuds:	1161
Nombre de barres:	437
Éléments finis linéiques:	826
Éléments finis surfaciques:	775
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	171
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	40
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	16
Combinaisons:	11

IV.5.3. Description des coordonnées de la variante 3 :

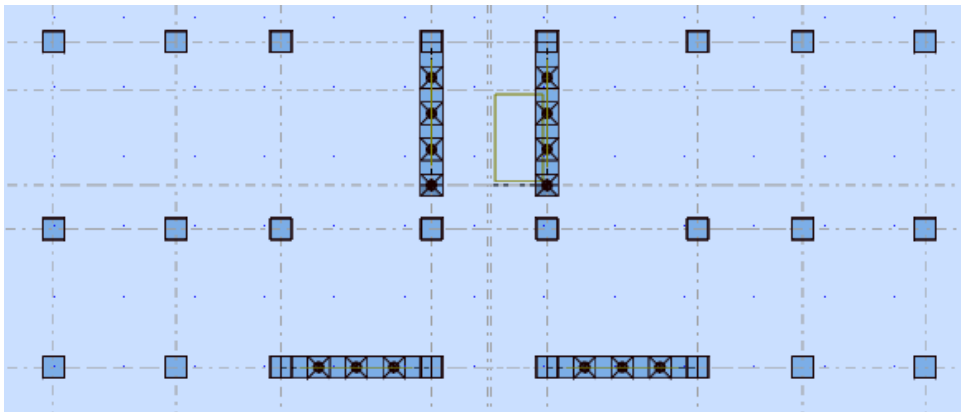


Figure IV.5 : Limites des décrochements en élévation.

- **Coordonnées du centre géométrique de la structure :**

X = 12.450 (m)

Y = 4.775 (m)

Z = 10.625 (m)

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure :**

X = 12.450 (m)

Y = 4.723 (m)

Z = 11.299 (m)

- **Moments d'inertie centraux de la structure :**

I_x = 41088468.626 (kg*m²)

I_y = 69668069.860 (kg*m²)

I_z = 50779525.410 (kg*m²)

Masse = 792890.707 (kg)

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :**

X = 12.450 (m)

Y = 4.748 (m)

Z = 11.620 (m)

- **Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :**

I_x = 130982591.751 (kg*m²)

I_y = 230730824.893 (kg*m²)

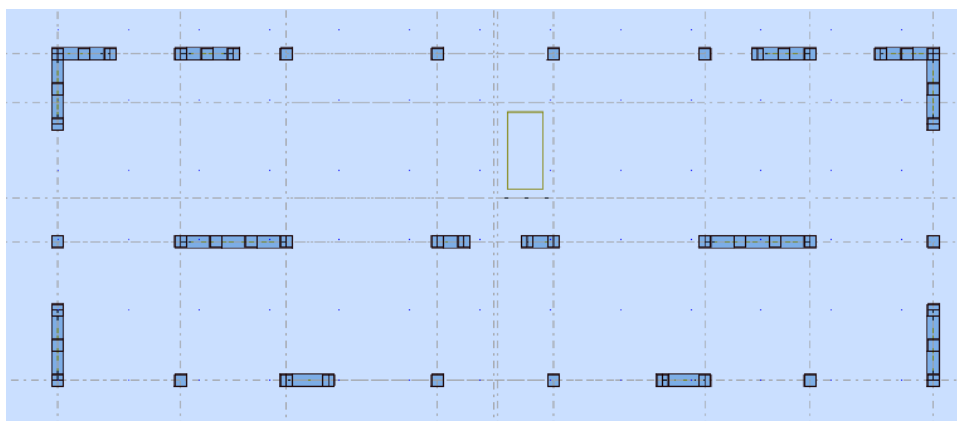
I_z = 166335169.401 (kg*m²)

Masse = 1746844.638 (kg)

- **Description de la structure :**

Nombre de nœuds:	1215
Nombre de barres:	437
Éléments finis linéiques:	751
Éléments finis surfaciques:	956
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	171
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	38
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	16
Combinaisons:	11

IV.5.4. Description des coordonnées de la variante 4 :



FigureIV.6 : Limites des décrochements en élévation.

- **Coordonnées du centre géométrique de la structure:**

$$X = 12.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.775 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.625 \text{ (m)}$$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure:**

$$X = 12.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 5.010 \text{ (m)}$$

$$Z = 11.210 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure:**

$$I_x = 46652676.336 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 97014522.872 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 74556386.145 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 913018.707 \text{ (kg)}$$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:**

$$X = 12.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.934 \text{ (m)}$$

$$Z = 11.534 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:**

$$I_x = 141993388.648 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 285443947.030 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 213718161.500 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1866972.638 \text{ (kg)}$$

- **Description de la structure :**

Nombre de nœuds: 1577

Nombre de barres: 437

Éléments finis linéiques: 923

Éléments finis surfaciques: 1067

Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	171
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	51
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	16
Combinaisons:	11

IV.6. Etude des variantes :

IV.6.1. Etude de la variante 1 :

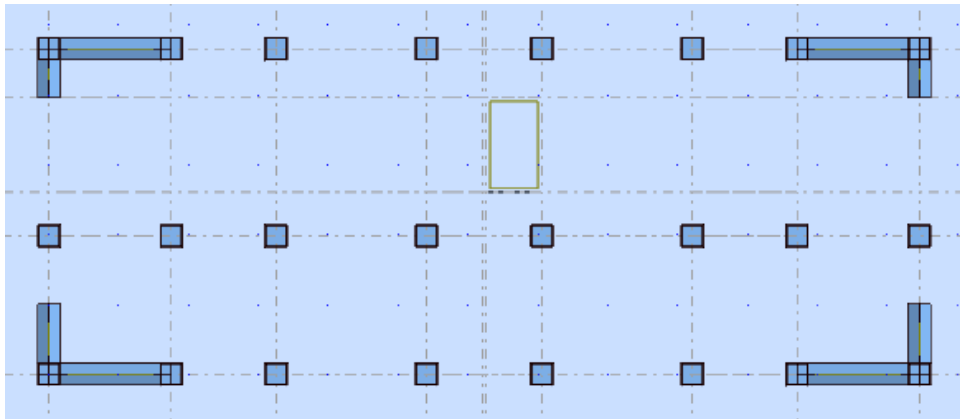


Figure IV.7 : Limites des décrochements en élévation.

- **Vérification du comportement dynamique :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,65	0,60	0,00	72,12	0,00	0,00	72,12	0,00
3/ 2	2,55	0,39	40,97	72,12	0,00	40,97	0,00	0,00
3/ 3	2,77	0,36	67,61	72,12	0,00	26,65	0,00	0,00
3/ 4	4,63	0,22	67,62	72,18	0,26	0,00	0,07	0,26
3/ 5	5,88	0,17	67,62	86,61	0,29	0,00	14,43	0,02
3/ 6	10,49	0,10	73,08	86,62	0,29	5,46	0,00	0,00
3/ 7	11,24	0,09	73,08	86,62	27,45	0,00	0,00	27,17
3/ 8	11,50	0,09	87,16	86,62	27,45	14,08	0,00	0,00
3/ 9	12,30	0,08	87,17	92,43	27,49	0,00	5,82	0,03
3/ 10	13,36	0,07	87,35	92,43	27,56	0,18	0,00	0,07
3/ 11	13,56	0,07	87,35	92,44	47,98	0,00	0,00	20,42
3/ 12	14,68	0,07	87,35	92,44	49,50	0,00	0,01	1,53
3/ 13	14,93	0,07	87,35	92,44	49,50	0,00	0,00	0,00
3/ 14	15,68	0,06	87,36	92,47	51,26	0,01	0,03	1,76
3/ 15	15,69	0,06	87,40	92,49	51,27	0,04	0,02	0,01
3/ 16	16,08	0,06	87,44	92,49	51,45	0,04	0,00	0,18
3/ 17	16,16	0,06	87,44	92,49	51,48	0,00	0,00	0,03
3/ 18	16,55	0,06	87,44	92,49	51,49	0,00	0,00	0,01
3/ 19	16,61	0,06	87,45	92,51	51,52	0,01	0,02	0,03
3/ 20	16,94	0,06	87,45	92,51	52,09	0,00	0,00	0,57
3/ 21	17,02	0,06	87,46	92,52	53,46	0,00	0,01	1,37
3/ 22	17,12	0,06	87,48	92,54	53,52	0,02	0,02	0,06
3/ 23	17,20	0,06	87,48	92,56	53,68	0,01	0,02	0,16
3/ 24	17,27	0,06	87,48	92,59	53,74	0,00	0,03	0,05
3/ 25	17,39	0,06	87,48	92,59	54,44	0,00	0,00	0,70
3/ 26	17,64	0,06	87,49	92,59	55,08	0,00	0,00	0,64
3/ 27	17,78	0,06	87,49	92,61	59,26	0,00	0,02	4,17
3/ 28	17,95	0,06	87,49	92,62	59,65	0,00	0,01	0,39
3/ 29	17,98	0,06	87,49	92,62	59,65	0,00	0,00	0,00
3/ 30	18,05	0,06	87,49	92,62	59,80	0,00	0,00	0,15
3/ 31	18,15	0,06	87,49	92,66	59,81	0,00	0,04	0,01
3/ 32	18,21	0,05	87,49	92,86	59,94	0,00	0,20	0,13
3/ 33	18,29	0,05	87,49	92,91	59,96	0,00	0,06	0,02
3/ 34	18,33	0,05	87,49	93,02	59,97	0,00	0,11	0,02
3/ 35	18,47	0,05	87,49	93,02	60,01	0,00	0,00	0,04
3/ 36	18,85	0,05	87,49	93,04	60,07	0,00	0,02	0,06
3/ 37	19,33	0,05	87,50	93,04	60,09	0,00	0,00	0,01
3/ 38	19,56	0,05	87,50	93,08	60,39	0,00	0,04	0,31
3/ 39	19,63	0,05	87,50	93,10	60,41	0,00	0,02	0,01
3/ 40	20,28	0,05	87,50	95,53	60,42	0,00	2,43	0,01
3/ 41	20,55	0,05	87,50	95,54	60,65	0,00	0,00	0,23
3/ 42	20,84	0,05	87,50	95,70	60,89	0,00	0,17	0,24
3/ 43	21,18	0,05	87,50	95,72	61,00	0,00	0,02	0,11
3/ 44	21,75	0,05	87,56	95,72	61,04	0,06	0,00	0,03
3/ 45	21,83	0,05	90,02	95,72	61,04	2,46	0,00	0,00

Tableau IV.21: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

• **Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 45 modes (90.02% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 9 modes (92.43% de la masse sismique de la structure)

- **Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :**

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

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 17379.17 + 0.2 \times 3031.99 = 17985.57 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} \times 17985.57 = 1684.22 \text{ KN}$$

$$\text{Condition vérifié } \begin{cases} \text{sens xx : } 80\%V_s = 1347.38 \text{ KN} < V_{dx} \text{ROBOT} = 1704.69 \text{ KN} \\ \text{sense yy : } 80\%V_s = 1347.38 \text{ KN} < V_{dy} \text{ROBOT} = 1677.80 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Vérification Art 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$	$h(cm)$
RDC	0,120	0,037	306
Etage 1	0,262	0,080	306
Etage 2	0,355	0,106	306
Etage 3	0,410	0,119	306
Etage 4	0,435	0,122	306
Etage 5	0,437	0,121	306
Etage 6	0,431	0,174	306

Tableau IV.22 : des déplacements latéraux

- **Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Etage	P_k (KN)	Δ_k^x (m)	Δ_k^y (m)	v_k^x (KN)	v_k^y (KN)	h_k (m)	θ_x	θ_y	observation
Etage 6	262.72	0,001	0,0003	1704,69	1677,80	3.06	0.00005	0.00001	C.V
Etage 5	719.25	0,002	0,0008	1658,95	1630,53	3.06	0.0002	0.00001	C.V
Etage 4	1177.85	0,003	0,001	1548,89	1523,56	3.06	0.0009	0.0002	C.V
Etage 3	1636.46	0,004	0,001	1383,97	1356,70	3.06	0.0015	0.0004	C.V
Etage 2	2095.06	0,004	0,001	1170,91	1130,05	3.06	0.0023	0.0006	C.V
Etage 1	2553.66	0,004	0,001	893,67	840,62	3.06	0.003	0.0009	C.V
RDC	3031.99	0,004	0,001	513,52	480,05	3.06	0.007	0.002	C.V

Tableau IV.23: les résultats de vérification du (Effets P- Δ)la variante 1

IV.6.2. Etude de la variante 2 :

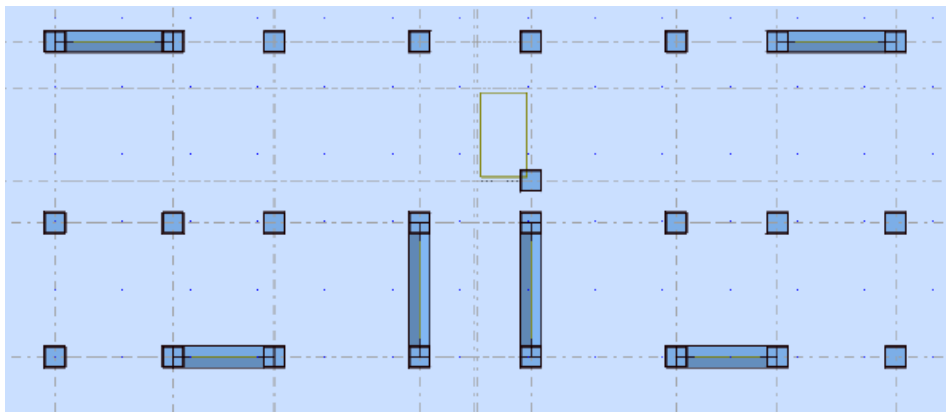


Figure IV.8: Limites des décrochements en élévation.

Vérification du comportement dynamique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,71	0,59	0,38	0,00	0,00	0,38	0,00	0,00
3/ 2	1,89	0,53	0,38	67,41	0,02	0,00	67,41	0,02
3/ 3	2,27	0,44	67,64	67,41	0,02	67,27	0,00	0,00
3/ 4	4,60	0,22	67,65	67,43	0,25	0,00	0,02	0,23
3/ 5	6,47	0,15	67,76	67,43	0,25	0,12	0,00	0,00
3/ 6	8,29	0,12	67,76	86,65	0,37	0,00	19,22	0,12
3/ 7	9,82	0,10	86,22	86,65	0,37	18,46	0,00	0,00
3/ 8	13,30	0,08	86,22	86,66	38,93	0,00	0,01	38,56
3/ 9	13,39	0,07	86,24	86,66	38,94	0,02	0,00	0,00
3/ 10	13,76	0,07	86,33	86,66	38,94	0,09	0,00	0,00
3/ 11	14,59	0,07	86,33	86,67	41,19	0,00	0,01	2,25
3/ 12	14,88	0,07	86,34	86,67	41,19	0,00	0,00	0,00
3/ 13	16,12	0,06	86,48	86,70	41,22	0,15	0,02	0,03
3/ 14	16,15	0,06	86,51	86,70	43,00	0,02	0,00	1,78
3/ 15	16,29	0,06	86,51	86,70	43,00	0,00	0,00	0,00
3/ 16	16,67	0,06	86,51	86,71	52,39	0,00	0,02	9,39
3/ 17	16,85	0,06	86,51	86,71	52,40	0,00	0,00	0,01
3/ 18	16,86	0,06	86,51	86,72	52,47	0,00	0,01	0,07
3/ 19	17,01	0,06	86,52	86,72	52,47	0,00	0,00	0,00
3/ 20	17,35	0,06	86,52	86,73	52,48	0,00	0,00	0,00
3/ 21	17,45	0,06	86,52	86,74	52,53	0,00	0,01	0,05
3/ 22	17,67	0,06	86,52	87,42	52,82	0,00	0,68	0,29
3/ 23	17,80	0,06	86,52	88,61	52,85	0,00	1,19	0,03
3/ 24	17,84	0,06	86,52	88,99	52,89	0,00	0,39	0,04
3/ 25	17,97	0,06	86,52	89,00	53,33	0,00	0,01	0,44
3/ 26	18,11	0,06	86,53	89,23	53,33	0,00	0,23	0,00
3/ 27	18,15	0,06	86,53	89,31	53,36	0,00	0,09	0,03
3/ 28	18,19	0,05	86,53	89,31	53,45	0,00	0,00	0,08
3/ 29	18,49	0,05	86,53	89,70	53,56	0,00	0,39	0,11
3/ 30	18,73	0,05	86,53	93,56	53,56	0,00	3,86	0,01
3/ 31	18,97	0,05	86,56	93,57	53,56	0,03	0,00	0,00
3/ 32	19,08	0,05	86,56	93,67	58,46	0,00	0,10	4,90
3/ 33	19,50	0,05	86,61	93,67	58,46	0,04	0,00	0,00
3/ 34	20,50	0,05	86,61	93,67	58,73	0,00	0,00	0,27
3/ 35	20,82	0,05	86,61	93,67	58,73	0,00	0,00	0,00
3/ 36	21,11	0,05	86,61	93,71	58,74	0,00	0,04	0,01
3/ 37	21,22	0,05	86,63	93,71	58,74	0,02	0,00	0,00
3/ 38	21,51	0,05	86,76	93,71	58,74	0,13	0,00	0,00
3/ 39	21,82	0,05	92,23	93,71	58,74	5,47	0,00	0,00

Tableau IV.24: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

- **Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 39 modes (92.23% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 30 modes (93.56% de la masse sismique de la structure)

- **Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :**

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

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 16795.21 + 0.2 \times 2850.10 = 17365.23 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} \times 17365.23 = 1626.13 \text{ KN}$$

Condition vérifié $\left\{ \begin{array}{l} \text{sens xx : } 80\%V_s = 1300.9 \text{ KN} < V_{dx}\text{ROBOT} = 1747,91 \text{ KN} \\ \text{sense yy : } 80\%V_s = 1300.9 \text{ KN} < V_{dy}\text{ROBOT} = 1691,27 \text{ KN} \end{array} \right.$

- **Vérification Art 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$	$h(cm)$
RDC	0,161	0,222	306
Etage 1	0,367	0,498	306
Etage 2	0,501	0,685	306
Etage 3	0,577	0,794	306
Etage 4	0,607	0,842	306
Etage 5	0,604	0,847	306
Etage 6	0,580	0,816	306

Tableau IV.25 : des déplacements latéraux

- **Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ) :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Etage	P_k (KN)	Δ_k^x (m)	Δ_k^y (m)	v_k^x (KN)	v_k^y (KN)	h_k (m)	θ_x	θ_y	observation
Etage 6	262.72	0,001	0,002	1747,91	1691,27	3.06	0.00004	0.0001	C.V
Etage 5	684.95	0,003	0,004	1698,07	1640,43	3.06	0.0004	0.0005	C.V
Etage 4	1107.17	0,005	0,006	1590,45	1535,14	3.06	0.001	0.001	C.V
Etage 3	1529.40	0,005	0,007	1430,15	1380,96	3.06	0.001	0.002	C.V
Etage 2	1951.62	0,006	0,008	1210,47	1170,48	3.06	0.003	0.004	C.V
Etage 1	2373.85	0,006	0,008	926,48	898,52	3.06	0.005	0.006	C.V
RDC	2850.10	0,005	0,008	550,18	535,02	3.06	0.008	0.013	C.V

Tableau IV.26: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 2

IV.6.3. Etude de la variante 3 :

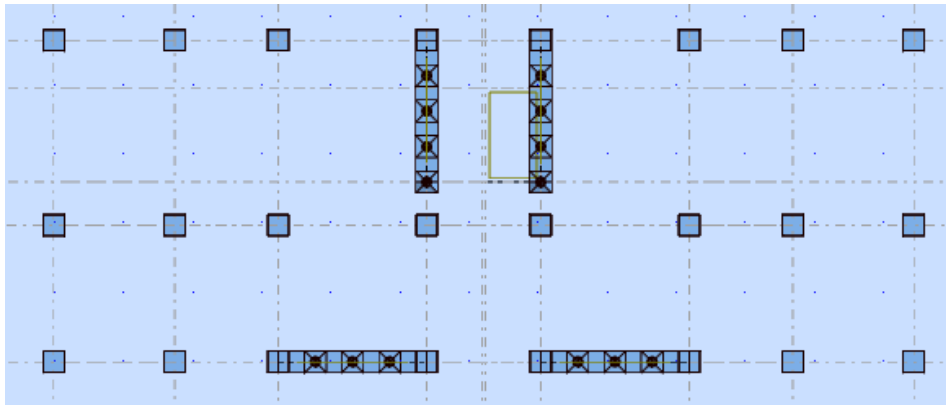


Figure IV.9: Limites des décrochements en élévation.

- **Vérification du comportement dynamique :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,33	0,75	19,39	0,00	0,00	19,39	0,00	0,00
3/ 2	1,95	0,51	19,39	69,56	0,00	0,00	69,56	0,00
3/ 3	2,48	0,40	71,97	69,56	0,00	52,58	0,00	0,00
3/ 4	4,10	0,24	74,68	69,57	0,00	2,71	0,00	0,00
3/ 5	7,23	0,14	75,58	69,57	0,00	0,90	0,00	0,00
3/ 6	7,66	0,13	75,58	87,53	0,00	0,00	17,96	0,00
3/ 7	9,91	0,10	89,76	87,53	0,00	14,19	0,00	0,00
3/ 8	10,61	0,09	89,84	87,53	0,00	0,07	0,00	0,00
3/ 9	12,88	0,08	89,84	87,53	44,84	0,00	0,00	44,84
3/ 10	12,89	0,08	89,84	87,53	44,85	0,00	0,00	0,01
3/ 11	14,01	0,07	90,37	87,53	44,85	0,53	0,00	0,00
3/ 12	15,05	0,07	90,37	87,53	44,91	0,00	0,00	0,06
3/ 13	15,08	0,07	90,37	87,66	46,89	0,00	0,13	1,98
3/ 14	15,13	0,07	90,37	87,66	46,89	0,01	0,00	0,00
3/ 15	15,82	0,06	90,38	89,50	48,23	0,00	1,83	1,34
3/ 16	15,83	0,06	90,58	89,54	48,27	0,20	0,04	0,03
3/ 17	15,92	0,06	90,62	89,54	48,27	0,03	0,00	0,00
3/ 18	16,08	0,06	90,62	93,12	48,66	0,00	3,58	0,40

Tableau IV.27: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

- **Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 11 modes (90.37% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 18 modes (93.12% de la masse sismique de la structure)

- **Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :**

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

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 16524.30 + 0.2 \times 3031,99 = 17130.70 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} \times 17130.70 = 1604.17 \text{ KN}$$

$$\text{Condition vérifié } \begin{cases} \text{sens xx : } 80\%V_s = 1283.33 \text{ KN} < V_{dx} \text{ ROBOT} = 1418.50 \text{ KN} \\ \text{sens yy : } 80\%V_s = 1283.33 \text{ KN} < V_{dy} \text{ ROBOT} = 1733.40 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérification Art 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$	$h(cm)$
RDC	0,302	0,254	306
Etage 1	0,516	0,526	306
Etage 2	0,567	0,686	306
Etage 3	0,559	0,765	306
Etage 4	0,514	0,784	306
Etage 5	0,450	0,763	306
Etage 6	0,425	0,712	306

Tableau IV.28: des déplacements latéraux

• **Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Etage	$P_k (KN)$	$\Delta_k^x (m)$	$\Delta_k^y (m)$	$v_k^x (KN)$	$v_k^y (KN)$	$h_k (m)$	θ_x	θ_y	observation
Etage 6	262.72	0,003	0,002	1413,50	1733,40	3.06	0.0001	0.00009	C.V
Etage 5	719.25	0,005	0,005	1363,59	1684,78	3.06	0.0008	0.0006	C.V
Etage 4	1177.85	0,005	0,006	1267,14	1575,19	3.06	0.001	0.001	C.V
Etage 3	1636.46	0,005	0,007	1131,40	1410,71	3.06	0.002	0.002	C.V
Etage 2	2095.06	0,005	0,007	945,63	1184,91	3.06	0.003	0.004	C.V
Etage 1	2553.66	0,004	0,007	712,50	893,63	3.06	0.004	0.006	C.V
RDC	3031.99	0,004	0,007	414,17	513,27	3.06	0.009	0.013	C.V

Tableau IV.27: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 3

IV.6.4. Etude de la variante 4 :

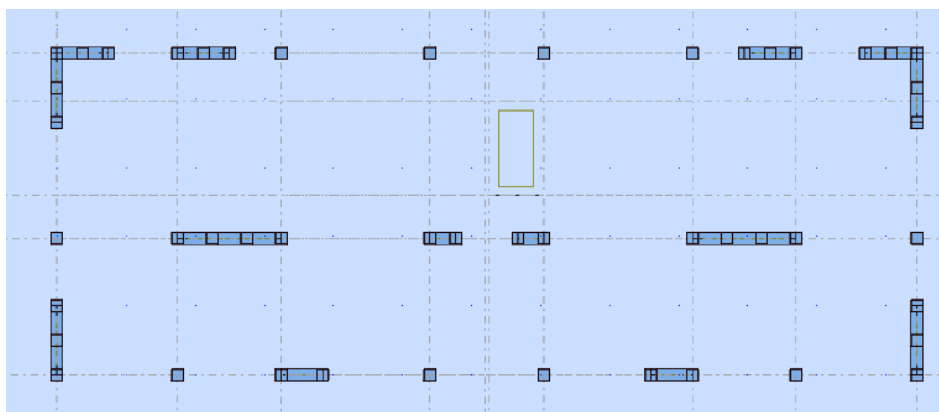


Figure IV.10 : Limites des décrochements en élévation.

- **Vérification du comportement dynamique :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,77	0,56	0,00	70,38	0,00	0,00	70,38	0,00
3/ 2	2,24	0,45	44,64	70,38	0,00	44,64	0,00	0,00
3/ 3	2,54	0,39	68,87	70,38	0,00	24,23	0,00	0,00
3/ 4	6,33	0,16	68,87	84,76	0,01	0,00	14,38	0,00
3/ 5	8,43	0,12	80,72	84,76	0,01	11,86	0,00	0,00
3/ 6	9,42	0,11	84,98	84,76	0,01	4,26	0,00	0,00
3/ 7	13,29	0,08	84,98	85,26	19,00	0,00	0,50	18,99
3/ 8	13,46	0,07	84,98	90,86	20,79	0,00	5,61	1,79
3/ 9	15,75	0,06	85,02	90,86	21,01	0,04	0,00	0,22
3/ 10	15,83	0,06	85,03	90,87	24,54	0,00	0,01	3,53
3/ 11	16,68	0,06	85,03	90,89	24,58	0,00	0,01	0,04
3/ 12	16,88	0,06	85,03	90,90	24,78	0,01	0,01	0,20
3/ 13	17,10	0,06	85,06	90,90	24,87	0,02	0,00	0,09
3/ 14	17,44	0,06	85,06	90,92	24,87	0,01	0,01	0,01
3/ 15	17,50	0,06	85,08	90,93	25,01	0,02	0,02	0,14
3/ 16	17,72	0,06	90,34	90,93	25,01	5,26	0,00	0,00

Tableau IV.29: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

- **Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 16 modes (90.34% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 8 modes (90.86% de la masse sismique de la structure)

- **Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :**

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

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 17886.75 + 0.2 \times 3031.99 = 18493.15 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} \times 18493.15 = 1731.75 \text{ KN}$$

$$\text{Condition vérifié } \begin{cases} \text{sens xx : } 80\%V_s = 1385.40 \text{ KN} < V_{dx} \text{ ROBOT} = 1681.02 \text{ KN} \\ \text{sens yy : } 80\%V_s = 1385.40 \text{ KN} < V_{dy} \text{ ROBOT} = 1762.19 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Vérification Art 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	$\Delta_x (cm)$	$\Delta_y (cm)$	$h (cm)$
RDC	0,172	0,327	306
Etage 1	0,383	0,728	306
Etage 2	0,487	0,907	306
Etage 3	0,523	0,948	306
Etage 4	0,512	0,900	306
Etage 5	0,473	0,810	306
Etage 6	0,421	0,721	306

Tableau IV.30: des déplacements latéraux

- **Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ):**

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Etage	P_k (KN)	Δ_k^x (m)	Δ_k^y (m)	v_k^x (KN)	v_k^y (KN)	h_k (m)	θ_x	θ_y	observation
Etage 6	262.72	0,001	0,003	1681,02	1762,19	3.06	0.00005	0.00001	C.V
Etage 5	719.25	0,003	0,007	1639,51	1718,36	3.06	0.0004	0.0009	C.V
Etage 4	1177.85	0,004	0,009	1536,26	1612,22	3.06	0.001	0.002	C.V
Etage 3	1636.46	0,005	0,009	1376,11	1440,83	3.06	0.001	0.003	C.V
Etage 2	2095.06	0,005	0,009	1153,20	1202,13	3.06	0.002	0.005	C.V
Etage 1	2553.66	0,004	0,008	866,44	894,39	3.06	0.003	0.007	C.V
RDC	3031.99	0,004	0,007	496,41	511,23	3.06	0.008	0.013	C.V

Tableau IV.31: les résultats de vérification du (Effets P- Δ) la variante 4

IV.7. Interprétation des résultats :

IV.7.1. Déplacements inter-étages maximal (Δx) :

On obtient les déplacements inter-étages de chacune des quatre variantes étudiées, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes.

Variante	V_x	Δ_x (cm)
1	1704.69	0.4
2	1747.91	0.6
3	1418.50	0.5
4	1681.02	0.5

Tableau IV.32 : Déplacements inter-étages maximal (Δx)

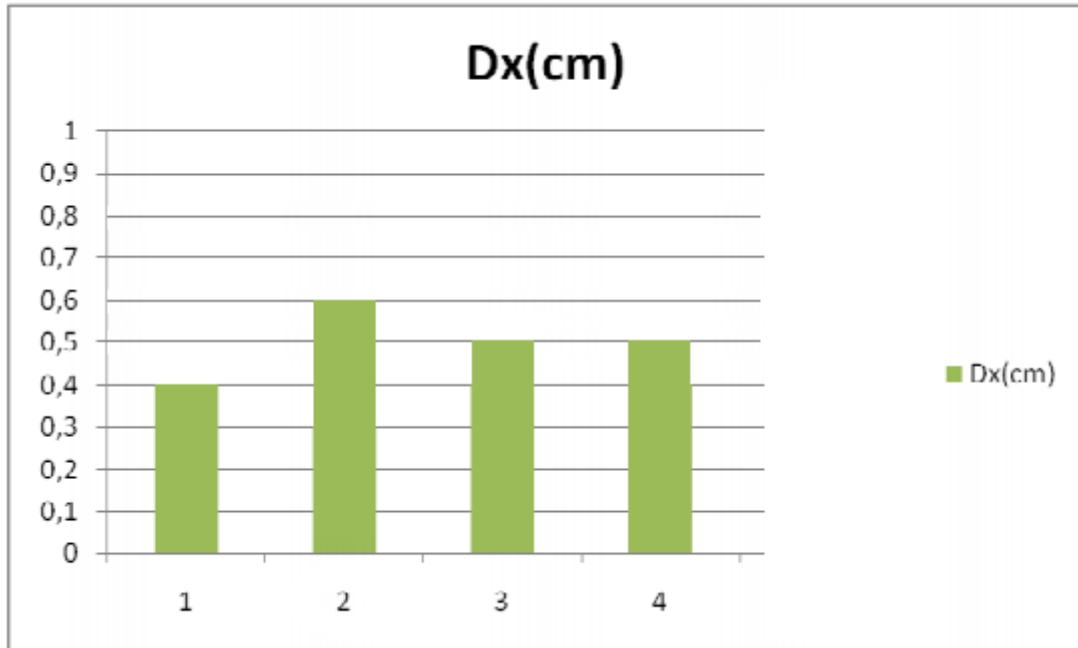


Figure IV.11 : Déplacements relatifs des variantes étudiées

- **Analyse des résultats :**

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante 2, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 1 est représenté un déplacement minimal.

IV.7.2. Déplacements inter-étages maximal (Δy):

On obtient les déplacements inter-étages de chacune des quatre variantes étudiées, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes.

Variante	V_y	Δ_y (cm)
1	1677.80	0.1
2	1691.27	0.8
3	1733.40	0.7
4	1762.19	0.9

Tableau IV.33 : Déplacements inter-étages maximal (Δ_y)

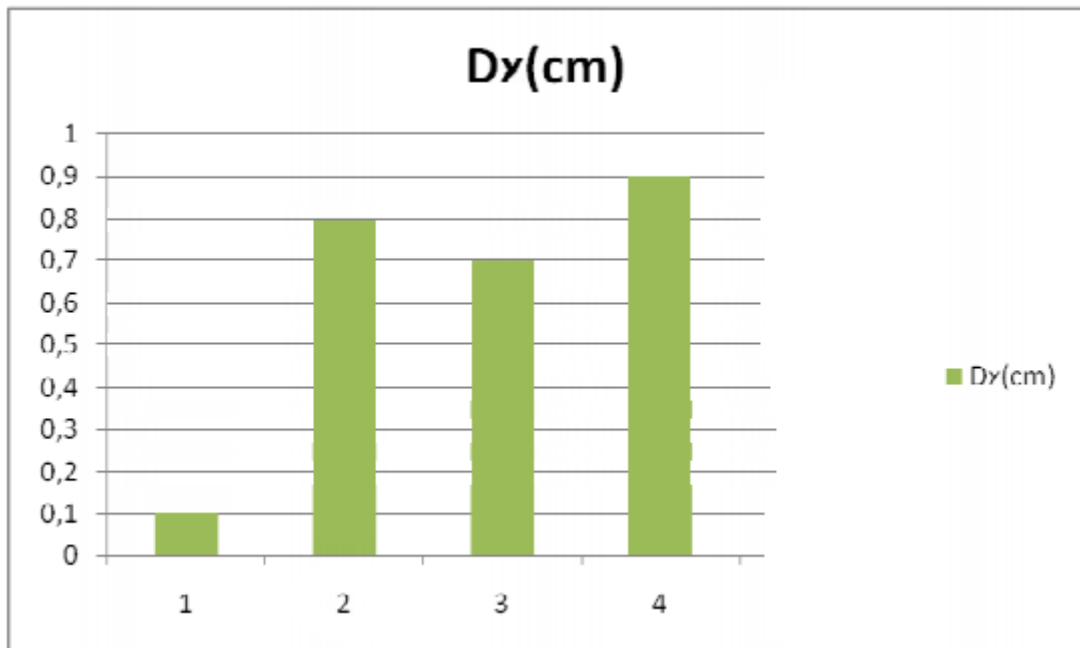


Figure IV.12 : Déplacements relatifs des variantes étudiées

- **Analyse des résultats :**

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure en variante 4, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

Par contre les variantes 1 est représenté un déplacement minimal.

IV.7.3. L'Effet maximal (P- Δ) :

On obtient l'effet maximal (P- Δ) de chacune des variantes étudiées, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes.

Variante	V_x	$\Delta_x (cm)$
1	1704.69	0.02
2	1747.91	0.07
3	1418.50	0.09
4	1681.02	0.08

Tableau IV.34 : L'Effet maximal (P- Δ)

Variante	V_y	$\Delta_y (cm)$
1	1677.80	0.02
2	1691.27	0.1
3	1733.40	0.1
4	1762.19	0.1

Tableau IV.35: L'Effet maximal (P- Δ)

- **Analyse des résultats :**

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 selon x-x et la variante 2, 3,4 selon y-y a un effet (P- Δ) maximal

Par contre les variantes 1 selon x-x et 1 selon y-y est représenté un déplacement minimal.

IV.7.4. Les périodes maximaux :

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

Dans le tableau ci-dessous sont données les périodes fondamentales obtenues pour les 4 variantes.

Variante	Période
1	0.60
2	0.59
3	0.75
4	0.56

Tableau IV.36 : Les périodes maximaux des variantes

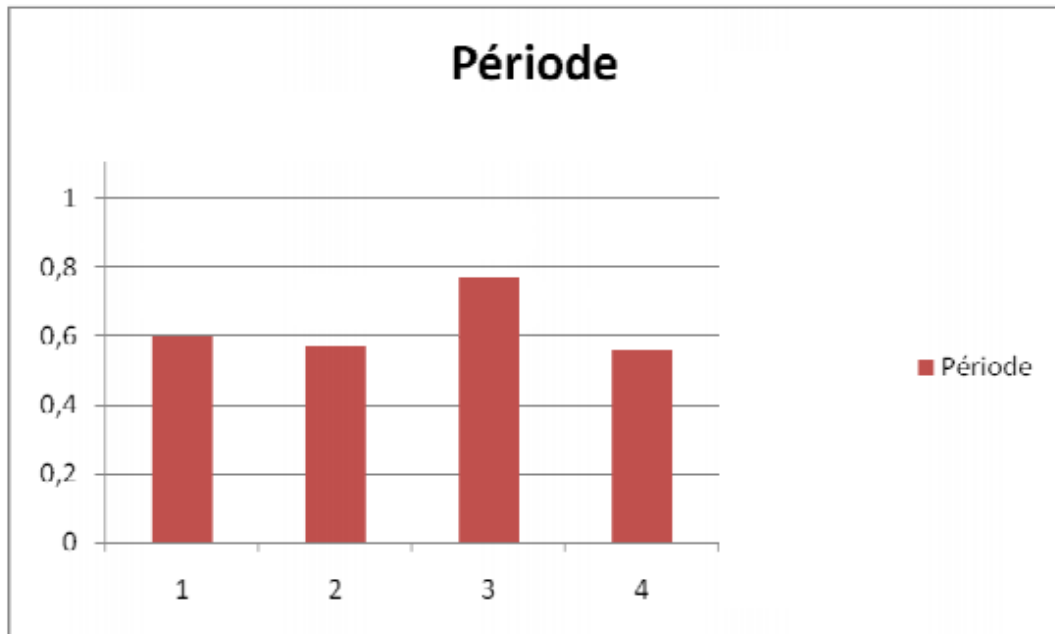


Figure IV.13: Les périodes maximaux des variantes

D'après ces résultats, période est plus importante pour la structure en variante 04, ce qui donne une période plus de 0.75sec. Mais la variante 2 et 3 est donnée une petite et confirme la rigidité des voiles.

IV.7.5. Les Efforts tranchantes :

Variante	Effort tranchant (KN)
1	1684.22
2	1626.13
3	1604.17
4	1714.48

Tableau IV.37 : Efforts tranchant à la base

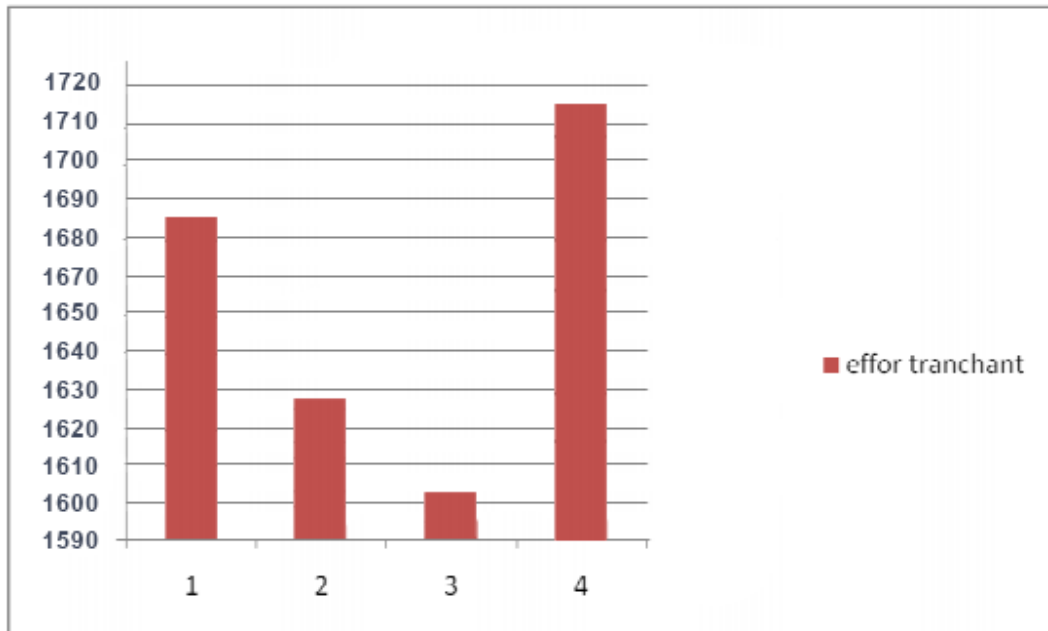


Figure IV.14 : Efforts tranchant à la base

D'après ces valeurs l'effort tranchant à la base est plus important pour la structure de la variante 4. Par contre dans les variantes 2 et 3.

❖ **Résultat :**

L'analyse des quatre variantes nous a permis de déduire ce qui suit :

- La structure avec des voiles à l'extrémité (grande distance a centre de gravite) est caractérisée par des déplacements relatifs importants par rapport aux autres structures ainsi que une période fondamentale importante, ce qui lui confère une certaine souplesse.
- La structure avec voiles approche de centre de gravite est caractérisée par des faibles déplacements inter étages et une période fondamentale réduite, ce qui évite généralement les dégâts des éléments non structuraux.

❖ **Choix de variante :**

Après des études et en voyant les résultats précédents, nous avons conclu que les trois meilleurs choix sont le première, le deuxième et le quatrième choix pour plusieurs raisons précises, et comme il n'était pas possible d'incarner le première et le deuxième choix à cause des balcons, nous avons dû passer au quatrième choix.

IV.8.Présentation de maieur variantes :

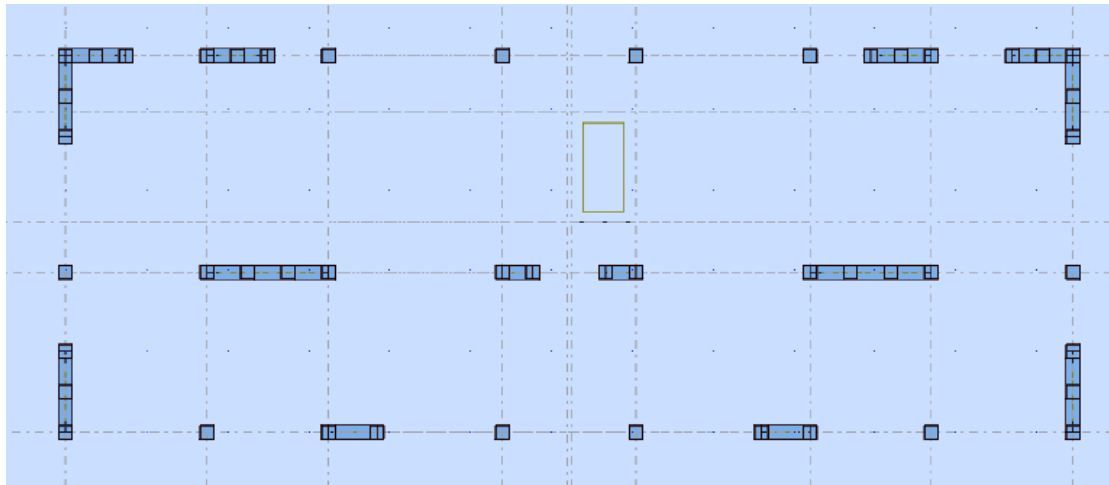


Figure IV.15 : disposition des voiles a la base

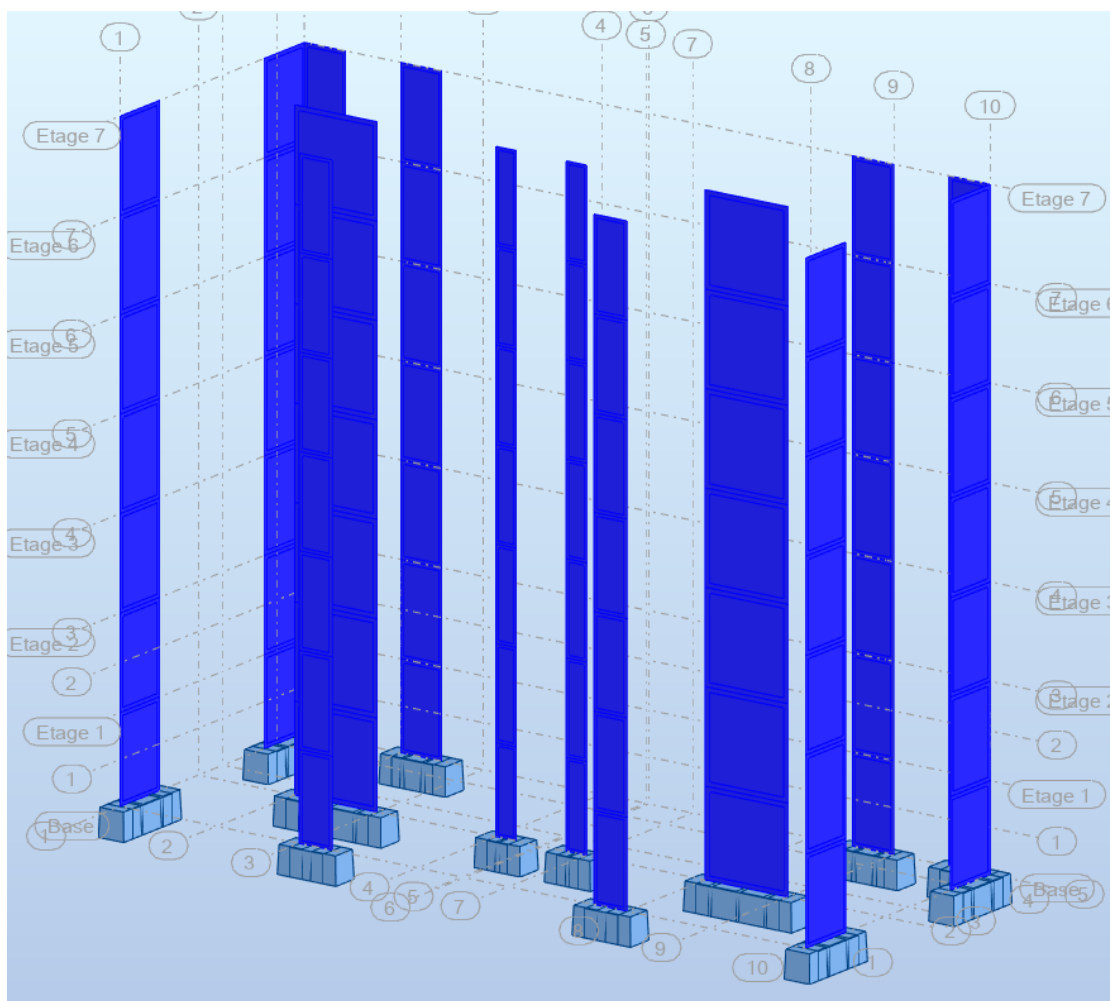


Figure IV.16 : disposition des voiles en 3D

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont données par le programme Robot Structural Analysis sous la combinaison (G+0.2Q)

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-17886,75	-10643,05	-7243,70
-15063,82	-8050,06	-7013,76
-12553,45	-6467,69	-6085,76
-10043,07	-5173,94	-4869,12
-7532,69	-3880,57	-3652,12
-5022,31	-2602,62	-2419,69
-2512,50	-1356,00	-1156,50

TableauIV.38 : Vérification d'interaction

- Charges verticales reprise par les portiques = 60 %
- Charges verticales reprise par les voiles = 40%
- **Donc** : le coefficient de comportement **R= 3.5**
- **L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:**

$$v = \frac{N_d}{b \times c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Cas	4 - E_X					
Mode CQC						
Somme totale	1741,10	660,62	15135,27	565,09	1119,39	32,43
Somme réactions	1681,04	2,13	1,15	21,65	25600,91	10015,78
Somme efforts	1681,02	2,17	1,20	21,65	25601,36	10015,45
Vérification	3362,05	4,31	2,36	43,30	51202,27	20031,23
Précision	1,72823e-01	2,27947e-01				

TableauIV.39 : extraction de l'effort normal de compression

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_{c28} : est la résistance caractéristique de béton.

Pour les poteaux de RDC (50x50) cm² $N_d = 1741.10 \text{ KN}$

$$v = \frac{1741.10 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.27 \leq 0.30 \text{ de la condition de RPA condition vérifié}$$

IV.9. Conclusion :

Parmi la méthode utilisée pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ROBOT BAT, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.VMSE$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Et seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

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

V.2. Les recommandations d'après le RPA :

a. Armatures longitudinales :

- Pourcentage total minimal

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

Poutres principales : $A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 45 = 6.75cm^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6cm^2$

- Pourcentage total maximum

$$A_{max} = 4\% \times b \times h \Rightarrow \text{Enzonecourante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h \Rightarrow \text{Enzonederecouvrement}$$

- Poutres principales :

Zone courante $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54cm^2$

Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81cm^2$

Poutres secondaires :

Zone courante $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$

Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2$

V.3. Étapes de calcul de ferrillage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit à l'ELU :

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \text{ et } A_{st} = 0$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

a. En appuis :

$$M_{ua} = 144.99 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{144.99 \times 10^3}{30 \times (40.5)^2 \times 14.16} = 0.208 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.208 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.882$$

$$A_{sua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{144.99 \times 10^3}{0.882 \times 40.5 \times 348} = 11.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6\phi 16 = 12.06 \text{ cm}^2$

b. En travée :

$$M_{ut} = 137.10 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{137.10 \times 10^3}{30 \times (40.5)^2 \times 14.16} = 0.196 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.196 \Rightarrow \beta = 0.889$$

$$A_{sut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{137.10 \times 10^3}{0.889 \times 40.5 \times 348} = 10.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\min \text{RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \leq 6\phi 16 = 12.06 \text{ cm}^2$

V.4. Ferrailage des poutres principales :

Moment	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	$M_{travée}^u = 60.27$	$M_{travée}^{ser} = 44.26$	$M_{travée}^{acc} = 137.10$
Le moment sur appui (KN.m)	$M_{appuis}^u = - 106.08$	$M_{appuis}^{ser} = - 76.81$	$M_{appuis}^{acc} = - 144.99$

Tableau V.40 : Les moments maximaux des poutres principales

Tableau V.41 : Ferrailage des poutres principales en travées								Ferrailage adopté	
NIV	comb	M_{\max} (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm^2	A_{\min} RPA	choix	A cm^2
RDC	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06
Etage 1	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06
Etage 2	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06
Etage 3	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06
Etage 4	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06
Etage 5	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06
Etage 6	ELU	137.10	0.196	SSA	0.889	10.94	6	6HA16	12.06

Tableau V.42: Ferrailage des poutres principales en Appuis									
NIV	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm ²	A _{min} RPA	Ferrailage adopté	
								Choix	A cm ²
RDC	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06
Etage 1	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06
Etage 2	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06
Etage 3	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06
Etage 4	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06
Etage 5	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06
Etage 6	Acc	144.99	0.208	SSA	0.882	11.66	6	6HA16	12.06

V.5. Ferrailage des poutres secondaires :

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN.m)	M _{travée} ^u = 44.52	M _{travée} ^{ser} = 32.25	M _{travée} ^{acc} = 102.77
Le moment sur appui (KN.m)	M _{appui} ^u = - 55.40	M _{appui} ^{ser} = - 40.03	M _{appui} ^{acc} = -95.69

Tableau V.43 : Les moments maximaux des poutres secondaires

Tableau V.44 : Ferrailage des poutres secondaires en travées									
NIV	comb	M _{max} (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm ²	A _{min} RPA	Ferrailage adopté	
								Choix	A cm ²
RDC	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24
Etage 1	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24
Etage 2	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24
Etage 3	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24
Etage 4	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24
Etage 5	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24
Etage 6	Acc	102.77	0.186	SSA	0.895	9.17	5.25	6HA14	9.24

Tableau V.45: Ferrailage des poutres secondaires en Appuis								Ferrailage adopté	
NIV	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	OBS	β	AS cm ²	A _{min} RPA	Choix	A cm ²
								RDC	Acc
Etage 1	Acc	95.69	0.173	SSA	0.903	8.45	5.25	6HA14	9.24
Etage 2	Acc	95.69	0.173	SSA	0.903	8.45	5.25	6HA14	9.24
Etage 3	Acc	95.69	0.173	SSA	0.903	8.45	5.25	6HA14	9.24
Etage 4	Acc	95.69	0.173	SSA	0.903	8.45	5.25	6HA14	9.24
Etage 5	Acc	95.69	0.173	SSA	0.903	8.45	5.25	6HA14	9.24
Etage 6	Acc	95.69	0.173	SSA	0.903	8.45	5.25	6HA14	9.24

V.6. Vérifications des poutres à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité : Art A4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

b. Poutres principales :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c. Poutres secondaires :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d. Justification sous sollicitation d'effort tranchant Art A.5.1.1,11 BAEL 91 modifiée 99 :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{\frac{2}{3}} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour les poutres principales} \\ \tau_u = \frac{143.14 \times 10^3}{300 \times 405} = 1.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour les poutres secondaires} \\ \tau_u = \frac{105.31 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99 :

$$\tau_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times b \times 0.9 \times d}{\gamma_b}$$

➤ **Pour les poutres principales :**

$$\frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.40}{1.5} = 720 \text{ KN} > T_u$$

$$= 143.14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

➤ **Pour les poutres secondaires :**

$$\frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.36}{1.5} = 648 \text{ KN} > T_u$$

$$= 105.31 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

f. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Appuis de rives Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

➤ **Poutres principales :**

$$A_{s \text{ ancre}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{143.14 \times 10^3}{348 \times 100} = 4.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = \mathbf{6HA16} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancre}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{s \text{ ancre}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{105.31 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = \mathbf{6HA14} = 9.54 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancre}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

g. Appuis intermédiaires :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_{umax} + \frac{M_{max}}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_{umax} + \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{st} = \left(143.14 - \frac{144.99}{0.9 \times 0.40} \right) \frac{1}{348} \times 10 = -7.46 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{st} = \left(105.31 - \frac{102.77}{0.9 \times 0.36}\right) \frac{1}{348} \times 10 = -6.08 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

h. Entrainement des barres Art A.6.1.3 BAEL 91

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum \mu} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\sum \mu = n\Phi\pi = 8 \times 1.6 \times 3.14 = 40.19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{143.14 \times 10^3}{0.9 \times 405 \times 401.9} = 0.977 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.977 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\sum \mu = n\Phi\pi = 8 \times 1.4 \times 3.14 = 35.16 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{105.31 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 351.6} = 0.924 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.924 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

i. Longueur de cisaillement BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\Phi 16$: $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\Phi 14$: $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\Phi 12$: $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\Phi 10$: $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\Phi 16$: $L_c = 25 \text{ cm}$

Pour $\Phi 14$: $L_c = 25 \text{ cm}$

Pour $\Phi 12$: $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour $\Phi 10$: $L_c = 20 \text{ cm}$

V.7. Vérification a l'ELS :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

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

➤ Poutres principales :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

➤ Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_{adpté} \geq A_{min}$ La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

-Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq k\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} (k, \beta_1) \rightarrow$ on tirer du tableau a l'ELS

c. Poutres principales :

• Sur appui :

- Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (12.06 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,40 \times 12.06 \times 10^{-4})}{7,5 \times (12.06 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.167 \text{ m}$$

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,167^3}{3} + 15 \times [12.06 \times 10^{-4} \times (0,40 - 0,167)^2] = 1.45 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{76.81 \times 10^{-3}}{1.45 \times 10^{-3}} = 52.97 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 52.97 \times 0.167 = 8.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 8.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **En travée :**

- **Le centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (12.06 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,40 \times 12.06 \times 10^{-4})}{7,5 \times (12.06 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.167 \text{ m}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,167^3}{3} + 15 \times [12.06 \times 10^{-4} \times (0.40 - 0,167)^2] = 1.45 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{44.26 \times 10^{-3}}{1.45 \times 10^{-3}} = 30.52 \text{ MPa/m}$$

✓ Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 30.52 \times 0.167 = 5.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.09 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

d. Poutres secondaires :

• **En travée :**

- **Le centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (9.24 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,36 \times 9.24 \times 10^{-4})}{7,5 \times (9.24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.141 \text{ m}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,141^3}{3} + 15 \times [9,24 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,141)^2] = 9,45 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

- **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{32,25 \times 10^{-3}}{9,45 \times 10^{-4}} = 34,12 \text{ MPa/m}$$

- ✓ **Contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 34,12 \times 0,141 = 4,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4,81 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- **Sur appui :**

- **Le centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (9,24 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,36 \times 9,24 \times 10^{-4})}{7,5 \times (9,24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0,141 \text{ m}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,141^3}{3} + 15 \times [9,24 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,141)^2] = 9,45 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

- **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{40,03 \times 10^{-3}}{9,45 \times 10^{-4}} = 42,36 \text{ MPa/m}$$

- ✓ **Contraintes de compression du béton:**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 42,36 \times 0,141 = 5,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5,97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

V.8. Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5) :

a. Poutres principales :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \\ \frac{A_s \text{ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_o$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{535} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,084 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s \text{ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{12,06}{30 \times (40,5)} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0099 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{45}{535} \geq \frac{44,26}{10 \times 55,32} \rightarrow 0,084 > 0,080 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

b. Poutres secondaires :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \\ \frac{A_s \text{ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_o$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{430} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,093 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s \text{ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,24}{30 \times (36)} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0085 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{40}{430} \geq \frac{32,25}{10 \times 37,94} \rightarrow 0,093 > 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

V.9. Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort Tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des Armature longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10}\right) = \min(1.28; 1.6; 3)$$

ϕ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : $\phi_1 = 8mm$

On choisira un cadre +un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

a. Calcul des espacements :

Sens principale :

- **Zone nodale (appui):**

$$S_t^{max} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\right) = \min\left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.6; 30\right) \implies S_t = 11.25 \text{ cm}$$

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

Sens secondaire :

- **Zone nodale (appui) :**

$$S_t^{max} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\right) = \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.4; 30\right) \implies S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

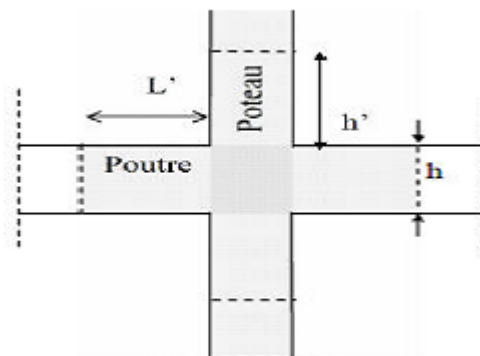


Figure V.1 : schéma explicative des zones entre poteaux-poutres.

b. Détermination de la zone nodale :

$$L = 2 \times h$$

- **Les poutres :**

$$L = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Poutres principales (30x45).}$$

$$L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Poutres secondaires (30x40).}$$

❖ **Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

c. Armatures transversal minimales :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d. Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à:

- 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

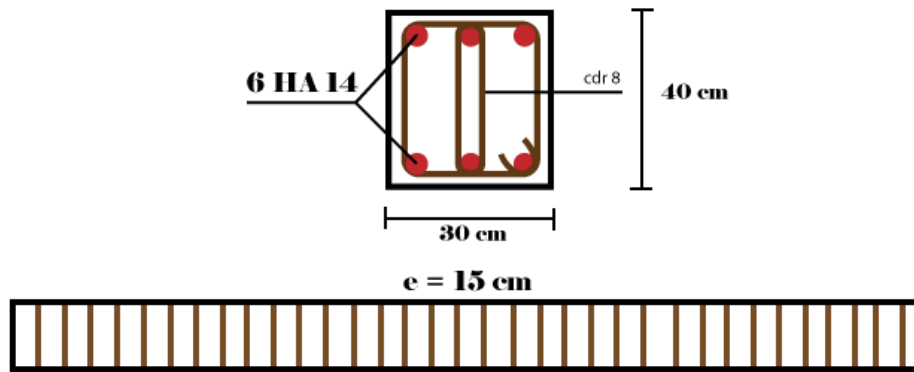


Figure V.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

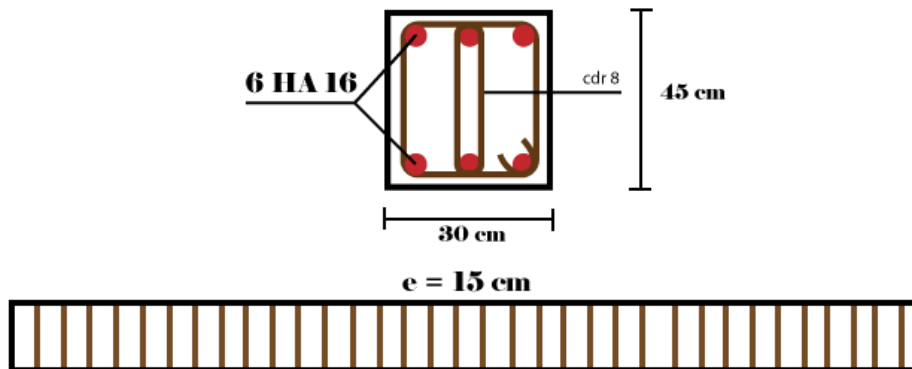


Figure V.3 : schéma de ferrailage des poutres principales

V.10. Ferrailage des poteaux :

V.10.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinales, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	y_b	F_{c28}	F_{bu}	y_s	$F_c(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
Accidental	1.15	25	21,73	1	400	400

a. Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- E L U1, 35 G + 1, 5 Q

- E L S..... G + Q

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

- G + Q ± E RPA 2003

- 0,8G ± E RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)
- Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

b. Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa:

Armature longitudinales:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L'=2h$$

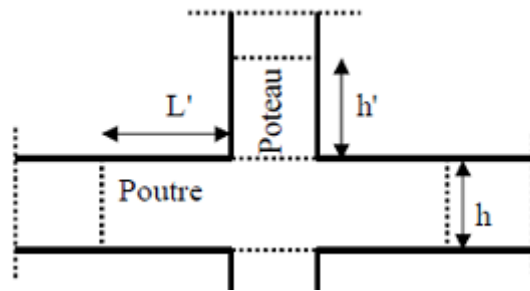


Figure V.4 : schéma explicative des zones nodales

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

(h1 ; b1): section de poteau

he : hauteur d'étage

V.10.2. Ferrailage longitudinal:

- **Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1):**

Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8%.

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \rightarrow 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

4% en zone courante :

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \rightarrow 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

6% en zone de recouvrement :

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \rightarrow 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

V.10.3. Calcul des armatures longitudinales :

- **Etape de calcul en flexion composée :**

N : effort de traction

$$\text{Sie} = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d' \text{ Alors la section est } \textbf{partiellement tendue (S.P.T)}$$

$$\text{Sie} = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - d' \text{ Alors la section est } \textbf{entièrement tendue (S.E.T).}$$

N : effort de compression

Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d'$ Alors la section est **partiellement comprimée (S.P.C)**.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - d'$ Alors la section est **entièrement comprimée (S.E.C)**.

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} \dots \dots \dots \text{(A)}$$

M_a : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_a = M_u \times e_a \text{ Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 F_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s = A' \text{ et } A' = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$(d - d') N_u - M_F < (0.5 - d' b) h F_{bc} \dots \dots \dots \text{(B)}$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées

$$A = \frac{M_a - (d - 0.5h) b h F_{bc}}{(d - d') \sigma_s} \quad A_s = \frac{N_u - b h F_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h F_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{M_a = M_u \times e_a}{b d^2 F_{bc}}}{0.8571 - \frac{d'}{h}}$$

c. Exemple de calcul :

- Soit le poteau de RDC (50X50) :

$$b = 50 \text{ cm}; d = 0.9h = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ cm};$$

$$d' = 0.1h = 0.1 \times 0.50 = 0.050 \text{ cm}.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{121.53}{556.68} = 0.61$$

$$\frac{h}{2} - d' = \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.20$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.21 + 0.20 = 0.41$$

- Le moment fictive M_a :

$$M_a = N \cdot e_a = 556.68 \times 0.41 = 228.23 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_a = 556.68 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.05) - 228.23 \times 10^{-3} = -0.005$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.05}{0.45}\right) \times 0.5 \times 0.45^2 \times 14.17 = 0.35$$

Donc : $-0.005 > 0.35$

$$N(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc}$$

➔ Section partiellement comprimée avec des armatures inférieures

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} = \frac{228.23 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.159$$

La section est à simple armature

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.159}\right) = 0.217$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.217) = 0.410 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N\right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.826} \left(\frac{228.23 \times 10^{-3}}{0.410} - 556.68 \times 10^{-3}\right) = -6.1 \times 10^8 < 0$$

Donc la section peut résister sans ferrailage.

Suivant le RPA : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_{\min} \text{ RPA} = 12.8 \Rightarrow 4HA16 + 4HA14 = 14.20 \text{ cm}^2$

d. Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel

EXPERT.

V.10.4. Ferrailage des poteaux :

Section	CO M	Effort normal N(KN)	Moment M_Y (KN.m)	Moment M_Z (KN.m)	es(m)	(h/2)- c	Nat ure	A's (cm ²)	As (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Ferrailage
Du RDC (50X50)	AC C	$N_{max} = 1433.40$	$M_{cor} = -31.28$	$M_{cor} = 13.95$	0.002	0.20	SEC	/	14.4	20	4HA20+4HA16 =20.61 cm ²
	AC C	$N_{cor} = -135.75$	$M_{max} = 55.16$	$M_{cor} = -16.73$	0.40	0.20	SPT				
	AC C	$N_{cor} = 556.68$	$M_{cor} = 25.27$	$M_{max} = -121.53$	0.61	0.20	SPC				
	AC C	$N_{min} = -876.58$	$M_{cor} = 7.31$	$M_{cor} = -58.04$	0.06	0.20	SET				
Du 1 ^{er} Au 6 ^{eme} (40X40)	EL U	$N_{max} = 998.90$	$M_{cor} = 23.95$	$M_{cor} = -31.84$	0.03	0.16	SEC	/	7.6	12.8	4HA16+4HA14 =14.20 cm ²
	AC C	$N_{cor} = 101.23$	$M_{max} = -62.49$	$M_{cor} = 31.34$	0.61	0.16	SPC				
	AC C	$N_{cor} = 95.20$	$M_{cor} = 5.85$	$M_{max} = -102.67$	1.07	0.16	SEC				
	AC C	$N_{min} = -485.36$	$M_{cor} = 7.55$	$M_{cor} = -19.61$	0.04	0.16	SET				

Tableau V.46: Ferrailage des poteaux

V.10.5. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times F_{c28}$$

Avec :

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_F}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_F}{b}$$

$$L_F = 0.7 \times 306 = 214.2$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On à : } \lambda_g = \frac{214.2}{40} = 5.35 \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\bar{\tau}_b = \rho_b \times F_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (50 x 50) :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{64.99 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.28 \text{ MPa} \quad \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Poteaux (40x 40) :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.43 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.26 \text{ MPa}, \quad \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

a. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 F_{t28}$$

$$F_{t28} = \frac{0}{6} + 0.06 F_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\bullet \text{ HA14: } L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.4 \text{ cm on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ HA16: } L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm on prend } L_s = 60 \text{ cm}$$

- **HA20:** $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$ on prend $L_s = 71 \text{ cm}$

b. Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

- Pour les HA14 : $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA16 : $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA12 : $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel : Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements. Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

d. Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003)

Soit ($A_{ad} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA10}$)

e. Calcul des espacements :

- **L'espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).**

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}) = \text{Min}(10 \times 1.4; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

f. Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

F_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

g. Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f=0,707 l_0$)

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$) par rapport à l'axe faible

➤ **Application numérique :**

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0.707 l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.0021}{0.14}} = 0.12$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.16}{0.12} = 18$$

$\lambda_g \geq 5$ Donc le coefficient : $\rho_a = 2.50$

L'effort tranchant max est égale à : $V_u = 64.99 \text{ KN}$

Pour les poteaux du RDC (50×50) :

❖ **Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t = \frac{2.5 \times 64.99}{50 \times 50} \times 10 = 0.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante $S_t = 20 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h F_e} S_t = \frac{2.5 \times 64.99}{50 \times 50} \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

h. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA:

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_{t\min} = 0,3 \% . S . b$$

❖ **En zone nodale:**

$$A_{t\min} = 0.3\% b S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante :**

$$A_{t\min} = 0.3\% b S_t = 0.003 \times 50 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

e. Délimitation de la zone nodale :

Au niveau des poutres $L' = 2xh$

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max(51; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$$

$$h' = 68 \text{ cm}$$

V.10.6. Vérification des contraintes à L'ELS :

a. Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

b. Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous M_{ser} et N_{ser} on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ (BAEL91A. 4. 5. 2)}$$

• Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

c- Vérification des contraintes :

$$N_{ser} = 8503.11 \text{ KN} \quad M_{ser} = 101.22 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{101.22}{8503.11} = 0.011$$

La section homogène est :

$$B_0 = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow A_s = A'_s = 20.61 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 50 \times 50 + 15(20.61 + 20.61) = 3118.3 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plus comprimée :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(Ad' + A'd) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{1}{3118.3} \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15(20.61 \times 5 + 20.61 \times 45) \right] = 25 \text{ cm}^2 \\ V_2 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Le moment d'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

$$I_0 = \frac{50}{3} (25^3 + 25^3) + 15 \times [20.61 \times (25 - 4)^2 + 20.61 \times (25 - 4)^2] \\ = 611723.43 \text{ cm}^2$$

• **Condition limite :**

$$e < CL_1$$

$$CL_1 = \frac{I_0}{B_0 \times V_1} = \frac{611723.43}{3118.3 \times 25} = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$e = e_0 + \left(V_2 - \frac{h}{2} \right) = 0.011 + \left(25 - \frac{50}{2} \right) = 0.011 \text{ cm}$$

$$e = 0.011 \text{ cm} < CL_1 = 7.85 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

d. Vérification des contraintes :

- En béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_s}{B_1} \right) + N_s \cdot e \cdot \left(\frac{V_1}{I} \right) = \left(\frac{8503.11}{0.31183} \right) + 8503.11 \times 0.011 \times \left(\frac{0.0025}{0.0061172343} \right) \\ = 2.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.73 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armature ($A_{s\ min}$) correspondante commandée par le règlement « RPA.99-V 2003 ».

En zone II

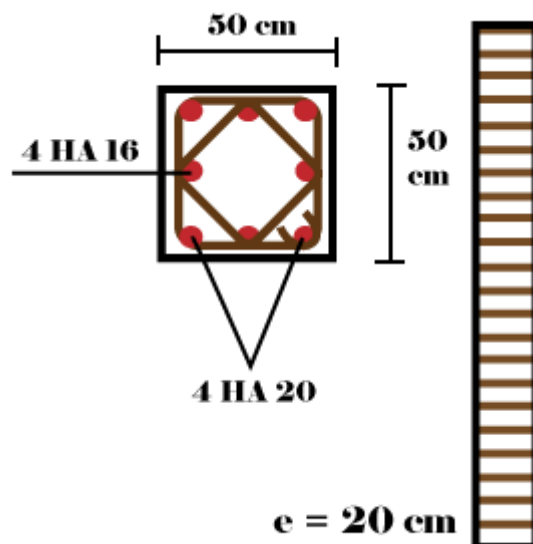


Figure V.5 : schéma de ferrailage des poteaux de RDC

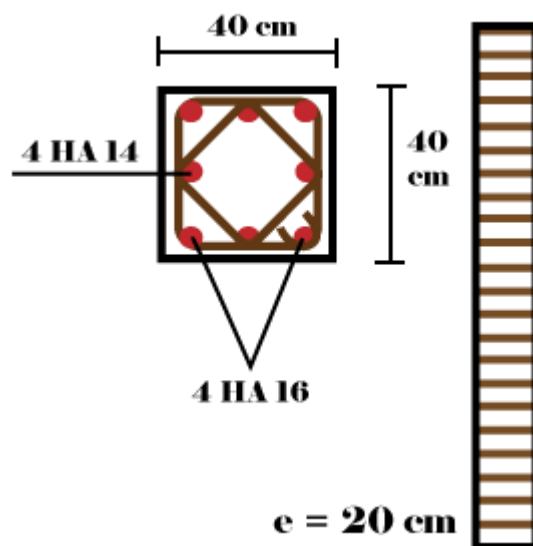


Figure V.6 : schéma de ferrailage des poteaux des étages courant

V.11. Ferrailage des voiles :

V.11.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

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

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du RDC
- Zone II : du 1^{er} au 6^{ème} niveau

a. Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié99 :

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS:G+Q

RPA.99/modifié2003:

0.8 G+E

G +Q +E

V.11.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I: moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V = V' = L_{voile}/2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) dσ donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

he: hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc: la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$

Lt: longueur tendue = L - Lc

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

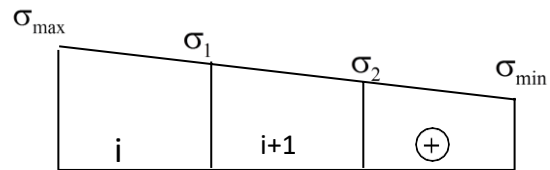
- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Avec :

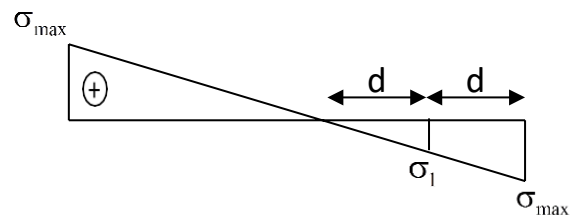
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée :**

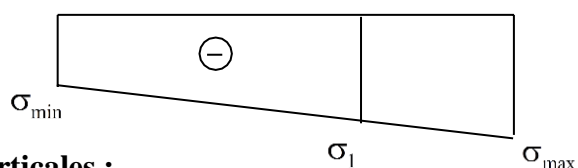
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$



c. Calcul des sections d'armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

d. Armatures minimales:

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)}$$

- **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{BF_{t28}}{F_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23BF_{t28}}{F_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

e. Armatures verticales :

Le ferrailage sera fait sous la combinaison : $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$

on a le cas le plus défavorable est $G + Q + E_y$

V.11.3. Les sollicitations des voiles :

$$\text{On a: } \begin{cases} M = 1034.13 \text{ KN.m} \\ N = 177.56 \text{ KN} \\ T = 348.44 \text{ KN} \end{cases}$$

On utilise la méthode de NAVIER : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$

A : La surface de voile = $e \times h = 0,20 \times 3 = 0,6 \text{ m}^2$

I : Le moment d'inertie = $\frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 3^3}{12} = 0,45 \text{ m}^4$ Suivant la grande inertie.

V et V' : Position de centre de gravité = $\frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$

$$\begin{cases} L = 3 \text{ m} \\ e = 0,2 \text{ m} \\ A = e \times L = 0,2 \times 3 = 0,6 \text{ m}^2 \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times (3)^3}{12} = 0,45 \text{ m}^4 \\ V = V' = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

• Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V = \frac{177.56}{0,6} + \frac{1034.13}{0,45} \times 1,5 = 3891 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times V' = \frac{177.56}{0,6} - \frac{1034.13}{0,45} \times 1,5 = -3003,2 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

(σ_1, σ_2) sont de signes opposés \rightarrow La section du voile est partiellement comprimée.

En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

f. La longueur de section tendue :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

Avec :

L : la longueur de voile.

σ_1 : La contrainte de compression.

σ_2 : La contrainte de traction.

$$L_t = 3 \times \left(\frac{3003,2}{3891 + 3003,2} \right) = 1,30 \text{ m}$$

g. Armatures minimales :

✓ Zone tendue :

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.7.4.1)

$$A_{RPA} = 0,20\% e \times L_t = \frac{0,20}{100} \times 20 \times 130 = 5.2 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3)

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times l = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3)

$$A_{\min} = 0,10\% \times e \times l = 0,001 \times 20 \times 170 = 3.4 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage vertical sera reparti d'une façon symétrique sur la section du voile

• En zone courante :

On adopte : 6Φ12 (e=20) ⇒ $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA} = 3.4 \text{ cm}^2$

• En zone tendue :

On adopte : 6Φ12 (e=10) ⇒ $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA} = 5 \text{ cm}^2$

A_s global adoptée = 6Φ12 + 6Φ12 = 13.58 cm² > $A_{\min RPA} = 9 \text{ cm}^2$

k. Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{13.58}{4} = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = 3.40 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,79cm² / ml avec : St = 20cm.

V.11.4. Vérification de cisaillement :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sous les combinaisons sismiques → $V_u = 158.66 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{b \times d} = \frac{1,4 V_u}{b \times 0,9 \times h} = \frac{1,4 \times 158.66 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 275.4} = 2.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

I. Armatures transversales :

Les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Dont le diamètre des armatures ϕ_t est tel que $\phi_t \geq \phi_v / 3$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\phi_v = 12 \text{ mm} \quad \dots \quad \phi_t \geq 12 / 3 = 4 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{On adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

❖ Remarque :

Les voiles étudiés et ferrillés sont les voiles de plus grandes et petites dimensions.

$$VT1 = 3 \text{ m}$$

Pour les voiles VT2 à VT14 seront calculés et ferrillés par la même méthode de calcul avec les voiles précédents.

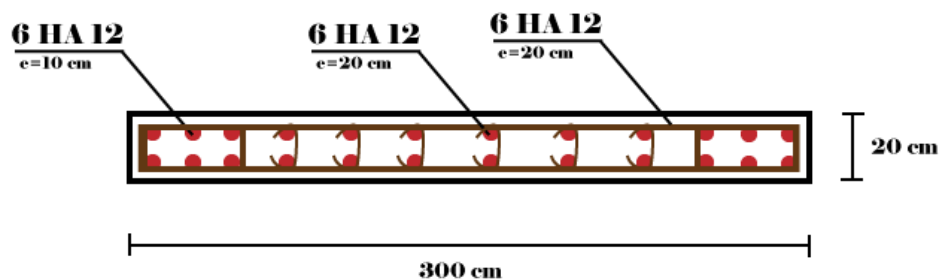


Figure V.7 : schéma de ferrillage des voiles

Chapitre VI :

Etude De

L'infrastructure

VI.1. Introduction :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

- Il ya deux types de fondation selon leurs modes d'exécution :

a) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.2. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

❖ Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol

❖ **Remarque :**

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

VI.3.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} + K \Rightarrow \frac{40}{40} + 1$$

D'où $A=B$

Alors $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Application numérique:

$$N_{ser} = 20918.74 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 0.1 \text{ MPa}$$
$$B \geq \sqrt{\frac{20918.74}{200}} = 10.22 \text{ m} \Rightarrow A = B = 10.22 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

Donc :

On vérifie est-que la semelle filante est valable :

On utilise :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible de sol

$S_{semelle}$: Surface de la fondation

N_{ser} : Effort normal appliqué sur les fondations

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{20918.74}{200} = 104.59 \text{ m}^2$$

Pourcentage d'occupation de la surface d'après ²< DTR.BC.2.2 > pour le choix de fondation :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batimant}} = \frac{104.59}{231.57} = 0.45 \Rightarrow 45 \% < 50 \%$$

Conclusion :

d'après les résultats d'utilisation de loi pour choisir le type de fondation on à la surface des semelles est de $45\% < 50\%$, alors on utilise les semelles filantes qu'un type de fondation pour se structure.

VI.3.2. Semelles filantes :

Hypothèse de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges

agissantes sur la semelle.

• Etape de calcul :

On a deux cas :

- Cas 01 : semelle filante sous 2 poteaux
- Cas 02 : semelle filante sous voile

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

VI.4. Détermination de la charge totale transmise à la fondation :

	Cas 01 (KN)	Cas 02 (KN)
$\sum N_s$	1573.24	2476.94

Tableau VI.46: les sommes des N services dans la structure

VI.5. Calculs de la semelle filante sous mur voile et poteau :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée

VI.6. Pré dimensionnement des semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \sigma_{sol}$$

Avec: σ_{sol} : 2 bar = 200 KN/m² = 0.2 MPa

$$\Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$- \text{ Cas 01 : } S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{1933.26}{200} = 9.66 \text{ m}^2$$

$$- \text{ Cas 02 : } S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{1980.94}{200} = 9.90 \text{ m}^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = 9.3 \text{ m}$$

Donc :

$$- \text{ Cas 01 : } B \geq Sf / L = 9.66 / 9.30 = 1.03 \text{ m}$$

On opte = 1.40 m

$$- \text{ Cas 02 : } B \geq Sf / L = 9.90 / 9.30 = 1.06 \text{ m}$$

On opte = 1.80 m

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

$$- \text{ Cas 01 : } d \geq \frac{1.4 - 0.50}{4} = 0.23 \text{ m} \Rightarrow ht = d + 0.05 = 0.23 + 0.05 = 0.28 \text{ m} \Rightarrow$$

On opte = 40 cm

$$- \text{ Cas 02 : } d \geq \frac{1.80 - 0.50}{4} = 0.33 \text{ m} \Rightarrow ht = d + 0.05 = 0.33 + 0.05 = 0.38 \text{ m} \Rightarrow$$

On opte = 40 cm

VI.7. Vérification des semelles filantes :

VI.7.1. Vérification au poinçonnement :

La fraction de la charge P directement transmise au sol n'est donc pas appondre en compte dans la vérification de poinçonnement.

Il reste a vérifié la contrainte de poinçonnement τ avec la charge :

$$\tau = \frac{P1}{2h} \leq \tau_{Lim} = 0.045 \frac{fc28}{\gamma b} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$P1 = P \left(1 - \frac{a+5h/3}{A}\right)$$

- Cas 01 : $P1 = 1933.26 \left(1 - \frac{0.50+5(0.50)/3}{1.4}\right) = 92.06$

$$\Rightarrow \tau = \frac{92.06}{2*0.50} = 92.06 = 0.092 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.092 \leq \tau_{Lim} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

- Cas 02 : $P1 = 1980.94 \left(1 - \frac{0.50+5(0.50)/3}{1.8}\right) = 513.57$

$$\Rightarrow \tau = \frac{513.57}{2*0.50} = 513.57 = 0.513 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.51 \leq \tau_{Lim} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

VI.7.1. Vérification des contraintes :

a. L'excentricité :

- Cas 01 : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{47.07}{1933.26} = 0.024 \text{ m} < b/6 = 0.4/6 = 0.066 \dots\dots\dots CV$

- Cas 02 : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7.37}{1980.94} = 0.003 \text{ m} < b/6 = 0.4/6 = 0.066 \dots\dots\dots C.V$

b. Vérification de la stabilité au renversement :

- Cas 01 : $B/4 = 1.4/4 = 0.35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.024 \text{ m} \leq B/4 = 0.38 \dots\dots\dots CV$

- Cas 02 : $B/4 = 1.8/4 = 0.45 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.003 \text{ m} \leq B/4 = 0.45 \dots\dots\dots CV$

VI.7.1. Ferrailage:

On a:

- Cas 01 : $e_0 = 0.024 \text{ m} \leq B/24 = 1.4/24 = 0.058 \text{ m} \dots\dots\dots CV$

- Cas 02 : $e_0 = 0.003 \text{ m} \leq B/24 = 1.8/24 = 0.075 \text{ m} \dots\dots\dots CV$

Donc:

- Cas 01 : $As = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8d.\sigma_s} = \frac{1933.26 \times \left(1 + 3 \times \frac{0.024}{1.4}\right) (1.4-0.50)}{1113.6}$

$$= 16.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **9 HA 16 = 18.10 cm²**

- Cas 02 : $As = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8d.\sigma_s} = \frac{1980.94 \times \left(1 + 3 \times \frac{0.003}{1.8}\right) (1.8-0.50)}{1113.6}$

$$= 23.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **8 HA 20 = 25.13 cm²**

❖ **Armatures de répartition :**

- **Cas 01 :**

$$A_r = A_s \cdot B/4 = 18.10 * 1.4/4 = 6.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = \mathbf{5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2}$$

- **Cas 02 :**

$$A_r = A_s \cdot B/4 = 25.13 * 1.8/4 = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = \mathbf{6 \text{ HA } 16 = 12.06 \text{ cm}^2}$$

❖ **L'espacement :**

$$e \geq 6 \cdot \emptyset + 6 \Rightarrow e \geq 6(2.0) + 6 = 18 \text{ cm}$$

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

VI.8. Dimensionnement de la poutre de rigidité :

La hauteur de la poutre de rigidité est : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ avec : $L = 5.35 \text{ m}$

$$\frac{535}{9} \leq h_t \leq \frac{535}{6} \Rightarrow 59.44 \leq h_t \leq 89.16$$

On prend: $\mathbf{h = 90 \text{ cm}}$

La largeur de la poutre de rigidité est : $\frac{1}{3}h \leq b \leq \frac{2}{3}h \Rightarrow 30 \leq b \leq 60$

On prend : $\mathbf{b = 40 \text{ cm}}$

VI.8.1. Ferrailage à l'ELU :

Dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montage.

Dans le sens transversal le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

VI.8.2. Ferrailage de la poutre de rigidité :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode de trois moments).

D'après les résultats du robot on a :

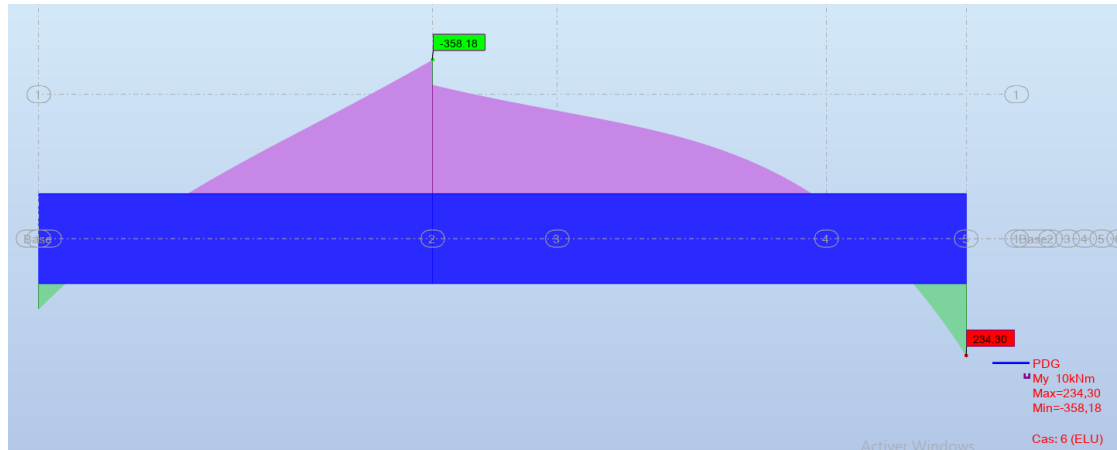


Figure VI.1 : diagramme des moments de la poutre de rigidité

❖ Le calcul du ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

➤ On utilise pour le calcul les formules suivantes :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ On a les résultats suivants :

- Les moments en travées :

Travée	$M_t(KN.m)$	μ	obs	β	$A_u(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	$A_{uadopté}(cm^2)$
1 - 2	234.30	0.063	SSA	0.967	8.59	18	10 HA16	20.11
2 - 3	234.30	0.063	SSA	0.967	8.59	18	10 HA16	20.11

Tableau VI.47: les moments et le ferrailage en traves dans la poutre de rigidité

- Les moments en appuis :

Appuis	$M_a(KN.m)$	μ	obs	β	$A_u(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	$A_{uadopté}(cm^2)$
1	358.18	0.096	SSA	0.949	13.38	18	10 HA16	20.11
2	358.18	0.096	SSA	0.949	13.38	18	10 HA16	20.11
3	358.18	0.096	SSA	0.949	13.38	18	10 HA16	20.11

Tableau VI.48: les moments et le ferrailage en appuis dans la poutre de rigidité

VI.8.3. Armatures transversales:

- Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} \implies \phi \leq \min \left\{ \frac{90}{30} ; \frac{40}{10} ; 2 \right\} \implies \phi \leq \min \{ 2.57 ; 4 ; 2 \}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

VI.8.4. Calcul des espacements :

- Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 78 ; 40 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$$

- Selon le RPA99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi \right\} \implies S_t \leq \min \left\{ \frac{90}{4} ; 12 \times 2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 22.5 ; 24 \}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.8.5. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \}$$

(Fissuration peut préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 308.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{308.35 \times 10^3}{400 \times 810} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur doit être effectué avec des crochets 90° .

VI.9. Etude des longrines :

Les longrines servent à enchaîner les semelles et éviter le déplacement des poteaux et des murs, les uns par rapport aux autres.

Dans notre cas les longrines seront calculées pour supporter une force de traction : $F = N/\alpha > 20$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie du sol.

(Zone II, site ferme S3) donc : $\alpha = 15$

VI.9.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale (des longrines sont (25x30) cm.

Pour le site S3, on choisit donc une section de (40x50) cm.

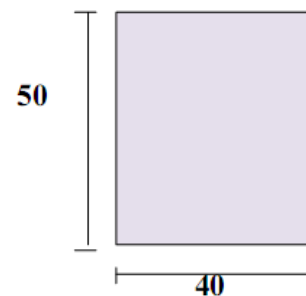


Figure VI.2 : Dimensionnement des longrines

VI.9.2. Ferrailage de la longrine :

On ferraille une longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour toutes les longrines.

- Armatures longitudinales :

$$N_{max} = 20918.74 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{20918.74}{15} = 1394.58 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{1394.58}{348} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 40 \times 50 = 12 \text{ cm}^2$$

Donc on opte : $8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \implies \phi_t \leq \min\left(\frac{50}{30}; 1.14; \frac{40}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On adopte pour un cadre $\phi 8$ et une épingle $\phi 8$.

- **Espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_l) \implies S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1.14) = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

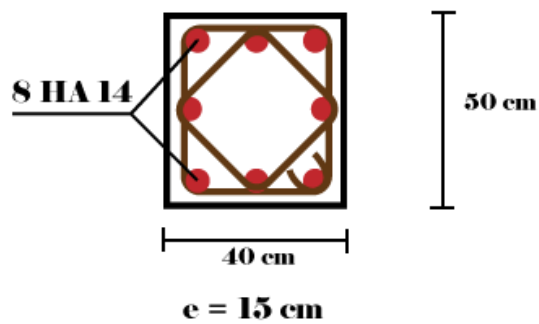


Figure VI.3: schéma de ferrailage des longrines

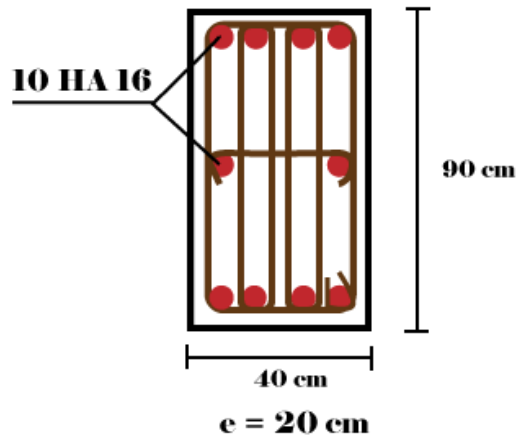


Figure VI.4 : schéma de ferrailage des poutres de rigidité

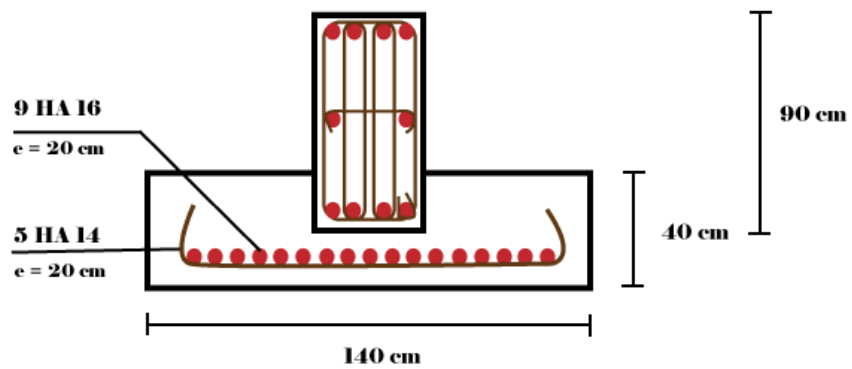


Figure VI.5 : schéma des semelles filantes sous poteaux

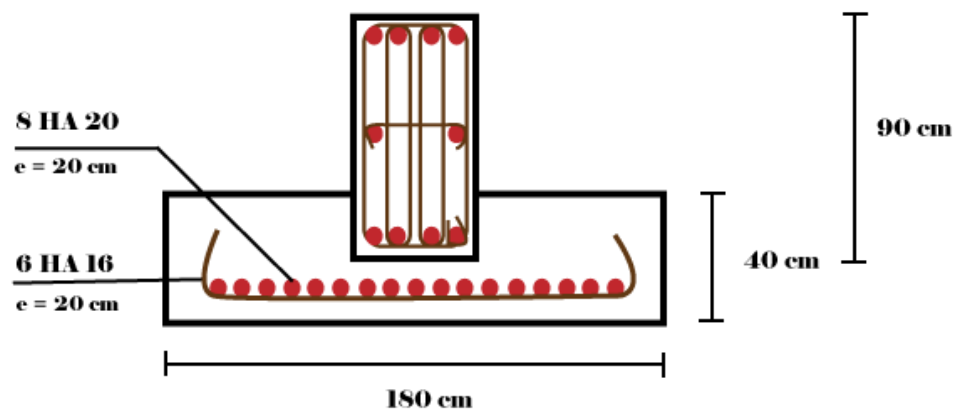


Figure VI.6 : schéma des semelles filantes sous voiles

Conclusion générale :

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certaines méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter. Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- ❖ Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- ❖ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN). Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93
- ❖ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- ❖ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.