

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un Bâtiment (R+10) à usage d'habitation
à Contreventement mixte en Béton Armé
implanté à la wilaya de Sétif**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Houhou Mohamed

Encadreur : Dr.Izemmouren Ouarda

Promotion: Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

D'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir donné le courage
et la force pour terminer ce modeste travail

En second lieu, Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance
à mon encadreur DR. IZEMMOUREN OUARDA, Je la remercie
de m'avoir encadrée, orientée, aidée, conseillée et surtout pour sa patience
et présence.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury
pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner
et de l'enrichir par leurs propositions.

Je remercie tous les enseignants qui ont participé à ma formation
au Département de Génie Civil et d'Hydraulique et tout collègues.
Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont
participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

*Merci Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire
et de réfléchir, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.*

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de
tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère.*

*A mon père, écolier de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes
les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie
à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.*

Que dieu les garde et les protège.

A mes frères et sœurs

A toute ma famille maternelle et paternelle.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

A tous ceux qui me sont chères.

HOUHOU MOHAMED.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un RDC + 10 étages en béton armé, implanté dans la wilaya de Sétif, qui est classée selon le RPA/V2003 dans une zone de sismicité moyenne, Zone II.

On a adopté un système de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction portique / voile.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 modifiées en 2003, le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude dynamique et la détermination des différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et sismiques), ont été réalisés par logiciel Robot Structural Analysis Professional.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي + 10 طوابق من الخرسانة المسلحة ، ويقع بولاية سطيف المصنفة حسب RPA / V2003 في منطقة متوسطة الزلازل ، المنطقة II .
لقد اعتمدنا نظام صد مختلط بواسطة جدران من الخرسانة المسلحة واعمدة.
تتوافق الدراسة مع قواعد الزلازل الجزائرية 99 المعدلة في 2003 ، وقد تم تحديد الأبعاد وكذلك تسليح العناصر وفقاً لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93) ، و تطبيق BAEL91.
تم إجراء الدراسة الديناميكية وتحديد الاجهادات المختلفة بسبب الحمولات (الحمولات الدائمة والتشغيل والزلائية) بواسطة برنامج Robot Structural Analysis Professional .

Remerciements.....	I
Dédicace.....	II
Résumé.....	III
Sommaire.....	IV
Liste des figures	XII
Liste des tableaux.....	XV
Symbole et notation.....	XVIII
Introduction général.....	2

Chapitre I : présentation de l’ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l’ouvrage	4
I.2.1. Dimensions de l’ouvrage.....	4
I.2.2. Données du site.....	5
I.3. Règlements et normes utilisées	5
I.4. Conception de la structure	5
I.5. Les états limites.....	7
I.5.1. Définition.....	7
I.6. Les hypothèses de calcul	7
I.6.1 E.L.U CBA93 (article A.4.3.2).....	7
I.6.2 E.L.S.....	8
I.7. Caractéristique mécanique des matériaux	8
I.7.1. BETON.....	8
I.7.1.1 Caractéristiques mécanique du béton	8
I.7.2 L’acier	14
I.8 Actions et sollicitations	15
I.8.1 Les actions	15
I.8.2 Les sollicitations	16
I.8.3 Les combinaisons d’action RPA99 (Article V.5.2).....	17
I.9 . Conclusion	17

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

II.1 Pré-dimensionnement des éléments	19
II.1.1 Introduction	19
II.1.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs	19
II.1.2.1 Les poutres	19
II.1.2.2 Poteaux	20
II.1.2.3 Plancher à corps creux	21
II.1.2.4 Les voiles RPA99/version2003 (article 7.7.1)	22
II.1.2.5 Les escaliers	23
II.1.2.6 Balcon	26
II.2 Evaluation et des charges	27
II.2.1 Introduction	27
II.2.2 Détermination des charges appliquées	27
II.2.2.1 Plancher terrasse (terrasse inaccessible)	27
II.2.2.2 Plancher étage courant	28
II.2.2.3 Murs extérieurs et murs intérieurs en maçonnerie	29
II.2.2.4 Balcons	30
II.2.2.5 Acrotère	30
II.2.2.6 Les escaliers	31
II.3 La descente de charges des éléments	32
II.3.1 Le rôle de descente des charges	32
II.3.2 Loi de dégression D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3)	32
II.3.3 Descente de charges sur le poteau intermédiaire (C- 4)	33
II.3.4 Descente de charges sur le poteau de coin (B – 7)	36
II.3.5 Descente des charges sur le Poteau de rive (C-1)	40
II.3.6 Vérification des conditions du RPA 99/version 2003	43
II.3.6.1 Vérification de l'effort normal	43
II.3.6.2 Vérification de la section de poteau C.B.A.93 (B.8.4.1)	44
II.3.7 Descente des charges de voile (C 3 – 4)	46
II.3.7.1 Vérification de la résistance des voiles à la compression	32

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère	51
III.1.1 Définition	51
III.1.2 Mode de travail	51
III.1.3 Sollicitation	52
III.1.4 Combinaison d'action	52
III.1.5 Calcul de ferrailage	53
III.1.5.1 Armatures longitudinales	53
III.1.5.2 Les vérifications.....	54
III.1.5.3 Vérification de l'effort tranchant CBA article(A.5.1.1).....	56
III.1.5.4 Armatures de répartition.....	56
III.1.5.5 Espacement des armatures.....	56
III.1.5.6 Présentation du ferrailage	57
III.2 Les escaliers.....	57
III.2.1 Introduction.....	57
III.2.2 Méthode de calcul	57
III.2.3 Calcul de ferrailage.....	60
III.2.3.1 Les armatures longitudinales	60
III.2.3.2 Armatures de répartition.....	62
III.2.3.3 Espacement entre les armatures (BAEL 91 A.8.2.42)	62
III.2.3.4 Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (A.5.1.1).....	62
III.2.3.5 Vérification de la flèche CBA93 (article B.6.5.1)	63
III.3 Poutre palière	67
III.3.1 Dimensionnement.....	67
III.3.2 Evaluations des charges	68
III.3.3 Combinaison d'action.....	68
III.3.4 Calcul de ferrailage	68
III.3.4.1 Armatures longitudinales	68
III.3.4.2 Armatures transversales	69
III.3.4.3 Vérification à E.L.S	70
III.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant CBA93article (5.1.1).....	71
III.3.4.5 Vérification de la flèche CBA93 article (B.6.5.2).....	71

III.3.4.6	Calcul de la poutre palière à la torsion.....	71
III.3.4.6.1	Armatures longitudinales.....	72
III.3.4.6.2	Armatures transversales	73
III.4	Balcon	74
III.4.1	Balcon (Type 1).....	74
III.4.1.1	Calcul des sollicitations (Type 1).....	74
III.4.1.2	Calcul de ferrailage	74
III.4.1.2.1	Armatures longitudinales	74
III.4.1.2.2	Vérification à l'E.L.U	75
III.4.1.2.3	Vérification à l'E.L.S	75
III.4.1.2.4	Armature de réparation.....	76
III.4.1.2.5	Espacement des armatures.....	76
III.4.1.2.6	Calcul de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1)	76
III.4.2	Balcon (Type 2).....	76
III.4.2.1	Calcul des sollicitations.....	77
III.4.2.2	Calcul du ferrailage a L'E.L.U	77
III.4.2.3	Vérification.....	77
III.4.2.3.1	Vérification à l'E.L.U	77
III.4.2.3.2	Vérification à l'E.L.S	78
III.4.2.4	Armature de réparation	79
III.4.2.5	Espacement des armatures.....	79
III.4.2.6	Calcul de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1)	79
III.4.3	Balcon (Type 3).....	80
III.4.3.1	Calcul des sollicitations.....	80
III.4.3.2	Calcul du ferrailage a L'E.L.U	80
III.4.3.3	Vérification.....	81
III.4.3.3.1	Vérification à l'E.L.U	81
III.4.3.3.2	Vérification à l'E.L.S	81
III.4.3.3.3	Armature de réparation.....	82
III.4.3.3.4	Espacement des armatures.....	82
III.4.3.3.5	Calcul de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1)	82
III.5	Etudes des planchers	83
III.5.1	Introduction.....	83
III.5.2	Fonctions nécessaires du plancher	83

III.5.3 Conception des planchers	83
III.5.4 Méthodes de calcul des poutrelles.....	83
III.5.4.1 Méthodes forfaitaire	83
III.5.4.2 Méthode de Caquot	84
III.5.5 Les types de planchers.....	84
III.5.5.1 Plancher terrasse	84
III.5.5.2 Plancher étage Courant	85
III.5.6 Les combinaisons d'action.....	87
III.5.7 Résultats des moments et des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S	90
III.5.7.1 Plancher terrasse	90
III.5.7.1.1 Diagrammes des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse	92
III.5.7.2 Plancher étage courant	96
III.5.7.2.1 Diagrammes des moments et efforts tranchants du plancher courant.....	99
III.5.8 Calcul de ferrailage	104
III.5.8.1 Les armatures longitudinales	104
III.5.8.2 Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (A.5.1).....	108
III.5.8.3 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	108
III.5.8.4 Vérification de la flèche CBA93 (article B.6.5.1)	109
III.5.8.2 La dalle mince (Table de compression) BAEL91 (B.6.8, 423).....	112

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction	115
IV.2 Choix de la méthode de calcul	115
IV.2.1 Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1).....	115
IV.2.2 Méthode statique équivalente	115
IV.2.3 La méthode d'analyse modale spectrale.....	116
IV.2.4 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	117
IV.2.5 Spectre de réponse de calcul.....	117
IV.3 Estimation de la période fondamentale de la structure.....	119
IV.4 Analyse de la structure initiale	120
IV.4.1 Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires ...	120
IV.4.2 Les trois premiers modes de vibration	128
IV.5. Justification de l'interaction voile-portique selon RPA 99 version 200(art 3.4.4. a) ...	131

IV.6	Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	132
IV.7	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	133
IV.8	Vérification les déplacements	137
IV.9	Caractéristique géométrique et massique.....	138
IV.10	Justification de l'effort P- Δ	140
IV.11	Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble.....	141
IV.12	Conclusion.....	144

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1	Introduction	146
V.2	Ferrailage des poteaux	146
V.2.1	Calcul de ferrailage	148
V.2.1.1	Ferrailage longitudinal	149
V.2.1.2	Vérification des sections RPA (99ver2003)	152
V.2.1.3	Vérification à L'ELS.....	153
V.2.1.4	Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91(A.5.1,212)	154
V.2.1.5	Calcul d'armature transversale Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2.....	155
V.2.1.6	Vérification des armatures minimales.....	156
V.2.1.7	Ferrailage des poteaux.....	157
V.3	Ferrailage des poutres	157
V.3.1	Introduction.....	157
V.3.2	Combinaisons d'actions.....	157
V.3.3	Recommandation des RPA 99/version 2003 (Art 7.5.2.1)	158
V.3.4	Calcul des ferrailages	158
V.3.4.1	Armatures longitudinales	158
V.3.4.2	Les vérifications.....	159
V.3.4.3	Les Armatures Transversales.....	165
V.3.4.4	Présentation du ferrailage.....	166
V.4	Ferrailage des voiles	167
V.4.1	Introduction.....	167
V.4.2	Recommandations du RPA99/V2003.....	167
V.4.2.1	Armatures verticales	167
V.4.2.2	Aciers horizontaux	168

V.4.2.3 Armatures transversales	169
V.4.3 Calcul du ferrailage (Voiles sans ouvertures).....	169
V.4.3.1 Armatures verticales	169
V.4.3.2 Choix d'armature	172
V.4.3.3 Vérification des voiles à l'Effort tranchant :	172
V.4.3.4 Armatures horizontales	173
V.4.3.5 Les Armatures Transversal.....	173
V.4.3.6 Vérification de contrainte de compression « à la base du refend»	173
V.4.3.7 Présentation du ferrailage.....	174
V.4.4 Calcul du ferrailage (Voiles avec ouvertures)	174
V.4.4.1 Ferrailage des trumeaux	174
V.4.4.1.1 Armatures verticales	174
V.4.4.1.2 Armatures horizontales	177
V.4.4.1.3 Armatures Transversal	177
V.4.4.1.4 Vérification de contrainte de compression « à la base du refend ».....	178
V.4.4.2 Ferrailage des linteaux	178
V.4.4.2.1 Armature diagonales	178
V.4.4.2.2 Armatures longitudinales	179
V.4.4.2.3 Armatures transversales.....	179
V.4.4.2.4 Aciers en sections courante (armatures de peau)	179
V.4.4.2.5 Présentation de ferrailage	180

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	182
VI.2. Combinaisons de calcul	182
VI.3. Choix du type des fondations	182
VI.3.1. Vérification des semelles isolées	184
VI.4. Radier général.....	185
VI.4.1. Pré-dimensionnement du radier	185
VI.4.2. Calcul de la surface minimale du radier	187
VI.4. 3. Calcul de débordement D	188

VI.4.4. Poids du radier	188
VI.4.5. Vérifications du radier	188
VI.4.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) (Art : 5.1)	188
VI.4.5.2. Vérification au poinçonnement BAEL91 (Art : A.5.2.42)	189
VI.4.5.3. Vérification pour les voiles	189
VI.4.5.4. Vérification pour les Poteaux	189
VI.4.5.5. Vérification de l'effort de sous pression	189
VI.4.5.6. Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$	190
VI.4.5.7. Vérification au non soulèvement des fondations $(G+Q+E)$	191
VI.4.6. Ferrailage du radier	191
VI.4.6.1. Méthodes de calcul	191
VI.4.6.2. Ferrailage de la dalle de radier	192
VI.4.6.3. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91.A.5.1)	196
VI.4.6.4. Etude de débord du radier	196
VI.4.6.5. Etude de la nervure	198
VI.4.6.5.1 Calcul les charges revenant à la nervure	198
VI.4.6.5.2 Ferrailage des nervures	203
VI.4.6.5.3. Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU et à l'ELS	203
VI.4.6.5.4 Vérifications nécessaires pour les nervures	204
VI.4.6.5.5 Armatures transversales minimales	205
VI.4.6.5.6 Espacement des armatures transversales	205
VI.4.6.6. Schémas de ferrailage	206
Conclusion général	209
Bibliographie	211

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure I.1 Evolution de la résistance à la compression f_{cj} en fonction du temps.....10

Figure I.2 Diagramme des contraintes déformations du béton.....13

Figure I.3 Diagrammes des contraintes-déformations du béton à l'ELS.....13

Figure I.4 Diagramme des contraintes-déformations pour les aciers14

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Figure II.1 Section de poutre principale.....19

Figure II.2 Section de poutre secondaire.....20

Figure II.3 Section de poteau.....20

Figure II.4 Plancher à corps creux.....22

Figure II.5 Coupe de voile en élévation.....22

Figure II.6 Composantes d'un escalier.....23

Figure II.7 Schéma statique d'escalier.....25

Figure II.8 Vue en plan d'escalier.....25

Figure II.9 Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....27

Figure II.10 Schéma d'un plancher d'étage courant.....28

Figure II.11 Schéma statique de l'acrotère.....30

Figure II.12 Coupe vertical des poteaux.....33

Figure II.13 La surface afférente du poteau (C- 4).....33

Figure II.14 La surface afférente du poteau (B- 7).....36

Figure II.15 La surface afférente du poteau (C - 1).....40

Figure II.16 La surface afférente de voile (C 3 - 4).....46

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère.....51

Figure III.2 Schéma des sollicitations de l'acrotère.....52

Figure III.3 Coupe de ferrailage.....53

Figure III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure III.5 Schéma de charges équivalentes.....	58
Figure III.6 Schéma de moment et l'effort tranchant de l'escalier.....	59
Figure III.7 Schéma de ferrailage de l'escalier.....	67
Figure III.8 Section de poutre palière.....	67
Figure III.9 Schéma de ferrailage de poutre palière.....	73
Figure III.10 Schéma statique des charges de balcon type1.....	74
Figure III.11 Schéma statique des charges de balcon type 2.....	76
Figure III.12 Schéma de ferrailage de balcon type 1 et 2.....	79
Figure III.13 Schéma statique des charges de balcon type 3.....	80
Figure III.14 Schéma de ferrailage de balcon type 3.....	82
Figure III.15 Les types de planchers terrasse.....	84
Figure III.16 Les types de planchers terrasse étage Courant.....	85
Figure III.17 Dimensions de poutrelle.....	104
Figure III.18 Ferrailage des poutrelles et la dalle de compression de plancher terrasse et plancher étage courant	113

CHAPITRE IV : Etude Dynamique Et Sismique

Figure IV.1 La modélisation de la structure.....	120
Figure IV.2 Disposition des voiles de la variante initiale.....	121
Figure IV.3 Disposition des voiles de la 1 ^{er} proposition.....	122
Figure IV.4 Disposition des voiles de la 2 ^{ème} proposition.....	124
Figure IV.5 Disposition des voiles de la 3 ^{ème} proposition.....	126
Figure IV.6 Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.85$ s).....	128
Figure IV.7 Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.77$ s).....	129
Figure IV.8 Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T=0.67$ s).....	130
Figure IV.9 Distribution des forces sismique et des efforts tranchant x.....	136
Figure IV.10 Distribution te des forces sismique et des efforts tranchant y.....	136

CHAPITRE V: FERRAILAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

Figure V.1 Section de poteau.....	153
Figure V.2 Schéma du ferrailage des poteaux.....	157

Figure V.3	Section de poutre principale.....	158
Figure V.4	Section de poutre secondaire.....	159
Figure V.5	Schéma du ferrailage des poutres principales 30× 45.....	166
Figure V.6	Schéma du ferrailage des poutres secondaires 30× 40.....	167
Figure V.7	Les contraintes sur le voile.....	170
Figure V.8	Schéma ferrailage de voile.....	174
Figure V.9	Schéma de ferrailage du linteau.....	180
Figure V.10	Schéma de ferrailage du trumeau.....	180

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1	Coupe lithologique du sol.....	183
Figure VI.2	Schéma d'une semelle isolée.....	184
Figure.VI.3	Schéma de radier.....	185
Figure VI.4	Schéma de débord.....	196
Figure VI.5	Schéma isostatique et sollicitations des débords.....	197
Figure VI.6	Transmission de charge dans ces deux sens.....	198
Figure VI.7	Sollicitation des nervures sens X-X (ELU)	199
Figure VI.8	Sollicitation des nervures sens X-X (ELS)	200
Figure VI.9	Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELU)	201
Figure VI.10	Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELS)	202
Figure VI.11	Ferrailage de radier.....	206
Figure VI.12	Ferrailage des nervures.....	207

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Tableau I.1	Caractéristiques des aciers.....	15
-------------	----------------------------------	----

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau II.1	Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	27
Tableau II.2	Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	28
Tableau II.3	Evaluation des charges de mur extérieur.....	29
Tableau II.4	Evaluation des charges de mur intérieur.....	29
Tableau II.5	Evaluation des charges de balcon.....	30
Tableau II.6	Evaluation des charges de palier.....	31
Tableau II.7	Evaluation des charges de paillese.....	32
Tableau II.8	Les charges permanentes appliquées sur poteau intermédiaire (C- 4).....	33
Tableau II.9	Descente de charges sur le poteau intermédiaire (C- 4).....	34
Tableau II.10	Les charges permanentes appliquées sur poteau de coin (B – 7).....	36
Tableau II.11	Descente de charges sur le poteau de coin (B – 7).....	37
Tableau II.12	Les charges permanentes sur poteau de rive (C-1).....	40
Tableau II.13	Descente des charges sur le Poteau de rive (C-1).....	41
Tableau II.14	La charge permanente sur voile (C 3 – 4).....	47
Tableau II.15	Descente des charges de voile (C 3 – 4).....	47

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1	Récapitulatif résultats des sollicitations.....	53
Tableau III.2	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	54
Tableau III.3	Calcul des combinaisons.....	58
Tableau III.4	Récapitulatif résultats des sollicitations.....	59
Tableau III.5	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....	60

Tableau III.6	Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.....	61
Tableau III.7	Récapitulatif résultats de ferrailage.....	61
Tableau III.8	Récapitulatif résultats de l'armature de répartition.....	62
Tableau III.9	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale de poutre palière.....	69
Tableau III.10	Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.....	70
Tableau III.11	Récapitulatif résultats des sollicitations.....	104
Tableau III.12	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale en travée.....	105
Tableau III.13	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis.....	106
Tableau III.14	Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.....	106
Tableau III.15	Récapitulatif résultats de ferrailage.....	107

CHAPITRE IV : Etude Dynamique Et Sismique

Tableau IV.1	Coefficient d'accélération de zone A.....	118
Tableau IV.2	Valeurs de pourcentage d'amortissement critique ξ (%)......	118
Tableau. IV.3	Valeurs des pénalités P_q	119
Tableau IV.4	Périodes et facteurs de participation massique modale (variante initiale).....	121
Tableau IV.5	Périodes et facteurs de participation massique modale (1 ^{er} proposition).....	123
Tableau IV.6	Périodes et facteurs de participation massique modale (2 ^{ème} proposition)....	124
Tableau IV.7	Périodes et facteurs de participation massique modale (3 ^{ème} proposition)...)	126
Tableau IV.8	Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	131
Tableau IV.9	Les résultats des forces sismiques.....	133
Tableau IV.10	Distribution des forces sismique et des efforts tranchant x.....	134
Tableau IV.11	Distribution des forces sismique et des efforts tranchant y.....	135
Tableau IV.12	Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	137
Tableau IV.13	Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	139
Tableau IV.14	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	140
Tableau IV.15	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	141
Tableau IV.16	Moment de renversement provoqué par les charges horiz (sens X).....	142
Tableau IV.17	Moment de renversement provoqué par les charges horiz (sens Y).....	143
Tableau. IV.18	Moment de renversement provoqué par les charges horiz (sens X).....	144
Tableau. IV.19	Moment de renversement provoqué par les charges horiz (sens Y).....	144

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

Tableau V.1	Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques des matériaux.....	147
Tableau V.2	Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison.....	148
Tableau V.3	Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres.....	158
Tableau V.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	160
Tableau V.5	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale en travée.....	160
Tableau V.6	Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.....	161
Tableau V.7	Choix de l'armature longitudinale en travée.....	161
Tableau V.8	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis.....	161
Tableau V.9	Choix de l'armature longitudinale sur appuis.....	162

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1	Vérification de stabilité du radier sous $0.8G \pm E$	190
Tableau VI.2	Résumé le résultat d'effort et moment pour $(G+Q \pm E)$	191
Tableau VI.3	Vérification au non soulèvement des fondations pour $(G+Q \pm E)$	191
Tableau VI.4	Résultats de Méthodes de calcul.....	192
Tableau VI.5	Réaction du sol sous le radier.....	192
Tableau VI.6	Résultat des ferraillements de radier à L'ELU.....	194
Tableau VI.7	Résultat des ferraillements de radier à L'ELS.....	195
Tableau VI.8	Résultat des ferraillements de débord du radier.....	197
Tableau VI.9	Les résultats de ferraillement des nervures à L'ELU.....	203
Tableau VI.10	Les résultats de ferraillement des nervures à L'ELS.....	204

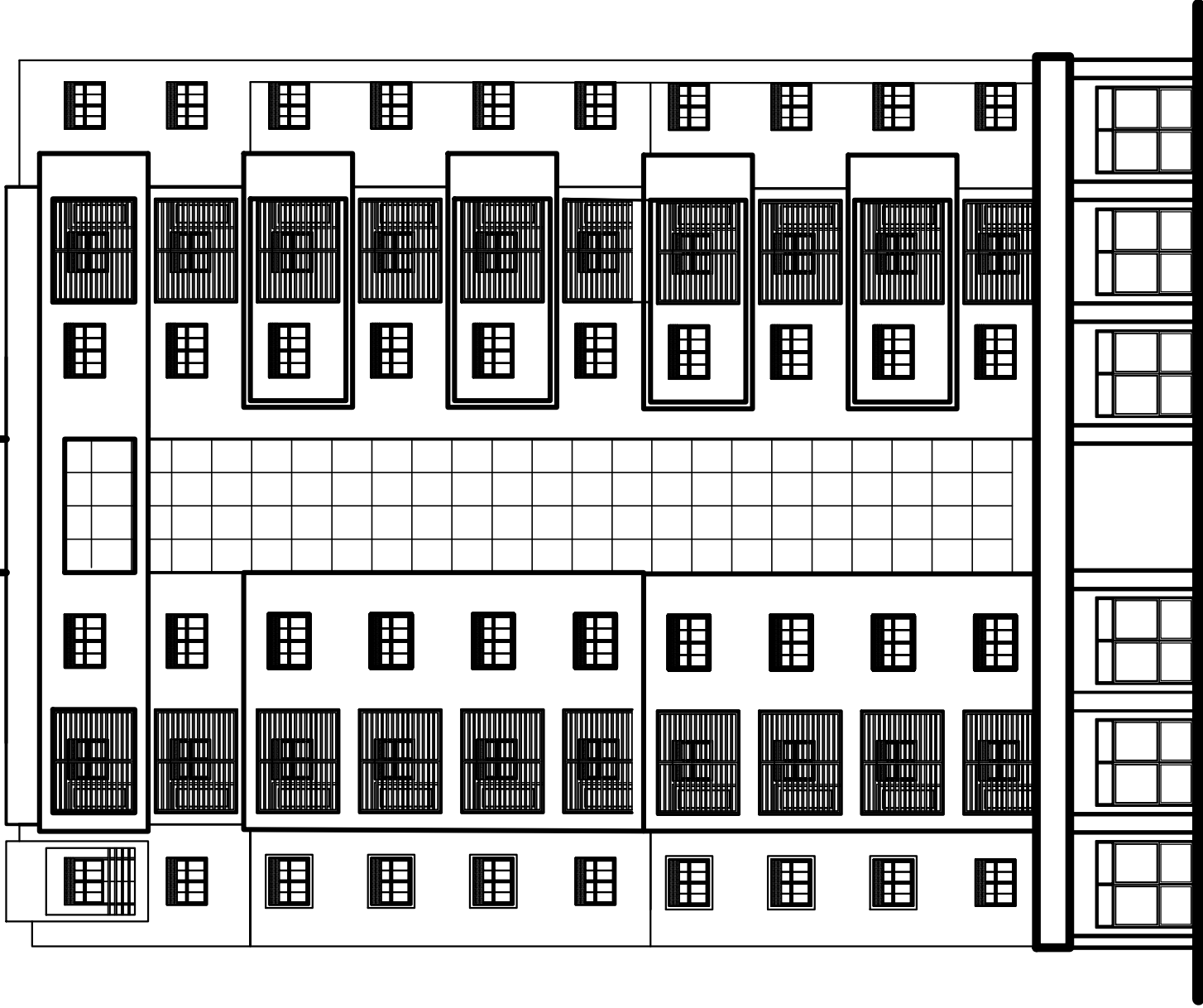
Symboles et notations

- A** : coefficient d'accélération de zone
- A_a** : section d'armature en appui
- A_l** : section d'armature longitudinale
- A_t** : section d'armature de travée ou transversale
- A_{min}** : section d'armature minimale déterminée par les règlements
- A_r** : section d'armature de répartition
- A_{ser}** : section d'armature d'état limite de service
- A_u** : section d'armature d'état limite ultime de résistance
- A'** : section d'armature comprimée
- B_r** : section réduite du béton
- D** : coefficient d'amplification dynamique
- E** : module de déformation longitudinale
- E_{ij}** : module de déformation longitudinale instantanée
- E_{iv}** : module de déformation longitudinale différée
- G** : action permanente
- HA** : armature à haute adhérence
- I** : moment d'inertie
- L** : longueur
- L_n** : entre axe des nervures
- L_p** : longueur en plan
- M** : moment fléchissant
- M_a** : moment fléchissant en appui
- M_u** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
- M_{ser}** : moment fléchissant d'état limite de service
- M_t** : moment fléchissant de travée
- M_w** : moment fléchissant de la gauche
- M_x** : moment fléchissant du sens x-x
- M_y** : moment fléchissant du sens y-y
- M₀** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
- N** : effort normal
- N_u** : effort normal d'état limite ultime de résistance

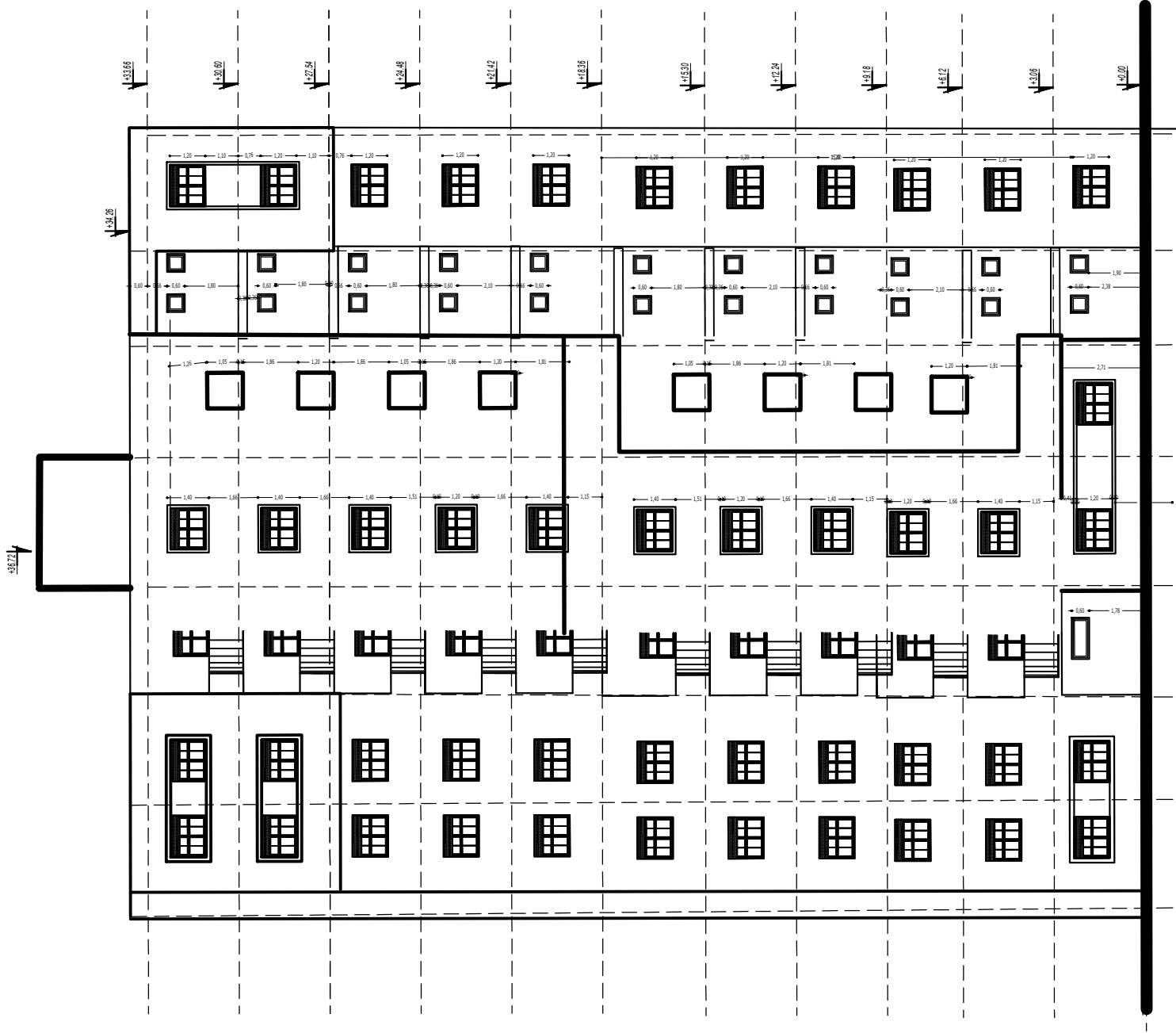
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
P : poids propre
P_r : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : coefficient de comportement de la structure
S : surface
S_r : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
U_c : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
V_t : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
W_p : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
c : enrobage
d : hauteur utile
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
i : rayon de giration

j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l' : longueur de la zone nodale
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 st : espacement
 x : abscisse
 y_1 : cordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

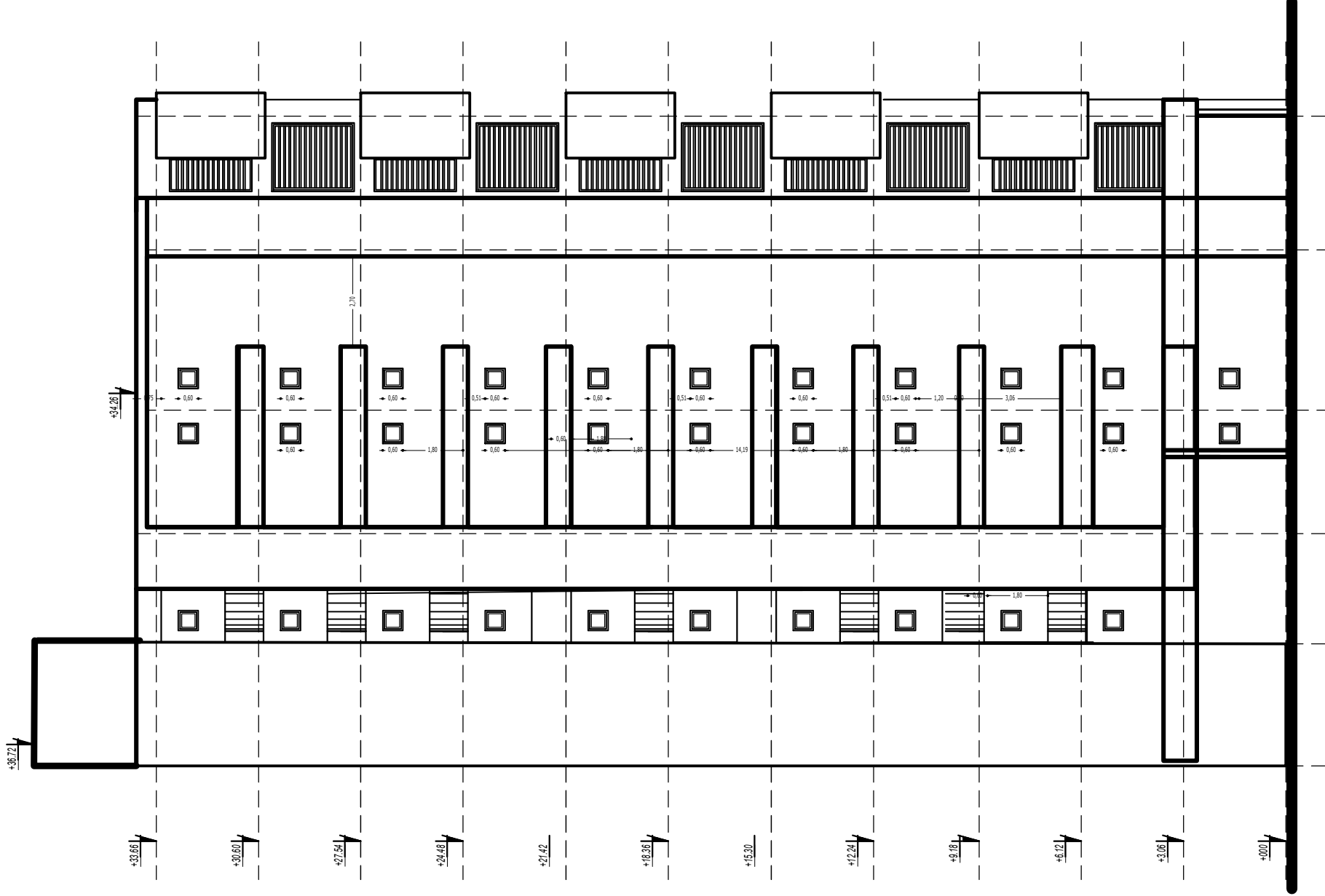
4
1/200



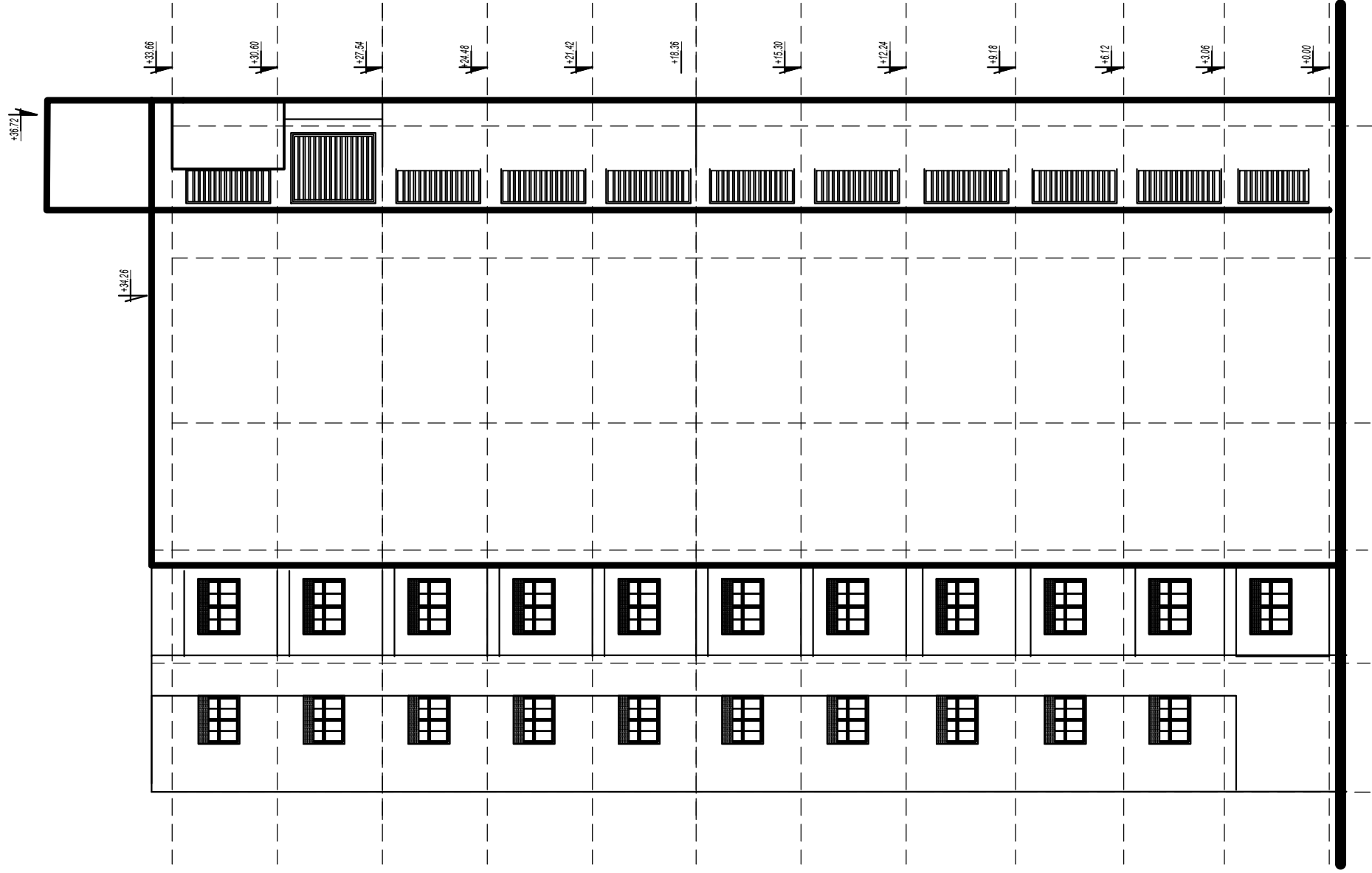
Façade Principale 1/50



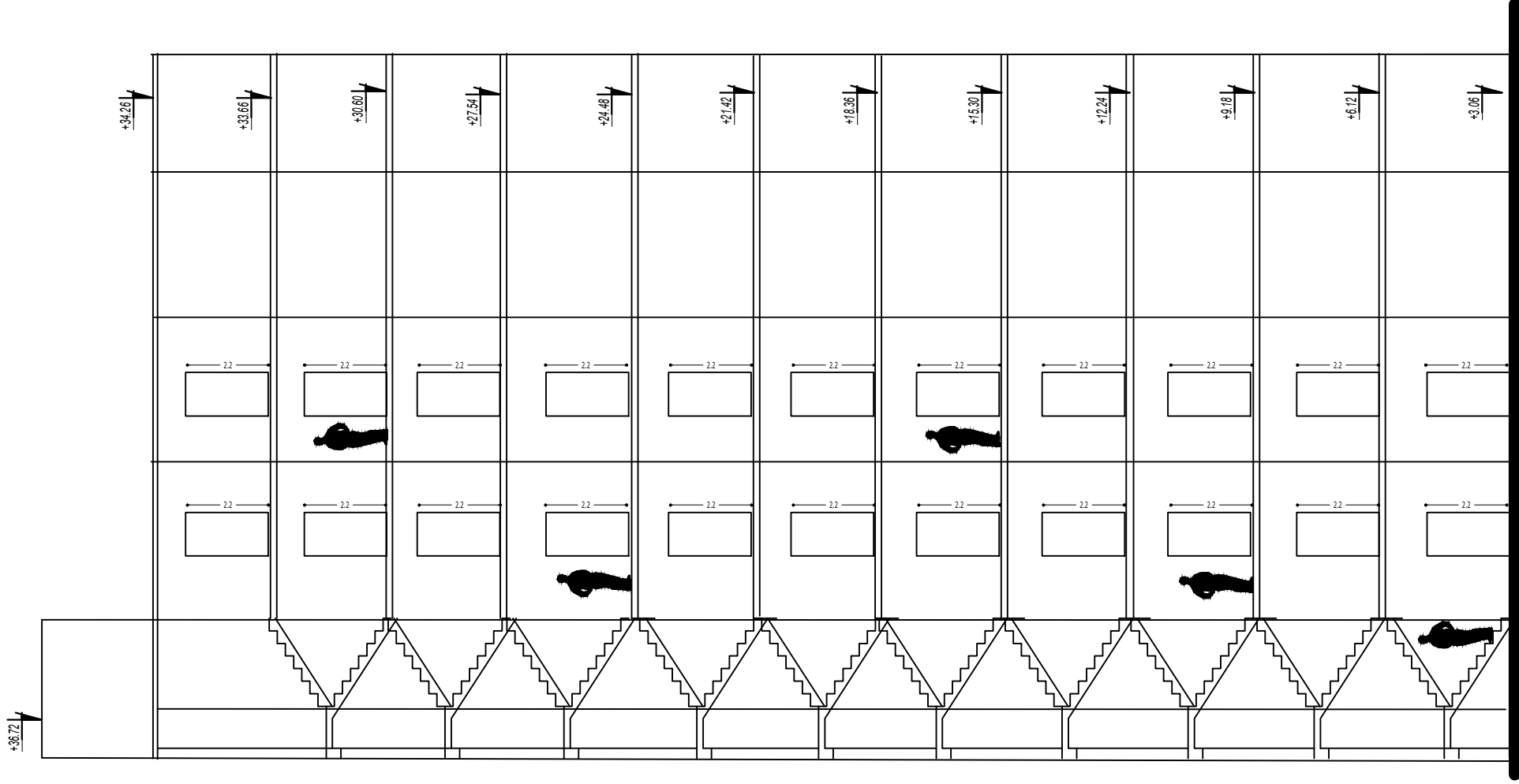
Façade Postérieure 1/50



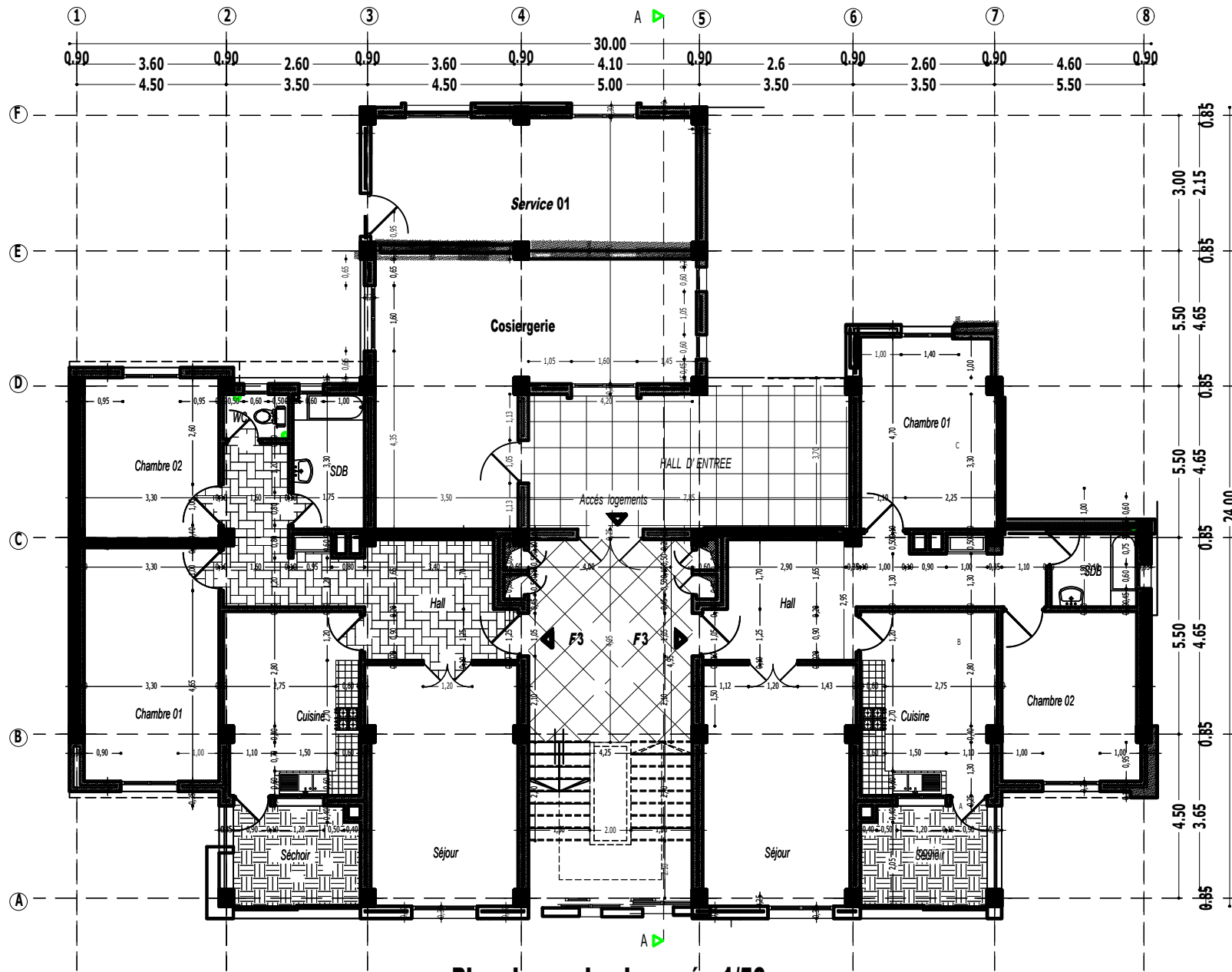
Façade Latérale droite 1/50



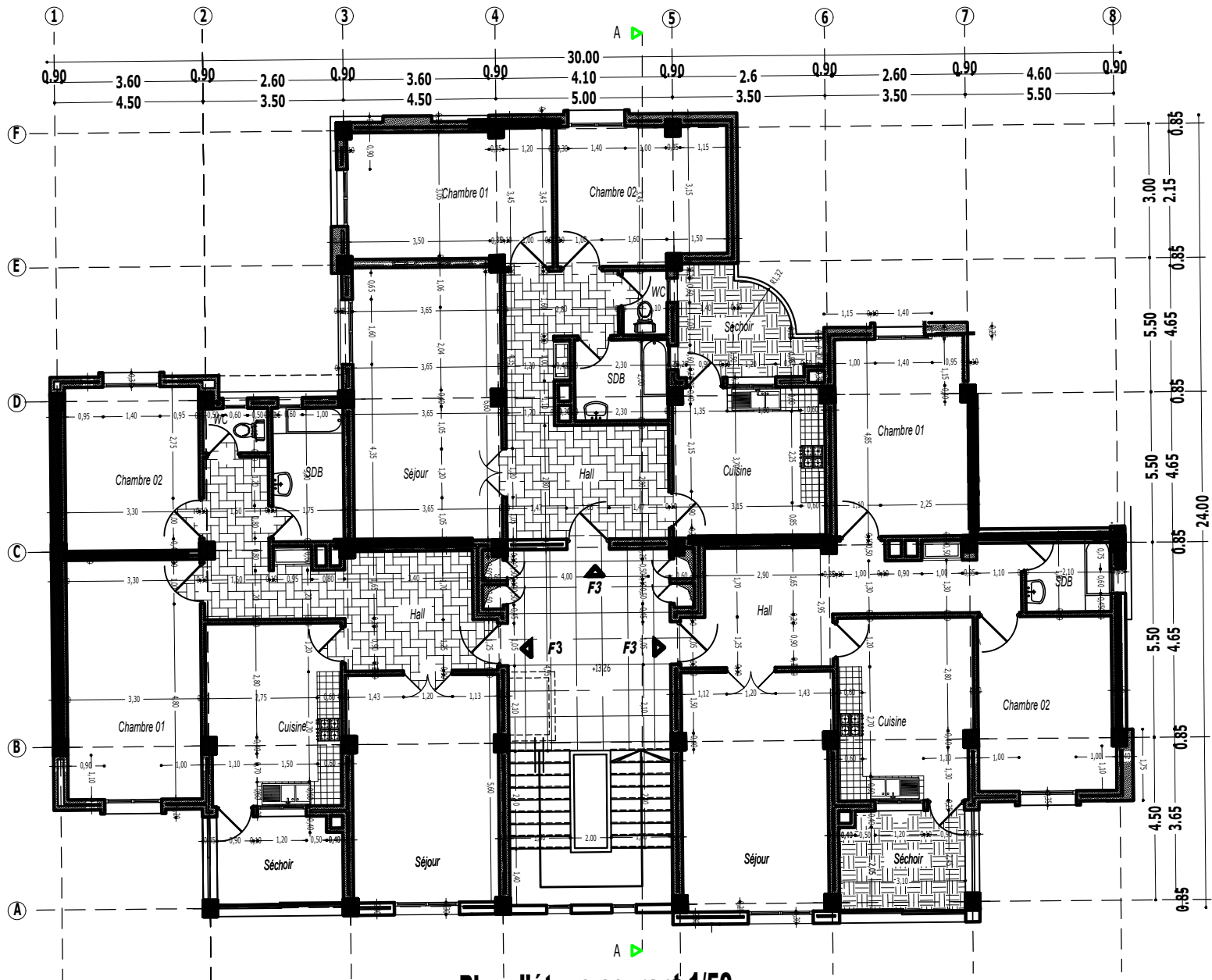
Façade Latérale gauche 1/50



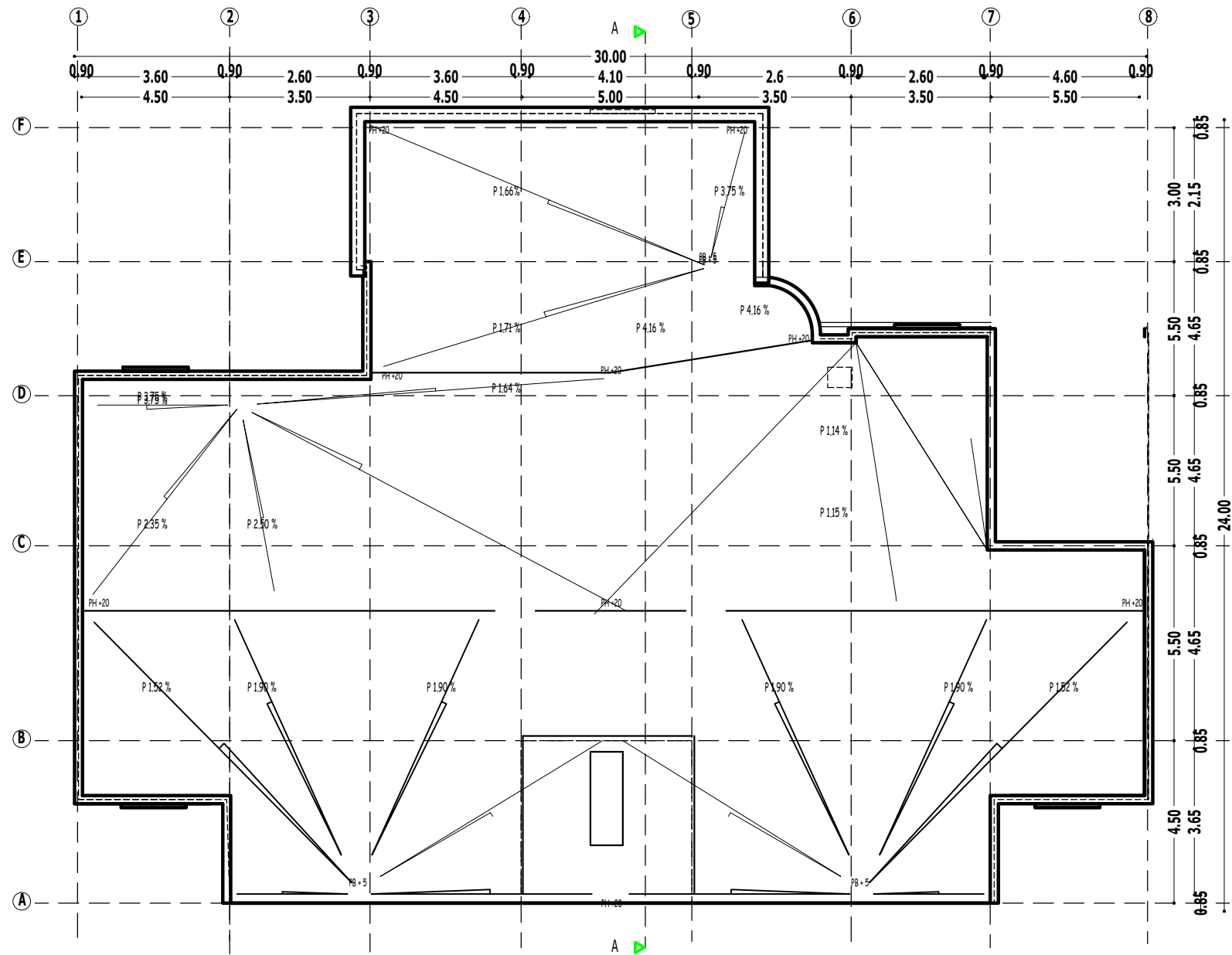
Coupe A - A 1/50



Plan du rez de chaussée 1/50



Plan d'étage courant 1/50



Plan de terrasse 1/50

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie Civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à modéliser et dimensionner un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyen sismicité, Sétif, comportant un RDC et 10 étages.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement et descente de charges des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre présente un calcul détaillé des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations , L'étude du bâtiment sera faite à l'aide du logiciel de calcul Robot.
- Le cinquième chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Robot.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage
et caractéristiques des
matériaux

I.1. Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+10**) Les calculs se feront conformément aux règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**, et les règles de calcul **CBA 93 ; BAEL91**.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (**R+10**) à usage d'habitation **contreventement mixte** sera implanté à la wilaya de **SETIF**. Cette région est classée en (**zone sismique IIa**), **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

Cet ouvrage est un bâtiment composé d'un bloc à usage d'habitation, cette structure est composée de :

- ❖ Rez de chaussée.
- ❖ 10 étages.

I.2.1. Dimensions de l'ouvrage

A- En plan

- ✓ Longueur en plan L_x ----- 30 m
- ✓ Largeur en plan L_y ----- 24 m

B- En élévation

- ✓ Hauteur du RDC ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur de la cage d'ascenseur ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur totale sans l'acrotère----- 33.66 m

- ✓ Hauteur totale avec l'acrotère ----- 34.26 m
- ✓ Hauteur totale avec la cage d'ascenseur ----- 36.72 m

I.2.2. Données du site

- ❖ Implantation à **Sétif**
- ❖ La zone sismique **IIa**
- ❖ Le groupe d'usage **2**
- ❖ Classification de site (**S₃**)
- ❖ La contrainte admissible du sol **Q adm = 2 bars**
- ❖ Profondeur de l'ancrage : **2 m** à partir de terrain naturel (T.N)

I.3. Règlements et normes utilisées

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants

- RPA 99/version 2003 (**Règles Parasismiques Algériennes**).
- CBA 93 (**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).
- DTR BC 2.2 (**Charges permanentes et surcharges d'exploitation**).
- DTR BC 2.331 (**Règles de calcul des fondations superficielles**).

I.4. Conception de la structure

a) Plancher corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

- Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation.
 - Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
 - Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b) Les Poutres

- ❖ Les poutres transversales (principales)
- ❖ Les poutres longitudinales (secondaires)

c) Les Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les Efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux Fondations.

d) Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

e) Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage.

f) Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

g) Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

h) Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- Mur extérieur (double paroi)
- Mur intérieur (simple paroi)

• Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

• Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

i) Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

j) Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm de 10 cm d'épaisseur.

k) L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.5. Les états limites**I.5.1. Définition**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure, ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations.

I.6. Les hypothèses de calcul**I.6.1 E.L.U CBA93 (article A.4.3.2)**

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰, dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ Le diagramme contrainte déformation de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- ✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.6.2 E.L.S

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.7. Caractéristique mécaniques des matériaux

I.7.1. BETON

• Définition

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

- Les avantages du béton

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

- Les inconvénients du béton

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

➤ Les constituants du béton

▪ Ciment

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

▪ Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

▪ Dosages

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- Ciment 350 kg/m³ (CEM II /A-L 42.5 N . NA 442) , pour l'infrastructure (CEM I 42.5 N-LM/SR5)
- Gravier 800 L/m³ ($\emptyset \leq 25$ mm).
- Sable 400 L/m³ ($\emptyset \leq 5$ mm).
- Eau 175 L/m³.
- $\frac{E}{C} = \frac{175}{350} = 0.5$

I.7.1.1 Caractéristiques mécanique du béton**a) résistance à la compression f_{cj} CBA 93 (article A 2.1.1.1)****➤ Résistance mécanique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45 MPa**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

-Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$- f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40$$

$$- f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95 j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$

- Pour $j \geq 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement). **CBA93 (Article A. 2.1. 11)**

-Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350 kg de ciment (CEM II /A-L 42.5 N .NA 442), la résistance moyenne f_{c28} .

On prend

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

c) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante

$$f_{tj} = 0,6+0,06. f_{cj} \quad \text{CBA 93 (article A.2.1.1.2)}$$

Pour $j = 28 \text{ jours}$ et $f_{c28} = 25\text{MPa}$ \longrightarrow $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

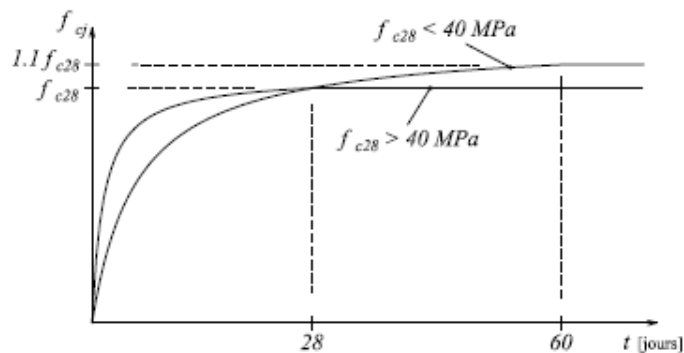


Figure I.1 Evolution de la résistance à la compression f_{cj} en fonction du temps

d) Module déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

✓ **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

CBA93 (article A.2.1.2.1)

✓ **Module de déformation différée**

Les déformations du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

$$E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

CBA93 (article A.2.1.2.2)

d) Module déformation transversale du béton

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3)

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

- Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

✓ **ELU** : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

✓ **ELS** : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

e) Contrainte ultime de cisaillement du béton CBA93 (article A.5.1.2.1.1)

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées

on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{MPa}) \longrightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{MPa}) \longrightarrow \text{Pour la fissuration préjudiciable}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

f) La contrainte de compression à l'ELU

$$\bar{\sigma}_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA93 (Art A.4.3.4)}$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

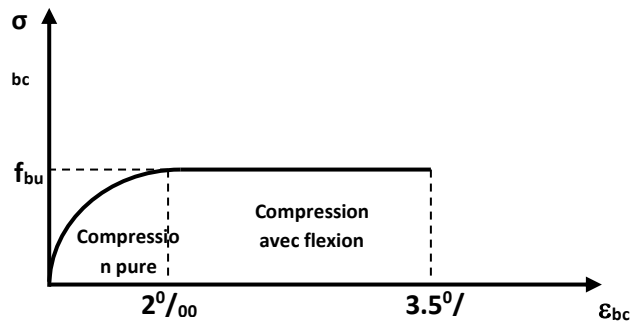


Figure I.2 Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle** (Figure 1.2) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

g) La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.4.5.2)}$$

Avec dans notre cas : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.

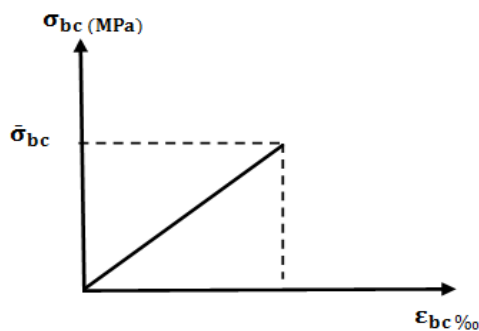


Figure I.3 Diagrammes des contraintes-déformations du béton à l'ELS

I.7.2 L'acier

➤ **Définition**

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

a) Résistance caractéristique de l'acier

-On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ En situation durable.

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ En situation accidentelle.

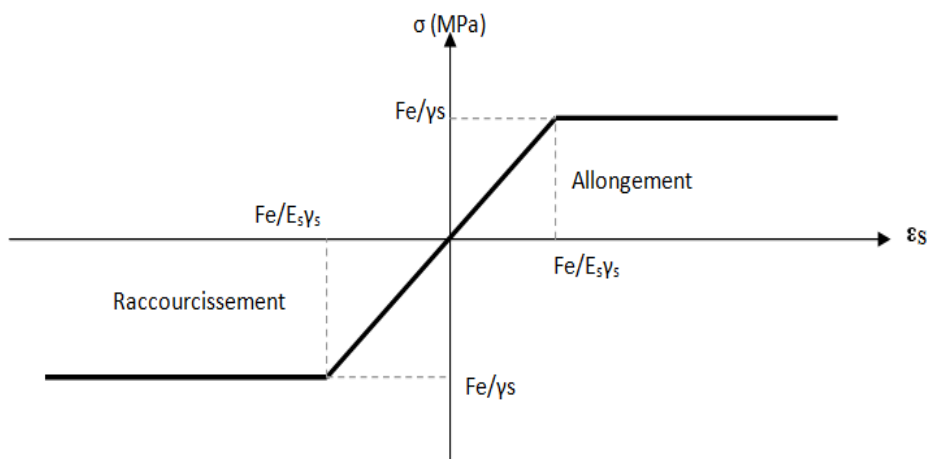


Figure I.4 Diagramme des contraintes - déformations pour les aciers

✓ **ELS BAEL91** (article A.4.5.3)

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta = 1$: pour les ronds lisses, treillis soudés

$\eta = 1.6$: pour les hautes adhérence

b) Caractéristiques des aciers utilisés**Tableau I.1** Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	25 ‰	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE500 ($\Phi < 6$)	T S	500	550	8 ‰	1,3

I.8 Actions et sollicitations**I.8.1 Les actions**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes
- Des charges d'exploitations
- Des charges climatiques

❖ Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ Actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc)

I.8.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

✓ Sollicitations de calcul

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction .
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre .
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.8.3 Les combinaisons d'action RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situation durable} \begin{cases} \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelles} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.9. Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le « E400 » H.A $f_e = 400 \text{ MPa}$.
 - Transversales : on a choisi le « E235 » R.L $f_e = 235 \text{ MPa}$.
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « E500 » T.S $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges

II.1 Pré-dimensionnement des éléments

II.1.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents constituants la structure tout en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes **RPA99/version 2003** et **CBA93**.

II.1.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.1.2.1 Les poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres.

a) Poutres Principales

Sens : y

- Condition de la portée

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad L_{\max} = 5.5 \text{ m}$$

$$\frac{550}{16} \leq h \leq \frac{550}{10} = (34.38 \leq h \leq 55) \text{ cm}$$

On prend: $h = 45 \text{ cm}$

$$b = (0.3 \div 0.4) h = (0.3 \div 0.4) 45 = (13.5 \div 18) \text{ cm}$$

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

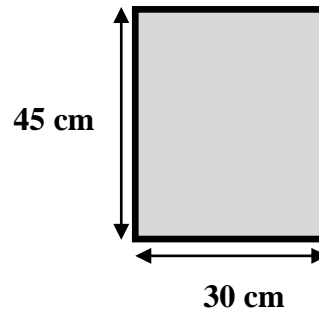


Figure II.1 Section de poutre principale

- Condition R.P.A.99 la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20 \text{ cm}$	→	$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$	→	condition vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	→	$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	→	condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	→	$\frac{45}{30} = 1.5 < 4$	→	condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres Principales égales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

b) Poutres Secondaire :

Sens : x

• **Condition de la portée**

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max} = 5.5 \text{ m}$$

$$\frac{550}{16} \leq h \leq \frac{550}{10} = (34.38 \leq h \leq 55) \text{ cm}$$

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

$$b = (0.3 \div 0.4) h = (0.3 \div 0.4) 40 = (12 \div 16) \text{ cm}$$

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

- Condition R.P.A.99 la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20 \text{ cm}$	→	$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$	→	condition vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	→	$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	→	condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	→	$\frac{40}{30} = 1.33 < 4$	→	condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres Secondaire égales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

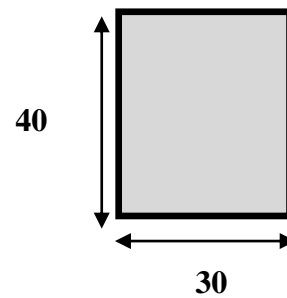


Figure II.2 Section de poutre secondaire

II.1.2.2 Poteaux

Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 page 48»**

- Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ en zone II_a
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4$

Avec :

b : Largeur de la section

h : Hauteur de la section

h_e : Hauteur libre de l'étage

$h_p = 45 \text{ cm}$: Hauteur de poutre principale

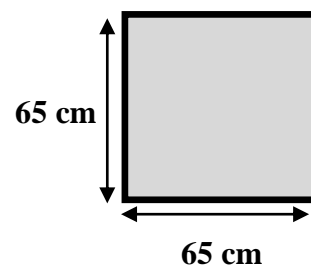


Figure II.3 Section de poteau

On prend : $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 65 \text{ cm}$ $h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$

Vérification d'après RPA99 version 2003 pour la zone II

$$\begin{aligned} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} &\longrightarrow 65 \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e / 20 &\longrightarrow 65 \geq 261 / 20 \longrightarrow 40 \geq 13.05 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ 1/4 \leq \frac{h}{b} \leq 4 &\longrightarrow 1/4 \leq \frac{65}{65} \leq 4 \longrightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

On adopte une section de **(65x65)cm²**.

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente des charges sur les poteaux par niveau.

II.1.2.3 Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t telle que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$

h_t : Hauteur totale du plancher

h_{cc} : Hauteur du corps creux

h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression respectivement

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

e : épaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).

L_{max} : Plus grande portée parallèle aux poutrelles entre nus $L_{max} = 520 \text{ cm}$

$$\frac{520}{25} \leq h_t \leq \frac{520}{20} \rightarrow 20.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 26 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **24 cm**.

Avec :

20 cm : Hauteur du corps creux

4 cm : Hauteur de dalle de compression

- Dimension des poutrelles

$$1) 0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t \longrightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4 \longrightarrow \text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$2) b_1 = \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right) \quad \text{avec } L = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{550}{10} \right) \longrightarrow b_1 = \min (27.5 ; 55) \longrightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

3) La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b = 10 + 2 \times (27.5) = 65 \text{ cm}$$

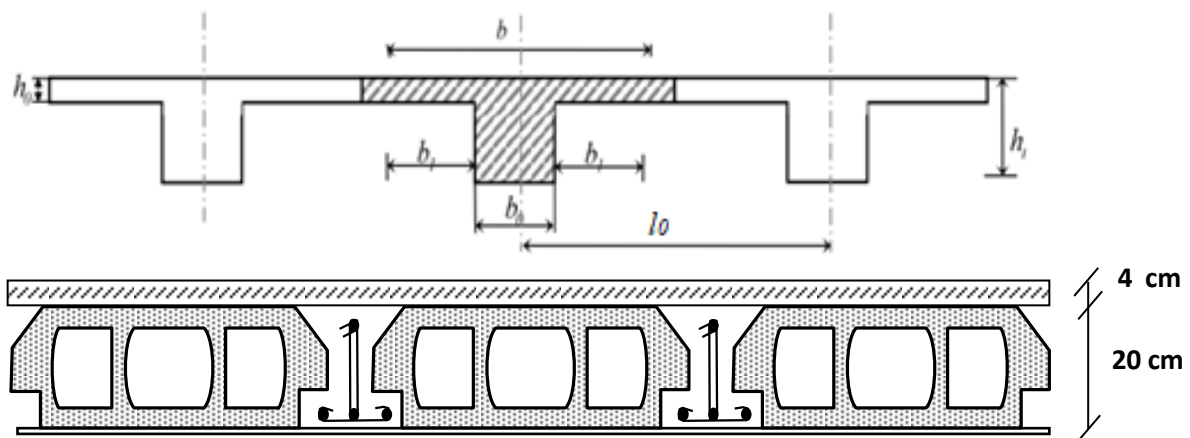


Figure II.4 Plancher à corps creux

II.1.2.4 Les voiles RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Les voiles sont des éléments verticaux destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (Par exemple : vent, séisme, etc.), l'épaisseur minimale exigée par le RPA99 est de 15cm pour le sous-sol et les étages courants, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e . On a les conditions suivantes à vérifier :

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm

$h_p = 45 \text{ cm}$: Hauteur de poutre principale

h_e : Hauteur libre de l'étage

$$h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

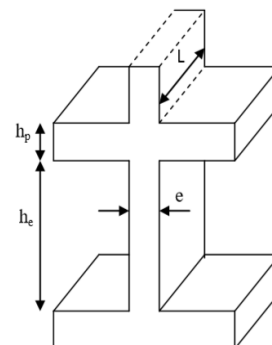


Figure II.5 Coupe de voile

$$e \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow e \geq \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 15$ cm pour le RDC et l'étage courant.

II.1.2.5 Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier
- 2 → Paillasse
- 3 → contre marche
- 4 → giron
- 5 → emmarchement
- 6 → épaisseur
- **La marche et la contre marche**

On a :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm

D'après la formule de BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \quad \longrightarrow \quad 59 < 64 < 66$$

Condition vérifié : L'escalier est confortable.

- **Nombre de contre marche**

n : nombre de contre marche

H : hauteur d'étage : **3.06 m**

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{H}{h} \longrightarrow n = \frac{3.06}{17} = \frac{306}{17} = 18$$

- Pour deux volées $n = 18$

- Pour une volée $n = 9$

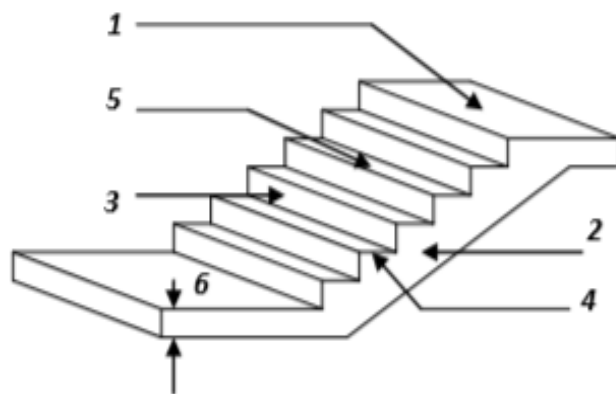


Figure II.6 Composantes d'un escalier

- **La longueur de la ligne de foulée**

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

- **Inclinaison de la pailasse**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.51$$

- **Longueur de volée (Pailasse)**

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \longrightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.51} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la pailasse et palier**

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

On a:

$$L = 2.4 + 2.1 = 4.50 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20} \quad 15 \text{ cm} \leq e \leq 22.5 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la pailasse : **e = 20 cm**

- Pour l'épaisseur de palier on prend : **e = 20 cm**

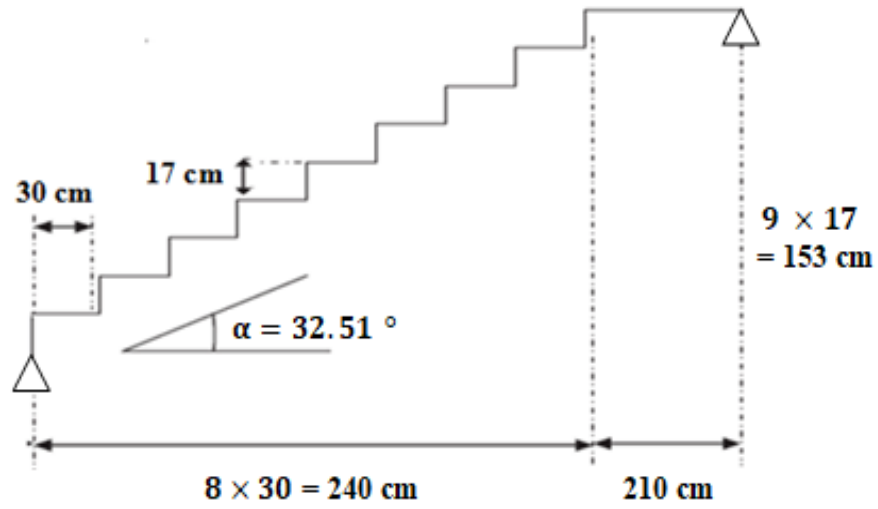


Figure II.7 Schéma statique d'escalier

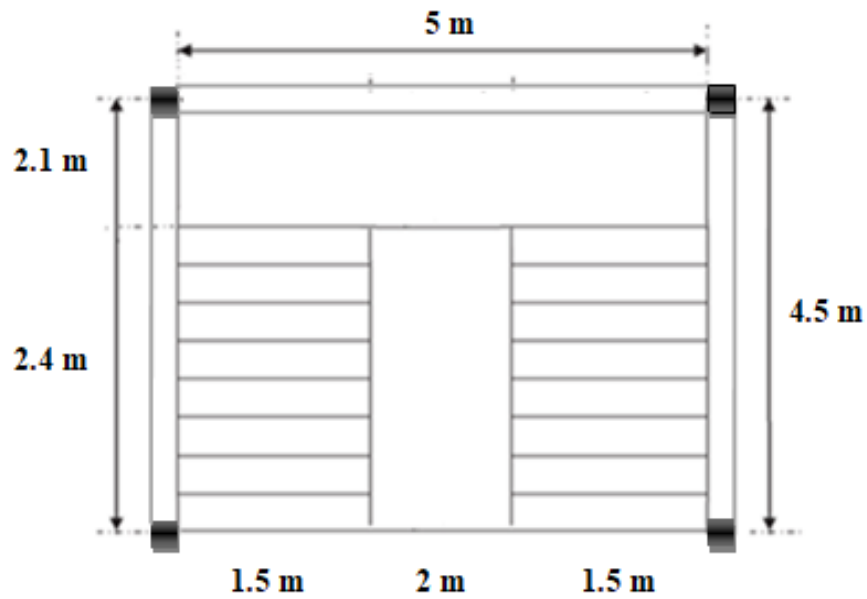


Figure II.8 Vue en plan d'escalier

II.1.2.6 Balcon

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Hypothèse de calcul :

- Le balcon est une dalle pleine sollicitée en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- La charge permanente G.
- La charge d'exploitation Q.

En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.4.2.4)

-Dans notre projet on a un seul type du balcon « balcon reposant sur un appui :

$$\text{Type 1 : } e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \quad e \geq \frac{145}{20} = 7.25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Type 2 : } e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \quad e \geq \frac{140}{20} = 7 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Type 3 : } e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \quad e \geq \frac{135}{20} = 6.75 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

II.2 Evaluation et des charges

II.2.1 Introduction

La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au niveau de chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

II.2.2 Détermination des charges appliquées

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour sont définies comme suit:

II.2.2.1 Plancher terrasse (terrasse inaccessible)

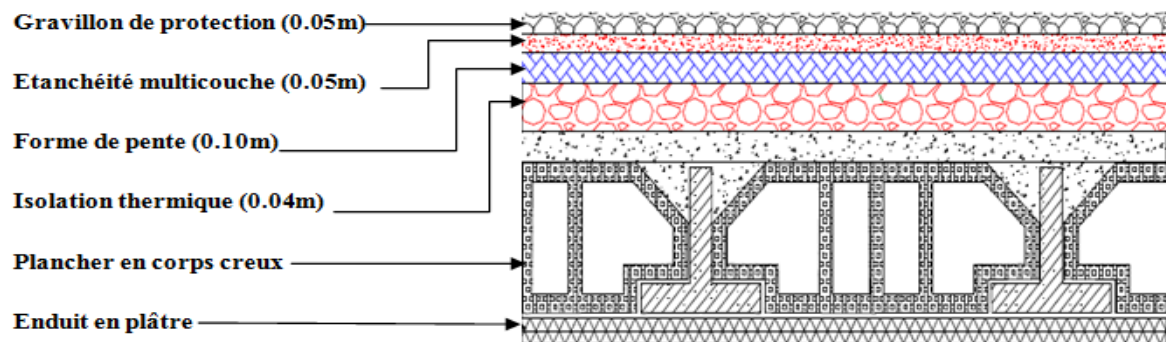


Figure II.9 Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible

Tableau II.1 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (20+4)	/	0.24	330
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	683 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

II.2.2.2 Plancher étage courant

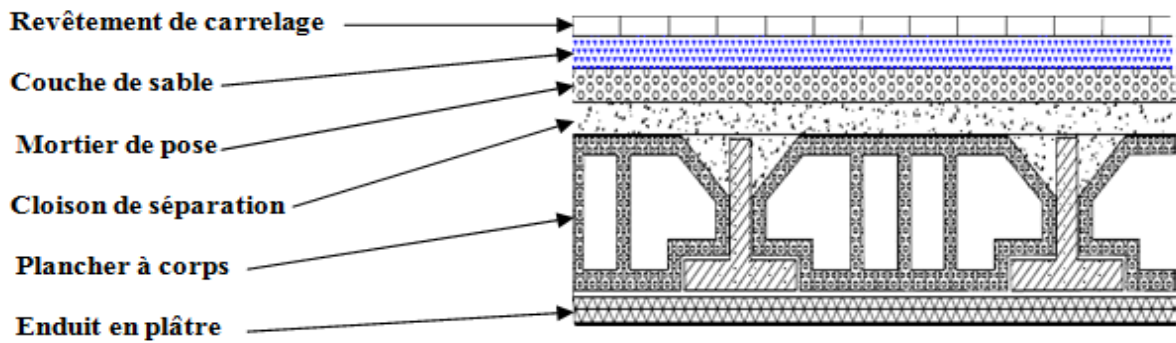


Figure II.10 Schéma d'un plancher d'étage courant

Tableau II.2 Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle en corps creux (20+4)	/	0.24	330
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G	570 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

II.2.2.3 Murs extérieurs et murs intérieurs en maçonnerie

- Murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30 % d'ouverture.

Tableau II.3 Evaluation des charges de mur extérieur

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.15	135
Lame d'air	-	0.05	-
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	273 kg/m ²		
30 % d'ouverture	191.1 kg/m ²		

- Murs intérieurs

Tableau II.4 Evaluation des charges de mur intérieur

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	138 kg/m ²		

II.2.2.4 Balcons

Tableau II.5 Evaluation des charges de balcon

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons + enduit de ciment	/	0.1	162
G	677 kg/m ²		
Q	350 kg/m ²		

II.2.2.5 Acrotère

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour entourer le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité. Comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

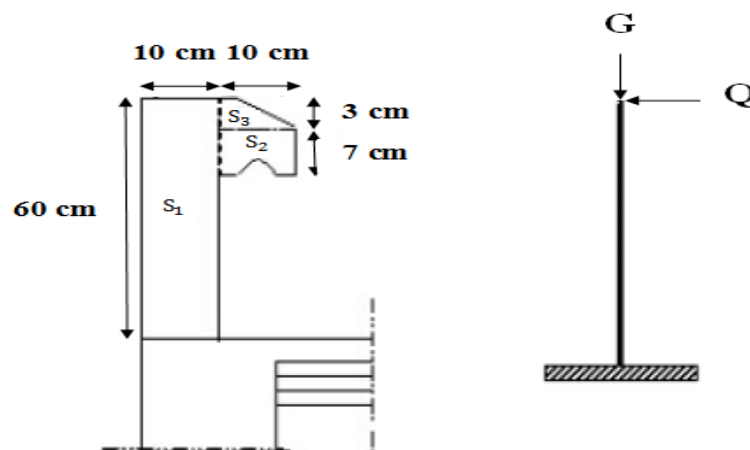


Figure II.11 Schéma statique de l'acrotère

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

Surface:

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = \mathbf{0.0685 \text{ m}^2}$$

Charge:

G₁ : Poids de l'acrotère par mètre linéaire.

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = \mathbf{171.25 \text{ daN/ml}}$$

G₂ : Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$$G_2 = (0.01 \times 2 \times 0.6) \times 1 \times 2000 = \mathbf{24 \text{ daN/ml}}$$

G : Le poids propre :

$$G = G_1 + G_2 = 171.25 + 24 = \mathbf{195.25 \text{ daN/ml}}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m.

$$Q \times 1\text{m} = \mathbf{1000 \text{ N}}$$

II.2.2.6 Les escaliers

a) Palier

Tableau II.6 Evaluation des charges de palier

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine 20 cm	2500	0.2	500
Enduit en ciment	1800	0.02	36
G	656 kg/m²		
Q	250 kg/m²		

b) Volée (paillasse) :

Tableau II.7 Evaluation des charges de paillasse

Désignation		$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	Horizontal	2200	0.01	22
	Vertical	2200	0.01	22
Mortier de pose	Horizontal	2000	0.01	20
	Vertical	2000	0.01	20
Lit de sable		1800	0.2	36
Dalle pleine 20 cm		2500	$0.2 / \cos 32.52$	592.98
Poids des marches		2200	0.17/2	187
Enduit en ciment		1800	0.02	36
Garde-corps		/	/	100
G		1035.98 kg/m^2		
Q		250 kg/m^2		

II.3 La descente de charges des éléments

II.3.1 Le rôle de descente des charges

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

II.3.2 Descente de charges sur le poteau intermédiaire (C- 4)

Surface afférente :

$$S_G = (2.25 + 2.5 - 0.30) \times (2.75 + 2.75 - 0.30)$$

$$S_G = 23.14 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = (2.25 + 2.5) \times (2.75 + 2.75)$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = 26.13 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 26.13 - (0.65 \times 0.65) = 25.71 \text{ m}^2$$

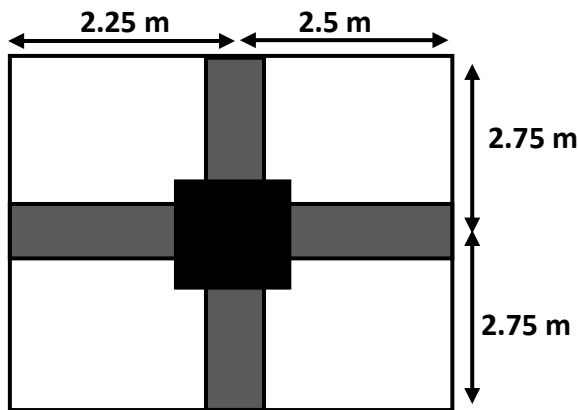


Figure II.13 La surface afférente du poteau (C- 4)

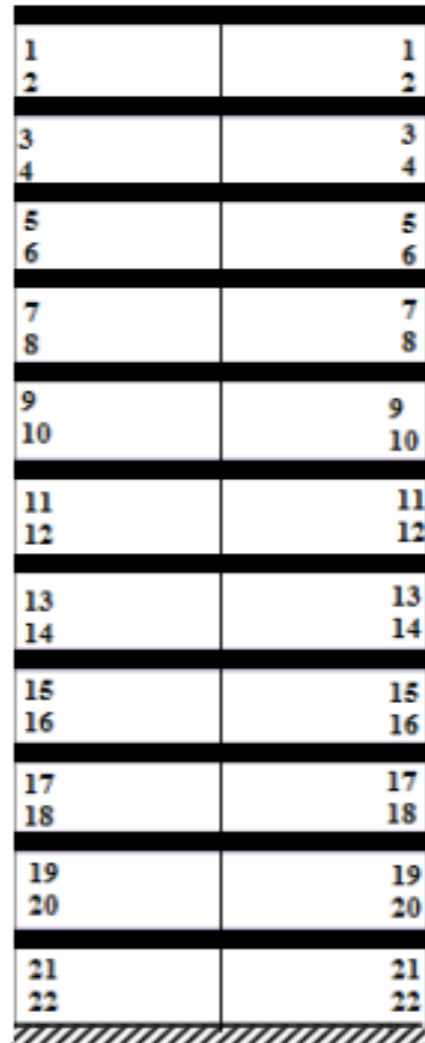


Figure II.12 Coupe vertical des poteaux

Tableau II.8 Les charges permanentes appliquées sur poteau intermédiaire (C- 4)

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.06$	32.32
Poutre Principale	$(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.75 + 2.75 - 0.65)$	16.37
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.40) \times 25 \times (2.25 + 2.5 - 0.65)$	12.30
Plancher terrasse	23.14×6.83	158.05
Plancher étage courant	23.14×5.7	131.90
Mur intérieur	$(2.25 + 1.98 - 0.65 + 2.15 + 1.7 - 0.65) \times (3.06 - 0.45) \times 1.38$	24.42

Tableau II.9 Descente de charges sur le poteau intermédiaire (C- 4)

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1- 1	Plancher terrasse : 158.05 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30	186.72	$26.13 \times 1 = 26.13$
2-2	Venant 1-1 : 186.72 Poteau : 32.32	219.04	26.13
3-3	Venant 2-2 : 219.04 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	404.03	$26.13 + (25.71 \times 1.5) = 64.70$
4-4	Venant 3-3 : 404.03 Poteau : 32.32	436.35	64.70
5-5	Venant 4-4 : 436.35 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	621.34	$64.70 + (25.71 \times 1.5) = 103.26$
6-6	Venant 5-5 : 621.34 Poteau : 32.32	653.66	103.26
7-7	Venant 6-6 : 653.66 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	838.65	$103.26 + (25.71 \times 1.5) = 141.82$
8-8	Venant 7-7 : 838.65 Poteau : 32.32	870.97	141.82
9-9	Venant 8-8 : 870.97 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30	1055.96	$141.82 + (25.71 \times 1.5) = 180.38$

	Mur intérieur : 24.42		
10-10	Venant 9-9 : 1055.96 Poteau : 32.32	1088.28	180.38
11-11	Venant 10-10 : 1088.28 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	1273.27	$180.38 + (25.71 \times 1.5) = 218.94$
12-12	Venant 11-11 : 1273.27 Poteau : 32.32	1305.59	218.94
13-13	Venant 12-12 : 1305.59 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	1490.58	$218.94 + (25.71 \times 1.5) = 257.50$
14-14	Venant 13-13 : 1490.58 Poteau : 32.32	1522.90	257.50
15-15	Venant 14-14 : 1522.90 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	1707.89	$257.50 + (25.71 \times 1.5) = 296.06$
16-16	Venant 15-15 : 1707.89 Poteau : 32.32	1740.21	296.06
17-17	Venant 16-16 : 1740.21 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	1925.20	$296.06 + (25.71 \times 1.5) = 334.62$

18-18	Venant 17-17 : 1925.20 Poteau : 32.32	1957.52	334.62
19-19	Venant 18-18 : 1957.52 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	2142.51	$334.62 + (25.71 \times 1.5) = 373.18$
20-20	Venant 19-19 : 2142.51 Poteau : 32.32	2174.83	373.18
21-21	Venant 20-20 : 2174.83 Plancher E.C : 131.90 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 12.30 Mur intérieur : 24.42	2359.82	$373.18 + (25.71 \times 1.5) = 411.74$
22-22	Venant 21-21 : 2359.82 Poteau : 32.32	2392.14	411.74

II.3.3 Descente de charges sur le poteau de coin (B – 7)

Surface afférente :

$$S_G = (1.75 + 2.75 - 0.30) \times (2.75 - 0.30/2) \\ + (1.75 - (0.30/2)) \times (2.25 - (0.30/2))$$

$$S_G = 14.28 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = (1.75 + 2.75) (2.75) + (1.75 \times 2.25)$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = 16.31 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 16.31 - (0.65 \times 0.65) = 15.89 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{Balcon}} = (5.5/2) \times 1.35 \times 3.5 = 12.99 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Acrotère}} = 1 \text{ KN}$$

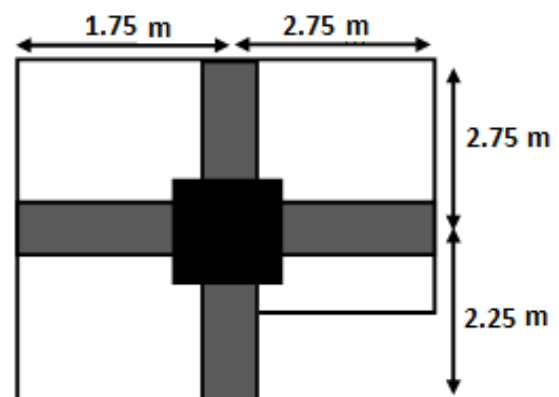


Figure II.14 La surface afférente du poteau (B- 7)

Tableau II.10 Les charges permanentes appliquées sur poteau de coin (B – 7)

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.06$	32.32
Poutre Principale	$(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.75 + 2.25 - 0.65)$	14.68
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.40) \times 25 \times (1.75 + 2.75 - 0.65)$	11.55
Plancher terrasse	14.28×6.83	97.53
Plancher étage courant	14.28×5.7	81.40
Balcon	$2.75 \times 1.35 \times 6.77$	25.13
Mur extérieur	$(3.06 - 0.45) \times (2.25 - 0.65/2) \times 2.73$	13.72
Mur intérieur	$(3.06 - 0.45) \times (2.75 - 0.65/2) \times 1.38$	8.73
Acrotère	$(2.75 + (2.25 - 1.35)) \times 1.8325$	6.69

Tableau II.11 Descente de charges sur le poteau de coin (B – 7)

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1- 1	Plancher terrasse : 97.53 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Acrotère : 6.69	155.58	$(16.31 \times 1) + 12.99 + 1 = 30.3$
2-2	Venant 1-1 : 155.58 Poteau : 32.32	187.90	30.3
3-3	Venant 2-2 : 187.90 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	343.11	$30.3 + (15.89 \times 1.5) + 12.99 = 67.12$
4-4	Venant 3-3 : 343.11 Poteau : 32.32	375.43	67.12

5-5	Venant 4-4 : 375.43 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	530.64	$67.12 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 103.94$
6-6	Venant 5-5 : 530.64 Poteau : 32.32	562.96	103.94
7-7	Venant 6-6 : 562.96 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	718.17	$103.94 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 140.76$
8-8	Venant 7-7 : 718.17 Poteau : 32.32	750.49	140.76
9-9	Venant 8-8 : 750.49 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	905.70	$140.76 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 177.58$
10-10	Venant 9-9 : 905.70 Poteau : 32.32	938.02	177.58
11-11	Venant 10-10 : 938.02 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72	1093.23	$177.58 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 214.40$

	Mur intérieur : 8.73		
12-12	Venant 11-11 : 1093.23 Poteau : 32.32	1125.55	214.40
13-13	Venant 12-12 : 1125.55 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	1280.76	$214.40 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 251.22$
14-14	Venant 13-13 : 1280.76 Poteau : 32.32	1313.08	251.22
15-15	Venant 14-14 : 1313.08 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	1468.29	$251.22 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 288.04$
16-16	Venant 15-15 : 1468.29 Poteau : 32.32	1500.61	288.04
17-17	Venant 16-16 : 1500.61 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	1655.82	$288.04 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ $= 324.86$
18-18	Venant 17-17 : 1655.82 Poteau : 32.32	1688.14	324.86
19-19	Venant 18-18 : 1688.14	1843.35	$324.86 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$

	Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73		= 361.68
20-20	Venant 19-19 : 1843.35 Poteau : 32.32	1875.67	361.68
21-21	Venant 20-20 : 1875.67 Plancher E.C : 81.40 Poutre Principale : 14.68 Poutre secondaire : 11.55 Balcon : 25.13 Mur extérieure : 13.72 Mur intérieur : 8.73	2030.88	$361.68 + (15.89 \times 1.5) + 12.99$ = 398.50
22-22	Venant 21-21 : 2030.88 Poteau : 32.32	2063.20	398.50

II.3.4 Descente des charges sur le Poteau de rive (C-1)

Surface afférente

$$S_G = (2.75 + 2.75 - 0.30) \times (2.25 - (0.30/2))$$

$$S_G = 10.92 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = (2.75 + 2.75) (2.25)$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = 12.38 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 12.38 - (0.65 \times 0.65) = 11.96 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{Acrotère}} = 1 \text{ KN}$$

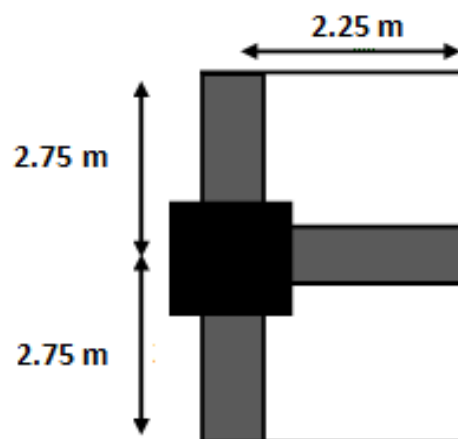


Figure II.15 La surface afférente du poteau (C - 1)

Tableau II.12 Les charges permanentes sur poteau de rive (C-1)

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.65 \times 0.65) \times 25 \times 3.06$	32.32
Poutre Principale	$(0.3 \times 0.45) \times 25 \times (2.75 + 2.75 - 0.65)$	16.37
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.40) \times 25 \times (2.25 - 0.65/2)$	5.78
Plancher terrasse	10.92×6.83	74.58
Plancher étage courant	10.92×5.7	62.24
Mur extérieure	$(3.06 - 0.45) \times (2.75 + 2.75 - 0.65) \times 2.73$	34.56
Mur intérieur	$(3.06 - 0.45) \times (2.25 - 0.65/2) \times 1.38$	6.93
Acrotère	$(2.75 + 2.75) \times 1.8325$	10.08

Tableau II.13 Descente des charges sur le Poteau de rive (C-1)

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1- 1	Plancher terrasse : 74.58 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Acrotère : 10.08	106.81	$(12.38 \times 1) + 1 = 13.38$
2-2	Venant 1-1 : 106.81 Poteau : 32.32	139.13	13.38
3-3	Venant 2-2 : 139.13 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	265.01	$13.38 + (11.96 \times 1.5) = 31.32$
4-4	Venant 3-3 : 265.01 Poteau : 32.32	297.33	31.32
5-5	Venant 4-4 : 290.40 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78	423.21	$31.32 + (11.96 \times 1.5) = 49.26$

	Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93		
6-6	Venant 5-5 : 423.21 Poteau : 32.32	455.53	49.26
7-7	Venant 6-6 : 455.53 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	581.41	$49.26 + (11.96 \times 1.5) = 67.20$
8-8	Venant 7-7 : 581.41 Poteau : 32.32	613.73	67.20
9-9	Venant 8-8 : 613.73 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	739.61	$67.20 + (11.96 \times 1.5) = 85.14$
10-10	Venant 9-9 : 739.61 Poteau : 32.32	771.93	85.14
11-11	Venant 10-10 : 771.93 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	897.81	$85.14 + (11.96 \times 1.5) = 103.08$
12-12	Venant 11-11 : 897.81 Poteau : 32.32	930.13	103.08
13-13	Venant 12-12 : 930.13 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78	1056.01	$103.08 + (11.96 \times 1.5) = 121.02$

	Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93		
14-14	Venant 13-13 : 1056.01 Poteau : 32.32	1088.33	121.02
15-15	Venant 14-14 : 1088.33 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	1214.21	$121.02 + (11.96 \times 1.5) = 138.96$
16-16	Venant 15-15 : 1214.21 Poteau : 32.32	1246.53	138.96
17-17	Venant 16-16 : 1246.53 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	1372.41	$138.96 + (11.96 \times 1.5) = 156.90$
18-18	Venant 17-17 : 1372.41 Poteau : 32.32	1404.73	156.90
19-19	Venant 18-18 : 1404.73 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37 Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93	1530.61	$156.90 + (11.96 \times 1.5) = 174.84$
20-20	Venant 19-19 : 1530.61 Poteau : 32.32	1562.93	174.84
21-21	Venant 20-20 : 1562.93 Plancher E.C : 62.24 Poutre Principale : 16.37	1688.81	$174.84 + (11.96 \times 1.5) = 192.78$

	Poutre secondaire : 5.78 Mur extérieure : 34.56 Mur intérieur : 6.93		
22-22	Venant 21-21 : 1688.81 Poteau : 32.32	1721.13	192.78

II.3.5 Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

II.3.5.1 Vérification de l'effort normal

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad B \geq \frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}}$$

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

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 2392.14 + 411.74 = 2424.72 \text{ KN} = \mathbf{2803.88 \text{ N}}$$

$$B = 650 \times 650 = \mathbf{422500 \text{ mm}^2}$$

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

$$\frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \frac{2803880}{422500 \times 25} = 0.27 \leq 0.30 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Selon le pré-dimensionnement effectué; cette condition est vérifiée.

II.3.5.2 Vérification de la section de poteau C.B.A.93 (B.8.4.1)

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

D'après l'article B.8.4.1 du C.B.A.93 l'effort normal ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ [BAEL] (article B.8.4.1)

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour : } 50 < \lambda \leq 70$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel .

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa)

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$] cm².

▪ Section de poteaux :

$$B_r = (b-2)(h-2) = (65-2)(65-2) = 3969 \text{ cm}^2 = 396900 \text{ mm}^2$$

▪ Section d'acier

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

D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

▪ La section d'acier minimale

$$A_{\min} = 0.8\% B \quad (\text{zone II})$$

$$A_{\min} = \frac{0.8(65 \times 65)}{100} = 33.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6120 \text{ mm}^2$$

D'après BAEL91

$$A_{\min} = \max(4\text{cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2, 0.002 \times 65 \times 65 = 8.45 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 8.45 \text{ cm}^2 = 845 \text{ mm}^2$$

$$A = \max(A_{BAEL}, A_{RPA}) = A_{RPA} = 33.80 \text{ cm}^2$$

- Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{65 \times 65^3}{12} = 1487552.08 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y

avec : $A = a \times b$ (Section du poteau).

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1487552.08}{4225}} = 18.76$$

- Calcul de l'élancement $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad l_f = 0.7 \times l_0$$

$l_0 =$ La hauteur de poteau : 3.06 m

$$l_f = 0.7 \times l_0 \longrightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{18.76} = 11.42 < 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.42}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 2392.14) + (1.5 \times 411.74) = \mathbf{3846.99 \text{ KN}}$$

$$\overline{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0.83 \left[\frac{396900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3380 \times 400}{1.15} \right] = \mathbf{7076291.30 \text{ N}}$$

$$\overline{N}_u = \mathbf{7076.29 \text{ KN}}$$

$$N_u = \mathbf{3846.99 \text{ KN}} \leq \overline{N}_u = \mathbf{7076.29 \text{ KN}}$$

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables (**65×65**) **cm²**.

II.3.6 Descente des charges de voile (C 3 – 4)

Surface afférente du voile :

$$S_G = 4 \times (2.65 + 2.65 + 0.2 - 0.30)$$

$$S_G = 20.80 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = 4 \times (2.65 + 2.65 + 0.2)$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = 22 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 22 - (4 \times 0.2)$$

$$S_Q (\text{étage}) = 21.20 \text{ m}^2$$

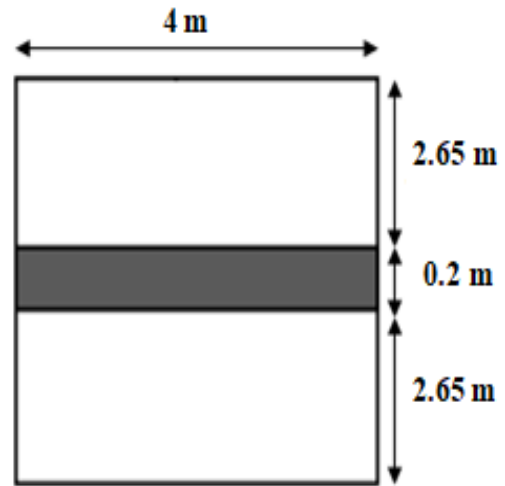


Figure II.16 La surface afférente de voile (C 3 - 4)

Tableau II.14 La charge permanente sur voile (C 3 – 4)

Désignation	Estimation	G(KN)
voile	$0.2 \times 3.06 \times 4 \times 25$	61.20
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.40) \times 4 \times 25$	12
Plancher terrasse	20.80×6.83	142.06
Plancher étage courant	20.80×5.7	118.56

Tableau II.15 Descente des charges de voile (C 3 – 4)

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : 142.06 Poutre secondaire : 12	154.06	$22 \times 1 = 22$
2-2	Venant 1-1 : 154.06 Voile : 61.20	215.26	22
3-3	Venant 2-2 : 215.26 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	345.82	$22 + (21.2 \times 1.5) = 53.80$
4-4	Venant 3-3 : 345.82 Voile : 61.20	407.02	53.80

5-5	Venant 4-4 : 407.02 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	537.58	$53.80 + (21.2 \times 1.5) = 85.60$
6-6	Venant 5-5 : 537.58 Voile : 61.20	598.78	85.60
7-7	Venant 6-6 : 598.78 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	729.34	$85.60 + (21.2 \times 1.5) = 117.40$
8-8	Venant 7-7 : 729.34 Voile : 61.20	790.54	117.40
9-9	Venant 8-8 : 790.54 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	921.10	$117.40 + (21.2 \times 1.5) = 149.20$
10-10	Venant 9-9 : 921.10 Voile : 61.20	982.30	149.20
11-11	Venant 10-10 : 982.30 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	1112.86	$149.20 + (21.2 \times 1.5) = 181$
12-12	Venant 11-11 : 1112.86 Voile : 61.20	1174.06	181
13-13	Venant 12-12 : 1174.06 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	1304.62	$181 + (21.2 \times 1.5) = 212.80$
14-14	Venant 13-13 : 1304.62 Voile : 61.20	1365.82	212.80
15-15	Venant 14-14 : 1365.82 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	1496.38	$212.80 + (21.2 \times 1.5) = 244.60$
16-16	Venant 15-15 : 1496.38 Voile : 61.20	1557.58	244.60
17-17	Venant 16-16 : 1557.58 Plancher E.C : 118.56	1688.14	$244.60 + (21.2 \times 1.5) = 276.40$

	Poutre secondaire : 12		
18-18	Venant 17-17 : 1688.14 Voile : 61.20	1749.34	276.40
19-19	Venant 18-18 : 1749.34 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	1879.90	$276.40 + (21.2 \times 1.5) = 340$
20-20	Venant 19-19 : 1879.90 Voile : 61.20	1941.10	340
21-21	Venant 20-20 : 1941.10 Plancher E.C : 118.56 Poutre secondaire : 12	2071.66	$340 + (21.2 \times 1.5) = 371.80$
22-22	Venant 21-21 : 2071.66 Voile : 61.20	2132.86	371.80

II.3.6.1 Vérification de la résistance des voiles à la compression

Il faut que : $\frac{P_U}{A} \leq f_{C28}$

Tel que : $P_U = 1,35. G + 1,5.Q$

$$P_U = 1,35(2132.86) + 1,5(371.80) = \mathbf{3437.06 \text{ KN}}$$

$$P_U = \mathbf{3437060 \text{ N}}$$

$$A = 200 \times 4000 = \mathbf{800000 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{P_U}{A} = \frac{3437060}{800000} = 4.30 \text{ MPa} \leq f_{C28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Définition

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

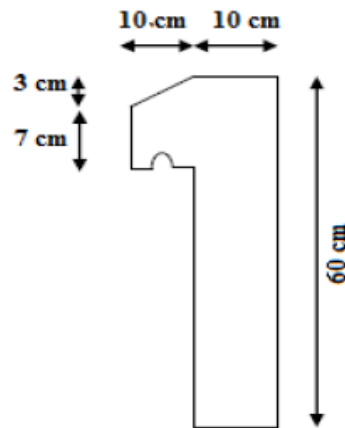


Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Mode de travail

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

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

- Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm

- Hauteur $H = 60$ cm

- Epaisseur $e = 10$ cm

- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

S : Surface de 1 ml = 0.0685 m²

G: Poids propre = 195.25 daN/ml

Q : Surcharge d'exploitation = 100 daN/ml

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3) :

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

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

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale zone obtenu dans le tableau 6.1 (RPA 99/2003)

$$C_p = 0.8 \text{ élément en console}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1952.5 = 937.20 \text{ N/ml}$$

$$F = \max(Q, F_p) = \max(1000, 937.20) \rightarrow F = F_p = 1000 \text{ N/ml}$$

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

$$G = 1952.5 \text{ N/ml}$$

$$D'une \text{ force tranche } T = F_p = 1000 \text{ N}$$

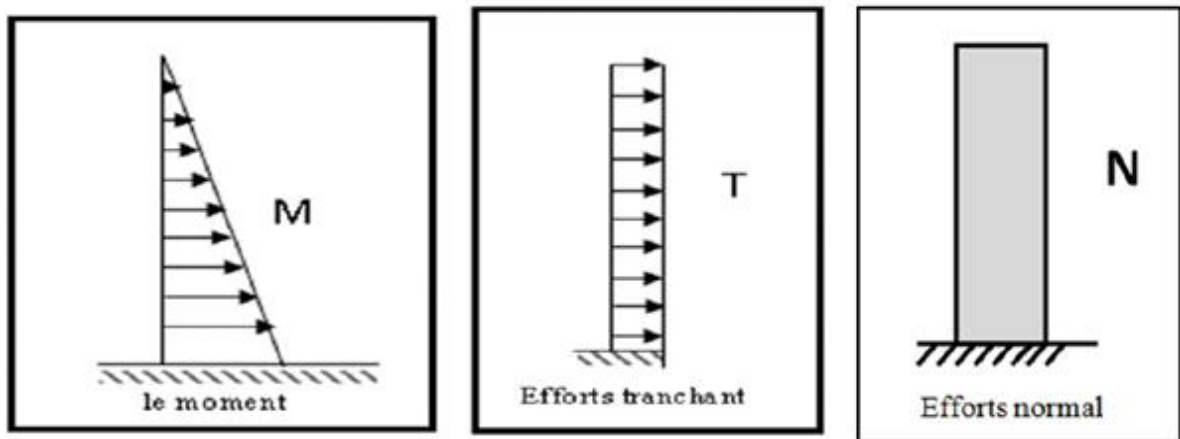


Figure III.2 Schéma des sollicitations de l'acrotère

III.1.3 Sollicitation

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

$$M_{FP} = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$M_G = G = 1952.5 \text{ N}$$

$$T = q = 1000 \text{ N}$$

III.1.4 Combinaison d'action

✓ E.L. U

$$N_u = 1 \times N_G = 1952.5 \text{ N/ml}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

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

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

✓ **E.L. S**

$$N_{ser} = N_G = \mathbf{1952.5 \text{ N/ml}}$$

$$M_{ser} = M = \mathbf{600 \text{ N.ml}}$$

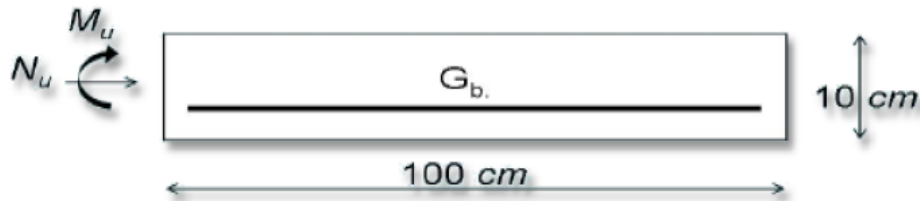


Figure III.3 Coupe de ferrailage

III.1.5 Calcul de ferrailage

-La section de calcul est rectangulaire de largeur **b = 100 cm** et de hauteur **h = 10 cm**

Tableau III.1 Récapitulatif résultats des sollicitations

N_u (N/ml)	M_u (N.m)	T_u (N)	N_s (N)	M_s (N.m)
1952.5	900	1500	1952.5	600

III.1.5.1 Armatures longitudinales

✓ **E.L.U**

a) Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1952.5} = 0.46 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.46 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

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

$$M_{1u} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1952.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 939.05 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{1u}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{939.05}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135$$

$$\mu = 0.0135 < \mu_\ell = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0135)}) = 0.01699$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.01699)) = 0.993$$

$$A_{u1} = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{939.05}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression

$$A = A_{u1} - \frac{N_U}{100\sigma_s} \quad ; \quad A' = A'1 = 0$$

$$A = 0.39 - \frac{1952.5}{100 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Tableau III.2 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

M_{1u} (N.m)	μ	α	β	A_{u1} (cm ²)	A (cm ²)
939.05	0.0135	0.01699	0.993	0.39	0.33

III.1.5.2 Les vérifications

✓ E.L.U

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

✓ **E.L.S**- **La contrainte de traction d'armature** BAEL91(A.4.5.3.3)• **Fissurations Préjudiciables**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

η : coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min[266.67 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

❖ **Détermination du centre de pression**

$$M_{bc} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1952.5} = 0.31 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul de la section à la flexion simple**

$$M_{1ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - c \right) = 600 + 1952.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 639.05 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{1ser}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{639.05}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.0087$$

$$\mu = 0.0087 < \mu_\ell = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

- Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0087)}) = 0.011$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.011)) = 0.996$$

$$A_{ser1} = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{639.05}{201.63 \times 0.996 \times 7} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

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

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_L) = \max (0.45 ; 0.85 ; 2.5) \rightarrow A_L = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_1 = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$

III.1.5.3 Vérification de l'effort tranchant CBA article(A.5.1.1)

$$V_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable , alors

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.1.5.4 Armatures de répartition

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A_1 = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] 2.5 = [0.625 \div 1.25]$$

On adopte : $A_r = 4\text{Ø6} = 1.13 \text{ cm}^2$

III.1.5.5 Espacement des armatures

$$S_L \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 30 ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$A_1 = 5\text{HA8} \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4\text{Ø6} \quad S_t = \frac{57}{3} = 19 \text{ cm}$$

III.1.5.6 Présentation du ferrailage

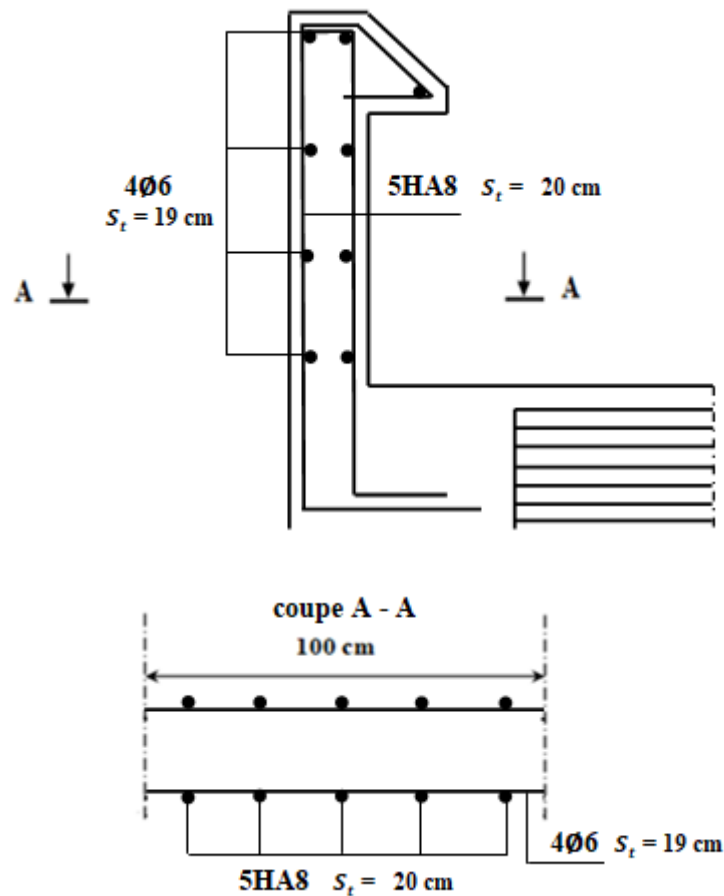


Figure III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Les escaliers

III.2.1 Introduction

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.2.2 Méthode de calcul

-L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

-Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

- Combinaison des charges

✓ La volée

$$G = 10.3598 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$$

✓ Le palier

$$G = 6.56 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$$

- Combinaison d'actions

- E.L.U : $q_{ult} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$

- E.L.S : $q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m}$

-Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3 Calcul des combinaisons

Combinaison	La volée	Le palier
E.L.U (N/ml)	17735.73	12606
E.L.S (N/ml)	12859.8	9060

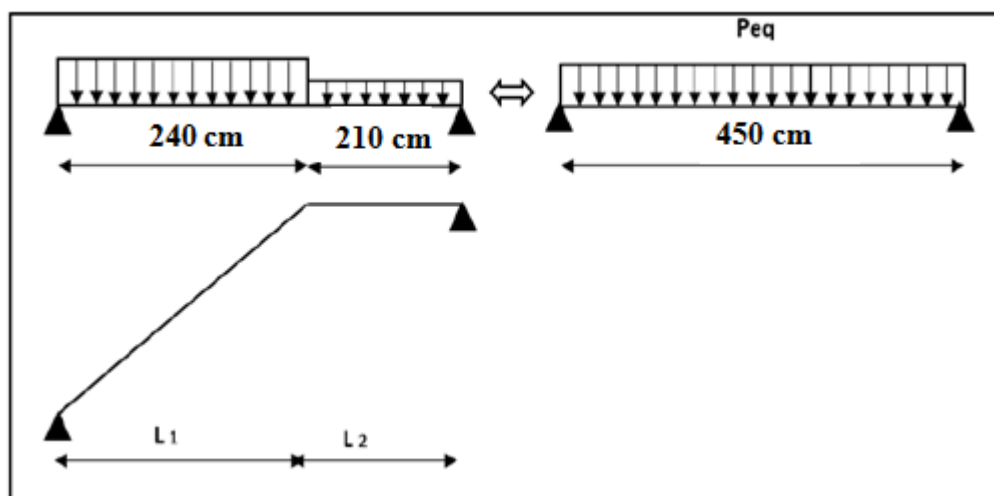


Figure III.5 Schéma de charges équivalentes

-La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique : $M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$

-Moment en appuis : $M_a = 0.3 M_0$

-Moment en travée : $M_T = 0.85 M_0$

-L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

Tableau III.4 Récapitulatif résultats des sollicitations

-	P_{eq} (N/ml)	M_0 (N.m)	$M_a = 0.3 M_0$ (N.m)	$M_t = 0.85 M_0$ (N.m)	T_u (N)
ELU	15341.86	38834.08	11650.22	33008.97	34519.19
ELS	11086.56	28062.86	8418.86	23853.43	24944.76

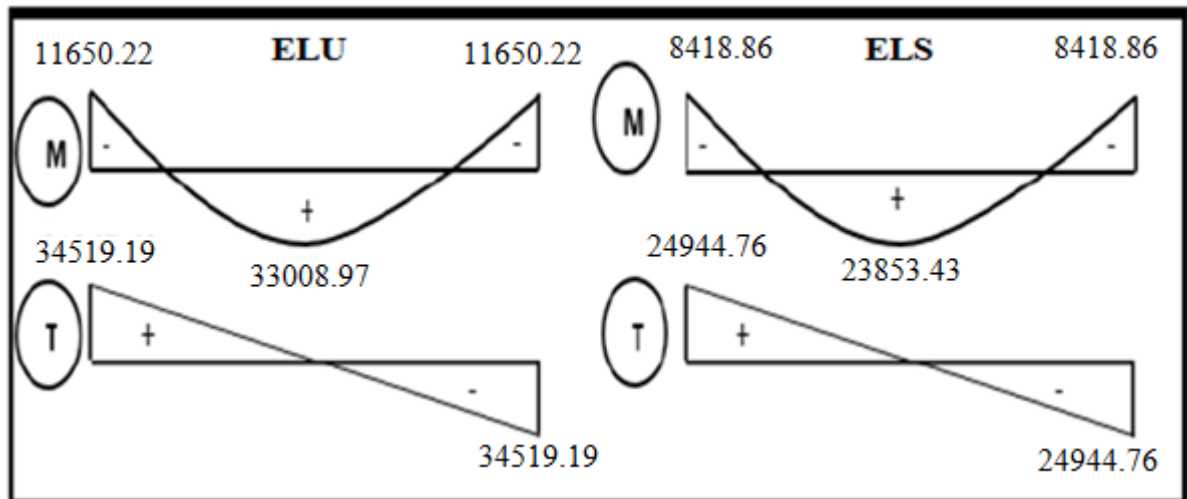


Figure III.6 Schéma de moment et l'effort tranchant de l'escalier

III.2.3 Calcul de ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III.2.3.1 Les armatures longitudinales

a) E.L.U

- pour travée :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times e = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad \text{L'enrobage : } c = 2$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{33008.97}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.0717$$

$$\mu = 0.0717 < \mu_\ell = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0717)}) = 0.09315$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.09315)) = 0.963$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33008.97}{348 \times 0.963 \times 18} = 5.47 \text{ cm}^2$$

- pour appui

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11650.22}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.0253$$

$$\mu = 0.0253 < \mu_\ell = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0253)}) = 0.03206$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.03206)) = 0.987$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11650.22}{348 \times 0.987 \times 18} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

Désignation	Mu (N.m)	μ	μ_ℓ	Condition	A'	α	β	As (cm ²)
Travée	33008.97	0.0717	0.392	$\mu < \mu_\ell$	0	0.09315	0.963	5.47
appui	11650.22	0.0253	0.392	$\mu < \mu_\ell$	0	0.03206	0.987	1.88

b) ELS

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ .

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

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

Tableau III.6 Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

Désignation	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	α	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	33008.97	23853.43	1.384	0.09315	25	0.442	Vérifiée
appui	11650.22	8418.86	1.384	0.03206	25	0.442	Vérifiée

- Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{st} \geq A_{min1} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq A_{min1} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2.174 \text{ cm}^2}$$

- Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4)

$$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = \mathbf{2\text{cm}^2}$$

$$A_{min} = \max (A_{min1} ; A_{min2}) = A_{min1} = \mathbf{2.174 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{cal} ; A_{min})$$

Tableau III.7 Récapitulatif résultats du ferrailage

Désignation	A_s (cm ²)	A_{min1} (cm ²)	A_{min2} (cm ²)	A max (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.47	2.174	2	5.47	6HA12 = 6.79
appui	1.88	2.174	2	1.88	5HA8 = 2.51

III.2.3.2 Armatures de répartition

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

Tableau III.8 Récapitulatif résultats de l'armature de répartition

Désignation	As (cm ²)	Ar (cm ²)	Ar _{adp} (cm ²)
Travée	6.79	1.70	4Ø8 = 2.01
appui	2.51	0.63	3Ø6 = 0.85

III.2.3.3 Espacement entre les armatures (BAEL 91 A.8.2.42)

a) Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(60; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

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

$$\text{Appui : } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min(4h; 45) \text{ cm} = \min(80; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } S_t = 33 \text{ cm}$$

III.2.3.4 Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (A.5.1.1)

- Selon BAEL91 (art A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{Vu \max}{b.d} = \frac{34519.19}{1000 \times 180} = 0.192 \text{ MPa}$$

- Selon (BAEL91 art A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.3.5 Vérification de la flèche CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.048 \geq \frac{33008.97}{10 (38834.08)} = 0.085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 18} = 0,0038 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Comme la condition (1) n'est pas vérifiée, donc il faut évaluer la flèche.

❖ Evaluation des flèches CBA93 article (B.6.5.2)

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$ Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée

L au plus égale à 5m Selon **CBA93 article (B.6.5. 3)**

1) La pailleasse

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 6.79 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6.79} = 10.39 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

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

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 10.39 \right)^2 \right] + 15 \times 6.79 \cdot (18 - 10.39)^2$$

$$I_0 = 72869.21 \text{ cm}^4$$

-Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0038 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 0.0038} = 5.53$$

-Déformations de longue durée

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 0.0038} = 2.21$$

❖ Calcul des moments fléchissant a E.L.S

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

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

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

- Charge avant mise du revêtement(J) :

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle\ plaine} \times L_{palier}) + (\text{poide de la paillasse} + \text{poide de marche}) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(5000 \times 2.1) + (5929.8 + 1870) \times 2.4}{2.1 + 2.4} = \mathbf{6493.23\ N/m\ell}$$

- Charge après mise du revêtement(g) :

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

$$g_{eq} = \frac{(6560 \times 2.1) + (10359.8 \times 2.4)}{2.1 + 2.4} = \mathbf{8586.56\ N/m\ell}$$

Charge à l'ELS : $P = g_{eq} + Q = 8586.56 + 2500 = \mathbf{11086.56\ N/m\ell}$

❖ Les moments correspondants

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{6493.23 \times 4.2^2}{8} = \mathbf{14317.57\ N.m}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{8586.56 \times 4.2^2}{8} = \mathbf{18933.36\ N.m}$$

$$M_p = \frac{p_{eq} \times L^2}{8} = \frac{11339.88 \times 4.2^2}{8} = \mathbf{25004.44\ N.m}$$

❖ Calcul des contraintes de traction effectives de l'armature

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.0038 \times 100 = 0.38$$

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

$$\beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_J = \frac{M_J}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{14317.57}{6.79 \times 0.91 \times 18} = \mathbf{128.73 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{18933.36}{6.79 \times 0.91 \times 18} = \mathbf{170.23 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{25004.44}{6.79 \times 0.91 \times 18} = \mathbf{224.82 \text{ MPa}}$$

❖ Calcul de coefficients μ :

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_J + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 128.73 + 2.1} = 0.09$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 170.23 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 224.82 + 2.1} = 0.33$$

- Module de déformation longitudinale instantané

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des inerties

$$I_0 = 72869.21 \text{ cm}^4$$

$$I_J = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 72869.21}{1 + 5.53 \times 0.09} = 53519.48 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 72869.21}{1 + 5.53 \times 0.22} = 36161.75 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 72869.21}{1 + 5.53 \times 0.33} = 28374.86 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 72869.21}{1 + 2.21 \times 0.22} = 53933.61 \text{ cm}^4$$

❖ Flèche correspondant

$$F_J = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_J} = \frac{14317.57 \times 420^2}{10 \times 32164.2 \times 53519.48} = 0.15$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{18933.36 \times 420^2}{10 \times 32164.2 \times 36161.75} = 0.29$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{25004.44 \times 420^2}{10 \times 32164.2 \times 28374.86} = 0.48$$

$$F_v = \frac{M_v \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{18933.36 \times 420^2}{10 \times 10818.9 \times 53933.61} = 0.57$$

$$\Delta_{ft} = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.57 - 0.15) + (0.48 - 0.29) = 0.61 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta_{ft} \leq f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L \leq 5\text{m}$$

$$L = 420 \text{ cm} \quad f_{adm} = \frac{420}{500} = 0.84$$

$\Delta_{ft} = 0.61 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.84 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

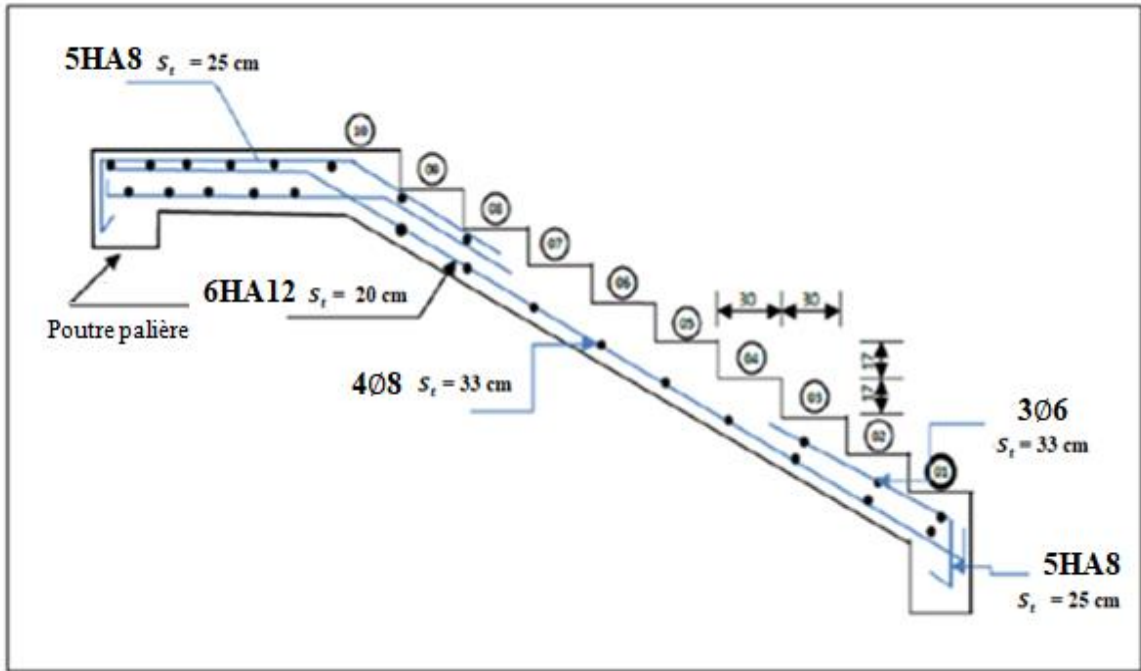


Figure III.7 Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3 Poutre palière

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.3.1 Dimensionnement

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max} = 5 \text{ m}$

$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} = (33.33 \leq h \leq 50) \text{ cm}$

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

$b = (0.3 \div 0.4) h = (0.3 \div 0.4) 40 = (12 \div 16) \text{ cm}$

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

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

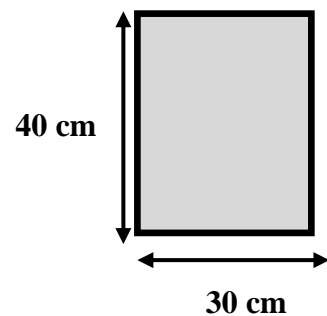


Figure III.8 Section de poutre palière

III.3.2 Evaluations des charges

- Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

- poids du mur : $1.13 \times 2.73 = 3.08 \text{ KN/ml}$

-Poids de palier: $G_{\text{palier}} = 6.56 \text{ KN/m}^2$

-Poids de la paillasse : $G_{\text{paillasse}} = 10.36 \text{ KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_{\text{palier}} = 6.56 \times 1 = 6.56 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 10.36 \times 1 = 10.36 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\text{eq}} = \frac{(6.56 \times 2.1) + (10.36 \times 2.4)}{2} + 3.08 + 3 = 25.4 \text{ KN/ml}$$

III.3.3 Combinaison d'action

- À l'ELU : $p_u = 1.35 \times 25.4 + 1.5 \times 2.5 = 38.04 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $p_{\text{ser}} = 25.4 + 2.5 = 27.90 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = \frac{38.04 \times 5^2}{8} = 118.86 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P_U \times L}{2} = \frac{38.04 \times 5}{2} = 95.10 \text{ KN}$$

III.3.4 Calcul de ferrailage**III.3.4.1 Armatures longitudinales****ELU**

En travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0.85 \times 118.86 = 101.03 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0,5 \times M_0 = 0.50 \times 118.86 = 59.43 \text{ KN.m}$

- En travée

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$, $d = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{101030}{14.2 \times 30 \times 37^2} = 0.173$$

$$\mu = 0.173 < \mu_c = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.173)}) = 0.239$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.239)) = 0.904$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{101030}{348 \times 0.904 \times 37} = 8.68 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{59430}{14.2 \times 30 \times 37^2} = 0.102$$

$$\mu = 0.102 < \mu_\ell = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.102)}) = 0.135$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.135)) = 0.946$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{59430}{348 \times 0.946 \times 37} = 4.88 \text{ cm}^2$$

Tableau III.9 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale de poutre palière

Section	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_s	A_{adp}
Travée	101030	0.173	0.239	0.904	8.68	6HA14 = 9.24
Appui	59430	0.102	0.135	0.946	4.88	3HA10 + 3HA12 = 5.75

III.3.4.2 Armatures transversales

▪ La zone nodale

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_L \right) = \min \left(\frac{40}{4} = 10; 16.8 \right) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0.9 \text{ cm}^2}$$

- On adopte : **2HA8 = 1,01 cm²**

▪ La zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2}$$

- On adopte : **4HA8 (2,01 cm²)**

III.3.4.3 Vérification à E.L.S

$$M_0 = \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = \frac{27.90 \times 5^2}{8} = 87.19 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0.85 \times 87.19 = 74.11 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0,5 \times M_0 = 0.50 \times 87.19 = 43.60 \text{ KN.m}$

Fissuration nuisible **CBA93 (article A 4.5.3.3)**

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

η : Coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \bar{\sigma}_s = \min[266.67 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

Tableau III.10 Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

Désignation	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	α	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	101030	74110	1.36	0.239	25	0.43	Vérifiée
appui	59430	43600	1.36	0.135	25	0.43	Vérifiée

❖ **Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2)**

$$A_{st} \geq A_{min1} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq A_{min1} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.34 \text{ cm}^2} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Pourcentage minimale CBA93 article (B.6.4)**

$$A_{st} \geq A_{min2} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2}$$

❖ **Pourcentage minimale RPA99**

$$A_{minRPA} = 0.5 \% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$$

III.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{95100}{300 \times 370} = 0.857 \text{ MPa}$$

- Selon (BAEL91 art A.5.1, 211) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.857 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.5 Vérification de la flèche : CBA93 article (B.6.5.2)

D'après le CBA93 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{40}{415} = 0.0964 \geq \frac{101030}{10 (118860)} = 0.0849 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{9,42}{30 \times 37} = 0,0085 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{40}{415} = 0.0964 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.3.4.6 Calcul de la poutre palière à la torsion

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art.A.5.4)) :

$$\tau_u = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

-Le moment de torsion M_{TOR} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment des extrémités (aux appuis).

$$M_{\text{torsion}} = 0.3 M_0 = 11650.22 \text{ N.m}$$

M_{torsion} : C'est le moment d'appui du volet(a) de l'escalier

L'expérience a démontré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion. C'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par une section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure (BAEL article 3.2)

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b-e) (h-e)$$

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) (40 - 5) = \mathbf{875 \text{ cm}^2}$$

Le moment de torsion est : $M_{\text{torsion}} = M_{\text{appui}} = 11650.22 \text{ N.m}$

$$\tau_u = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{11650.22}{2 \times 875 \times 5} = 1.33 \text{ MPa}$$

- La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.6.1 Armatures longitudinales

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\Sigma A_l = \frac{M_{\text{torsion}} \times U}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

Avec : ΣA_l = La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Périmètre Ω

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = \mathbf{120 \text{ cm}}$$

$$\Sigma A_l = \frac{11650.22 \times 120}{2 \times 875 \times 348} = \mathbf{2.3 \text{ cm}^2}$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{l \text{ min}} \geq \frac{0.4 \times b \times U}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 120}{400} = \mathbf{3.60 \text{ cm}^2}$$

Donc $A_l = \mathbf{3.60 \text{ cm}^2}$, on adopte **2HA16** soit $A = \mathbf{4.02 \text{ cm}^2}$

III.3.4.6.2 Armatures transversales

- On prend un espacement de 15cm

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{11650.22 \times 15}{2 \times 875 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

Soit : 2 Ø8 $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

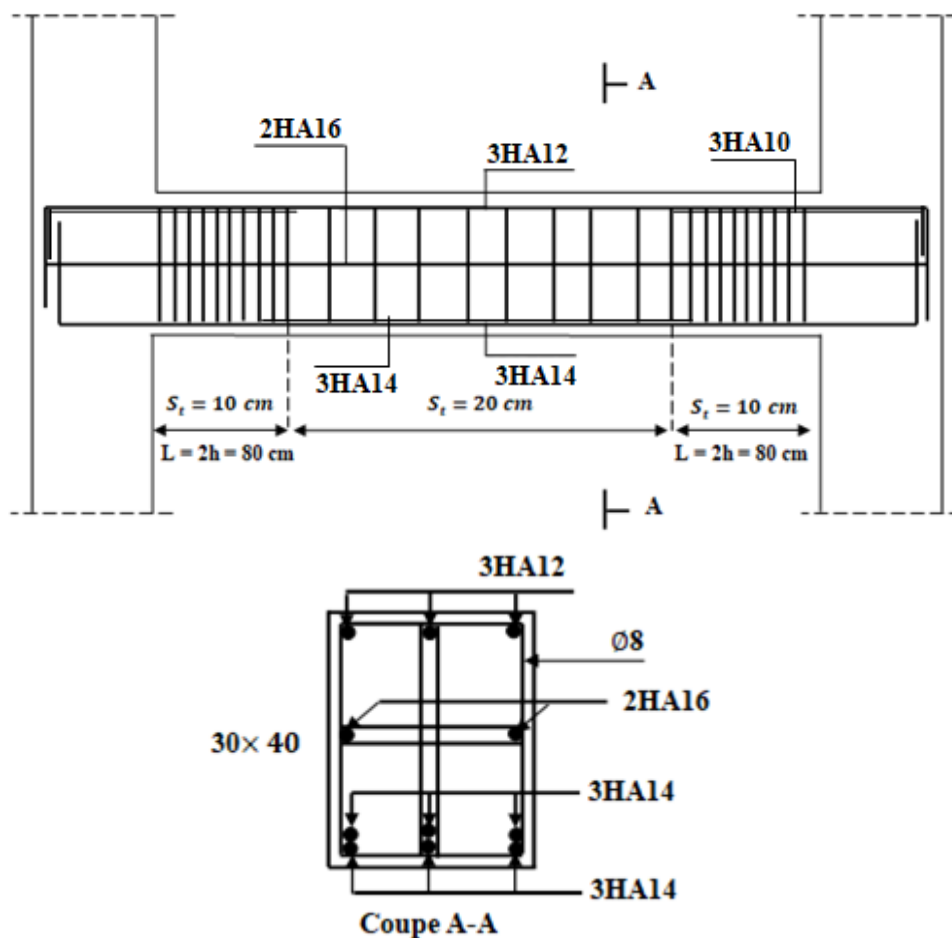


Figure III.9 Schéma de ferrailage de poutre palière

III.4 Balcon

III.4.1 Balcon (Type 1)

Charge permanente $G = 6770 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

Murs extérieurs $G = 2730 \text{ N/m}^2$

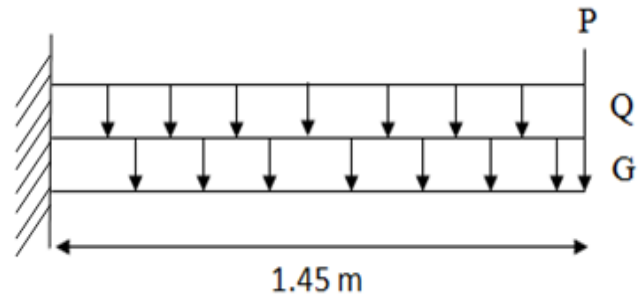


Figure III.10 Schéma statique des charges de balcon type 1

III.4.1.1 Calcul des sollicitations (Type 1)

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m}$

- On prend une bande de 1 m

$$P = \gamma_{mur} \times b \times h$$

$$P = 2730 \times 2.91 \times 1 = \mathbf{7944.3 \text{ N/m}}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 6770 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.45^2}{2} + 1.35 \times 7944.3 \times 1.45 = \mathbf{30677.93 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 6770 + 1.5 \times 3500) \times 1.45 + 1.35 \times 7944.3 = \mathbf{31589.58 \text{ N.m}}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L$$

$$M_{ser} = (6770 + 3500) \times \frac{1.45^2}{2} + 7944.3 \times 1.45 = \mathbf{22315.57 \text{ N.m}}$$

III.4.1.2 Calcul de ferrailage

III.4.1.2.1 Armatures longitudinales

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

-fissuration peu nuisible

$$\text{On prend : } c = 2 \text{ cm ; } \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30677.93}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.1278$$

$$\mu_{bu} = 0.1278 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.1278)}) = 0.1716$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4(0.1716)) = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{f_{st} \times \beta \times d} = \frac{30677.93}{348 \times 0.931 \times 13} = 7.28 \text{ cm}^2$$

III.4.1.2.2 Vérification à l'E.L.U

❖ Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2)

$$A_{st} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

❖ Pourcentage minimal CBA93 article (B.5.3.1)

$$A_{st} \geq A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.5 \text{ cm}^2}$$

❖ Contrainte de cisaillement CBA93 article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{31589.58}{1000 \times 130} = 0.243 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.243 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.1.2.3 Vérification à l'E.L.S

- Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{30677.93}{22315.57} = 1.37$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.1278)}) = 0.1716$$

$$\alpha = 0.1716 \leq \bar{\alpha} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min 1} ; A_{min 2}) = \max (7.28 ; 1.57 ; 1.5) \text{ cm}^2$$

$$A = 7.28 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

III.4.1.2.4 Armature de réparation

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.4.1.2.5 Espacement des armatures

A) armature longitudinal

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

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

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

B) armature de répartition

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_r = 25 \text{ cm}$

III.4.1.2.6 Calcul de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{0.85 M_0}{10 M_0} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{1}{f_e} \quad \frac{7.7}{100 \times 13} = 0.00592 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.4.2 Balcon (Type 2)

Charge permanente $G = 6770 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

Murs extérieurs $G = 2730 \text{ N/m}^2$

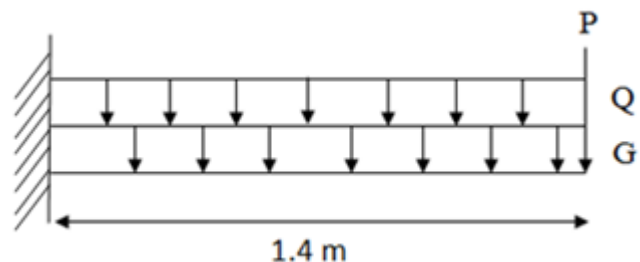


Figure III.11 Schéma statique des charges de balcon type 2

III.4.2.1 Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.15 = 2.91$ m

- On prend une bande de 1 m

$$P = \gamma_{mur} \times b \times h$$

$$P = 2730 \times 2.91 \times 1 = \mathbf{7944.3 \text{ N/m}}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 6770 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.4^2}{2} + 1.35 \times 7944.3 \times 1.4 = \mathbf{29116.44 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 6770 + 1.5 \times 3500) \times 1.4 + 1.35 \times 7944.3 = \mathbf{30870.11 \text{ N.m}}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L$$

$$M_{ser} = (6770 + 3500) \times \frac{1.4^2}{2} + 7944.3 \times 1.4 = \mathbf{21186.62 \text{ N.m}}$$

III.4.2.2 Calcul du ferrillage a L'E.L.U

-fissuration peu nuisible

On prend : $c = 2$ cm ; $d = h - c = 15 - 2 = 13$ cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{29116.44}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.1213$$

$$\mu_{bu} = 0.1213 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.1213)}) = 0.1622$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4(0.1716)) = 0.935$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{f_{St} \times \beta \times d} = \frac{29116.44}{348 \times 0.935 \times 13} = 6.88 \text{ cm}^2$$

III.4.2.3 Vérification**III.4.2.3.1 Vérification à l'E.L.U**

❖ Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2)

$$A_{st} \geq A_{min1} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal CBA93 article (B.5.3.1)**

$$A_{st} \geq A_{\min 2} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement CBA93 article (A.5.1)**

$$T_u = 30870,11 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} = \frac{30870,11}{1000 \times 130} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.2.3.2 Vérification à l'E.L.S

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{29116,44}{21186,62} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,1213)}\right) = 0,1622$$

$$\alpha = 0,1622 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

-La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min 1}; A_{\min 2}) = \max(6,88; 1,57; 1,5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 6,88 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

III.4.2.4 Armature de réparation

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.4.2.5 Espacement des armatures

A) armature longitudinal :

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

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

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

B) armature de répartition :

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

$$SL = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit: $Sr = 25 \text{ cm}$

III.4.2.6 Calcul de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{0.85 M_0}{10 M_0} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{1}{f_e} \quad \frac{7.7}{100 \times 13} = 0.00592 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

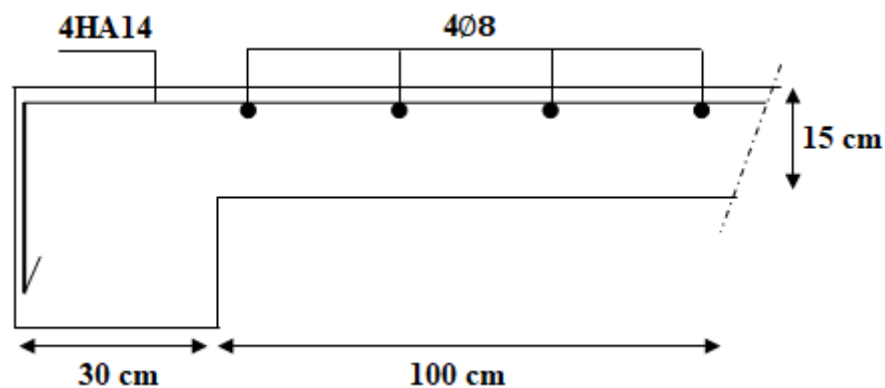


Figure III.12 Schéma de ferrailage de balcon type 1 et 2

III.4.3 Balcon (Type 3)

Charge permanente: $G = 6770 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

Murs extérieurs : $G = 2730 \text{ N/m}^2$

III.4.3.1 Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m}$

- On prend une bande de 1 m.

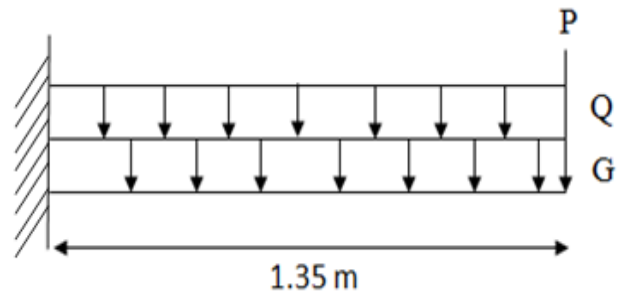


Figure III.13 Schéma statique des charges de balcon type 3

$$P = \gamma_{mur} \times b \times h$$

$$P = 2730 \times 2.91 \times 1 = \mathbf{7944.3 \text{ N/m}}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 6770 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.35^2}{2} + 1.35 \times 7944.3 \times 1.35 = \mathbf{27590.92 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 6770 + 1.5 \times 3500) \times 1.35 + 1.35 \times 7944.3 = \mathbf{30150.63 \text{ N.m}}$$

$$M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L$$

$$M_{ser} = (6770 + 3500) \times \frac{1.35^2}{2} + 7944.3 \times 1.35 = \mathbf{20083.34 \text{ N.m}}$$

III.4.3.2 Calcul du ferrailage à L'E.L.U

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

-fissuration peu nuisible :

On prend : $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{27590.92}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.1149$$

$$\mu_{bu} = 0.1149 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.1149)}) = 0.1531$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4(0.1716)) = 0.939$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{f_{St} \times \beta \times d} = \frac{27590.92}{348 \times 0.939 \times 13} = 6.49 \text{ cm}^2$$

III.4.3.3 Vérification

III.4.3.3.1 Vérification à l'E.L.U

❖ Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2)

$$A_{St} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{St} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1)

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

❖ Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 30150.63 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} = \frac{30150.63}{1000 \times 130} = 0.232 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.232 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.3.3.2 Vérification à l'E.L.S

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{27590.92}{20083.34} = 1.37$$

$$\alpha = 0.1531 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

-La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min } 1} ; A_{\text{min } 2}) = \max (6.49 ; 1.57 ; 1.5) \text{ cm}^2$$

$$A = 6.49 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A = \mathbf{6HA12} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2}$$

III.4.3.3.3 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{4\phi 8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

III.4.3.3.4 Espacement des armatures

A) armature longitudinal :

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

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

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

B) armature de répartition :

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

$$S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_r = 25 \text{ cm}$$

III.4.3.3.5 Calcul de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{0.85 M_0}{10 M_0} = 0.085 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{1}{f_e} \quad \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.00522 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

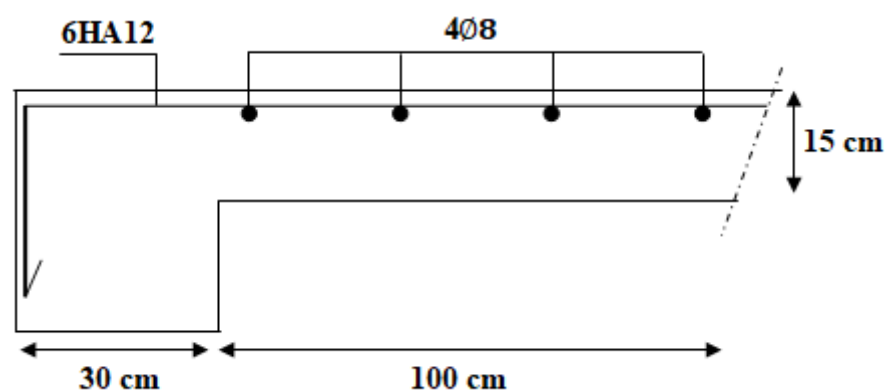


Figure III.14 Schéma de ferrailage de balcon type 3

III.5 Etudes des planchers

III.5.1 Introduction

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

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

III.5.2 Fonctions nécessaires du plancher

- ✓ Résistance mécanique .
- ✓ Rigidité aux déformations .
- ✓ Etanchéité .
- ✓ Isolation thermique .
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel .
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✓ Economique de matières et de fabrication .

III.5.3 Conception des planchers

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux). de dimensions (20x24x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Plancher corps creux

Il est constitué de :

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

III.5.4 Méthodes de calcul des poutrelles

III.5.4.1 Méthodes forfaitaire

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

III.5.4.2 Méthode de Caquot

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

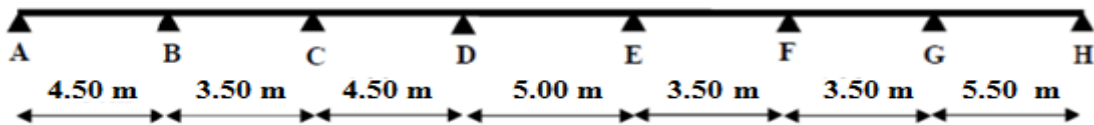
- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

III.5.5 Les types de planchers

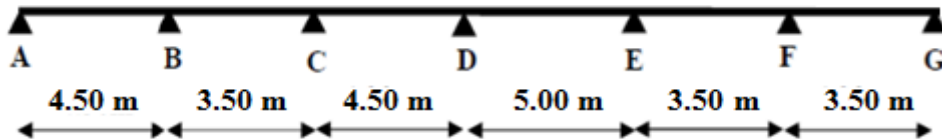
-Nous avons 5 types des poutrelles continues dans **le plancher étage courant** et 4 types des poutrelles continues dans **le plancher terrasse**.

III.5.5.1 Plancher terrasse

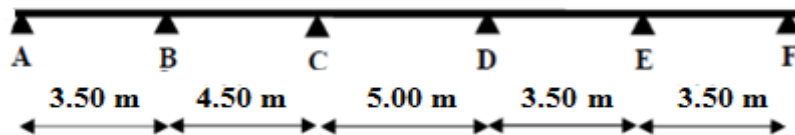
Type 1 plancher repose sur (8) appuis



Type 2 plancher repose sur (7) appuis



Type 3 plancher repose sur (6) appuis



Type 4 plancher repose sur (3) appuis

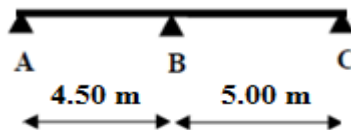
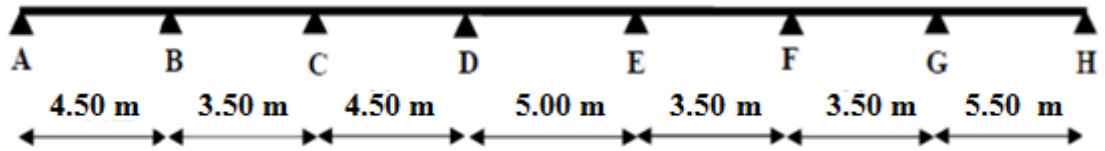


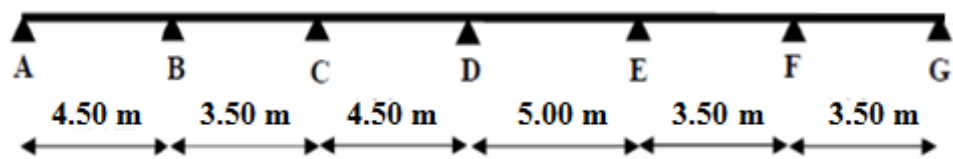
Figure III.15 Les types de planchers terrasse

III.5.5.2 Plancher étage Courant

Type 1 plancher repose sur (8) appuis



Type 2 plancher repose sur (7) appuis



Type 3 plancher repose sur (3) appuis

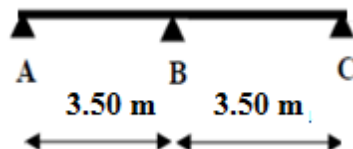
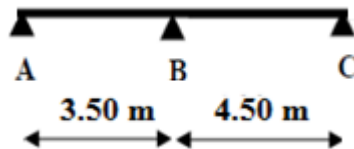
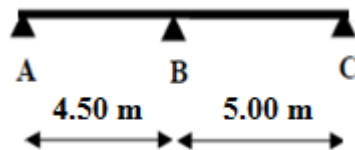


Figure III.16 Les types de planchers terrasse étage Courant

❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher terrasse

$$G = 6.83 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

- $Q \leq 2G \rightarrow 1 \leq 2 \times 6.83 = 13.66 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée
- Inertie constante \rightarrow Condition vérifiée
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

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

$$0.8 \leq \frac{4.5}{3.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.29 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{5}{3.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.43 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.5}{5.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.64 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- Fissuration non préjudiciable parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches \rightarrow Condition non vérifiée

❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher courant

$$G = 5.7 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN}$$

- $Q \leq 2G \rightarrow 1.5 \leq 2 \times 5.7 = 11.4 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée
- Inertie constante \rightarrow Condition vérifiée
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

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

$$0.8 \leq \frac{4.5}{3.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.29 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{5}{3.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.43 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.5}{5.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.64 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- Fissuration non préjudiciable parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches → Condition vérifiée

La condition (3) n'étant pas vérifiée, La méthode de calcul
à adopter sera « Méthode de Caquot »

- **Moment en appuis**

$$M_a = - \frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

- $l' = l$ pour une travée de rive.
- $l' = 0.8 l$ pour une travée intermédiaire.
- l_w' et l_e' étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui.
- l : la portée réelle de la travée.

- **Moment en travée**

$$x_{t \max} = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{P \times l} \right)$$

$$M_t = x_{t \max} = \frac{P \times l^2}{2} + M_w$$

Avec :

- M_w et M_e moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée.

Les efforts tranchants

$$V_{xA} = + \frac{P \times l}{2} + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right)$$

$$V_{xB} = - \frac{P \times l}{2} + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right)$$

III.5.6 Les combinaisons d'action

- **Plancher étage courant**

Charge permanente : $G = 5.7 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher terrasse**

Charge permanente : $G = 6.83 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **E.L.U**

$$P_{U\text{ EC}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,7 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6,46 \text{ KN/ml}}$$

$$P_{U\text{ terrasse}} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,83 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{6,97 \text{ KN/ml}}$$

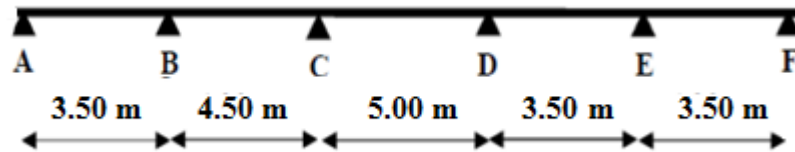
- **E.L.S**

$$P_{s\text{ EC}} = (G + Q) \times 0,65 = (5,7 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4,68 \text{ KN/ml}}$$

$$P_{s\text{ terrasse}} = (G + Q) \times 0,65 = (6,83 + 1) \times 0,65 = \mathbf{5,09 \text{ KN/ml}}$$

- ❖ **Exemple de Calcul des moments et des efforts tranchants pour le type 3**

- Plancher repose sur (6) appuis



- **Moment en appuis**

$$M_A = 0,2 \times \frac{P \times l^2}{8} = 0,2 \times \frac{6,97 \times 3,5^2}{8} = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2 \times \frac{P \times l^2}{8} = 0,2 \times \frac{6,97 \times 3,5^2}{8} = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{6,97 \times 3,5^3 + 6,97 \times 3,6^3}{8,5(3,5 + 3,6)} = - 10,34 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{6,97 \times 3,6^3 + 6,97 \times 4^3}{8,5(3,6 + 4)} = - 11,393 \text{ KN.m}$$

$$M_D = - \frac{6,97 \times 4^3 + 6,97 \times 2,8^3}{8,5(4 + 2,8)} = - 10,365 \text{ KN.m}$$

$$M_E = - \frac{6,97 \times 2,8^3 + 6,97 \times 3,5^3}{8,5(2,8 + 3,5)} = - 8,438 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$x_{AB \max} = \frac{3.5}{2} - \left(\frac{-2.13 + 10.34}{6.97 \times 3.5} \right) = 1.41 \text{ m}$$

$$M_{AB} = \frac{6.97 \times 1.41^2}{2} - 2.13 = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$x_{BC \max} = \frac{3.5}{2} - \left(\frac{-10.34 + 11.939}{6.97 \times 4.5} \right) = 2.199 \text{ m}$$

$$M_{BC} = \frac{6.97 \times 2.199^2}{2} - 10.34 = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$x_{CD \max} = \frac{5}{2} - \left(\frac{-11.939 + 10.365}{6.97 \times 5} \right) = 2.545 \text{ m}$$

$$M_{CD} = \frac{6.97 \times 2.545^2}{2} - 11.939 = 10.636 \text{ KN.m}$$

$$x_{DE \max} = \frac{3.5}{2} - \left(\frac{-10.365 + 8.438}{6.97 \times 3.5} \right) = 1.829 \text{ m}$$

$$M_{DE} = \frac{6.97 \times 1.829^2}{2} - 10.365 = 1.29 \text{ KN.m}$$

$$x_{EF \max} = \frac{3.5}{2} - \left(\frac{-8.438 + 2.13}{6.97 \times 3.5} \right) = 2.01 \text{ m}$$

$$M_{EF} = \frac{6.97 \times 2.01^2}{2} - 8.438 = 5.64 \text{ KN.m}$$

- **Valeur des efforts tranchants**

$$V_{x A} = + \frac{6.97 \times 3.5}{2} + \left(\frac{-10.34 + 2.13}{3.5} \right) = 9.85 \text{ KN}$$

$$V_{x B} = - \frac{6.97 \times 3.5}{2} + \left(\frac{-10.34 + 2.13}{3.5} \right) = -14.54 \text{ KN}$$

$$V_{x B} = + \frac{6.97 \times 4.5}{2} + \left(\frac{-11.939 + 10.34}{4.5} \right) = 15.33 \text{ KN}$$

$$V_{x C} = - \frac{6.97 \times 4.5}{2} + \left(\frac{-11.939 + 10.34}{4.5} \right) = -16.04 \text{ KN}$$

$$V_{x C} = + \frac{6.97 \times 5}{2} + \left(\frac{-10.365 + 11.939}{5} \right) = 17.74 \text{ KN}$$

$$V_{xD} = -\frac{6.97 \times 5}{2} + \left(\frac{-10.365 + 11.939}{5} \right) = -17.11 \text{ KN}$$

$$V_{xD} = +\frac{6.97 \times 3.5}{2} + \left(\frac{-8.438 + 10.365}{3.5} \right) = 12.75 \text{ KN}$$

$$V_{xE} = -\frac{6.97 \times 3.5}{2} + \left(\frac{-8.438 + 10.365}{3.5} \right) = -11.65 \text{ KN}$$

$$V_{xE} = +\frac{6.97 \times 3.5}{2} + \left(\frac{-2.13 + 8.438}{3.5} \right) = 13.99 \text{ KN}$$

$$V_{xF} = -\frac{6.97 \times 3.5}{2} + \left(\frac{-2.13 + 8.438}{3.5} \right) = -10.40 \text{ KN}$$

III.5.7 Résultats des moments et des efforts tranchants à l'E.L.U et à l'E.L.S

III.5.7.1 Plancher terrasse

Type 1 Plancher repose sur (8) appuis

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	
L (m)	4.5	3.5	4.5	5	3.5	3.5	5.5	
$x_{t \max}$ (m)	1.96	1.91	2.15	2.545	1.911	1.251	3.10	
$M_{ult \ t}$ (KN.m)	9.86	0.012	7.32	10.63	2.36	-0.975	14.88	
$M_{ser \ t}$ (KN.m)	7.19	0.008	5.35	7.77	1.73	-0.712	10.87	
$V_{ult \ g}$ (KN)	13.64	13.32	14.98	17.74	13.32	8.72	21.59	
$V_{ult \ d}$ (KN)	-17.72	-11.08	-16.38	-17.11	-11.07	-15.68	-16.74	
$V_{ser \ g}$ (KN)	9.96	9.72	10.94	12.96	9.73	6.37	15.77	
$V_{ser \ d}$ (KN)	-12.94	-8.09	-11.96	-12.49	-8.09	-11.45	-12.23	
appui	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_{ult \ a}$ (KN.m)	-3.53	-12.70	-8.79	-11.939	-10.365	-6.429	-18.606	-5.27
$M_{ser \ a}$ (KN.m)	-2.58	-9.276	-6.419	-8.719	-7.569	-4.695	-13.587	-3.85

Type 2 Plancher repose sur (7) appuis

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	
L (m)	4.5	3.5	4.5	5	3.5	3.5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.96	1.91	2.15	2.545	1.829	2.01	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	9.86	0.012	7.32	10.63	1.29	5.64	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	7.19	0.0084	5.35	7.77	0.945	4.12	
$V_{ult\ g}$ (KN)	13.64	13.32	14.98	17.74	12.75	13.99	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-17.72	-11.08	-16.38	-17.11	-11.65	-10.40	
$V_{ser\ g}$ (KN)	9.96	9.72	10.94	12.96	9.31	10.22	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-12.94	-8.09	-11.96	-12.49	-8.51	-7.59	
appui	A	B	C	D	E	F	G
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-3.53	-12.702	-8.79	-11.939	-10.365	-8.438	-2.13
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-2.58	-9.276	-6.419	-8.719	-7.569	-6.162	-1.56

Type 3 Plancher repose sur (6) appuis

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	
L (m)	3.5	4.5	5	3.5	3.5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.41	2.199	2.545	1.829	2.01	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	4.79	6.51	10.63	1.29	5.64	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	4.49	4.76	7.77	0.945	4.12	
$V_{ult\ g}$ (KN)	9.85	15.33	17.74	12.75	13.99	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-14.54	-16.04	-17.11	-11.65	-10.40	
$V_{ser\ g}$ (KN)	7.19	11.19	12.96	9.31	10.22	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-6.30	-11.71	-12.49	-8.51	-7.59	
appui	A	B	C	D	E	F
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-2.13	-10.34	-11.939	-10.365	-8.438	-2.13
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-1.56	-7.551	-8.719	-7.569	-6.162	-1.56

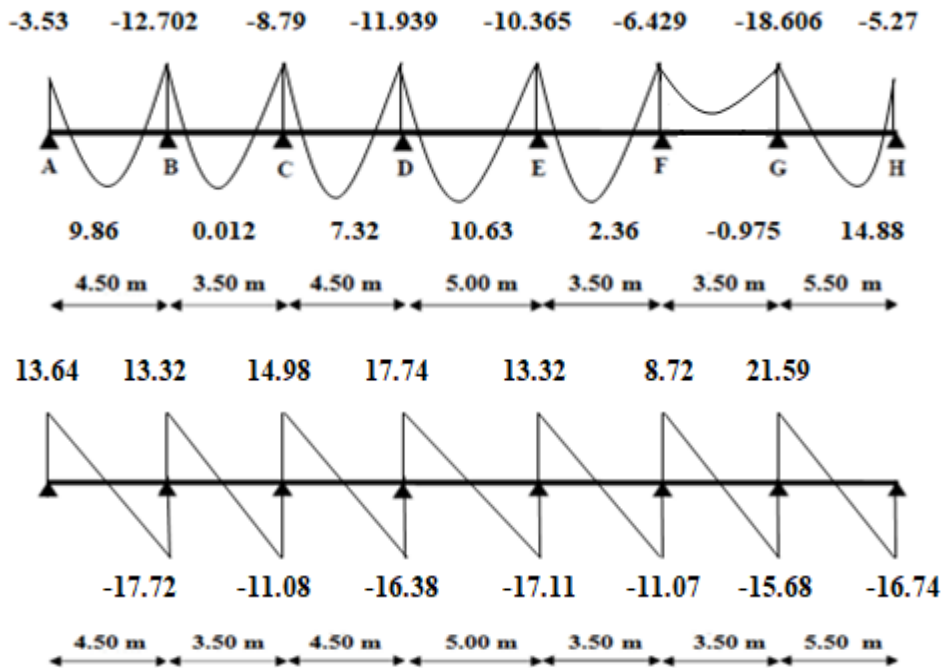
Type 4 Plancher repose sur (3) appuis

Travée	A-B	B-C	
L (m)	4.5	5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.77	2.91	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	7.39	10.86	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	5.39	7.93	
$V_{ult\ g}$ (KN)	12.32	20.28	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-19.04	-14.57	
$V_{ser\ g}$ (KN)	8.99	14.81	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-13.91	-10.64	
appui	A	B	C
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-3.53	-18.655	-4.36
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-2.58	-13.623	-3.18

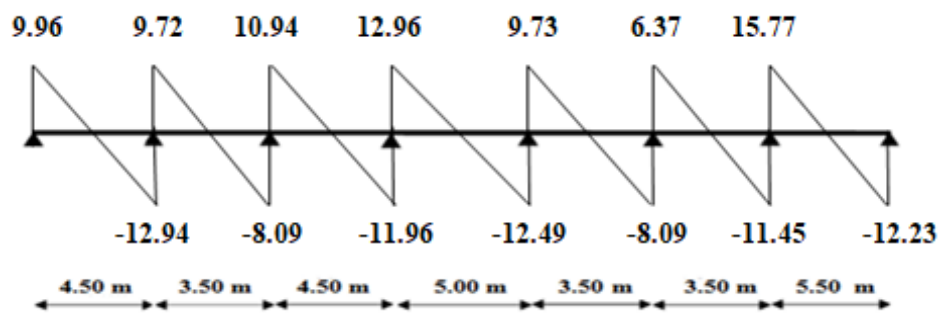
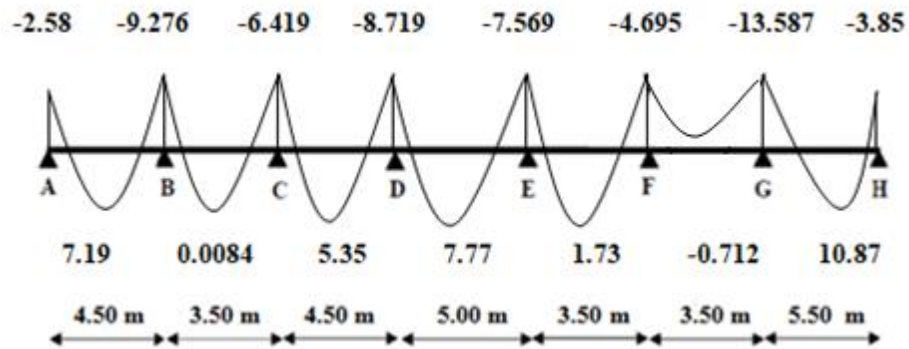
III.5.7.1.1 Diagrammes des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse à l'ELU et à l'ELS

Type 1 Plancher repose sur (8) appuis

E.L.U

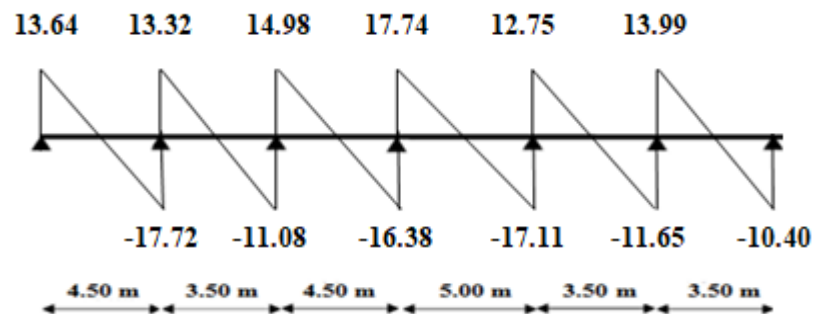
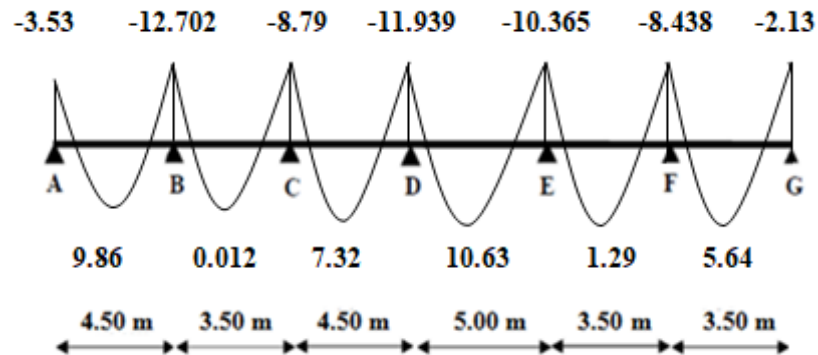


E.L.S

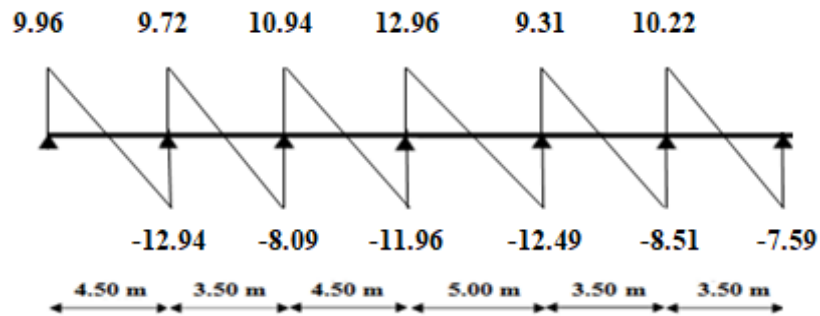
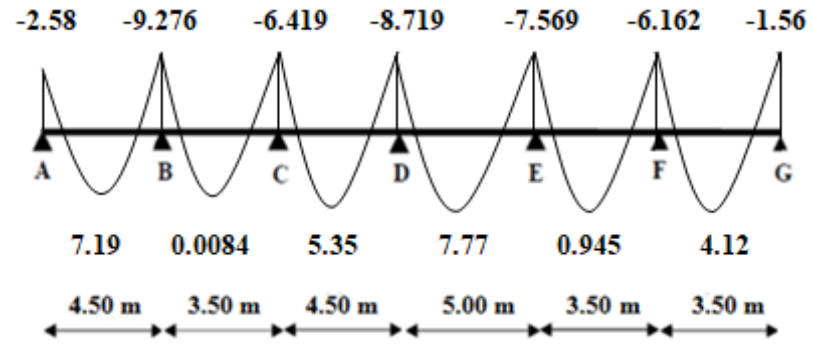


Type 2 Plancher repose sur (7) appuis

E.L.U

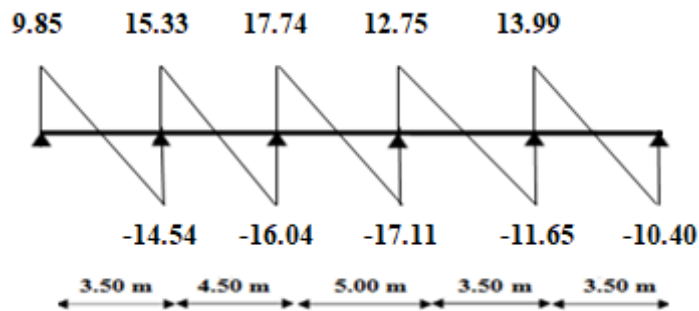
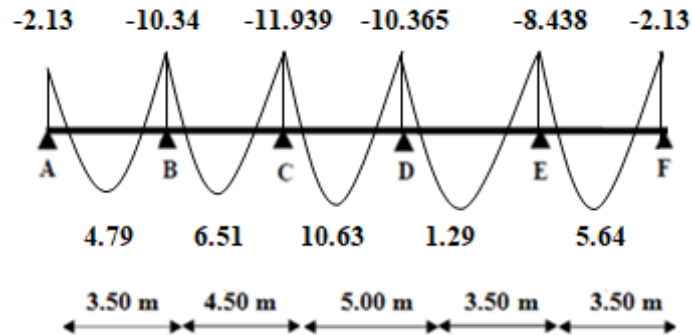


E.L.S

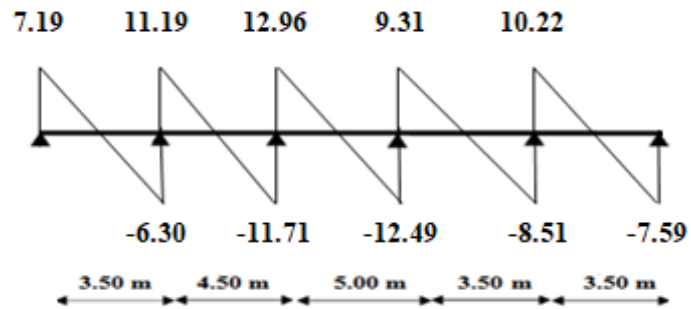
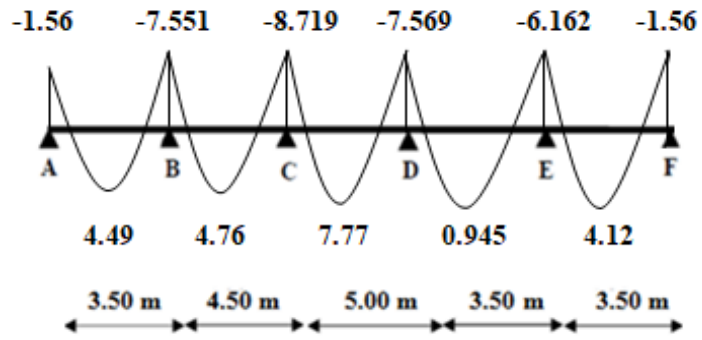


Type 3 Plancher repose sur (6) appuis

E.L.U

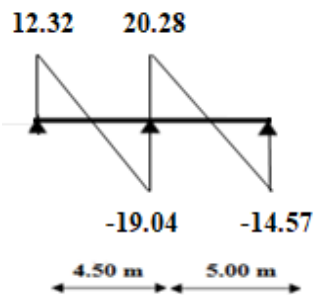
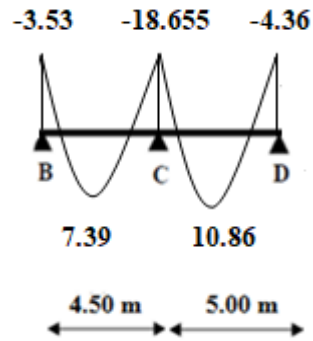


E.L.S

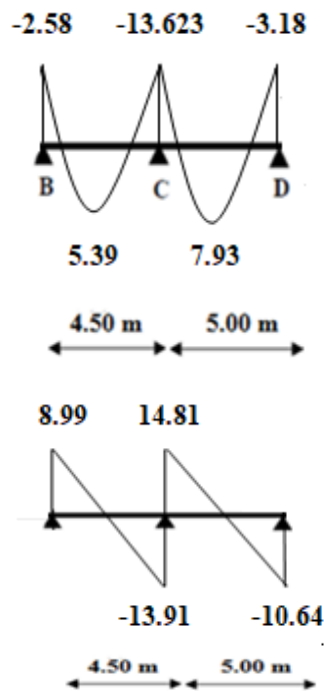


Type 4 Plancher repose sur (3) appuis

E.L.U



E.L.S



III.5.7.2 Plancher étage courant

Type 1 Plancher repose sur (8) appuis

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	
L (m)	4.5	3.5	4.5	5	3.5	3.5	5.5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.96	1.91	2.15	2.545	1.911	1.251	3.10	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	9.14	0.011	6.78	9.85	2.19	-0.903	13.79	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	6.62	0.008	4.91	7.14	1.59	-0.655	9.99	
$V_{ult\ g}$ (KN)	12.65	12.34	13.89	16.44	12.35	8.08	20.01	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-16.42	-10.27	-15.18	-15.86	-10.26	-14.53	-15.52	
$V_{ser\ g}$ (KN)	9.16	8.94	10.06	11.91	8.94	5.85	14.49	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-11.89	-7.44	-11	-11.49	-7.44	-10.53	-11.24	
appui	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-3.27	-11.772	-8.147	-11.066	-9.606	-5.958	-17.244	-4.89
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-2.37	-8.529	-5.902	-8.017	-6.959	-4.317	-12.493	-3.54

Type 2 Plancher repose sur (7) appuis

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	
L (m)	4.5	3.5	4.5	5	3.5	3.5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.96	1.91	2.15	2.545	1.829	2.01	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	9.14	0.011	6.78	9.85	1.20	5.23	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	6.62	0.008	4.91	7.14	0.87	3.79	
$V_{ult\ g}$ (KN)	12.65	12.34	13.89	16.44	11.82	12.97	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-16.42	-10.27	-15.18	-15.86	-10.79	-9.64	
$V_{ser\ g}$ (KN)	9.16	8.94	8.42	11.91	8.56	9.40	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-11.89	-7.44	-11	-11.49	-7.82	-6.98	
appui	A	B	C	D	E	F	G
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-3.27	-11.772	-8.147	-11.066	-9.606	-7.82	-1.98
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-2.37	-8.529	-5.902	-8.017	-6.959	-5.666	-1.43

Type 3 Plancher repose sur (3) appuis

Travée	A-B	B-C	
L (m)	4.5	5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.77	2.91	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	6.85	10.06	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	4.96	7.29	
$V_{ult\ g}$ (KN)	11.42	18.80	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-17.65	-13.50	
$V_{ser\ g}$ (KN)	8.27	13.62	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-12.79	-9.78	
appui	A	B	C
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-3.27	-17.29	-4.04
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-2.37	-12.526	-2.93

Type 3 Plancher repose sur (3) appuis

Travée	A-B	B-C	
L (m)	3.5	4.5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.27	2.58	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	3.23	8.77	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	2.34	6.35	
$V_{ult\ g}$ (KN)	8.23	16.64	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-14.38	-12.43	
$V_{ser\ g}$ (KN)	5.96	12.05	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-10.42	-9.01	
appui	A	B	C
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-1.98	-12.73	-3.27
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-1.43	-9.222	-2.37

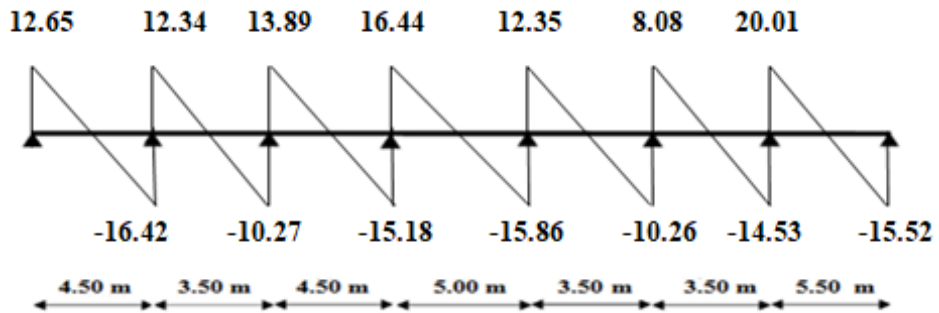
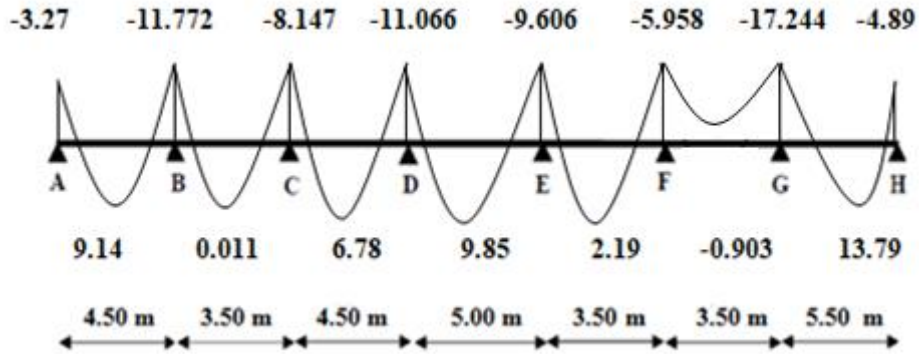
Type 3 Plancher repose sur (3) appuis

Travée	A-B	B-C	
L (m)	3.5	3.5	
$x_{t\ max}$ (m)	1.43	2.07	
$M_{ult\ t}$ (KN.m)	4.63	4.53	
$M_{ser\ t}$ (KN.m)	3.36	3.28	
$V_{ult\ g}$ (KN)	9.21	13.39	
$V_{ult\ d}$ (KN)	-13.39	-9.21	
$V_{ser\ g}$ (KN)	6.67	9.71	
$V_{ser\ d}$ (KN)	-9.71	-6.67	
appui	A	B	C
$M_{ult\ a}$ (KN.m)	-1.98	-9.31	-1.98
$M_{ser\ a}$ (KN.m)	-1.43	-6.745	-1.43

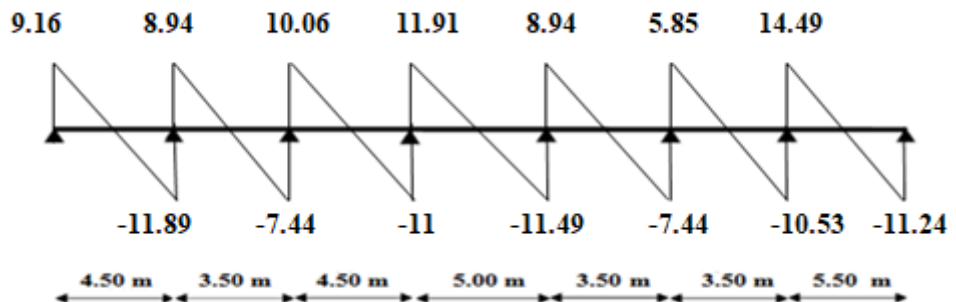
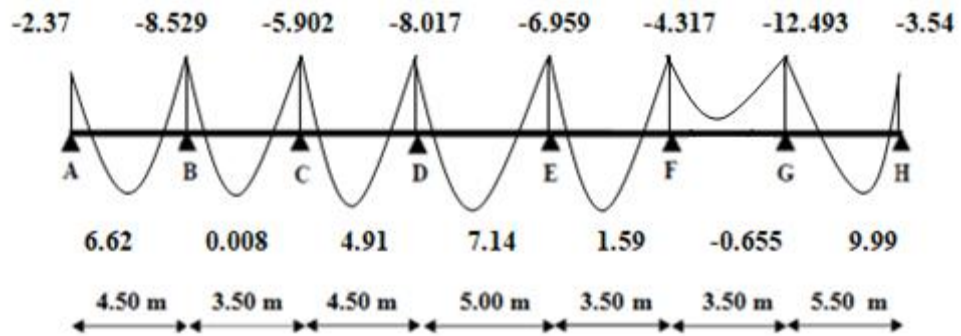
III.5.7.2.1 Diagrammes des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELU et l'ELS

Type 1 Plancher repose sur (8) appuis

E.L.U

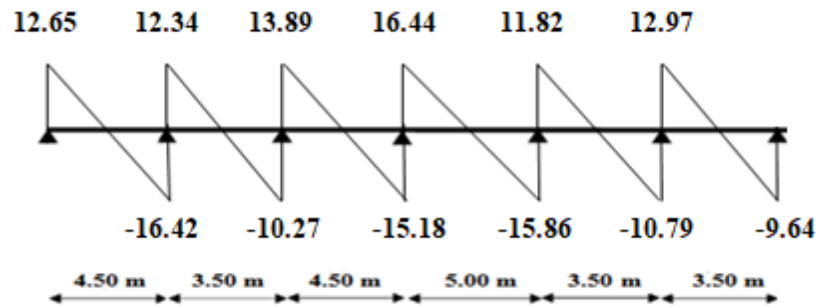
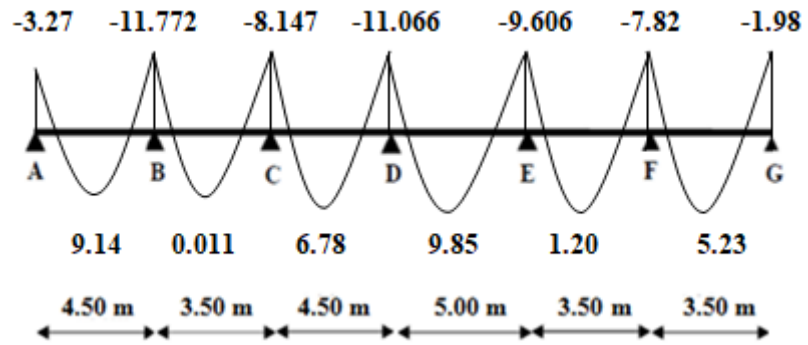


E.L.S

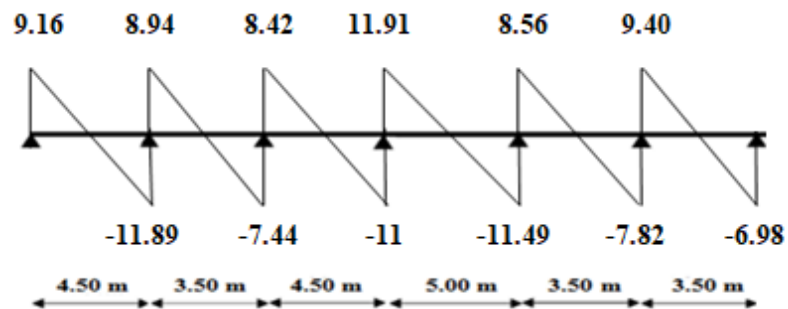
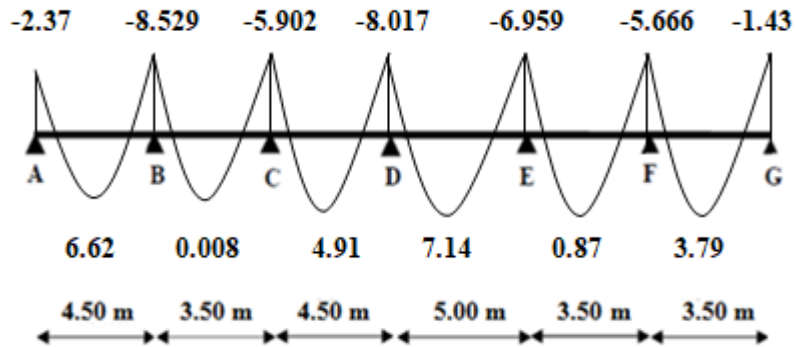


Type 2 Plancher repose sur (7) appuis

E.L.U

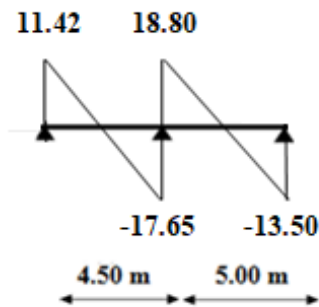
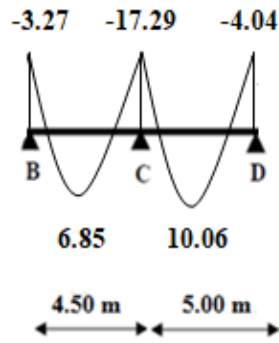


E.L.S

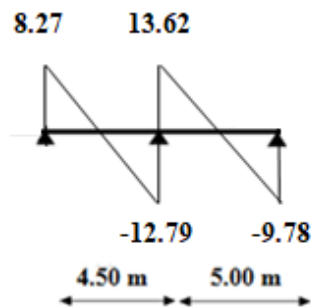
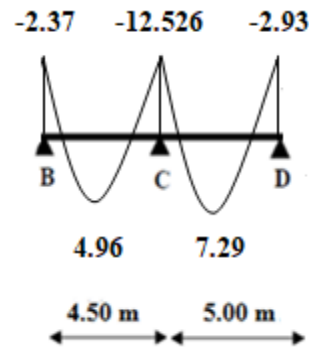


Type 3 Plancher repose sur (3) appuis

E.L.U

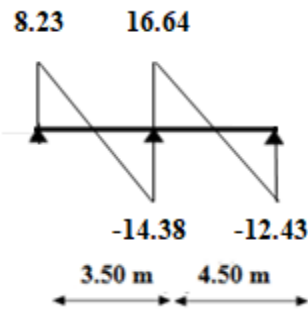
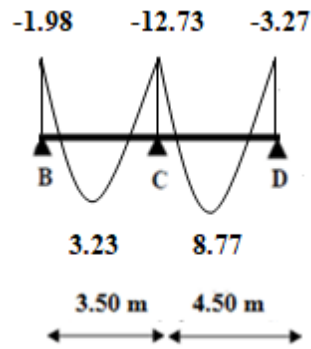


E.L.S

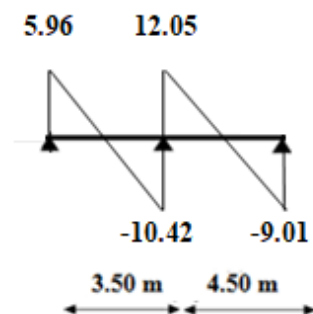
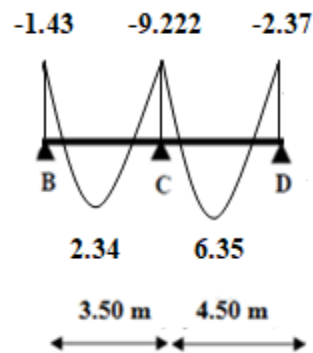


Type 3 Plancher repose sur (3) appuis

E.L.U

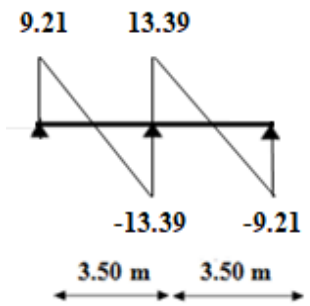
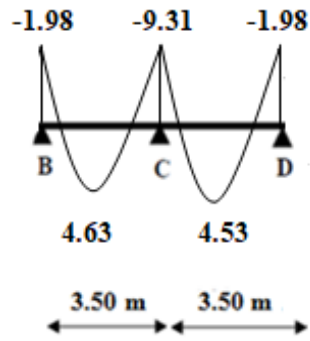


E.L.S

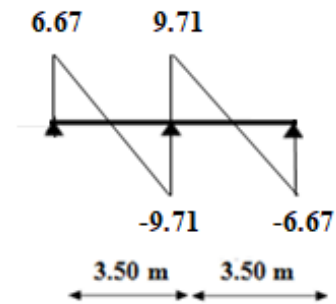
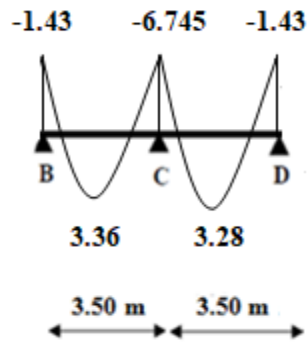


Type 3 Plancher repose sur (3) appuis

E.L.U



E.L.S



III.5.8 Calcul de ferrailage

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

$$h = 24 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

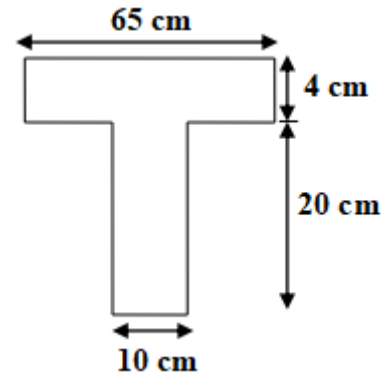


Figure III.17 Dimensions de poutrelle

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

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.2 \text{ cm}$$

Donc on adopte $C = 2.2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 24 - 2.2 = 21.8 \text{ cm}$$

Tableau III.11 Récapitulatif résultats des sollicitations

-		M max(appui) (N.m)	M max (travée) (N.m)	Tma x (N)
terrasse	ELU	18660	14880	21590
	ELS	13620	10870	-
Etage courant	ELU	17244	13790	20010
	ELS	12493	9990	-

III.5.8.1 Les armatures longitudinales

• En travée

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(21,8 - \frac{4}{2}\right) = 73101,6 \text{ KN.m}$$

$$M_t \text{ max} = 14880 \text{ N.m} < M_t = 73101,6 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14880}{14,2 \times 65 \times (21,8)^2} = 0,0339$$

$$\mu = 0,0339 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,0339)}) = 0,043$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4(0,043)) = 0,983$$

$$A_u = \frac{M_u}{f_{st} \times \beta \times d} = \frac{14880}{348 \times 0,983 \times 21,8} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Tableau III.12 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale en travée

Type	Mt (N.m)	μ	μ_l	α	β	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$
Plancher terrasse	14880	0.0339	0.392	0.043	0.983	1.99
Plancher étage courant	13790	0.0314	0.392	0.039	0.984	1.85

• Sur Appuis

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

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18660}{14,2 \times 10 \times (21,8)^2} = 0,277$$

$$\mu = 0,277 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,277)}) = 0,415$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4(0,415)) = 0,834$$

$$A_u = \frac{M_u}{f_{st} \times \beta \times d} = \frac{18660}{348 \times 0,834 \times 21,8} = 2,95 \text{ cm}^2$$

Tableau III.13 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis

Types	Ma(N.m)	μ	μ_1	α	β	$A_u (cm^2)$
Plancher terrasse	18660	0.277	0.392	0.415	0.834	2.95
Plancher étage courant	17244	0.256	0.392	0.377	0.849	2.68

- E. L. S

D'après le BAEL83 :

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

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

Tableau III.14 Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S

-		Mu (N. m)	Ms (N.m)	γ	α	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
terrasse	Travée	14880	10870	1.37	0.043	25	0.435	Vérifiée
	appui	18660	13620	1.37	0.415	25	0.435	Vérifiée
Étage courant	Travée	13790	9990	1.38	0.039	25	0.440	Vérifiée
	appui	17244	12493	1.38	0.377	25	0.440	Vérifiée

- **Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{min 1} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée : $A_{min 1} \geq 0.23 \times 65 \times 21.8 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.71 \text{ cm}^2}$

Sur Appuis : $A_{min 1} \geq 0.23 \times 10 \times 21.8 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2}$

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

$$A_{min 2} \geq 0.0025 \times b \times h$$

En Travée: $A_{\min 2} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$

Sur Appuis : $A_{\min 2} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = \mathbf{0.24 \text{ cm}^2}$

Tableau III.15 Récapitulatif résultats de ferrailage

-	Désignation	A_{cal} (cm^2)	$A_{\text{min 1}}$ (cm^2)	$A_{\text{min 2}}$ (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
terrasse	Travée	2.41	1.71	1.56	1.99	3HA12= 3.39
	appui	2.95	0.26	0.24	2.95	2HA14= 3.08
Etage courant	Travée	1.85	1.71	1.56	1.85	3HA12= 3.39
	appui	2.68	0.26	0.24	2.68	2HA14= 3.08

- **Diamètre minimale ϕ_t CBA93 article (A.7.2.2)**

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \rightarrow \min(6.86; 10; 10)$$

Soit : 6 mm FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi 6 = \mathbf{0, 57\text{cm}}$$

- **Espacement des cadres St: BAEL91 (A.5.1, 22)**

- $St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(19.62; 40) \text{ cm} = 19.62 \text{ cm}$

- $St_2 \leq At \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,49 \text{ cm}$

- $St_3 \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) At] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_t 28 \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

- $St_3 \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15(1.03 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 26.21 \text{ cm}$

Suit: $St \leq \min(St_1; St_2; St_3)$

$$St \leq \min(19.62; 33,49; 26.21) \rightarrow St = 19.62\text{cm}$$

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

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

III.5.8.2 Vérification de l'effort tranchant CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

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

b₀ : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{21590}{100 \times 218} = 0.99 \text{ MPa}$$

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

Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211))

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.8.3 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

D'après CBA93 article (A.5.1.31)

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

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

$$\text{Au maximum } a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 21.8 = 19.62 \text{ cm}$$

$$V_u = 21590 \text{ N}$$

$$V_u = 21590 \text{ N} \leq 0.267 \times 19.62 \times 10 \times 100 \times 25 = 130963.5 \text{ N} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

$$2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{21590}{400} = 62.07 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.8.4 Vérification de la flèche CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{520} = 0.0462 \geq 0.0444 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \rightarrow \frac{24}{520} = 0,0462 \geq \frac{17873}{15(23558.6)} = 0.0506 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 21.8} = 0.002 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Comme la condition (2) ne sont pas vérifiée, donc il faut évaluer la flèche, on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} - f_{gi} + f_{pi} < f_{adm}$$

❖ **Evaluation des charges** BAEL 91 (art B.6.5,2)

Position du centre de gravité de la section homogène

$$y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{65 \times 24 \times \frac{24}{2} + 15 \times 3.39 \times 21.8}{65 \times 24 + 15 \times 3.39} = 12.31 \text{ cm}$$

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

$$\text{Alors : } YG' = h - YG = 24 - 12.31 = 11.69 \text{ cm}$$

$$\Delta = d - YG = 21.80 - 12.31 = 9.49 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène**

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

$$I_0 = \left[\frac{65 \times 24^3}{12} + 65 \times 24 \left(\frac{24}{2} - 12.31 \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 \cdot (21.80 - 12.31)^2$$

$$I_0 = 79609.47 \text{ cm}^4$$

❖ **Déformations instantanées**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{65 \times 21.8} = 0.0024 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 0.0024} = 8.75$$

❖ Déformations de longue durée

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3 \times 1)0.0024} = 3.5$$

❖ Calcul des moments fléchissant à E.L.S

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

Jeq: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

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

$$g_{eq} = G_{PLANCHERcourant} \times b$$

$$g_{eq} = 5700 \times 0.65 = 3705 \text{ N.ml}$$

$$j_{eq} = G_{CORP} \times b$$

$$j_{eq} = 3300 \times 0.65 = 2145 \text{ N.ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 3705 + 2145 = 5850 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{3705 \times 5.2^2}{8} = 12522.9 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{2145 \times 5.2^2}{8} = 7250.10 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{p_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5850 \times 5.2^2}{8} = 19773 \text{ N.m}$$

❖ Calcul des contraintes de traction effectives de l'armature

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.0033 \times 100 = 0.33$$

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

$$\beta_1 = 0.9295$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{12522.9}{3.39 \times 0.9295 \times 21.8} = 182.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{7250.10}{3.39 \times 0.9295 \times 21.8} = 105.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{19773}{3.39 \times 0.9295 \times 21.8} = 287.85 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de coefficients μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0024 \times 182.31 + 2.1} = 0.045$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0024 \times 105.55 + 2.1} = -0.18$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0024 \times 287.85 + 2.1} = 0.24$$

Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPas}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPas}$$

❖ Calcul des inerties

$$I_0 = 79609.47 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 79609.47}{1 + 8.75 \times 0.045} = 62830.79 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 79609.47}{1 + 8.75 \times (-0.18)} = -34007.93 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 79609.47}{1 + 8.75 \times 0.24} = 28248.52 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 79609.47}{1 + 3.5 \times 0.045} = 75654.79 \text{ cm}^4$$

❖ Flèche correspondant

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{12522.9 \times 520^2}{10 \times 32164.2 \times 62830.79} = 0.17$$

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{7250.10 \times 520^2}{10 \times 32164.2 \times (-34007.93)} = -0.18$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{19773 \times 520^2}{10 \times 32164.2 \times 28248.52} = 0.59$$

$$F_v = \frac{M_v \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{12522.9 \times 520^2}{10 \times 10818.9 \times 75654.79} = 0.41$$

$$\Delta_{ft} = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.41 + 0.18) + (0.59 - 0.17) = 1.01 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta_{ft} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5\text{m}$$

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ cm} \quad f_{adm} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = 1.01 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.02 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.8.2 La dalle mince (Table de compression) BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé TS $\rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$

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

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

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

$$A_{\perp} = \frac{(4 \times 65)}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

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

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

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

- **Pour les armatures parallèles aux nervures**

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

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

- **Espacement**

$$St = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

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

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

$$A_{//} = 3\text{Ø}5 / \text{ml} \quad e = 30 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = 5\text{Ø}5 / \text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

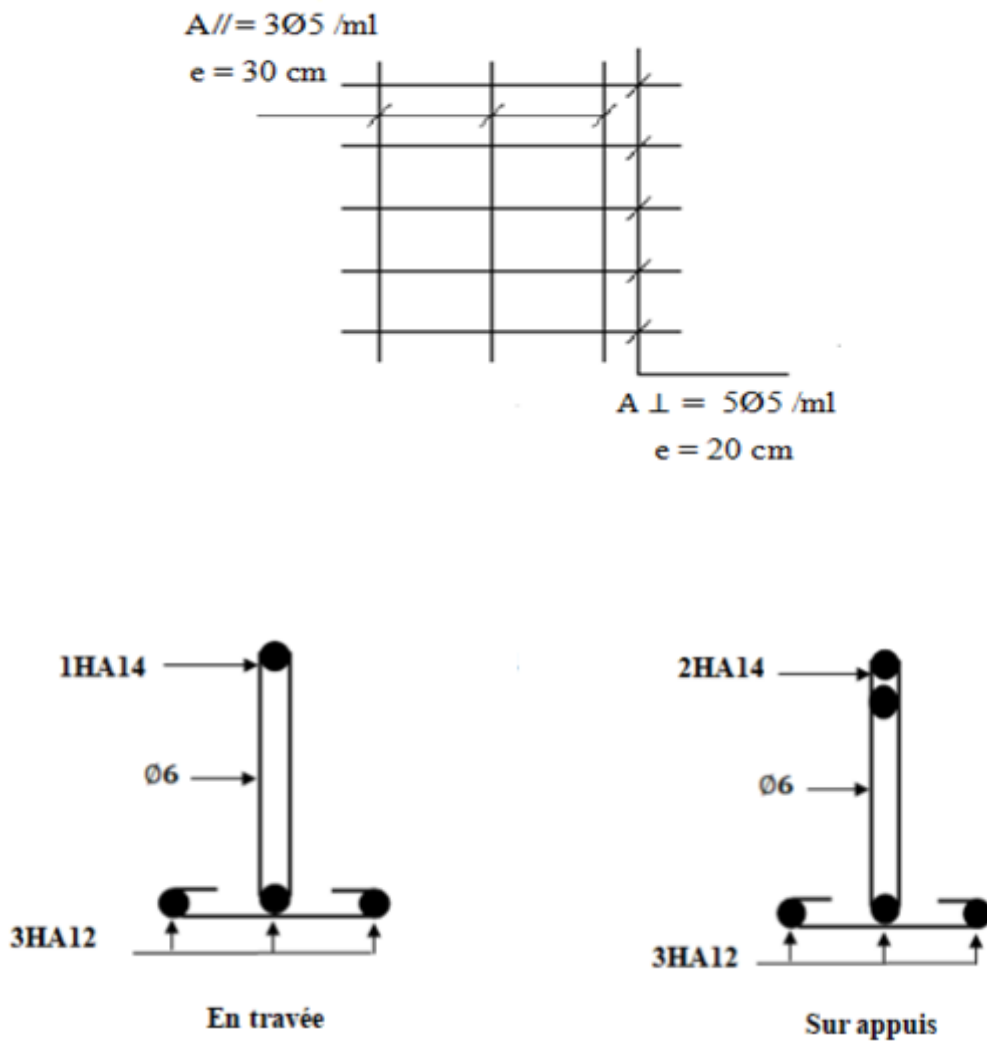


Figure III.18 Ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression de plancher terrasse et plancher étage courant

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol, il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous ramène à procéder à une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage. IL est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

IV.2 Choix de la méthode de calcul

IV.2.1 Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1)

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.2 Méthode statique équivalente

- **Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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

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

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié , satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires Suivantes :

Zone I :

- ❖ tous groupes.

Zone IIa :

- ❖ groupe d'usage 3.
- ❖ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

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

IV.2.3 La méthode d'analyse modale spectrale

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

- **Buts de l'analyse dynamique :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. Robot considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.2.4 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en zone **IIa**.
- ✓ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **sol meuble de catégorie S3**.
- ✓ La hauteur du structure : $h = 33.66 \text{ m} > 23 \text{ m}$ (zone **IIa**)

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

IV.2.5 Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

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

R : coefficient de comportement

η : Coefficient de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

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

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

- Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.5$ sec.
- $A = 0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$

Tableau IV.1 Coefficient d'accélération de zone A

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

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

Tableau IV.2 Valeurs de pourcentage d'amortissement critique ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3RPA99/version 2003)

Contreventement mixte **R = 5**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99 ; $Q_x=1.2$ et $Q_y=1.2$

Tableau. IV.3 Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Longitudinal	Transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

IV.3 Estimation de la période fondamentale de la structure

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

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = c_T \cdot (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA99/2003 (Art.4.2.4)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

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

- $C_T = 0.05$

- $h_n = 36.72$ m

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (36.72)^{\frac{3}{4}} = 0.746 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} \quad T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}}$$

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

$$D_x = 30 \text{ m} \quad ; \quad D_y = 24 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 36.72}{\sqrt{30}} = 0.603 \text{ sec} \quad T_y = \frac{0.09 \times 36.72}{\sqrt{24}} = 0.675 \text{ sec}$$

$$T_x = \min \left\{ T = c_T \cdot (h_n)^{\frac{3}{4}} = 0.746 \text{ sec} ; T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.603 \text{ sec} \right\} = 0.603 \text{ sec}$$

$$T_y = \min \left\{ T = c_T \cdot (h_n)^{\frac{3}{4}} = 0.746 \text{ sec} ; T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.675 \text{ sec} \right\} = 0.675 \text{ sec}$$

IV.4 Analyse de la structure initiale

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

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

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

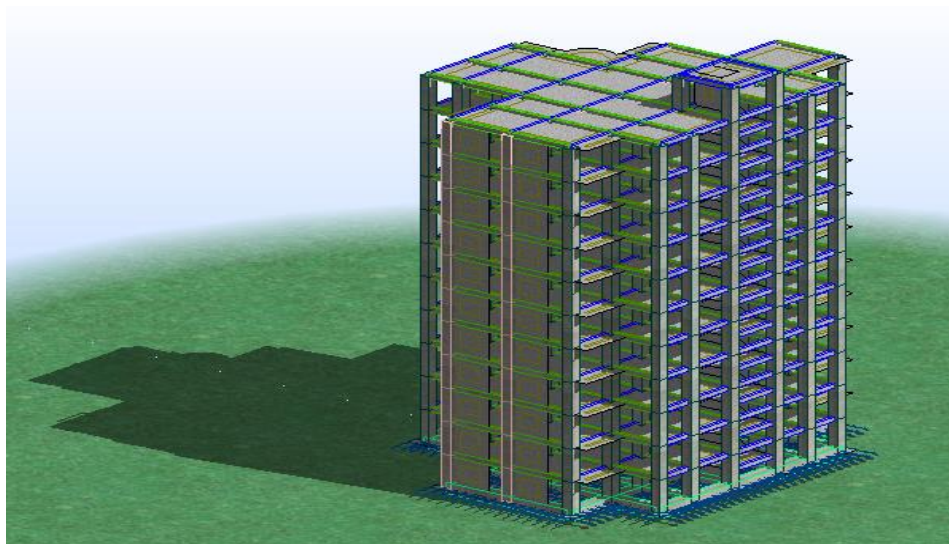


Figure IV.1 La modélisation de la structure

1) Analyse de la variante initiale :

- Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 7 Voiles longitudinaux (Sens X) de 15 cm d'épaisseur
- 6 Voiles transversaux (Sens Y) de 15 cm d'épaisseur
- Voile de la cage d'ascenseur en U de 20 cm d'épaisseur

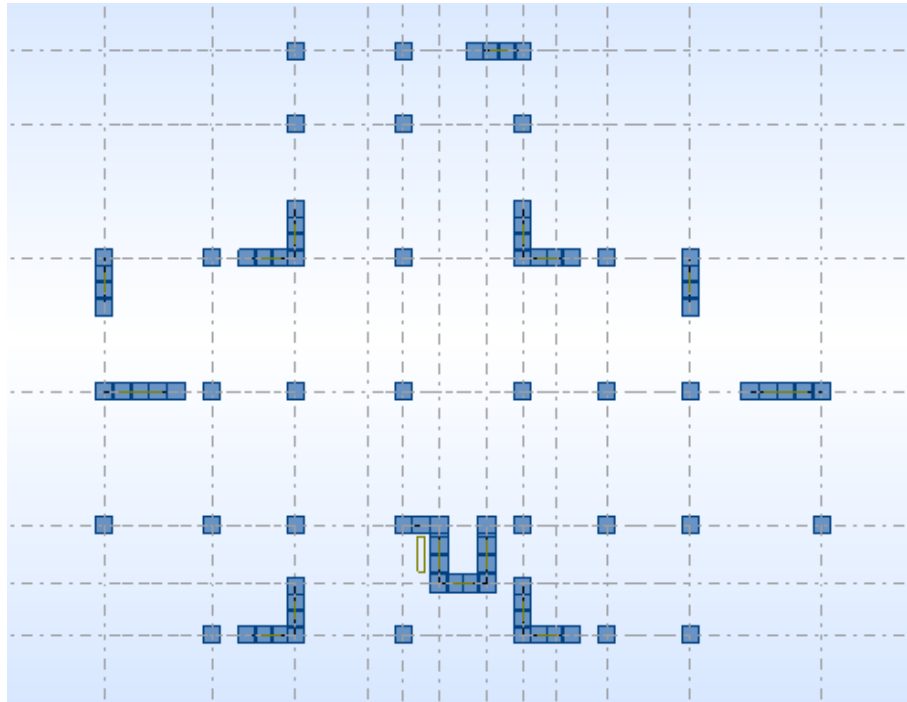


Figure IV.2 Disposition des voiles de la variante initiale

L'analyse automatique de la variante initiale en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Tableau IV.4 Périodes et facteurs de participation massique modale (variante initiale)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,93	1,07	3,22	66,28	3,22	66,28
3/ 2	0,96	1,04	27,65	66,30	24,43	0,02
3/ 3	1,16	0,86	71,00	71,07	43,36	4,76
3/ 4	3,20	0,31	72,63	75,53	1,62	4,46
3/ 5	3,22	0,31	75,55	85,07	2,93	9,55
3/ 6	3,93	0,25	85,93	85,69	10,37	0,61
3/ 7	6,53	0,15	86,91	86,12	0,99	0,43
3/ 8	6,73	0,15	87,45	91,24	0,54	5,13
3/ 9	7,86	0,13	91,61	91,43	4,16	0,19
3/ 10	10,68	0,09	91,96	91,89	0,35	0,46

- Interprétation des résultats:

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale, nous interprétons les résultats comme suit :

- 1) La période fondamentale de la structure $T_y = 1.07\text{sec}$, on remarque que cette valeur de période est élevée , ce qui explique trop de flexibilité de la structure étudiée ($T_y \text{ stat} = 0.675 \text{ sec}$).
- 2) Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe (**Y**), avec mobilisation de **66.28 %** de masse modale.
- 3) Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe (**X**), avec mobilisation **uniquement** de **24.43 %** de masse modale. on constate que cette mobilisation de masse est insuffisante , ce qui explique **une mauvaise disposition de voiles** qui **gênent** (bloquent) le mouvement de la structure dans cette direction.
- 4) Le 3^{ème} mode est un mode de torsion, **couplé** avec la translation avec mobilisation (**43.36 %**) de masse modale.
- 5) Il faut (09) modes pour **atteindre les 90 %** de participation de masse modale exigée par **le RPA 2003 Art 4.3.4.**

Conclusion :

La structure telle qu'elle est présente une flexibilité élevée ce qui va entraîner par la suite des déplacements inadmissibles ; déformations excessives des poteaux qui ne pouvant pas suivre celles des voiles en cas d'un séisme majeur ainsi qu'une instabilité vis-à-vis de la torsion au 3ème mode.

Pour cette raison, on propose une nouvelle conception, en changeant le nombre, la longueur et l'emplacement des voiles afin de " remédier à cette anomalie ".

2) Analyse de la première proposition :

- Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 5 Voiles longitudinaux (Sens X) de 15 cm d'épaisseur
- 4 Voiles transversaux (Sens Y) de 15 cm d'épaisseur
- Voile de la cage d'ascenseur en U de 20 cm d'épaisseur

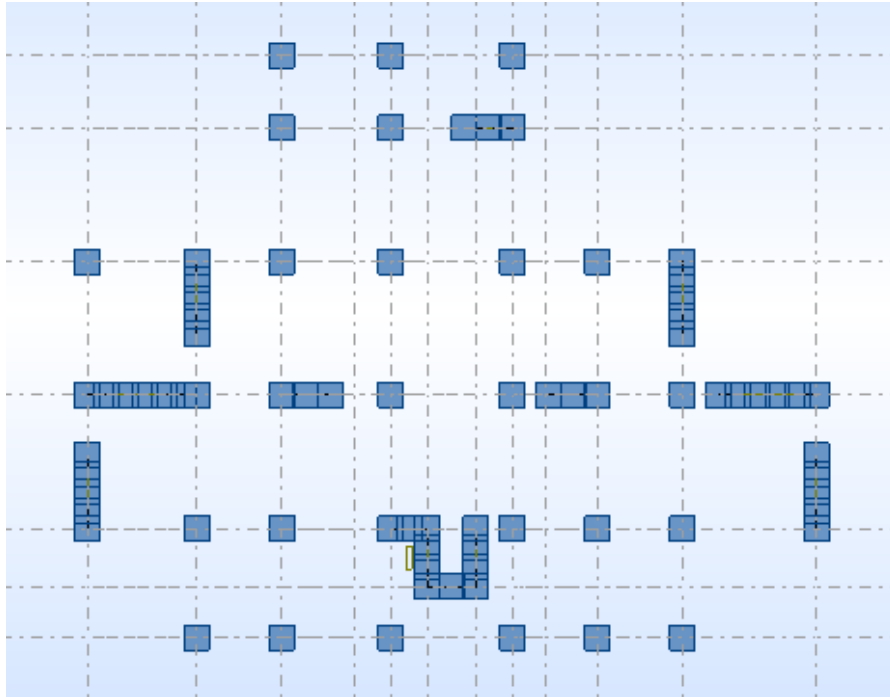


Figure IV.3 Disposition des voiles de la 1^{er} proposition

L'analyse automatique de la 1^{er} proposition en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Tableau IV.5 Périodes et facteurs de participation massique modale (1^{er} proposition)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,97	1,03	0,00	70,31	0,00	70,31
3/ 2	1,08	0,92	69,59	70,32	69,59	0,01
3/ 3	1,14	0,88	70,24	70,49	0,65	0,17
3/ 4	3,38	0,30	70,24	85,03	0,00	14,53
3/ 5	3,74	0,27	82,19	85,08	11,95	0,05
3/ 6	3,99	0,25	85,86	85,23	3,67	0,15
3/ 7	7,13	0,14	85,87	91,14	0,01	5,91
3/ 8	7,61	0,13	90,90	91,21	5,02	0,07
3/ 9	8,34	0,12	91,77	91,31	0,87	0,10
3/ 10	11,30	0,09	93,66	91,32	1,89	0,01

-Interprétation des résultats:

- 1) La période fondamentale de la structure $T_y = 1.03\text{sec}$.
- 2) Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe (Y), avec mobilisation de **70.31 %** de masse modale.
- 3) Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe (X), avec mobilisation de **69.59 %** de masse modale.
- 4) Le 3^{ème} mode est un mode de torsion " pure ".
- 5) Il faut (08) modes pour atteindre les 90 % de participation de masse modale exigée **par le RPA 2003 Art 4.3.4.**

Conclusion :

On remarque une légère amélioration de la période $T_y = 1.03 \text{ sec}$ qui reste élevée , néanmoins la structure reste toujours trop souple et pour cette raison, on doit " **Rigidifier** "

la structure, pour réduire la valeur de la période $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$, ($K \nearrow$)

3) Analyse de la deuxième proposition :

- Le système de contreventement proposé cette fois est composé de :

- 5 Voiles longitudinaux (Sens X) de 15 cm d'épaisseur
- 6 Voiles transversaux (Sens Y) de 15 cm d'épaisseur
- Voile de la cage d'ascenseur en U de 20 cm d'épaisseur

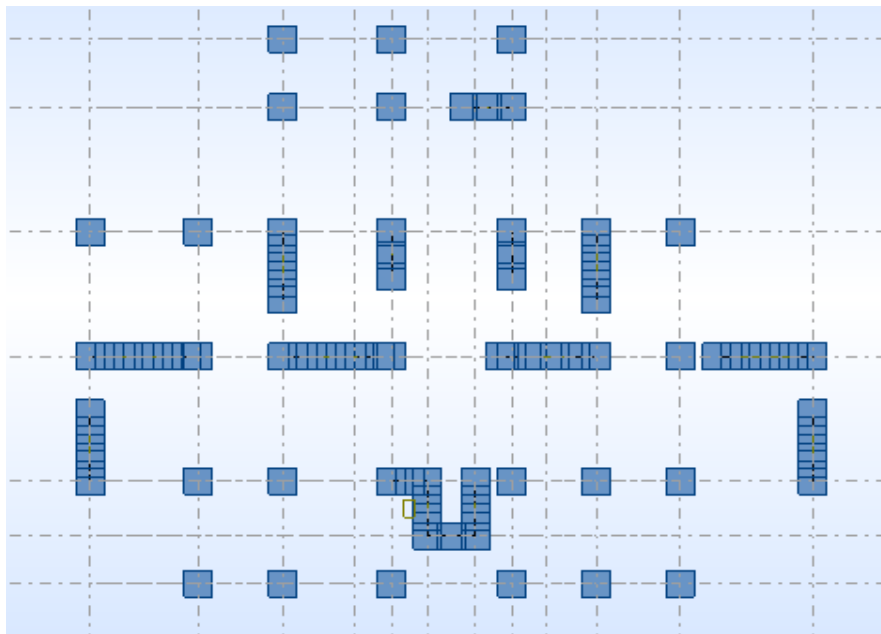


Figure IV.4 Disposition des voiles de la 2^{ème} proposition

L'analyse automatique de la 2^{ème} proposition, en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Tableau IV.6 Périodes et facteurs de participation massique modale (2^{ème} proposition)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,01	0,99	0,27	67,85	0,27	67,85
3/ 2	1,07	0,93	8,35	70,37	8,08	2,52
3/ 3	1,20	0,83	68,89	70,37	60,54	0,00
3/ 4	3,51	0,29	68,98	83,02	0,09	12,65
3/ 5	3,72	0,27	69,95	85,10	0,97	2,08
3/ 6	4,39	0,23	85,59	85,11	15,64	0,01
3/ 7	7,38	0,14	85,69	89,27	0,10	4,16
3/ 8	7,80	0,13	86,05	91,17	0,36	1,90
3/ 9	8,94	0,11	91,59	91,17	5,54	0,01
3/ 10	11,56	0,09	91,78	91,19	0,20	0,02

-Interprétation des résultats:

- 1) La période fondamentale de la structure $T_y = 0.99$ sec.
- 2) Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe (Y), avec mobilisation de **67.85 %** de masse modale.
- 3) Le 2^{ème} mode est un mode de torsion " pure ".
- 4) Le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe (X) , avec mobilisation de **60.54 %** de masse modale.
- 5) Il faut (09) modes pour atteindre les 90 % de participation de masse modale exigée par le **RPA 2003 Art 4.3.4**.

Conclusion :

On remarque que la structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, en particulier a au 2^{ème} mode ainsi que une légère souplesse $1.3 \times T_{y \text{ emp}} = 0.878$ (s) et pour cette raison, nous allons changer le nombre et l'emplacement des voiles afin de rapprocher le centre de masse du centre de torsion et augmenter **la section des poteaux** afin d'assurer l'interaction portiques-voiles et avoir un système **contreventement de mixte**.

4) Analyse de troisième proposition :

- Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 5 Voiles longitudinaux (Sens X) de 20 cm d'épaisseur
- 4 Voiles transversaux (Sens Y) de 20 cm d'épaisseur
- Voile de la cage d'ascenseur en U de 20 cm d'épaisseur
- On augmente la section des poteaux de (65×65) à (85×90) au lieu de la section qui a été choisie en pré-dimensionnement.

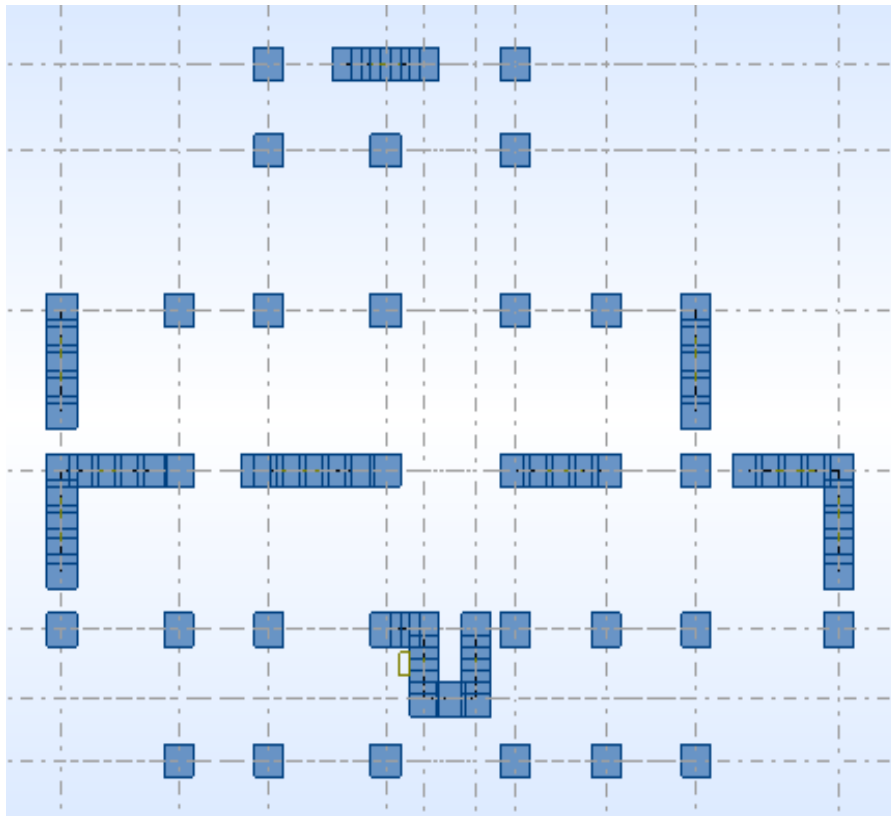


Figure IV.5 Disposition des voiles de la 3^{ème} proposition

L'analyse automatique de **la variante finale** en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Tableau IV.7 Périodes et facteurs de participation massique modale (3^{ème} proposition)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,18	0,85	1,18	68,87	1,18	68,87
3/ 2	1,30	0,77	70,35	70,16	69,17	1,29
3/ 3	1,50	0,67	70,38	71,10	0,03	0,94
3/ 4	4,44	0,23	70,40	85,85	0,02	14,75
3/ 5	4,94	0,20	86,12	85,87	15,72	0,01
3/ 6	5,58	0,18	86,31	85,94	0,19	0,07
3/ 7	9,54	0,10	86,31	91,60	0,00	5,66
3/ 8	10,34	0,10	91,58	91,60	5,26	0,00

-Interprétation des résultats:

- 1) La période fondamentale de la structure $T_y = 0.85$ sec.
- 2) Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe (Y), avec mobilisation de **68.87 %** de masse modale.
- 3) Le 2^{ème} mode est un mode de translation pure selon l'axe (X) , avec mobilisation de **69.17 %** de masse modale.
- 4) Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- 5) Il faut (08) modes pour atteindre les 90 % de participation de masse modale exigée par le RPA 2003 Art 4.3.4.

Conclusion :

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs de la **3^{ème} proposition** qui nous donne des modes et des formes propres satisfaits et aussi avec **déplacements admissibles et par conséquent cette structure aura un bon comportement vis à vis du séisme.**

$$T_{x\text{ emp}} = 0.603 \text{ (s)} < T_{x\text{ dyn}} = \mathbf{0.77} \text{ (s)} < 1.3 \times T_{x\text{ emp}} = 0.784 \text{ (s)} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$T_{y\text{ emp}} = 0.675 \text{ (s)} < T_{y\text{ dyn}} = \mathbf{0.85} \text{ (s)} < 1.3 \times T_{y\text{ emp}} = 0.878 \text{ (s)} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.4.2 Les trois premiers modes de vibration

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

Premier mode :

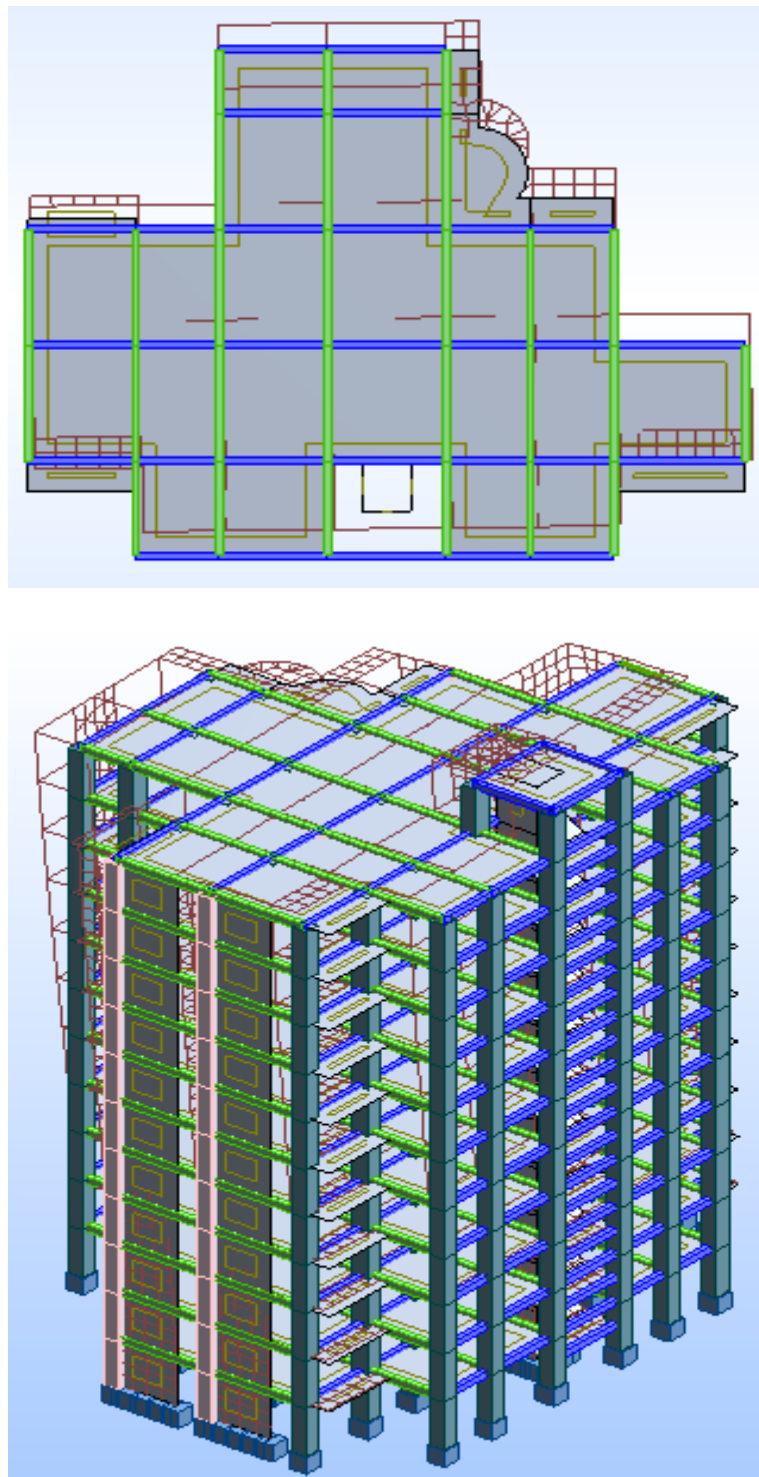


Figure IV.6 Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.85$ s)

Deuxième mode :

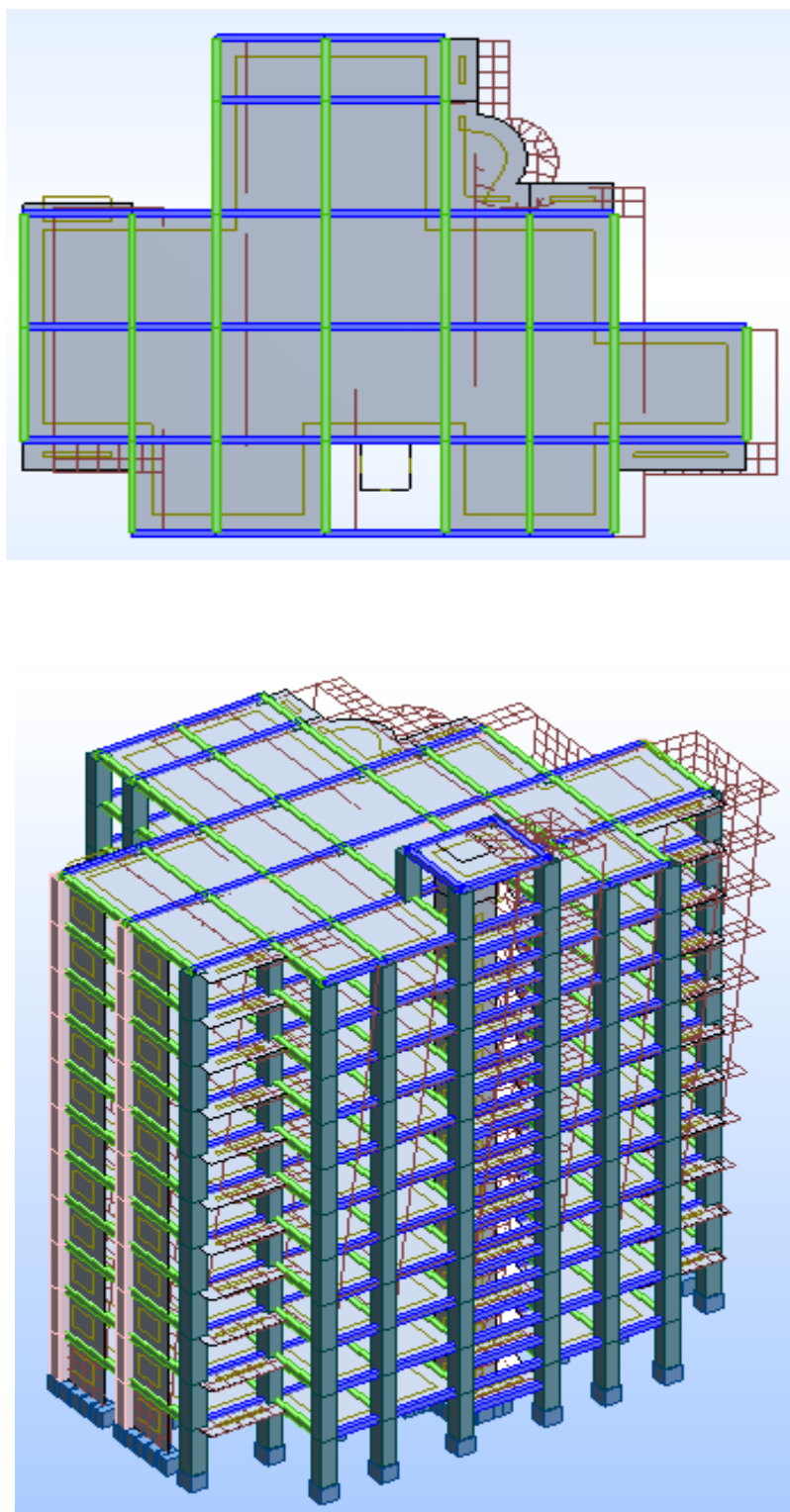


Figure IV.7 Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2 = 0.77$ s)

Troisième mode :

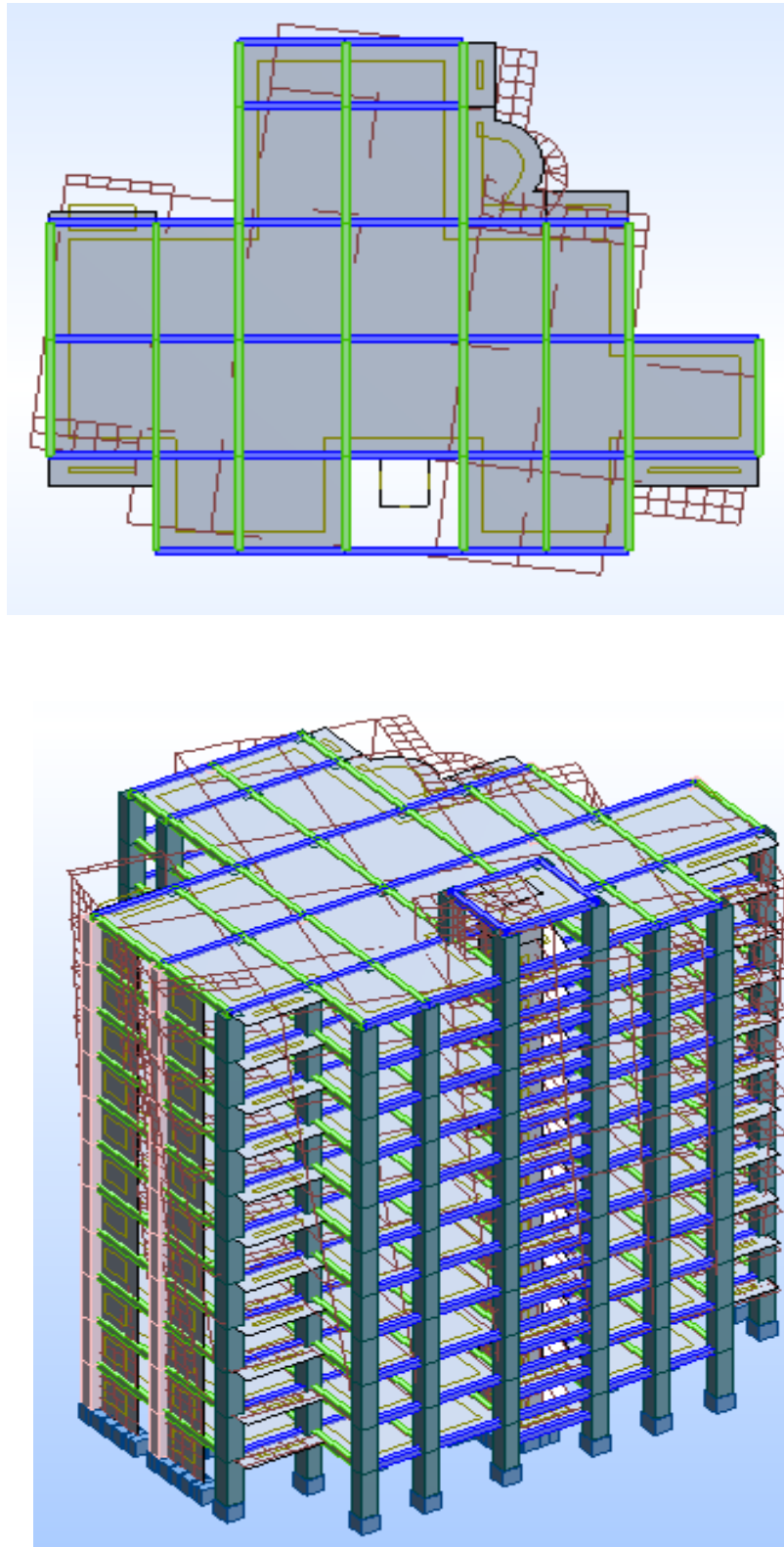


Figure IV.8 Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T = 0.67$ s)

- distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$$V_{K \rightarrow F}$$

Tableau IV.8 Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
442,62	149,85	421,74	151,76	7470,93	1445,84

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{149,85}{442,62} = 33.86 \% > 25 \%$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{y \text{ total}}} = \frac{151,76}{421,74} = 35.98 \% > 25 \%$$

$$\frac{F_{z \text{ voile}}}{F_{z \text{ total}}} = \frac{1445,84}{7470,93} = 19.35 \% < 20 \%$$

IV.5 Justification de l'interaction voile-portique selon RPA 99 version 200(art 3.4.4. a)

- 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.

➤ Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

IV.6 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; On a : **A = 0.15**.

R : Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 ; On a **R = 5**.

Q : facteur de qualité : est donnée par le tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 : **Q = 1.2**

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

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

$$T_2 = 0.5 \text{ (sec)} \leq T_x = \mathbf{0.603 \text{ (sec)}} \leq 3 \text{ (sec)}$$

$$D_x = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0.882) \times \left(\frac{0.5}{0.603}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.95}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ (sec)} \leq T_y = \mathbf{0.675 \text{ (sec)}} \leq 3 \text{ (sec)}$$

$$D_y = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0.882) \times \left(\frac{0.5}{0.675}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.81}$$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99/version 2003)

Pour un bâtiment d'habitation $\rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 7846.77$ (T)

Tableau IV.9 Les résultats des forces sismiques

Sens	A	D	R	Q	W(T)	$V_{dyn}(T)$	$V_{st}(T)$	0.8Vst
Longitudinale (X-X)	0.15	1.95	5	1.2	7846.77	442,62	550.84	440.67
Transversale (Y-Y)	0.15	1.81	5	1.2	7846.77	421,74	511.29	409.03

Donc : $V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$ (RPA99 art 4.3.6) \rightarrow Condition vérifier

IV.7 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5RPA99) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : Niveau d'un plancher quelconque. W_i, W_j : Poids revenant au plancher $i; j$.

$$T = 0.75 \text{ (s)} > 0,7 \text{ (s)} \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times T \times V$$

$$V = 442,62 \text{ (T)} \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times 0,77 \times 442,62 = 23.86 \text{ (T)}$$

$$V - F_t = 442,62 - 23.86 = 418.76 \text{ (T)}$$

Sens- X :

Tableau IV.10 Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens x

Niveau	W_i (T)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	$\sum W_j \times h_j$	$V_x - F_t$ (T)	F_i (T)	V_i (T)
RDC	705,39	3.06	2158.49	145595.53	418.76	6.21	418.76
1	705,39	6.12	4316.99	145595.53	418.76	12.42	412.55
2	705,39	9.18	6475.48	145595.53	418.76	18.62	400.13
3	705,39	12.24	8633.97	145595.53	418.76	24.83	381.51
4	705,39	15.30	10792.47	145595.53	418.76	31.04	356.68
5	705,39	18.36	12950.96	145595.53	418.76	37.25	325.64
6	705,39	21.42	15109.45	145595.53	418.76	43.46	288.39
7	705,39	24.48	17267.95	145595.53	418.76	49.67	244.93
8	705,39	27.54	19426.44	145595.53	418.76	55.87	195.26
9	705,39	30.60	21584.93	145595.53	418.76	62.08	139.39
10	730,65	33.66	24593.68	145595.53	418.76	70.74	77.31
11	62,22	36.72	2284.72	145595.53	418.76	6.57	6.57

$$T = 0.82 \text{ s} > 0,7 \text{ (s)} \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times T \times V$$

$$V = 421,74 \text{ (T)} \quad \rightarrow \quad F_t = 0,07 \times 0.85 \times 421,74 = 25.09 \text{ (T)}$$

$$V - F_t = 421,74 - 25.09 = 396.65 \text{ (T)}$$

Sens-Y :

Tableau IV.11 Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens y

Niveau	W_i (T)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	$\sum W_j \times h_j$	$V_y - F_t$ (T)	F_i (T)	V_i (T)
RDC	705,39	3.06	2158.49	145595.53	396.65	5.90	396.65
1	705,39	6.12	4316.99	145595.53	396.65	11.76	390.75
2	705,39	9.18	6475.48	145595.53	396.65	17.64	378.99
3	705,39	12.24	8633.97	145595.53	396.65	23.52	361.35
4	705,39	15.30	10792.47	145595.53	396.65	29.40	337.83
5	705,39	18.36	12950.96	145595.53	396.65	35.28	308.43
6	705,39	21.42	15109.45	145595.53	396.65	41.16	273.15
7	705,39	24.48	17267.95	145595.53	396.65	47.05	231.99
8	705,39	27.54	19426.44	145595.53	396.65	52.92	184.94
9	705,39	30.60	21584.93	145595.53	396.65	58.80	132.02
10	730,65	33.66	24593.68	145595.53	396.65	67	73.22
11	62,22	36.72	2284.72	145595.53	396.65	6.22	6.22

Sens- X :

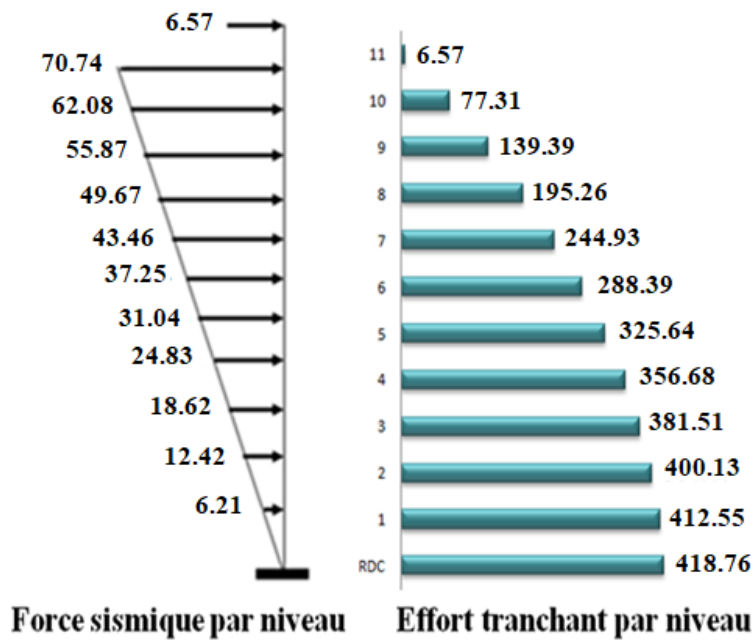


Figure IV.9 Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens x

Sens-Y :

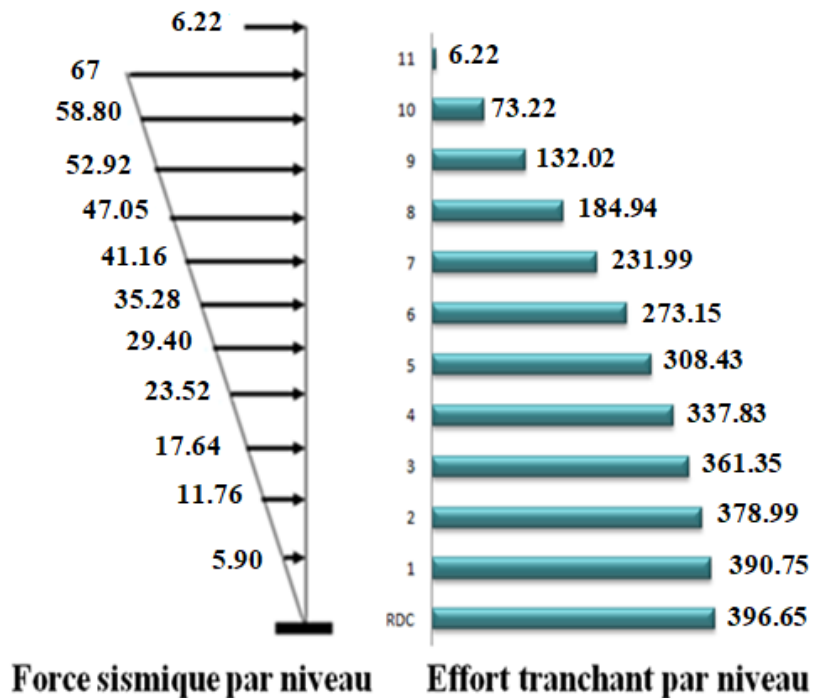


Figure IV.10 Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens y

IV.8 Vérification les déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement $R = 5$

Δ_k : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (E_y et E_x).

Tableau IV.12 Déplacements absolus pour les deux directions principales

Etage	δ_{kx} (cm)	$\Delta_{kx(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$	δ_{ky} (cm)	$\Delta_{ky(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0.255	0.255	0.305	0.305
1	0.810	0.555	1.020	0.715
2	1.550	0.740	2.085	1.065
3	2.415	0.865	3.465	1.380
4	3.355	0.940	5.135	1.670
5	4.330	0.975	7.065	1.930
6	5.310	0.980	9.235	2.170
7	6.275	0.965	11.615	2.380
8	7.205	0.930	14.185	2.570
9	8.090	0.885	16.935	2.750
10	8.935	0.845	19.85	2.915
11	9.615	0.680	20.95	1.100

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_k = 1\%(h) = 1\% (3.06) = 0.0306m = 3.06 \text{ cm}$.

IV.9 Caractéristique géométrique et massique

a .Centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b .Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

c .Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = /X_{CT} - X_{CM}/ \quad e_y = /Y_{CT} - Y_{CM}/$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau IV.13 Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

Etage	W [t]	Position du centre de masse		position du centre de torsion		Excentricité	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex	Ey
RDC	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
1	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
2	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
3	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
4	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
5	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
6	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
7	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
8	705,39	13.99	10.18	13.98	10.25	0.01	0.07
9	705,39	13.99	10.18	13.98	10.04	0.01	0.14
10	730,65	14	10.24	13.98	10.04	0.02	0.20
11	62,22	15	2.37	15	3	0.00	0.63

d .L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_x = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 30$ m
- $e_y = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 24$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.5$ m
- $e_y = 1.2$ m

IV.10 Justification de l'effort P-Δ

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

- L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40 :
$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_k}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k .

$$P_K = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur de l'étage k.

-Sens longitudinal :

Tableau IV.14 Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal

Etage	P_K (T)	Δ_x (cm)	V_x (T)	H(m)	θ	Vérification
RDC	7846.77	0.255	418.76	3.06	0.0156	Vérifiée
1	7141.38	0.555	412.55	3.06	0.0314	Vérifiée
2	6435.99	0.740	400.13	3.06	0.0389	Vérifiée
3	7530.60	0.865	381.51	3.06	0.0558	Vérifiée
4	5025.21	0.940	356.68	3.06	0.0433	Vérifiée
5	4319.82	0.975	325.64	3.06	0.0423	Vérifiée
6	3614.43	0.980	288.39	3.06	0.0401	Vérifiée
7	2909.04	0.965	244.93	3.06	0.0375	Vérifiée
8	2203.65	0.930	195.26	3.06	0.0343	Vérifiée
9	1498.26	0.885	139.39	3.06	0.0311	Vérifiée
10	792.87	0.845	77.31	3.06	0.0283	Vérifiée
11	62,22	0.680	6.57	3.06	0.0210	Vérifiée

-Sens transversal :

Tableau IV.15 Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal

Etage	P _K (T)	Δ _y (cm)	V _y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	7846.77	0.305	396.65	3.06	0.0197	Vérifiée
1	7141.38	0.715	390.75	3.06	0.0427	Vérifiée
2	6435.99	1.065	378.99	3.06	0.0591	Vérifiée
3	7530.60	1.380	361.35	3.06	0.0939	Vérifiée
4	5025.21	1.670	337.83	3.06	0.0812	Vérifiée
5	4319.82	1.930	308.43	3.06	0.0883	Vérifiée
6	3614.43	2.170	273.15	3.06	0.0938	Vérifiée
7	2909.04	2.380	231.99	3.06	0.0975	Vérifiée
8	2203.65	2.570	184.94	3.06	0.1001	Vérifiée
9	1498.26	2.750	132.02	3.06	0.1019	Vérifiée
10	792.87	2.915	73.22	3.06	0.1032	Vérifiée
11	62,22	1.100	6.22	3.06	0.0359	Vérifiée

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

IV.11 Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

M_R : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_R = \sum F_i \times h_i$$

M_S : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_S = W \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure .

➤ Sens longitudinal :

Tableau IV.16 Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Niveau	F_{ix} (T)	h_i (m)	$F_{ix} \times h_i$
RDC	6.21	3.06	19.00
1	12.42	6.12	76.01
2	18.62	9.18	170.93
3	24.83	12.24	303.92
4	31.04	15.30	474.91
5	37.25	18.36	683
6	43.46	21.42	930.91
7	49.67	24.48	1215.92
8	55.87	27.54	1538.66
9	62.08	30.60	1899.65
10	70.74	33.66	2381.11
11	6.57	36.72	241.25
M_{rx}		$\sum F_i \times h_i = 9935.27$ (T.m)	

➤ Sens transversal :

Tableau IV.17 moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(Y)

Niveau	F_{iy} (T)	h_i (m)	$F_{iy} \times h_i$
RDC	5.90	3.06	18.05
1	11.76	6.12	71.97
2	17.64	9.18	161.94
3	23.52	12.24	287.88
4	29.40	15.30	449.82
5	35.28	18.36	647.74
6	41.16	21.42	881.65
7	47.05	24.48	1151.78
8	52.92	27.54	1457.42
9	58.80	30.60	1799.28
10	67	33.66	2255.22
11	6.22	36.72	228.39
M_{ry}		$\sum F_i \times h_i = 9411.14$ (T.m)	

- **Vérifications :**

- **Sens longitudinal :**

Tableau. V.18 Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (X)

W (T)	L _x (m)	L _x /2 (m)	M _s (T.m)	M _r (T.m)	M _s /M _r	Vérification
7846.77	30	15	117701.55	9935.27	11.85	Vérifiée

- **Sens transversal :**

Tableau. V.19 Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

W (T)	L _y (m)	L _y /2 (m)	M _s (T.m)	M _r (T.m)	M _s /M _r	Vérification
7846.77	24	12	94161.24	9411.14	10.01	Vérifiée

- **La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis le renversement.**

IV.12 Conclusion

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2009 seront utilisés pour le calcul des armatures des éléments structuraux ce qui va venir dans notre prochain chapitre.

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

V.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissants à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- **Selon le Règlement BAEL 91 :**

Ceux sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- **1,35 G + 1,5Q** à l'E.L.U
- **G + Q** à l'E.L.S

- **Selon le Règlement RPA99 :**

Ceux sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- **G + Q ± E**
- **0,8 G ± E**

Les sections d'acier sont calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant N_{\max} $M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant N_{\min} $M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{\max} $N_{\text{correspondant}}$

Pour le calcul de la section du ferrailage, on utilise les caractéristiques des matériaux représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPas)	σ_b (MPas)	γ_s	f_e (MPas)	σ_s (MPas)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

✓ **Recommandations du RPA99/version 2003**

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

- ❖ Leur pourcentage minimal en zone sismique II_a sera de :
 - $A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.
- ❖ Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- ❖ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40ϕ en zone II
 - ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone II

b) Armatures transversales :

- **BAEL91 (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40\text{cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

❖ **RPA99(VER2003)**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone II

- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ en zone II

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques)

V.2.1 Calcul de ferrailage

• **Poteaux de section (85×90) cm²**

$C = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 90 - 3 = 87 \text{ cm}$; Acier Fe E400 ; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Tableau V.2 Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KNM)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN)
4125,05	8,24	251,06	2616,90	-116,43	-229,64	3010,47	6,00

V.2.1.1 Ferrailage longitudinal

▪ ELU BAEL91 (art A.4.3) :

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul $e_t = e_1 + e_2$. Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

Avec : h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.22\text{ cm}) \rightarrow e_a = 2\text{ cm.}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

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

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{ m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} \rightarrow e_0 = \frac{8,24}{4125,05} = 0.00199\text{ m} = 0.199\text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.199 = 2.199\text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

l_0 : Hauteur totale du Poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14\text{ m}$$

$$\frac{214}{90} = 2.38 < \max(15 ; 20 \frac{2.199}{90} = 0.49)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \emptyset) \quad \emptyset : \text{généralement on prend } \emptyset=2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.14}{0.90} = 8.23$$

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{8.23}{35}\right)^2} = 0.84$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \emptyset) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \cdot 0.90} (2 + 0.84 \times 2) = 0.00562 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.199 + 0.562 = 2.761 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{ELU} \times e = 4125,05 \times 0.02761 = 113.89 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{MAX} = 4125,05 \text{ KN} ; \quad M_{corr} = 113.89 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 90 - 0.81 \times 3) 85 \times 90 \times 14.2 = 3030777 \text{ (N.m)}$$

$$A = 3030.777 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 113.89 + 4125,05 (0.87 - 0.90/2) = 1846.41 \text{ KN.m}$$

$$B = 4125,05 (0.87 - 0,03) - 1846.41 = 1618.63 \text{ KN.m}$$

Alors : $A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1846.41 \times 10^3}{14.2 \times 85 \times 87^2} = 0.202$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPas} \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPas} \quad \text{E. L. U}$$

$$\mu = 0.202 < \mu_\ell = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.202)}) = 0.2849$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.2849)) = 0.886$$

$$A = \frac{M_U}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1846.41 \times 10^3}{348 \times 0.886 \times 87} = 68.83 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 68.83 - \frac{4125,05 \times 10^3}{100 \times 348} = -49.71 \text{ cm}^2$$

▪ **G+Q+E :**

$$M_{\text{MAX}} = 251,06 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 2616,90 \text{ KN}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.22\text{ cm}) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{251,06}{2616,90} = 0.0959 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 9.59 = 11.59 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \emptyset) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \cdot 0.90} (2 + 0.84 \times 2) = 0.00562 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 11.59 + 0.562 = 12.15 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ELU}} \times e = 2616,90 \times 0.1215 = 317.95 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 2616,90 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 317.95 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 90 - 0.81 \times 3) 85 \times 90 \times 18.5 = 3948547.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 3948.55 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 317.95 + 2616,90 (0.87 - 0.90/2) = 1417.05 \text{ KN.m}$$

$$B = 2616,90 (0.87 - 0,03) - 1417.05 = 781.15 \text{ KN.m}$$

Alors : $A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1417.05 \times 10^3}{18.5 \times 85 \times 87^2} = 0.119$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPas} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPas} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\mu = 0.119 < \mu_\ell = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.119)}) = 0.1588$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.1588)) = 0.936$$

$$A = \frac{M_U}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1417.05 \times 10^3}{400 \times 0.936 \times 87} = 43.50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 43.50 - \frac{2616.90 \times 10^3}{100 \times 400} = -21.92 \text{ cm}^2$$

▪ **0.8G+E :**

$$N_{\min} = -116,43 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = -229,64 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-229,64}{-116,43} = 0.197 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} = \frac{0.9}{2} = 0.45 \text{ m}$$

-Le centre de pression est en dehors de la section.

donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple .

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 229,64 + 116,43 (0.87 - 0.90/2) = 278.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{278.54 \times 10^3}{18.5 \times 85 \times 87^2} = 0.0234$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPas} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPas} \quad \text{situation accidentelle}$$

$$\mu = 0.0234 < \mu_\ell = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0234)}) = 0.0296$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.0296)) = 0.988$$

$$A = \frac{M_U}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{278.54 \times 10^3}{400 \times 0.988 \times 87} = 8.10 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f + \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 8.10 + \frac{116,43 \times 10^3}{100 \times 400} = 11.01 \text{ cm}^2$$

V.2.1.2 Vérification des sections RPA (99ver2003)

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8 \% (b \times h) = 0.008(85 \times 90) = 61.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}_a$$

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times 85 \times 87 \times \frac{2.1}{400} = 8.93 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_{\text{cal}} ; A_{\min}^{\text{BAEL}} ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = (49.71 ; 8.93 ; 61.20)$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{8HA25 + 8HA20 = 39.27 + 25.13 = 64.40 \text{ cm}^2$$

V.2.1.3 Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de $(N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}})$.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

-Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\text{ser}} = 3010,47 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{ser}} = 6 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{6}{3010,47} = 0.00199 \quad \frac{h}{6} = \frac{0.90}{6} = 0.15 \text{ m}$$

- La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 85 \times 90 + 15(64.40) = 8616 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{8616} \left[\frac{85 \times 90^2}{2} + 15(32.2 \times 3 + 32.2 \times 87) \right] = 45 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 90 - 45 = 45 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2$$

$$I_{XX} = \frac{85}{3} (45^3 + 45^3) + 15[32.2(45 - 3)^2 + 32.2(45 - 3)^2]$$

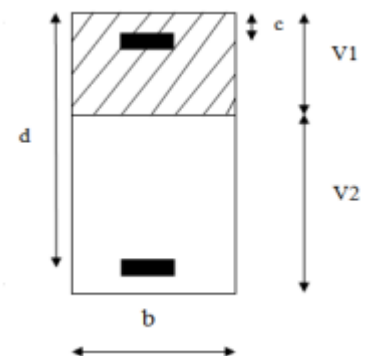


Figure V.1 Section de poteau

$$I_{XX} = 6867774 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 6 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 B_0} = \frac{3010,47 \times 10^3}{100 \times 8616} = 3.49 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{6 \times 10^3}{6867774} = 0.000874$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K v_1 = 3.49 + 0.000874 \times 45 = 3.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

-La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.49 + 0.000874(45 - 3)] = 52.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.49 - 0.000874(87 - 45)] = 51.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 52.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = F_e E400 = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s^2 = 51.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = F_e E400 = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.1.4 Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armature pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V \text{ max} = 156,44 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{156,44 \times 10^3}{850 \times 870} = 0.21 \text{ MPa}$$

fissuration peu préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.1.5 Calcul d'armature transversale Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts

tranchants.
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$\rho = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : La longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$).

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{2.14}{0.85} \text{ ou } \frac{2.14}{0.90} \right) = 2.52 < 5 \quad \text{alors : } \rho = 3.75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

Selon (ART 7.4.2.2 R.P. A) ZONE II :

La zone nodale : $S_t \leq \min (10\phi_l, 15\text{cm})$ (ART 7.4.2.2 RPA)

La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (ART 7.4.2.2 RPA)

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

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

- On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

- **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 156440 \times 0.1}{90 \times 235} = 2.77 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 156440 \times 0.15}{90 \times 235} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Soit: $4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$

V.2.1.6 Vérification des armatures minimales

- **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (**Zone II**)

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} \% = \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \% \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- **Dans la zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} \geq 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 10 \times 85 = 2.55 \text{ cm} \rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **Dans la zone courant :** $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t,b}} \geq 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 15 \times 85 = 3.83 \text{ cm} \rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 (art A.8.1. 3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15\phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (37.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 100 \text{ cm}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

V.2.1.7 Ferrailage des poteaux

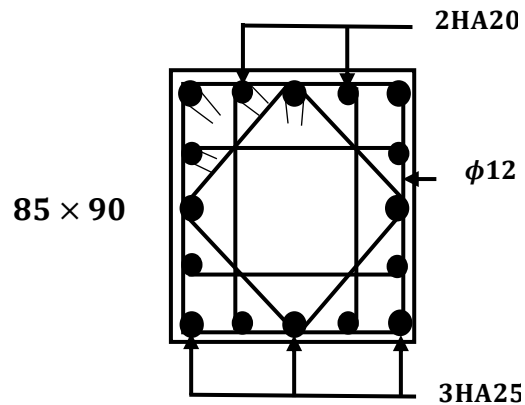


Figure V.2 Schéma du ferrailage des poteaux

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux. Les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E. S

V.3.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL91 :

▪ ELU :

$1.35G + 1.5Q$ en travée

▪ ELS :

$G + Q$ en travée.

❖ Selon le RPA 99/version 2003 :

$G + Q \pm E$ sur appuis

$0,8G \pm E$ sur appuis

V.3.3 Recommandation des RPA 99/version 2003 (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .
- ✓ Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Tableau V.3 Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres

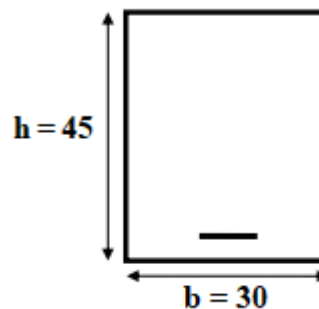
Combinaison	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E		0.8G+E	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
P.P (KN.m)	70.72	-153.40	51.71	-112.11	188.96	- 228.74	193.01	- 223.01
P.S (KN.m)	66.58	- 66.81	48.37	- 48.10	224.66	- 161.11	213.44	- 172.33

V.3.4 Calcul des ferrailages**V.3.4.1 Armatures longitudinales**❖ **Poutre principale (30x45)**▪ **Ferrailage longitudinal :**

- L'enrobage :

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.50 \text{ cm}$$

**Figure V.3** Section de poutre principale

$$c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \rightarrow c = 3.5 \text{ cm}$$

❖ **Poutre secondaire (30x40) :**

- L'enrobage :

$$c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

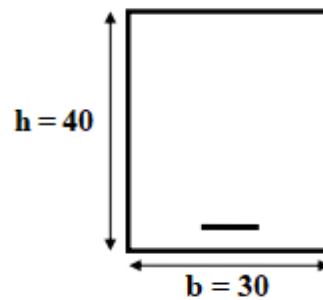


Figure V.4 Section de poutre secondaire

▪ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \mu < \mu_\ell \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

V.3.4.2 Les vérifications

▪ **ELS :**

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

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400 donc

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

$$\text{est vérifiée } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

▪ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1)**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutre principale}$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutre secondaire}$$

▪ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1)**

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

▪ **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4)**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 30 \times 45 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 30 \times 40 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2}$$

▪ **Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1.50 \text{ cm}^2} \quad \rightarrow \text{ Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq A_{\min 1} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1.34 \text{ cm}^2} \quad \rightarrow \text{ Poutre secondaire}$$

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

Tableau V.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Désignation	h (cm)	b (cm)	d (cm)	$\sigma_{bdurable}$ (MPas)	$\sigma_{b accidentelle}$ (MPas)	$\sigma_s durable$ (MPas)	$\sigma_s accidentelle$ (MPas)
Poutre principale	45	30	41.5	14.2	18.5	348	400
Poutre secondaire	40	30	37	14.2	18.5	348	400

En travée :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q :**

E.L.U :

Tableau V.5 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale en travée

Désignation	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	$A_{travée}(\text{cm}^2)$
Poutre principale	70720	0.0964	0.392	0.127	0.949	5.16
Poutre secondaire	66580	0.1142	0.392	0.152	0.939	5.51

E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

Tableau V.6 Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS

Désignation	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	α	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	70720	51710	1.37	0.127	25	0.435	Vérifiée
Poutre secondaire	66580	48370	1.38	0.152	25	0.440	Vérifiée

Tableau V.7 Choix de l'armature longitudinale en travée

Désignation	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Poutre principale	5.16	1.5	1.35	6.75	6.75	6HA12 = 6.79
Poutre secondaire	5.51	1.34	1.2	6	6	6HA12 = 6.79

Sur Appuis :

❖ La combinaison : G+Q+E ; 0.8G+E

Nappe supérieure :

Tableau V.8 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis

Désignation	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	A_{appuis} (cm ²)
Poutre principale	228740	0.239	0.392	0.347	0.861	16
Poutre secondaire	172330	0.227	0.392	0.326	0.869	13.39

Tableau V.9 Choix de l'armature longitudinale sur appuis

Désignation	A_{appuis} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Poutre principale	16	1.5	1.35	6.75	16	6HA20 = 18.85
Poutre secondaire	13.39	1.34	1.2	6	13.39	3HA16 + 3HA20 = 15.45

▪ **Vérification de la flèche BAEL91 (art. B.6.5.1)**

- **Poutres Principales :**

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{465} = 0.0968 \geq 0.0625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{45}{465} = 0.0968 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow$ Condition vérifiée
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 41.5} = 0.0055 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Poutres Secondaires :**

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{460} = 0.0869 \geq 0.0625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{460} = 0.0869 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow$ Condition vérifiée
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 37} = 0.0061 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$ Condition vérifiée

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

- **Poutres Principales :**

Tu max = 157.36 KN

-Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{157.36 \times 10^3}{300 \times 415} = 1.26 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$T_{u \max} = 115.72 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{115.72 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.04 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Vérification a l'état limite de service :

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

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A (d - y_1) = 0$

$$D = 15 \frac{A}{B}$$

$$E = 2D \cdot d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d}$$

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

La vérification des contraintes en travée :

- Poutres Principales :

$$M_{t \text{ ser}} = 51.71 \text{ (KN.m)}$$

$$D = 15 \times \frac{6.79}{30} = 3.39$$

$$E = 2 \times 3.39 \times 41.5 = 281.37$$

$$y_1 = -3.39 + \sqrt{(3.39)^2 + 281.37} = 13.72$$

$$\alpha_1 = \frac{13.72}{41.5} = 0.331$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.331}{3} = 0.889$$

$$K_1 = 15 \frac{(1-0.331)}{0.331} = 30.32$$

$$\sigma_s = \frac{51710}{6.79 \times 0.889 \times 41.5} = 206.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 51710}{0.331 \times 0.889 \times 41.5^2 \times 30} = 6.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 206.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 6.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$M_{t \text{ ser}} = 48.37 \text{ (KN.m)}$$

$$D = 15 \times \frac{6.79}{30} = 3.39$$

$$E = 2 \times 3.39 \times 37 = 250.86$$

$$y_1 = -3.39 + \sqrt{(3.39)^2 + 250.86} = 12.81$$

$$\alpha_1 = \frac{12.81}{37} = 0.346$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.346}{3} = 0.885$$

$$K_1 = 15 \frac{(1-0.346)}{0.346} = 28.35$$

$$\sigma_s = \frac{48370}{6.79 \times 0.885 \times 37} = 217.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 48370}{0.346 \times 0.885 \times 37^2 \times 30} = 7.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ La vérification des contraintes en appuis :

- Poutres Principales :

$$M_{a \text{ ser}} = 112.11 \text{ (KN.m)}$$

$$D = 15 \times \frac{18.85}{30} = 9.43$$

$$E = 2 \times 9.43 \times 41.5 = 782.69$$

$$y_1 = -9.43 + \sqrt{(9.43)^2 + 782.69} = 20.09$$

$$\alpha_1 = \frac{20.09}{41.5} = 0.484$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.484}{3} = 0.839$$

$$K_1 = 15 \frac{(1-0.484)}{0.484} = 15.99$$

$$\sigma_s = \frac{112110}{18.85 \times 0.839 \times 41.5} = 170.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 112110}{0.484 \times 0.839 \times 41.5^2 \times 30} = 10.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 10.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$M_{a\ ser} = 48.10 \text{ (KN.m)}$$

$$D = 15 \times \frac{15.45}{30} = 7.73$$

$$E = 2 \times 7.73 \times 37 = 572.02$$

$$y_1 = -7.73 + \sqrt{(7.73)^2 + 572.02} = 17.41$$

$$\alpha_1 = \frac{17.41}{37} = 0.471$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.471}{3} = 0.843$$

$$K_1 = 15 \frac{(1-0.471)}{0.471} = 16.85$$

$$\sigma_s = \frac{48100}{15.45 \times 0.843 \times 37} = 99.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 48100}{0.471 \times 0.843 \times 37^2 \times 30} = 5.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 99.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 5.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4.3 Les Armatures Transversales

- Poutres Principales :

▪ En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = \min (45/4; 12(1.2); 30\text{cm}) = \min (11.25; 14.4; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

▪ En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 22.5\text{cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0, 9.d; 50\text{cm}) \quad St \leq \min (37.35 \text{ cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Section minimale des armatures transversales BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.51 \text{ cm}^2$$

❖ Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot St \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone nodale}$$

$$A_t = 0,003 \cdot St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante}$$

$$\text{Soit (cadre de } 1\emptyset 10 + \text{ un étrier de } 1\emptyset 10) = 1.57 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

- **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = \min (40/4; 12(1.2); 30\text{cm}) = \min (10; 14.4; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone courante RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 50\text{cm}) \quad S_t \leq \min (33.30 \text{ cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Section minimale des armatures transversales BAEL91 (A.5.1.2.3)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.51 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone nodale}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante}$$

Soit (cadre de 1Ø10+ un étrier de 1Ø10) = **1.57 cm²**

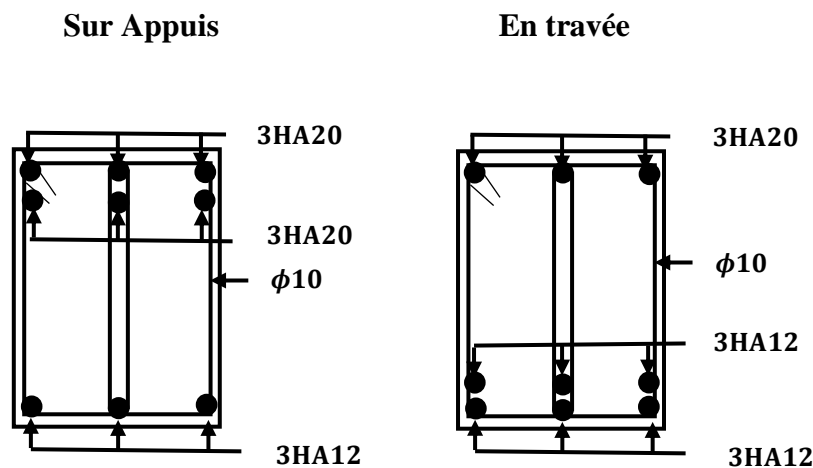
V.3.4.4 Présentation du ferrailage**- Poutres Principales :**

Figure V.5 Schéma du ferrailage des poutres principales 30× 45

- Poutres secondaires :

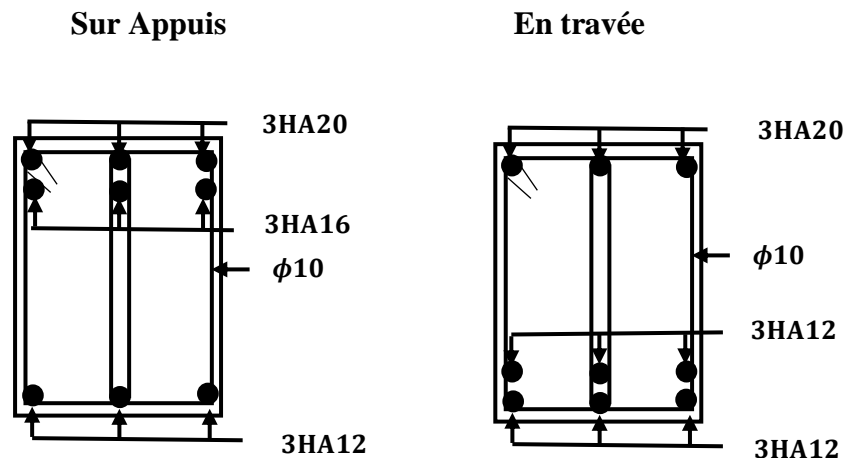


Figure V.6 Schéma du ferrailage des poutres secondaires 30× 40

V.4 Ferrailage des voiles

V.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.4.2 Recommandations du RPA99/V2003

V.4.2.1 Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

V.4.2.2 Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

$S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vi} = 1.1 \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2.3 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre 4 épingle au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.4.3 Calcul du ferrailage (Voiles sans ouvertures)

V.4.3.1 Armatures verticales

$$h = 4 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4 - 0.05 = 3.95 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.20 \text{ m}$$

▪ **G+Q+E :**

$$M_{\text{MAX}} = 2834,66 \text{ KN.m} \quad ; \quad N \text{ corr} = 287,45 \text{ KN} \quad (\text{N effort de compression})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2834,66}{287,45} = 9.86 \text{ m}$$

- Le centre de pression « c » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures ; donc la section est partiellement comprimée.

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 400 - 0.81 \times 5) \times 20 \times 400 \times 18.5 = 19351000 \text{ (N.m)}$$

$$A = 19351 \text{ KN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times (d - h/2) = 2834,66 + 287,45 (3.95 - 4/2) = 3395.19 \text{ KN.m}$$

$$B = 287,45 (3.95 - 0,05) - 3395.19 = -2274.14 \text{ KN.m}$$

Alors : $A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

▪ **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \frac{e}{h})$$

$$\frac{153}{400} < \max(15 ; 20 \times \frac{986}{400})$$

$$0.38 \text{ cm} < \max(15 ; 49.3 \text{ cm}) \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Calcul de ferrailage :**

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3395.19 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 395^2} = 0.0588$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.0588 < \mu_\ell = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0588)}) = 0.0758$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.0758)) = 0.969$$

$$A = \frac{M_U}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3395.19 \times 10^3}{400 \times 0.969 \times 395} = 22.18 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 22.18 - \frac{287.45 \times 10^3}{100 \times 400} = 14.99 \text{ cm}^2$$

▪ **L'armature verticale minimale :**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli** :

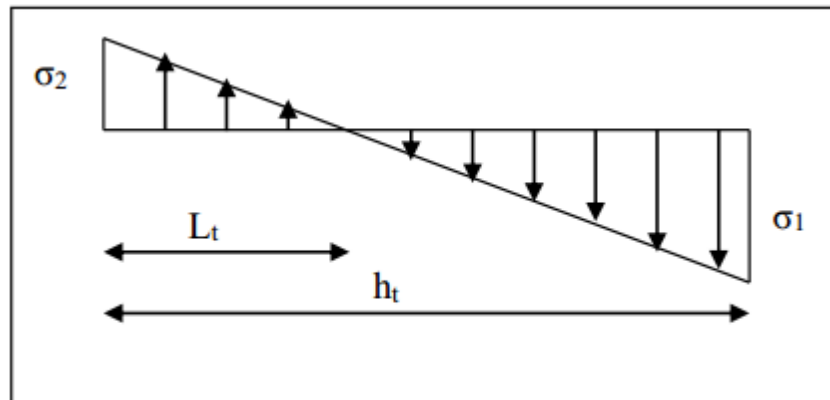


Figure V.7 Les contraintes sur le voile

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{287.45 \times 10^3}{200 \times 4000} + \frac{6 \times 2834.66 \times 10^6}{200 \times 4000^2} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{287.45 \times 10^3}{200 \times 4000} - \frac{6 \times 2834.66 \times 10^6}{200 \times 4000^2} = -4.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 5.67 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = -4.96 \text{ MPa} < 0$$

$$l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4 \times \frac{|4.96|}{|5.67| + |4.96|} = 1.87 \text{ m}$$

$$l_c = l - 2l_t = 4 - 2 \times 1.87 = 0.26 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 187 \times 20 = 7.48 \text{ cm}^2$$

▪ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales :**

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1) :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **En la zone tendue :** $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = \max (14.99 ; 7.48)$

Alors on prend : $A = A_{\text{cal}} = 14.99 \text{ cm}^2$

- **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t = 400 - 2 \times 187 = 26 \text{ cm}$$

$$A_c = A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 20 \times 26 = 0.52 \text{ cm}^2$$

On prend $A_c = 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c \geq A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 14.99 + 0.52 = 30.50 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'espacement:**

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = \min (30 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : **S = 20 cm**

- Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left[\frac{1.5 \times a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right] = \min \left[\frac{1.5 \times 20}{2} = 15 ; \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \right]$$

On prendre : **D = 10 cm**

Les espacements suivant le (**BAEL**) sont négligés par rapport **RPA99**.

V.4.3.2 Choix d'armature

- Dans la zone tendue :

$$\text{Soit : } A_{\text{nap } 1} = A_{\text{nap } 2} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{14.99}{2} = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap } 1} = 7.86 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{10HA10}$$

$$A_{\text{nap } 2} = 7.86 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{10HA10}$$

- En zone courante :

$$A_c = \mathbf{2HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

V.4.3.3 Vérification des voiles à l'Effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T = 667,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 \times d} = 1.4 \frac{667,58 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 1.29 \text{ MPa}$$

La contrainte limite (Selon l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003) est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.4.3.4 Armatures horizontales

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile (RPA99 version 2003) (art 7.7.4.3)**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\min}^c = 6\text{Ø}8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.4.3.5 Les Armatures Transversal

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.4.3.6 Vérification de contrainte de compression « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = 18.5 \text{ MPa}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{287,45 \times 10^3}{200 \times 4000} + \frac{6 \times 2834,66 \times 10^6}{200 \times 4000^2} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 5.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 18.5 \text{ MPa}$$

V.4.3.7 Présentation du ferrailage

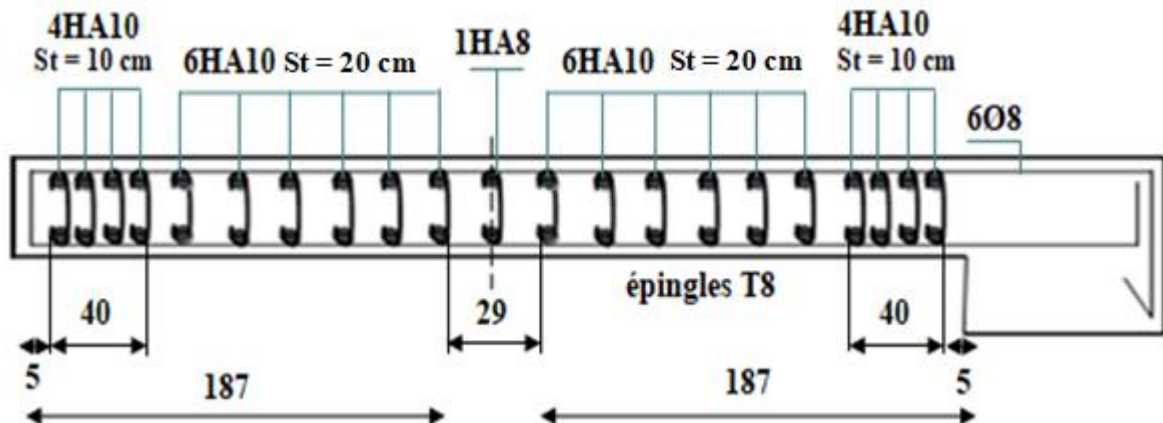


Figure V.8 Schéma ferrailage de voile

-Ferrailage voile d'ascenseur Le voile au niveau de la cage d'ascenseur dans notre projet il contribue dans le contreventement, alors son ferrailage est calculé comme les autres voiles.

V.4.4 Calcul du ferrailage (Voiles avec ouvertures)

V.4.4.1 Ferrailage des trumeaux (travaillent à la flexion composée)

V.4.4.1.1 Armatures verticales

$$h = 3.5 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3.5 - 0.05 = 3.45 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.20 \text{ m}$$

- **G+Q+E:**

$$M_{\text{MAX}} = 2383,94 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 331,31 \text{ KN} \quad (\text{N effort de compression})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2383,94}{331,31} = 7.19 \text{ m}$$

- Le centre de pression « c » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures ; donc la section est partiellement comprimée .

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 350 - 0.81 \times 5) \times 20 \times 350 \times 18.5 = 14750050 \text{ (N.m)}$$

$$A = 14750.05 \text{ KN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2383,94 + 331,31 (3.45 - 3.5/2) = 2947.17 \text{ KN.m}$$

$$B = 331,31 (3.45 - 0,05) - 2947.17 = -1820.72 \text{ KN.m}$$

Alors : $A > B$ donc la section sera partiellement comprimée.

▪ **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} < \max(15; 20 \frac{e}{h})$$

$$\frac{153}{350} < \max(15; 20 \times \frac{719}{350})$$

$$0.44 \text{ cm} < \max(15; 41.09 \text{ cm}) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2947.17 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 345^2} = 0.0669$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPas} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPas}$$

$$\mu = 0.0669 < \mu_\ell = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0669)}) = 0.0867$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.0867)) = 0.965$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2947.17 \times 10^3}{400 \times 0.965 \times 345} = 22.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 22.13 - \frac{331,31 \times 10^3}{100 \times 400} = 13.85 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{331,31 \times 10^3}{200 \times 3500} + \frac{6 \times 2383,94 \times 10^6}{200 \times 3500^2} = 6.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{331,31 \times 10^3}{200 \times 3500} - \frac{6 \times 2383,94 \times 10^6}{200 \times 3500^2} = -5.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 6.31 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = -5.36 \text{ MPa} < 0$$

$$l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3.5 \times \frac{|5.36|}{|6.31| + |5.36|} = 1.61 \text{ m}$$

$$l_c = l - 2l_t = 3.5 - 2 \times 1.61 = 0.28 \text{ m}$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales :**

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1) :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 350 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **En la zone tendue :**

$$A = A_{\text{cal}} = 13.85 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t = 350 - 2 \times 161 = 28 \text{ cm}$$

$$A_c = A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 20 \times 28 = 0.56 \text{ cm}^2$$

En prend $A_c = \mathbf{2HA8} = \mathbf{1.01 \text{ cm}^2}$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c \geq A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 13.85 + 0.56 = 33.20 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 10.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'espacement:**

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = \min (30 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $\mathbf{S = 20 \text{ cm}}$

- **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left[\frac{1.5 \times a}{2} ; \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \right] = \min \left[\frac{1.5 \times 20}{2} = 15 \text{ cm} ; \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \right]$$

On prendre : $\mathbf{D = 10 \text{ cm}}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport **RPA99**.

- ❖ **Choix d'armature**

- **Dans la zone tendue :**

$$\text{Soit : } A_{\text{nap 1}} = A_{\text{nap 2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{13.85}{2} = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap 1}} = \mathbf{7.86 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{10HA10}$$

$$A_{\text{nap 2}} = \mathbf{7.86 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{10HA10}$$

- **En zone courante :**

$$A_c = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification des voiles à l'Effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \times d}$$

$$T = 397,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{397,48 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0.88 \text{ MPa}$$

La contrainte limite : (Selon l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003) est :

$$\overline{\tau_u} = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.4.4.1.2 Armatures horizontales

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile (RPA99 version 2003) (art 7.7.4.3)**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\min}^c = 6\text{Ø}8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

V.4.4.1.3 Armatures Transversal

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.4.4.1.4 Vérification de contrainte de compression « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = 18.5 \text{ MPa}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{331,31 \times 10^3}{200 \times 3500} + \frac{6 \times 2383,94 \times 10^6}{200 \times 3500^2} = 6.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 6.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 18.5 \text{ MPa}$$

V.4.4.2 Ferrailage des linteaux

$$h = 0.6 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 0.6 - 0.05 = 0.55 \text{ m} \quad ; \quad b_0 = 0.2 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{397,48 \times 10^3}{200 \times 550} = 5.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 5.06 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 7.11) Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

V.4.4.2.1 Armature diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{0.6 - (2 \times 0.05)}{0.6} \rightarrow \alpha = 39.81^\circ$$

$$A_D = \frac{397,48 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 39.81} = 7.76 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale exigée par les RPA 99/Version 2003 :**

$$\tau_b = 5.06 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_D \geq 0,15\% b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_D = \max(A_D \text{ calculée ; } A_D \text{ RPA}) = A_D \text{ calculée} = 7.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_D = 4\text{HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimal :**

V.4.4.2.2 Armatures longitudinales

$$(A_l; A'_l) \geq 0,15\% b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_l = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

V.4.4.2.3 Armatures transversales

$$\tau_b = 5,06 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPa}$$

- **Condition minimale des RPA 99/Version 2003 :**

$$A_t \geq 0,0025 \times b \times S$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend : } S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 20 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

V.4.4.2.4 Aciers en sections courante (armatures de peau)

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 60 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_c = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

V.4.4.2.5 Présentation de ferrailage

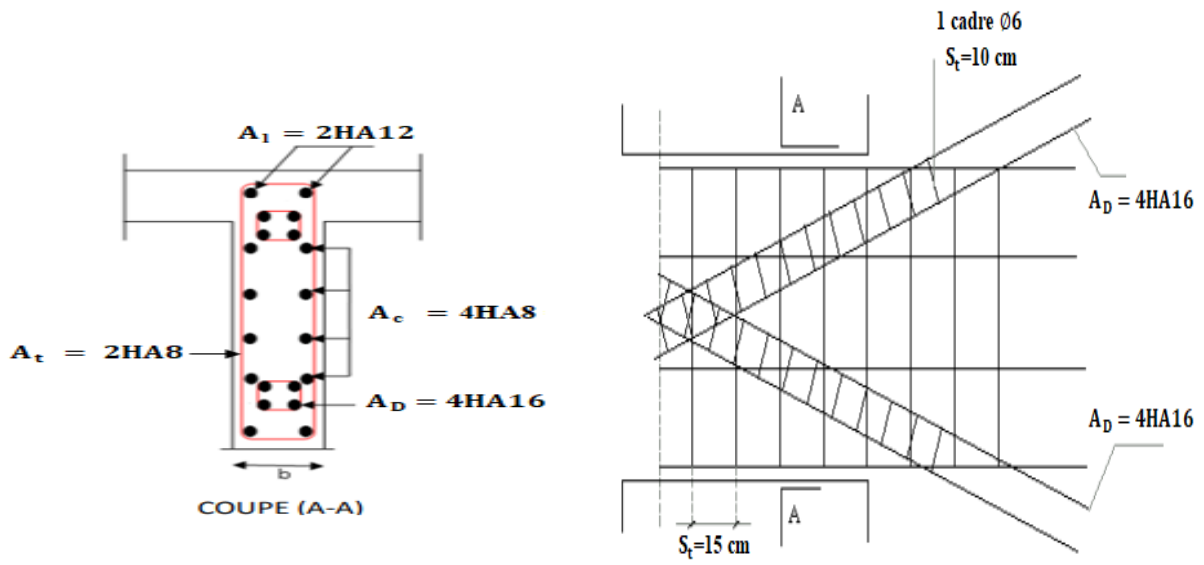


Figure V.9 Schéma de ferrailage du linteau

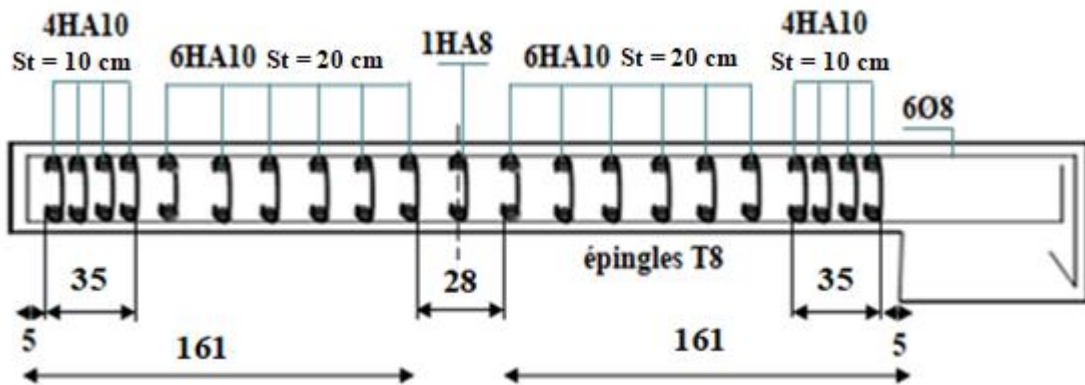


Figure V.10 Schéma de ferrailage du trumeau

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Combinaisons de calcul

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ELS : $(G + Q)$ pour le dimensionnement.
- ELU : $(1.35G + 1.5Q)$ pour le ferrailage.
- Accidentelle : $(0.8G \pm E)$ pour la vérification.

VI.3. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

-Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et enfin on opte pour le choix qui convient. Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Sétif les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars pour l'ensemble du site.
- type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (site meuble).

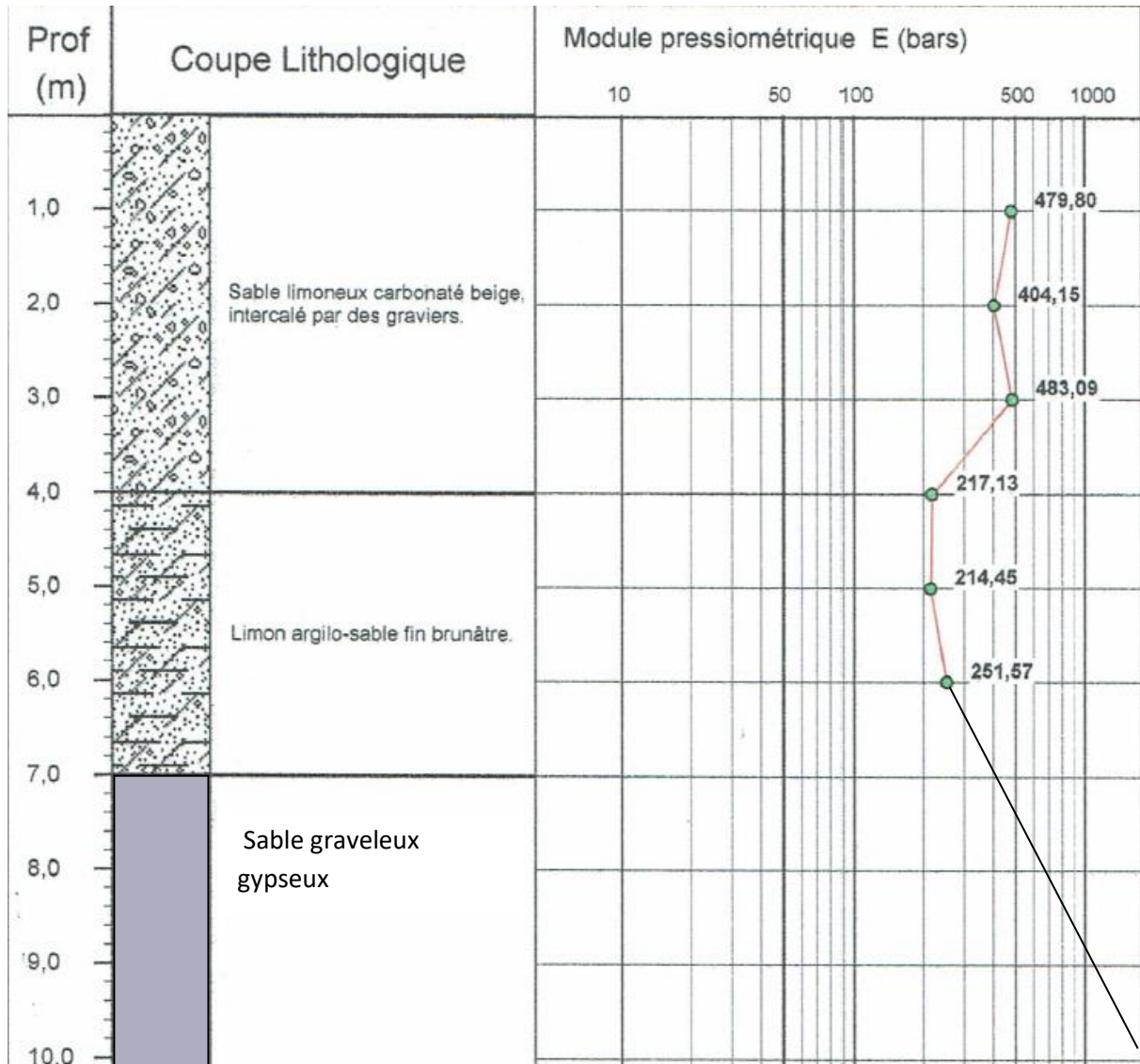


Figure VI.1 Coupe lithologique du sol

-La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$: 2 bars.

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

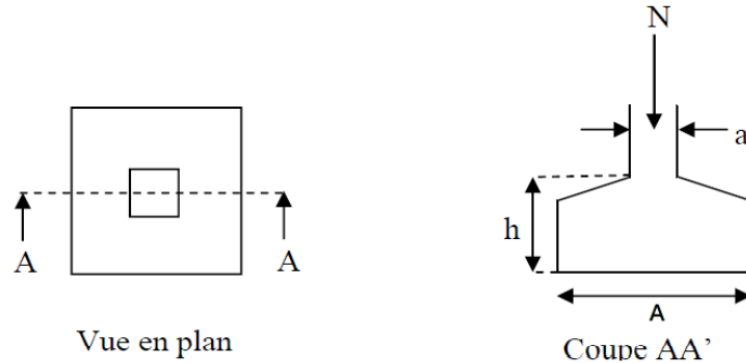


Figure VI.2 Schéma d'une semelle isolée

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

- Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser totale}} = 67863.16 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{67863.16}{200} = 339.32 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{batiment}} = 520 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{batiment}}} \times 100 = \frac{339.32}{520} \times 100 = 65.25 \%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution. Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI.4. Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

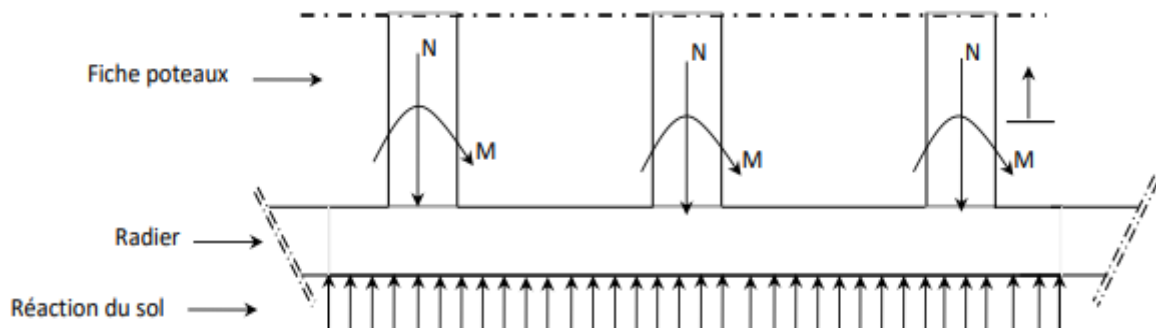


Figure.VI.3. Schéma de radier

VI.4.1. Pré-dimensionnement du radier

Hauteur du radier :

a) Condition forfaitaire :

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 5.5 \text{ m}$)

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad \frac{550}{8} \leq h_r \leq \frac{550}{5} \quad \Rightarrow \quad 68.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 110 \text{ cm}$$

h_r : hauteur du radier

-Sous poteaux :

- Les nervures :

$$h_{\text{nervures}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

- La dalle du radier :

Une hauteur minimale de 25 cm

h_{dalle} : L'épaisseur de dalle

$$h_{\text{nervures}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm}$$

b) La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_e \geq \frac{2 \times L_{\text{max}}}{\pi}$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux

L_e : Longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

- Dans notre cas on a un sol moyen donc $\rightarrow K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4000 \text{ T/m}^3$

$$E = 3216420 \text{ T/m}^2$$

b: Largeur de l'élément considéré par ml

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} ; \quad h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\text{max}}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.5^4}{3216420 \times \pi^4}} = 0.8246 \text{ m}$$

Conclusion:

$$h_{r \text{ Tot}} = 100 \text{ cm}$$

$$h_{\text{nervres}} = 60 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$$

c) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

$$I : \text{Moment d'inertie de la poutre} \quad I = \frac{0.9 \times 1^3}{12} = 0.075 \text{ m}^4$$

$$E : \text{Module d'élasticité du béton} \quad E = 3216420 \text{ T/m}^2$$

$$b : \text{Largeur de la nervure} \quad b = 0,90 \text{ m}$$

$$K : \text{coefficient de raideur du sol} \quad K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4000 \text{ T/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.075}{4000 \times 0.9}} = 4.05 \text{ m}$$

$$\frac{2 \times L_{\text{max}}}{\pi} = \frac{2 \times 5.5}{3.14} = 3.50 \text{ m}$$

$$L_e = 4.05 \text{ m} \geq 3.50 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.4.2. Calcul de la surface minimale du radier

▪ Détermination des efforts

$$\text{ELU} : \quad N_u = 92735.75 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : \quad N_s = 67863.16 \text{ KN}$$

$$\text{ELU} : \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{92735.75}{200} = 463.68 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{67863.16}{200} = 339.32 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 520 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 463.68 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > à la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (30 m)

L_y : largeur en plan (24 m)

VI.4. 3. Calcul de débordement D

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2} ; 30\text{cm} \right)$$

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{40}{2} = 20\text{cm} ; 30\text{cm} \right)$$

On prend $D = 1$ m alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 520 + 1 \times 2 \times (30 + 24) = 628 \text{ m}^2$$

VI.4.4. Poids du radier

$$Gr = (628 \times 0.40 \times 25) = 6280 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 92735.75 + 1.35 (6280) = 101213.75 \text{ KN}$$

$$N_s = 67863.16 + 6280 = 74143.16 \text{ KN}$$

VI.4.5. Vérifications du radier

VI.4.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 0.15}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u \text{ max} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u \text{ max} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{101213.75 \times 1}{628} \frac{5.5}{2} = 443.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{443.21 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5.2. Vérification au poinçonnement BAEL91 (Art : A.5.2.42)

- Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.
- La Vérification se fait pour le voile ou de poteau la plus sollicité a L'ELU.

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : charge revenant sur le point le plus chargé

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen $\mu_c = (a + b + 2h_r)$

VI.4.5.3. Vérification pour les voiles

Le voile le plus sollicitée et avec $e = 20 \text{ cm}$

$$\mu_c = 2(0.2 + 4 + 2 \times 1) = 12.4 \text{ m}$$

$$N_u = 2905,82 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 12.4 \times 1 \times 25000}{\gamma_b} = 9300 \text{ KN}$$

VI.4.5.4. Vérification pour les Poteaux

Le Poteau le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.85 + 0.90 + 2 \times 1) = 7.5 \text{ m}$$

$$N_u = 4125,05 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 7.5 \times 1 \times 25000}{1.5} = 5625 \text{ KN}$$

Donc : La condition est Vérifiée pour la structure. Il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.4.5.5. Vérification de l'effort de sous pression

-Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 628 \times 10 \times 2$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$)

$$G = 78467.70 + 6280 = 84747.70 \text{ KN}$$

$$G = 84747.70 \text{ KN} > 18840 \text{ KN}$$

Tableau VI.1 Vérification de stabilité du radier sous (0.8G± E)

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (KN)	3756.80	3756.80
M (KN.m)	133.64	121.90
e (m)	0.036	0.032
L/4 (m)	7.5	6
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.4.5.6. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{b \times h^3}{12} = 17408 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{b \times h^3}{12} = 53387.05 \text{ m}^4$$

-Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 15.59 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11.96 \text{ m}$$

VI.4.5.7. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_m = 1.5 \times 200 = 300 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.2 Résumé le résultat d'effort et moment pour (G+Q± E)

	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	S _{radier} (m ²)
X-X	17408	70461.79	169.31	628
Y-Y	53387.05	70461.79	158.05	628

Tableau VI.3 Vérification au non soulèvement des fondations pour (G+Q± E)

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	112.35	112.05	112.28	300	Vérifiée
Y-Y	112.24	112.16	112.22	300	Vérifiée

VI.4.6. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol.

VI.4.6.1. Méthodes de calcul

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = (l_x / l_y)$ ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit

Tableau VI.4 Résultats de Méthodes de calcul

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Tableau VI.5 Réaction du sol sous le radier

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{\text{radier}}$ $q_u = 101213.75 / 628$	$q_{\text{ser}} = (G + Q) / S_{\text{radier}}$ $q_{\text{ser}} = 74143.16 / 628$
$q_u = 161.17 \text{ KN/m}^2$	$q_{\text{ser}} = 118.06 \text{ KN/m}^2$

VI.4.6.2. Ferrailage de la dalle de radier

Le plus grand panneau est le panneau du $(5.5 \times 5.5) \text{ m}^2$ → Panneau de rive

❖ **L'ELU :**

$$v = 0 ; q_u = 161.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 5.5/5.5 = 1 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{Alors le panneau travaille dans les deux sens}$$

➤ **A partir du tableau :**

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

➤ **Donc les moments sont :**

$$M_x = \mu_x \times qu \times l_x^2 \quad \rightarrow \quad M_x = 0,0368 \times 161,17 \times 5,5^2 = 179,41 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \rightarrow \quad M_y = 1 \times 179,41 = 179,41 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{tx} = 0,85 \times 179,41 = 152,50 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \quad \rightarrow \quad M_{ty} = 0,85 \times 179,41 = 152,50 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times 179,41 = 53,82 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

Les formules utilisées :

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \rightarrow \quad \beta = (1 - 0,4 \alpha)$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm}$$

$$dy = h - c - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = 33 - \frac{4 + 4}{2} = 29 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 33 \times 2,1 / 400 = 3,98 \text{ cm}^2$$

Sens- y :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 29 \times 2,1 / 400 = 3,50 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : CBA93 article (B.6.4) :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$$

➤ Résumez le calcul dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 Résultat des ferrillages de radier à L'ELU

ELU	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN×m)	53.82	152.50	53.82	152.50
$\bar{\sigma}_b$ (MPa.)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ	0.0348	0.0986	0.0451	0.1277
$\mu < \mu_\ell$	C.V	C.V	C.V	C.V
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.0443	0.130	0.0577	0.1714
β	0.982	0.948	0.977	0.931
σ_s (MPa)	348	348	348	348
A_{cal} (cm ² /ml)	4.77	14.01	5.46	16.23
A_{min} (cm ² /ml)	3.98	3.98	3.50	3.50
A_{min}^{BAEL} (cm ² /ml)	4	4	4	4
Choix des barres/ml	5HA12	5HA20	5HA12	6HA20
A_{adop} (cm ² /ml)	5.65	15.71	5.65	18.85
Espacement (cm)	20	20	20	18

ELS :

$$v = 0.2 ; q_s = 118.06 \text{ KN/m.}$$

$$\alpha = 5.5/5.5 = 1 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{Alors le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}} \right] \quad \text{CBA93 (article A 4.5.3.3)}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min[266.67 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

A partir du tableau :

$$\mu_x = 0,0441$$

$$\mu_y = 1$$

➤ **Donc les moments sont :**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \quad \rightarrow \quad M_x = 0,0441 \times 118,06 \times 5,5^2 = 157,49 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \rightarrow \quad M_y = 1 \times 157,49 = 157,49 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{tx} = 0,85 \times 157,49 = 133,87 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \quad \rightarrow \quad M_{ty} = 0,85 \times 157,49 = 133,87 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x \quad \rightarrow \quad M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x = 47,25 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Tableau VI.7 Résultat des ferrailrages de radier à L'ELS

ELS	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{ser} \text{ (KN}\times\text{m)}$	47.25	133.87	47.25	133.87
$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$	15	15	15	15
μ	0.0289	0.0819	0.0375	0.1061
$\mu < \mu_\ell$	C.V	C.V	C.V	C.V
$A_s' \text{ (cm}^2\text{)}$	0	0	0	0
α	0.0367	0.107	0.0478	0.1405
β	0.985	0.957	0.981	0.944
$\sigma_s \text{ (MPa)}$	201.63	201.63	201.63	201.63
$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	7.21	21.02	8.24	24.25
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	3.98	3.98	3.50	3.50
$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	4	4	4	4
Choix des barres/ml	5HA14	7HA20	6HA14	5HA25
$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	7.70	21.99	9.24	24.54
Espacement (cm)	20	14	18	20

VI.4.6.3. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{161.17 \times 5.5 \times 5.5}{2 \times 5.5 + 5.5} = 295.48 \text{ KN}$$

-fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{295.48 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.4.6.4. Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=1$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$L=1 \text{ m} ; b=1 \text{ m} ; h=0.40 \text{ m} ; d=0.9 h=0.36 \text{ m}$$

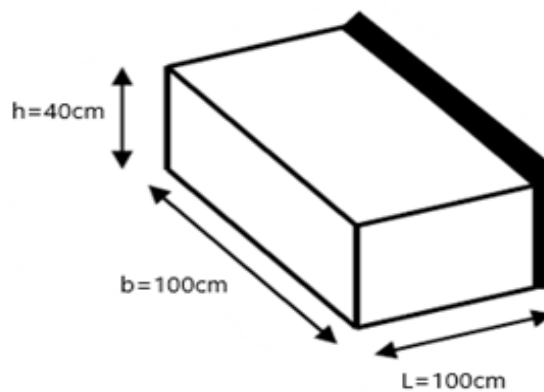


Figure VI.4 Schéma de débord

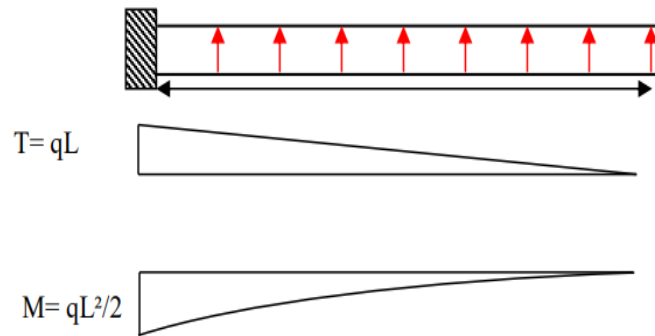


Figure VI.5 Schéma isostatique et sollicitations des débords

❖ **L'ELU :**

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{161.17 \times 1^2}{2} = 80.59 \text{ KN.m}$$

❖ **L'E LS :** (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{118.06 \times 1^2}{2} = 59.03 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.8 Résultat des ferrailrages de débord du radier

	M_{\max} (KN.m)	μ	A	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres/ml
ELU	80.59	0.0438	0.056	0.978	6.58	4	6.79	6HA12
ELS	59.03	0.0304	0.0386	0.985	8.26	4	9.24	6HA14

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u = q_u \times L = 161.17 \times 1 = 161.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{161.17 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.4.6.5. Etude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$b = 90 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 95 \text{ cm}$$

VI.4.6.5.1 Calcul des charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{92735.75}{628} = 147.67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{67863.16}{628} = 108.06 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Transmission des charges sur les nervures :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.5}{5.5} = 1 \geq 0.4$$

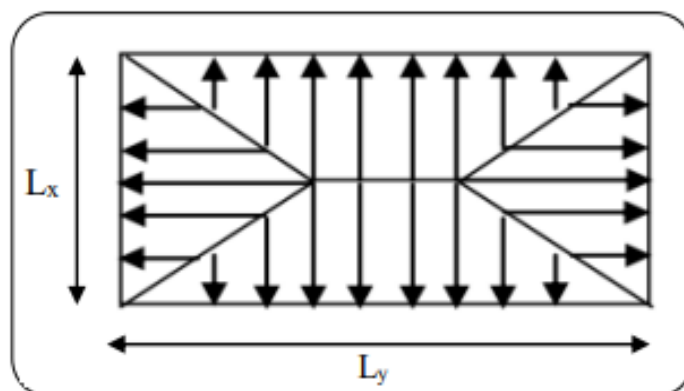
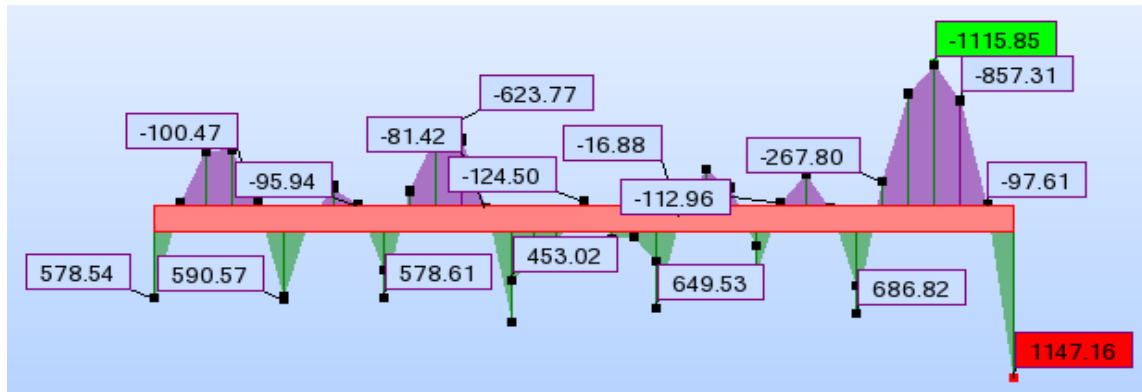


Figure VI.6 Transmission de charge dans ces deux sens

1) Sens X-X

ELU :

M(KN.m)



T(KN)

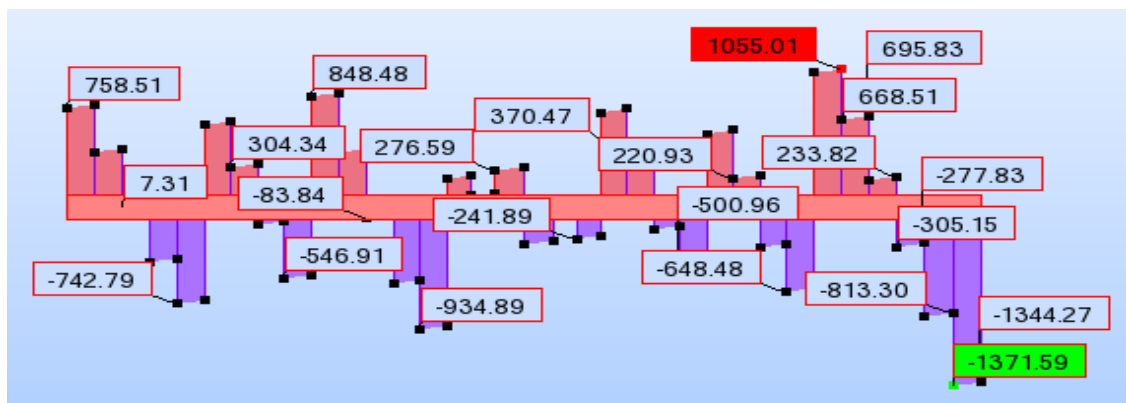


Figure V1.7. Sollicitation des nervures sens X-X (ELU)

ELS :

M (KN. m)



T(KN)

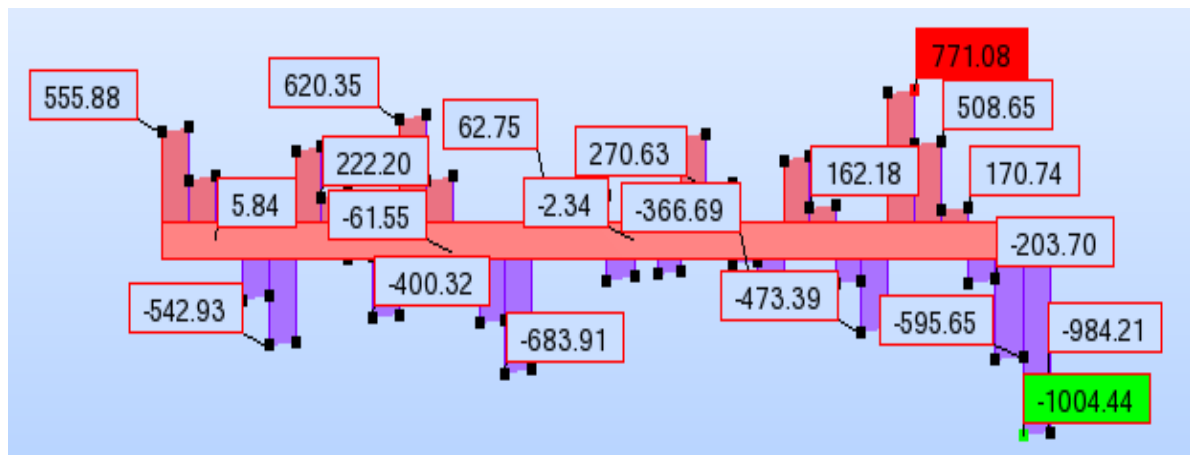
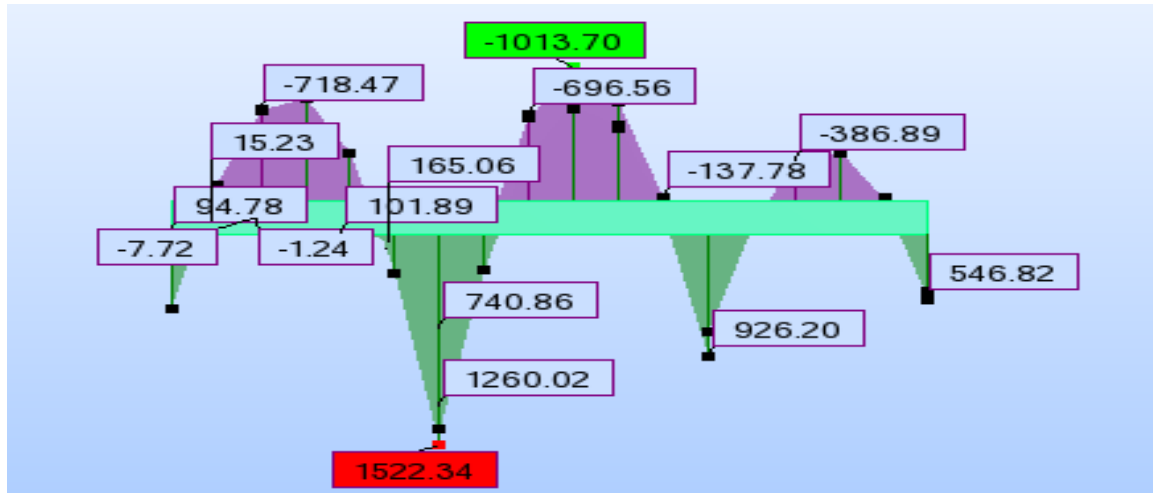


Figure VI.8. Sollicitation des nervures sens X-X (ELS)

2) Sens Y-Y

ELU :

M (KN. m)



T(KN)

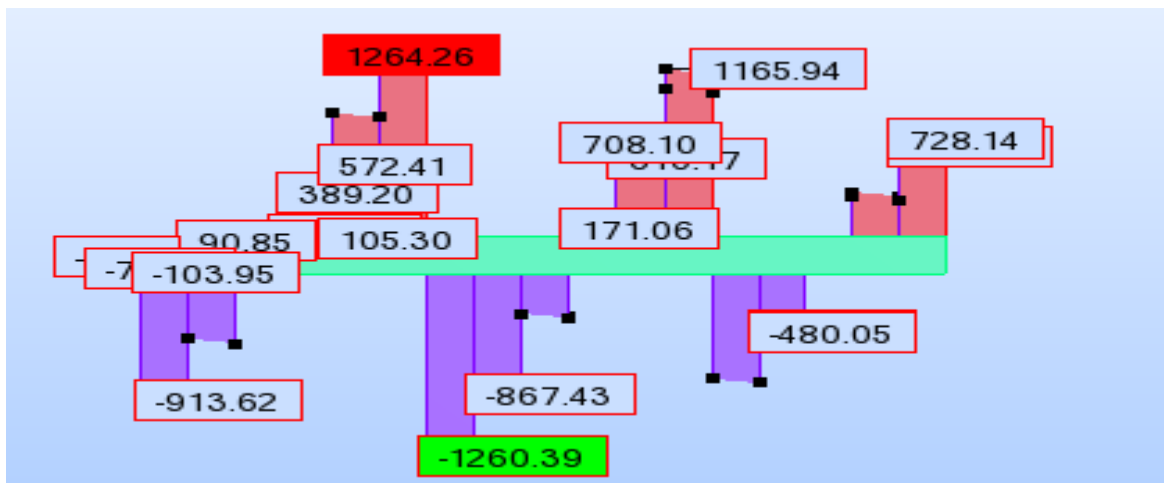
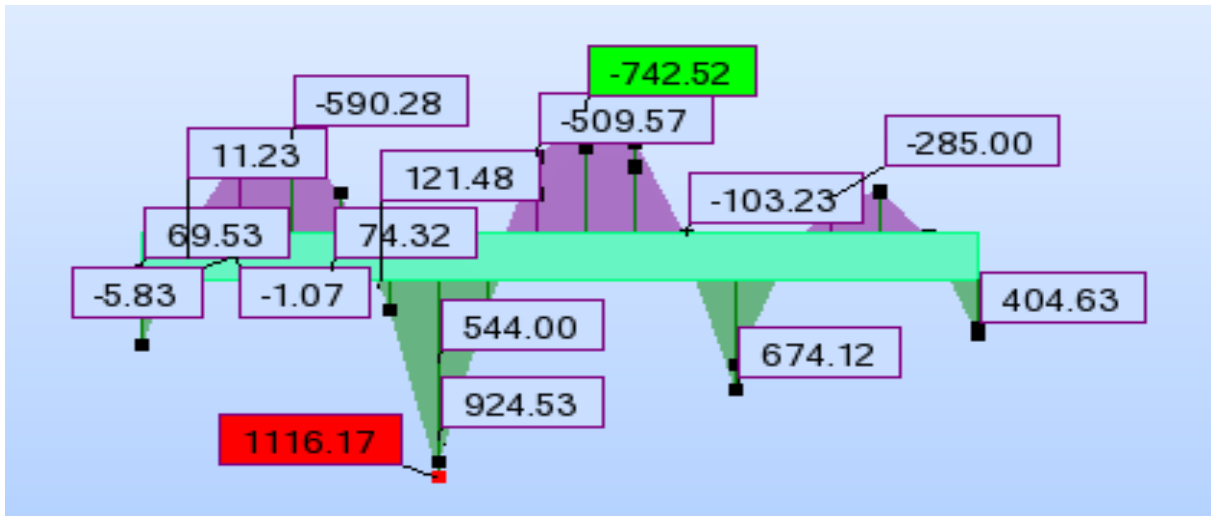


Figure VI.9. Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELU)

ELS :

M (KN. m)



T(KN)

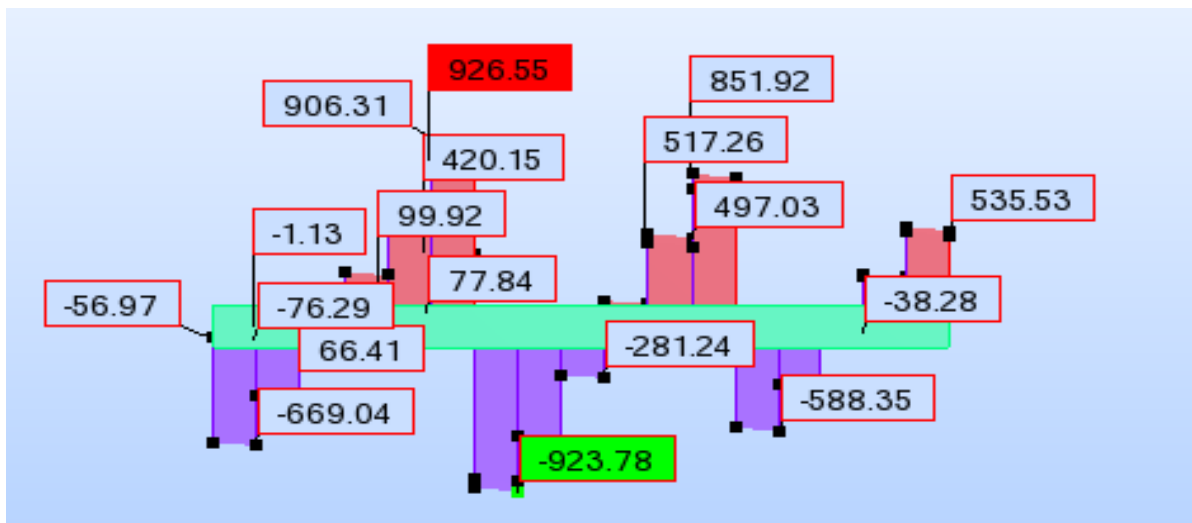


Figure VI.10. Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELS)

- Les sollicitations maximales sur les nervures sont :

ELU :

(X-X) : $M_t = 1115.85$ KN.m

$M_a = 1147.16$ KN.m

(Y-Y) : $M_t = 1013.70$ KN.m

$M_a = 1522.34$ KN.m

ELS :

$$(X-X) : M_t = 816.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 840.81 \text{ KN.m}$$

$$(Y-Y) : M_t = 742.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 1116.17 \text{ KN.m}$$

VI.4.6.5.2 Ferrailage des nervures

$$b = 90 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 95 \text{ cm}$$

Les formules utilisées :

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \beta = (1 - 0.4 \alpha) \rightarrow A = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

VI.4.6.5.3. Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU et à l'ELS

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU

ELU	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN×m)	1147.16	1115.85	1522.34	1013.70
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ	0.0995	0.0967	0.1319	0.0879
$\mu < \mu_\ell$	C.V	C.V	C.V	C.V
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.1313	0.1274	0.1775	0.1152
β	0.947	0.949	0.929	0.954
σ_s (MPa)	348	348	348	348
A_{cal} (cm ² /ml)	36.64	35.57	49.57	32.14
A_{min} (cm ² /ml)	10.32	10.32	10.32	10.32
A_{min}^{BAEL} (cm ² /ml)	9	9	9	9
Choix des barres/ml	12HA20	12HA20	7HA12+7HA12	12HA20
A_{adop} (cm ² /ml)	37.70	37.70	56.35	37.70
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.10 Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS

ELS	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (KN×m)	840.81	816.81	1116.17	742.52
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	15
μ	0.069	0.067	0.0916	0.0609
$\mu < \mu_\ell$	C.V	C.V	C.V	C.V
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.0895	0.0868	0.1203	0.0786
β	0.964	0.965	0.952	0.969
σ_s (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
A_{cal} (cm ² /ml)	45.53	44.19	61.21	40
A_{min} (cm ² /ml)	10.32	10.32	10.32	10.32
A_{min}^{BAEL} (cm ² /ml)	9	9	9	9
Choix des barres/ml	6HA20+6HA25	6HA20+6HA25	13HA25	14HA20
A_{adop} (cm ² /ml)	48.30	48.30	63.81	43.98
Espacement (cm)	20	14	20	14

VI.4.6.5.4 Vérifications nécessaires pour les nervures

a) Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 90 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 10,32 \text{ cm}^2$$

b) Le pourcentage minimal d'armature

➤ Selon BAEL91

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 90 \times 100 = 9 \text{ cm}^2$$

➤ Selon PPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 90 \times 100 = 45 \text{ cm}^2$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1371.59 \times 10^3}{900 \times 950} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

VI.4.6.5.5 Armatures transversales minimales

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right] = \min \left[\frac{1000}{35} ; \frac{900}{10} ; \phi_l \right] = (28.57 ; 90 ; 25)$$

On prend : 12 mm

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 90 = 5.40 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

VI.4.6.5.6 Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l) = \min (100/4; 12(2.5)) = \min (25; 30) = 10 \text{ cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

- **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 50 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.4.6.6. Schémas de ferrailage

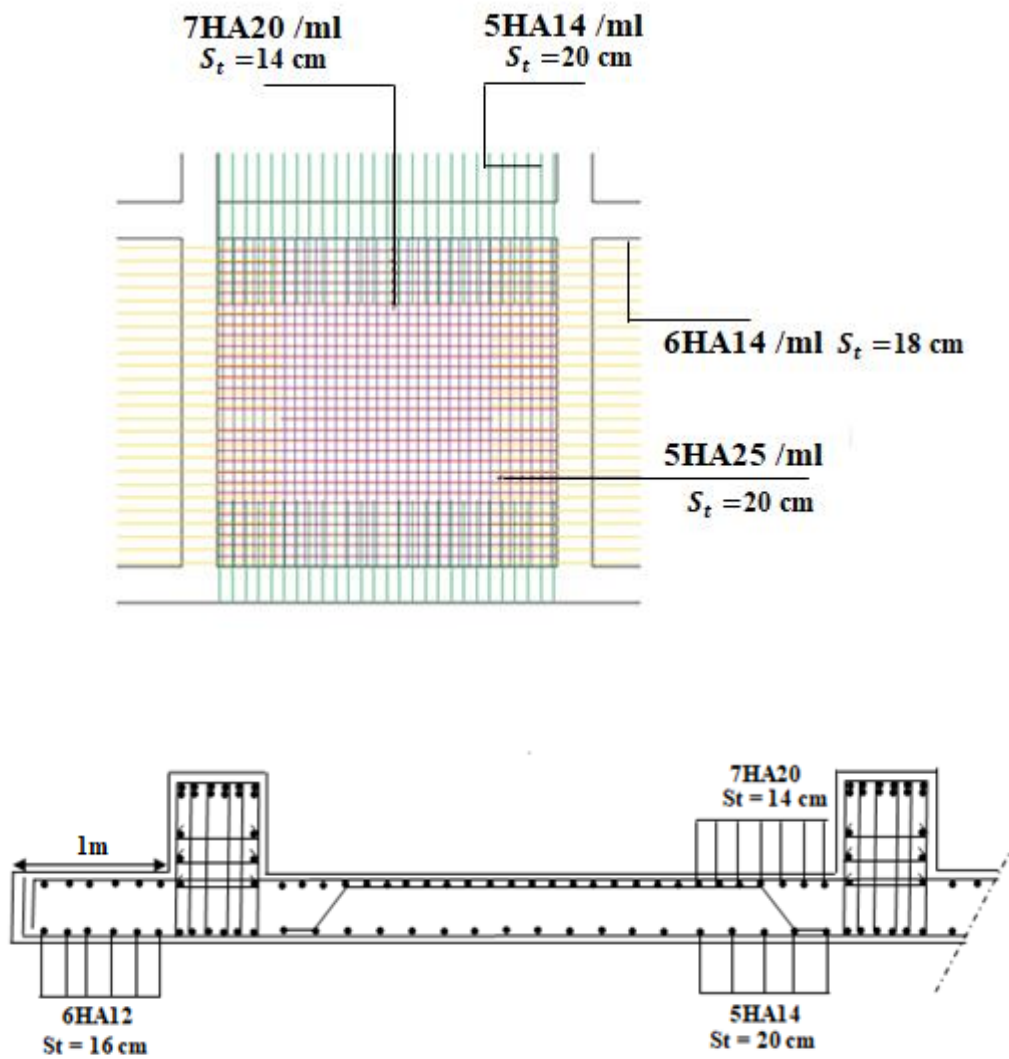
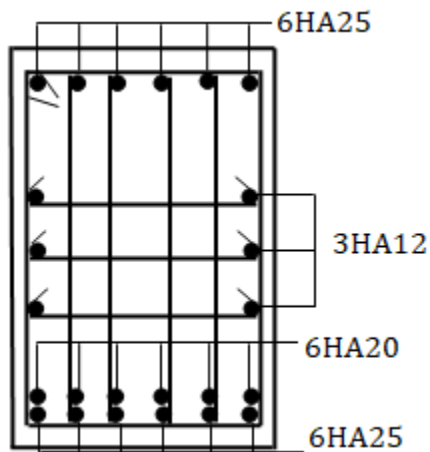


Figure VI.11. Ferrailage de radier

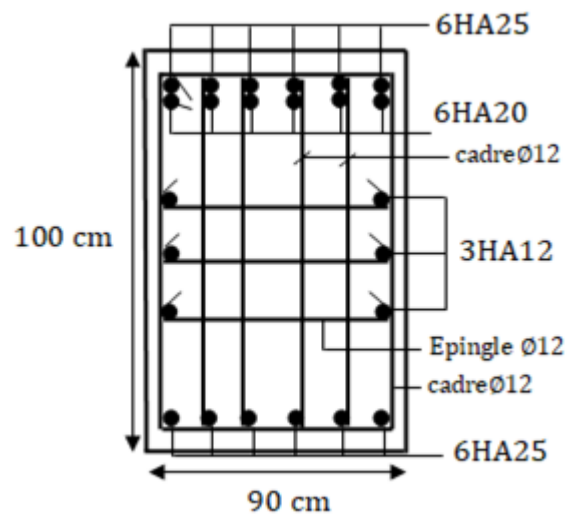
Ferrailage des nervures :

- Sens -X :

Sur Appuis

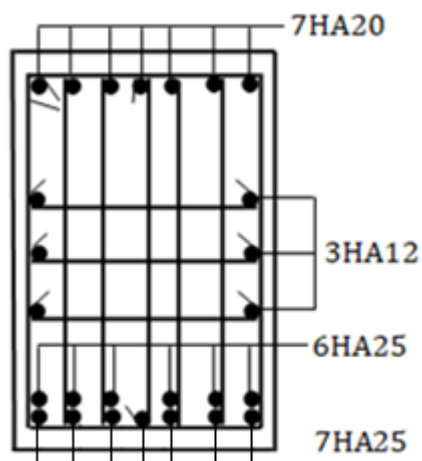


En travée



- Sens -Y :

Sur Appuis



En travée

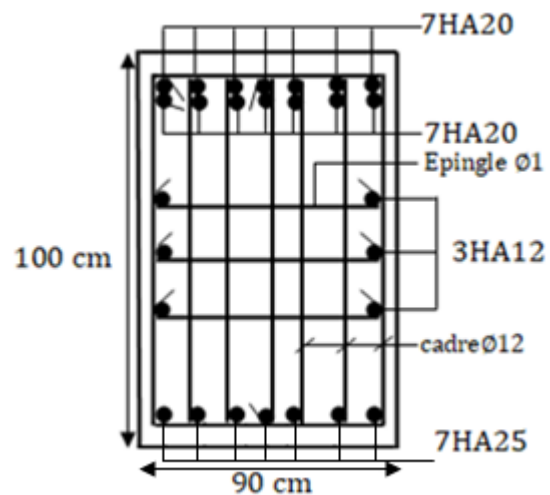


Figure VI.12. Ferrailage des nervures

Remarque : Vu l'importance de la hauteur des nervures ($h > 50$ cm), il est nécessaire de mettre des armatures de peau.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude à commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels (Robot) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour moi. Il m'a fourni les moyens nécessaires qui m'aident à affronter la vie professionnelle.

Bibliographie

❖ Les règlements :

- **RPA99/Version2003** : Règlement Parasismique Algérien.
- **BAEL 91 révisées 99** : Béton Armé aux États Limites.
- **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C.2.2:** Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- **DTR-BC 2.3.3.1:** Calculs Des Fondations Superficiel

❖ Les Livres :

- **CALCUL DES OUVRAGES BA REGLES BAEL 83** - Charon, P