



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° Série :

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

THEME

**Étude d'un bâtiment en béton armé à usage
d'habitation**

Réalisé par :

- ALLALATA RAID
- ABABSA ABED RAHIM

Dirigé par : MCB. ALI RACHEDI MOHAMED

Promotion : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَعُوذُ بِاللَّهِ مِنَ الشَّيْطَانِ الرَّجِيمِ

وَلَقَدْ نَعْلَمُ أَنَّكَ يَضِيقُ

صَدْرُكَ بِمَا يَقُولُونَ ﴿٩٧﴾

فَسَبِّحْ بِحَمْدِ رَبِّكَ

وَكَنْ مِّنَ السَّاجِدِينَ ﴿٩٨﴾

شكر و عرفان:

إن الحمد لله نحمده، ونستعينه، ونستغفره، ونعوذ بالله من شرور أنفسنا، ومن سيئات أعمالنا، من يهده الله فلا مضل له، ومن يضلل فلا هادي له، وأشهد أن لا إله إلا الله وحده لا شريك له وأشهد أن محمدا عبده ورسوله.

تتقدم بجزيل الشكر لكل من ساعدنا من قريب أو بعيد، على إنجاز هذا البحث ونخص بالذكر الأستاذ الدكتور الفاضل المشرف " محمد علي راشدي " الذي كان يد عون لنا طيلة مشوارنا في إنجاز هذا البحث.

ونرجو من الله عز وجل التوفيق.

DEDICACE

A mes sœurs et mes frères.

A mes amis.

A mes collègues.

A toute ma famille.

*A toute personne qui a contribué à la
réalisation de ce mémoire
de près ou de loin*

Remerciements

*Je remercie toutes les personnes qui
m'ont aidé dans
la période de ma formation en
m'ouvrant les portes, en
répondant patiemment à mes question
et qui ont contribué à
l'élaboration de ce mémoire.*

Je tiens à remercie sincèrement
Dr. [MOHAMED Ali Rachedi](#)

*D'avoir accepté de m'encadrer et me
diriger,*

*merci pour suivi judicieux tout au long
de la réalisation de ce travail.*

Sommaire

Didicace	IV
Remerciements.....	V
Sommaire.....	VI
Liste des figures.....	XV
Liste des tableaux.....	XIX
Liste des notations.....	XXI
Introduction générale.....	XXIII

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DU PROJET ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
A. Dimensions en élévation H.....	1
B. Les éléments de l'ouvrage.....	1
I.1.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	2
A. Béton.....	2
1. Matières constitutives du béton.....	2
2. Méthode de calcul.....	4
3. Déformation et contrainte de calcul.....	4
B. L'acier.....	7
1- Caractéristiques mécaniques.....	7
2- Diagramme déformation contrainte de calcul	8
3- Contrainte limite de traction des armatures.....	9
4- Poids volumique.....	9
5- Etats limites.....	9
a).1. ELU.....	10
a).2. ELS.....	10
I.1.3. Hypothèse de calcul.....	12

CHAPITRE 2 : PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES.

II.1.Introduction	14
-------------------------	----

II.2. Les plancher	14
a) Plancher à corps creux	14
II.2.1. Les poutrelles.....	15
II.2.2.Les Planchers en dalles pleines.....	16
II.3. L'Acrotère	19
II.4. Le pré-dimensionnement des poutres	19
a. Poutre principale	20
b. poutre secondaire.....	20
II.5.les balcon.....	20
a) résistance au feu.....	20
b) Isolation phonique.....	21
c) Résistance au flexion	21
II.2.6.Prédimensionnement des escaliers	21
a) Type 1 : etage RDC	22
b) Type 2 : etage courant	24
II.2.7Les poutres palières	25
II.2.8.Evaluation des charges et surcharge.....	25
a. Introduction.....	25
b. Plancher.....	26
1. Plancher terrasse (inaccessible).....	26
2. Plancher d'étage courant.....	26
3. Plancher RDC.....	27
4. Dalle plein.....	27
5. Les charge du balcon.....	28
6. Les charge du mur	28
7. Charge de volée 1 et 2.....	29
8. Charge de volée 3.....	30
9. Charge du palier.....	30
II.2.9.Les poteaux	31
a) Etapes de Prédimensionnement.....	31
b)Dimensions des poteaux.....	31
c)Choix du poteau le plus sollicité.....	32
d)Calcul de la longueur de flambement L_f	32

e) Descente de charges.....	34
1) Charges d'exploitation	34
2) Charges permanentes et l'effort normal «Nu»	35
f) Vérification selon le BAEL91 révisées 99	35
g) Vérification selon le RPA 99 version 2003	37
II.2.10. Prédimensionnement des voiles	37

CHAPITRE 3 : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE..

III.1. Introduction	40
III.2. Calcul des éléments non structuraux (secondaires)	40
III.2.1. Etude de l'acrotère	40
III.2.1.1. Introduction	40
III.2.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère	40
III.2.1.3. Calcul des sollicitations	40
III.2.1.5 Ferrailage.....	42
A.) Calcul à L'ELU.....	42
B.) Vérification à l'ELU	43
C.) Vérification à l'ELS	45
D.) Vérification de l'acrotère au séisme.....	45
E.) ferrailage adopté	46
F.) 3Schéma de ferrailage	46
III 2.2. Etude des escaliers.....	46
III.2.2.1. Introduction	46
III.2.2.2. Terminologie.....	47
III.2.2.3 Escalier RDC	47
A) Calcule des sollicitation	47
A.1) Etat limite ultime (E.L.U)	48
A.2) Etat limite de service (E.L.S)	48
B) Calcule de ferrailage	48
B.1) En travée	48
B.2) En appuis	49

B.3) Vérification de le contrainte de cisaillement	51
➤ Type 2 :.....	51
A) Calcule des sollicitation	51
A.1) Etat limite ultime (E.L.U)	52
A.2.) Etat limite de service (E.L.S)	52
B) Calcule de ferrailage	52
B.1) En travée	52
B.2) En appuis	53
III.2.2.4Escalier étage courant	55
A)Calcule des sollicitation	55
B)Calcule de ferrailage	56
C) ferrailage de l'escalier	59
III .2.3. Ferrailage de la Poutre palière	59
III .2.3. A.) Evaluation des charges	59
III .2.3. B.) Pondération des charges	59
III .2.3. C.) Calcul des moments	60
III .2.3. D.) Répartition des moments	60
III .2.3. E.) Calcul de ferrailage	60
A.) Vérification à L'ELU	60
B.) Vérification à L'ELS	62
III .2.3. g.Calcul de la poutre à la torsion	64
A.)Contraintes tangentes de torsion	64
B.)Les armatures ongitudinales	65
C.)Les armature transversales	65
III.2.3Etude des planchers	65
III.2.3.1Introduction	65
III.2.3.2. Plancher en corps creux.....	66
A. Méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 du BAEL 99).....	67
III.2.3.3Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	68
III.2.3.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles	68
III.2.3.5 Calcul des sollicitations	69
III.2.3.5.A. Plancher terrasse	69
A.) Calcul des moment.....	69

B.) Calcul de l'effort tranchant.....	71
III.2.3.4 Méthode de CAQUOT	74
A.1) A'ELU	74
B.1) A'ELS	75
Calcul de l'effort tranchant	77
A) A L'ELU :.....	77
B) A L'ELS	78
III.2.3.5.B. Plancher étage courant	79
A.) Calcul des moment	79
A.1) A L'ELU	79
A.2) A L'ELS	81
Calcul de l'effort tranchant	82
A) A L'ELU	82
B) A L'ELS	83
III.2.3.5.B. Méthode de CAQUOT	85
III.2.3.5.C. Les sollicitations maximales	90
III.2.3.6. Calcul du ferrailage	90
III.2.3.6.A. Plancher Terrasse inaccessible	90
A.1) ELU.....	90
A.2) ELS	91
III.2.3.6.B. Plancher étage	94
B.1) ELU.....	94
B.2) ELS	95
III.2.3.6.C. La table de compression	97
III.2.4 Etude des balcon	98
III.2.4.1 Définition	98
A) Evaluation des charges	99
B) Calcule des sollicitations	99

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction.....	104
V.2. Objectifs et exigences.....	104

V.3. Le choix de la méthode de calcul.....	104
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	104
V.4.1. Principe.....	104
V.4.2. Hypothèses de calcul.....	104
V.4.3. Présentation du logiciel.....	105
V.4.4. Etapes de modélisation.....	105
V.4.5. Domaine d'application.....	105
V.4.6. Spectre de réponse de calcul.....	106
V.4.7. Classification de site.....	106
V.4.8. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	106
V.5. Nombre de mode à considérer.....	108
V.6. Modélisation.....	108
V.6.1. Dispositions des voiles.....	109
V.6.2. Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	109
V.6.3. Nombre des modes considérées.....	110
V.6.4. Résultat de calcul (ROBOT).....	110
V.7. Calcul de poids total de la structure.....	114
V.8. Calcul de la force sismique statique.....	114
V.8.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	114
V.8.2. Vérification de la période.....	115
V.8.3. Vérification de déplacement.....	115
V.8.4. Calcul et vérification des déplacements.....	115
V.8.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	116
V.8.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
V.8.7. Vérification au renversement.....	118
V.9. Conclusion.....	120

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA SUPERSTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	121
VI.2. Ferrailage des portiques.....	121
VI.2.1. Les poteaux.....	121
VI.2.1.1. Combinaisons des charges.....	121
VI.2.1.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	121
VI.2.1.3. Ferrailage des poteaux.....	122
VI.2.1.3.1. Armatures longitudinales.....	122

VI.2.1.3.2. Armatures transversales.....	122
VI.2.1.3.3. Calcul des armatures transversales.....	129
VI.2.1.4. Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composé)	131
VI.2.1.5. Vérification vis-à vis de l'état limite de service.....	131
VI.2.1.6. Les armatures transversales.....	132
VI.2.1.7. Schéma de ferrailage des poteaux.....	132
VI.2.2. Les poutres.....	132
VI.2.2.1. combinaisons des charges.....	132
VI.2.2.2. Etapes à suivre.....	135
VI.2.2.3. Ferrailage des poutres.....	135
VI.2.2.3.1. Poutre Principales.....	135
VI.3. Ferrailage des voiles.....	138
VI.3.1. Prescription imposées par l'RPA99/2003.....	138
VI.3.2. Ferrailage vertical.....	138
VI.3.3. Ferrailage horizontal.....	139
VI.3.4. Règles communes.....	139
VI.3.5. Ferrailage verticale.....	140
VI.3.6. Etudes des sections.....	140
VI.3.7. Calcul de ferrailage voiles pleins.....	142
VI.3.7.1. Calcul de ferrailage vertical.....	142
VI.3.7.2. Espacement des armatures verticales.....	142
VI.3.7.3. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	144
VI.3.7.4. Schéma ferrailage de voile.....	145

CHAPITER VI : ÉTUDE DES FONDATIONS

VI .1) Etude des fondations	147
VI .1.1) Définition.....	147
VI .1.2) Fonctions à remplir par les fondations.....	147
VI .1.3) Choix de type de fondation.....	147
VI .1.4) Combinaison d'action.....	147
VI .1.5) Exemple de calcul.....	147
VI .1.5.1) Semelle isolée.....	147
VI.1.5.1.a) Dimensionnement.....	147
VI.1.5.1.b) Vérification des contraintes.....	148

VI.1.5.1.c)Vérification de stabilité au renversement	148
VI.1.5.1.d)Ferraillage.....	148
VI.1.5.1.d.1)L'espaceur	149
VI.1.5.2) Semelles filantes sous voile.....	150
VI.1.5.2.a)Dimensionnement.....	150
VI.1.5.2.b)Ferraillage.....	150
VI.1.5.2.b.1) Ferraillage principale	150
VI.1.5.2.c)L'espaceur.....	151
VI.1.5.3) Semelles filantes sous poteaux.....	151
VI.1.5.3.a)Dimensionnement.....	151
VI.1.5.3.b)Ferraillage.....	152
VI.1.5.3.b.1) Ferraillage longitudinal	152
VI.1.5.3.b.2)Ferraillage transversa.....	152
VI.1.5.3.c)L'espaceur.....	152
VI.2) Longrines	153
VI.2.1) Généralité.....	153
VI.2.2) Dimensionnement.....	153
VI.2.3) Ferraillage.....	153
VI.2.3.a)Les armatures longitudinales	154
VI.2.3.a.1) Condition de résistance	154
Conclusion	156
Bibliographie.....	157
Annexes.....	158

Liste des figures

Figure I-1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton...	4
Figure I-2: Diagramme rectangulaire simplifié.....	6
Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	9
Figure I-4 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivot..	10

chapitre 2

Figure II .1. : coupe verticale du plancher à corps creux.....	14
Figure II.2 : Section de la poutrelle.....	16
Figure II.3 : présentation de l'acrotère.....	19
Figure II.4 : Poutre principale et secondaire.....	20
Figure II.5 : Présentation de l'escalier.....	22
Figure II.6 : Représentation du poteau le plus sollicité.....	32

CHAPITRE 3

Figure III.1 : Diagramme des efforts internes.....	41
Figure III.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	42
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	46
Figure III.4 : Schéma de l'escalier type 1.....	47
Figure III.5 : Schéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type 1.....	48
Figure III.6 : Schéma de l'escalier type 2.....	51
Figure III.7 : Schéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type 1.....	52
Figure III.8 : Schéma d'escalier étage courant.....	55
Figure III.9 : Schéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type 1.....	56
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	59
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	65

Figure III.12 : Valeur absolue du moment sur appui.....	67
Figure III.13 : Les diffèrent type de nervures.....	68
Figure III.14 : type 2 de nervures.....	69
Figure III.15 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU.....	70
Figure III.16 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.....	71
Figure III.17 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.....	72
Figure III.18: Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELS.....	73
Figure III.19 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELU.....	75
Figure III.20 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELS.....	77
Figure III.21: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.....	78
Figure III.22: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	79
Figure III.23 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU.....	80
Figure III.24 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.....	81
Figure III.25 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.....	83
Figure III.26: Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELS.....	84
Figure III.27 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELU.....	86
Figure III.28 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELS.....	88
Figure III.29: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.....	89
Figure III.30: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.....	90
Figure III.31 : Schéma de ferrailage des nervures plancher terrasse.....	94
Figure III.32 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage courant	97
Figure III.33 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	98
Figure III.34 : schéma du balcon.....	99
Figure III.34 : schéma de ferrailage du balcon.....	103

chapitre 4

Figure IV.1 : La disposition des murs voiles.....	109
Figure IV.2 : Diagramme de spectre de réponse.....	110

Figure .IV.3: périodes et facteurs de participation modale.....	111
Figure IV.4 : 1 ^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).....	111
Figure IV.5 : 1 ^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014).....	112
Figure IV.6: 2 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).....	112
Figure IV.7 : 2 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014).....	113
Figure IV.8: 3 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2020).....	113
Figure IV.9: 3 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014).....	113

chapitre 5

FigureV.1 : zone nodales	125
Figure.V.2 : schéma de ferrailage des poteaux.....	132
Figure.V.3 : Schéma de ferrailage des poutres	138
Figure V.5 : section transversale de voile.....	139
Figure V.6 : Section partiellement comprimée.....	140
Figure V.7 : Section partiellement comprimée.....	141
Figure V.8 : Section entièrement comprimée.....	141
Figure V.9 : Section entièrement tendue.....	142
Figure V.10 : Schéma de ferrailage de voile V1.....	145

chpitre 6

FigureVI.1 : schéma de ferrailage d'une semelle isolée.....	149
Figure VI.2 : schéma de ferrailage d'une filantes sous voile	151
Figure VI.3 : schéma de ferrailage d'une semelle filante sous deux poteaux.....	153

Figure VI.4: schéma de ferrailage de longrine.....	154
---	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier.....	8
Tableau II.1 : Épaisseur de plancher terrasse.....	26
Tableau II.2 : Épaisseur de Charge Permanente (DTR).....	26
Tableau II.3 : Épaisseur de charger permanente d'après.....	27
Tableau II.4 : Épaisseur de Dalle plein.....	27
Tableau II.5 : Poids propre du balcon.....	28
Tableau II.6 : Poids propre du murs extérieurs.....	28
Tableau II.7 : Poids propre du murs intérieurs.....	29
Tableau II.8 : Poids propre la volée 1 et 2.....	29
Tableau II.14 : Poids propre la volée 3	30
Tableau II.15 : Poids propre du palier.....	30
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	31
Tableau II.9 : Calcule de $\overline{N_u}$ des poteaux.....	34
Tableau II.10 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage..	34
Tableau II.11 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.....	34
Tableau II.12 : 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	36
Tableau III.1: calcule des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type1	47
Tableau III.2: calcule des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type 1.....	55
Tableau III.5 : Charge revenant aux poutrelles.....	68
Tableau III.6 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à L'ELS.....	69
Tableau III.7 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à L'ELU.....	70
Tableau III.8 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à L'ELS.....	74
Tableau III.9 : Les sollicitations maximum ELU.....	75
Tableau III.10 : Les sollicitations maximum ELS.....	80

Tableau IV.1 : les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version, 2003.....	108
Tableau .IV.2: périodes et facteurs de participation modale.....	110
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	115
Tableau IV.4 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y.....	116
Tableau.IV.5 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	117
Tableau IV.6 : les efforts tranchants résultants.....	117
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).....	118
Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).....	118
Tableau IV.9 : vérification de renversement sens longitudinal.....	119
Tableau V.1 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 1).....	123
Tableau V.2 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 2).....	123
Tableau V.3 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 3).....	124
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux.....	131
Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	131
Tableau V.6 : Ferrailage des armatures transversales.....	132
Tableau.V.7 : situations pour le ferrailage des poutres.....	132
Tableau V.8 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.....	135
Tableau V.9 : Tableau récapitulation des ferrailages des poutres.....	137
Tableaux V.10 : Ferrailages des voiles.....	144

Notation

➤ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue.
A' : Section d'acier comprimée.
Amax : Section d'acier maximale.
Amin: Section d'acier minimale
At : Section d'acier transversale.
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
ELU : Etat Limite Ultime.
ELS : Etat Limite de Service.
SPC : Section partiellement comprimée.
SEC : Section entièrement comprimée.
SET: Section entièrement tendue.
Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : Module d'élasticité transversale.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M0 : Moment isostatique.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'ELU.
Mser : Moment fléchissant à l'ELS
N : Effort normal.
Nser : Effort normal à l'ELS.
Nu : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
Tw : Effort tranchant à gauche.
Te : Effort tranchant à droite.
F : Effort de traction.
Ra : Réaction à gauche.
Rd: Réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

➤ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)
 c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
 d : Hauteur utile d'une section.
 f : Flèche.
 ep : Epaisseur.
 e : Epaisseur du voile.
 f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
 f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.
 i : Rayon de giration.
 l_f : Longueur de flambement,
 St : Espacement d'armature transversale.
 S_{rep} : Espacement de répartition.

➤ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.
 Σ : Sommation.
 Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
 W : Poids.

➤ **Minuscules grecques :**

γ : Coefficient de sécurité.
 ε : Déformation relative.
 η : Coefficient de fissuration.
 λ : Élanement mécanique.
 μ : Coefficient de frottement.
 ν : Coefficient de POISSON.
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte normale.
 τ : Contrainte tangentielle.
 δ : Déplacement d'un niveau.

➤ **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.
 CNV : Condition non vérifiée.
 RDC : Rez-De-Chaussée.
 Dur : Durable.
 ACC : Accidentelle.
 AN : Axe neutre.

INTRODUCTION :

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles portiques) avec interaction qui repose sur pieux. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

Le présent travail est organisé comme suit : Connaître la qualité du sol en place du site d'implantation de notre ouvrage et donc connaître la contrainte et capacité portante du sol.

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Le cinquième chapitre nous avons fait un ferrailage des éléments principaux. Le sixième chapitre nous avons fait une étude de l'infrastructure. A la fin la conclusion générale.

CHAPITRE

01

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Notre projet à étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment en C+5, composé d'un rez-dechaussée commerciale et 5 étages à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de kenchela la configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation, ville située en zone I, selon le règlement parasismique algérien RPA99/ version2003.

I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

A. Dimensions en élévation

Hauteur de RDC :.....4.08 m.

Hauteur d'étage courant :.....3,06 m

Hauteur du bâtiment :.....19.38 m.

Hauteur acrotère.....0,6 m.

Dimensions en plan

Le bâtiment à une forme L de dimensions :

Longueur totale 16.75 m.●

Largeur totale..... 16.75m●

B. Les éléments de l'ouvrage :

1- L 'ossature :

L'immeuble est composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux, destiné à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement mixte et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

2- planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Ils assurent également les fonctions suivantes :

- ❖ La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- ❖ L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Il existe deux types de planchers :

- Planchers en corps creux
- Dalles pleine en béton armé

Le type de plancher choisi pour notre bâtiment est un plancher en corps creux.

3- Les Escaliers :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit. Ce sont des d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

4- La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Il y a deux types de murs dans la structure :

- Les murs extérieurs: Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 30cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs: Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

5- L'acrotère :

C'est un élément en béton armé , contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse Qui est inaccessible.

6- Balcon :

Les balcon sont réalisés en dalle pleine.

7- Les voile :

Seront réalisés en béton armé , le choix du nombre, démensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

1.1.2.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

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

A. Béton :

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

1- Matières constitutives du béton :

La composition courante d' $1m^3$ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 530 L de sable

- 740L de gravillon
- 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable DS <5 mm
- 800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage

2- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- Masse volumique : Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³
- Résistances caractéristiques : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28} + 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

3- Résistance caractéristique du béton :

- **En compression** C.B.A 91 [A.2.1, 11] :

béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit

résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur

un béton âge de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les

règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est

déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm

de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

- Pour des résistances $f_{t28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si : } j > 60 \text{ jours.}$$

- **En traction** C.B.A 91 [A.2.1, 12] :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} + f_{cj} \quad \text{si : } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si : } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

4- Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites. Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

5- Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabolerectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

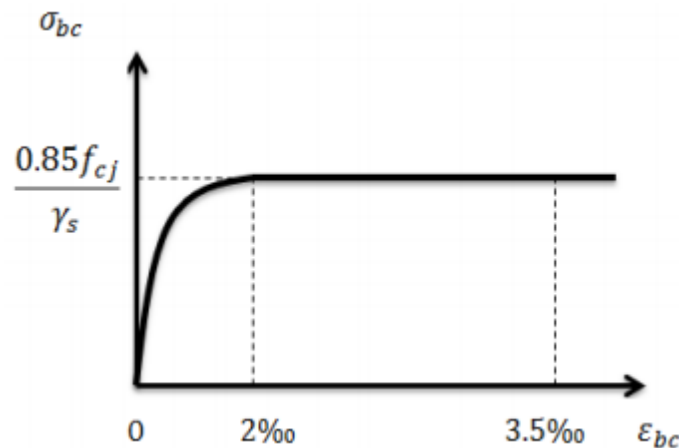


Figure I-1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{si : } f_{cj} \leq 40\text{Mpa}$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025f_{cj})\text{‰} \quad \text{si : } f_{cj} > 40\text{Mpa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

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

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

- Etat limite service de résistance

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

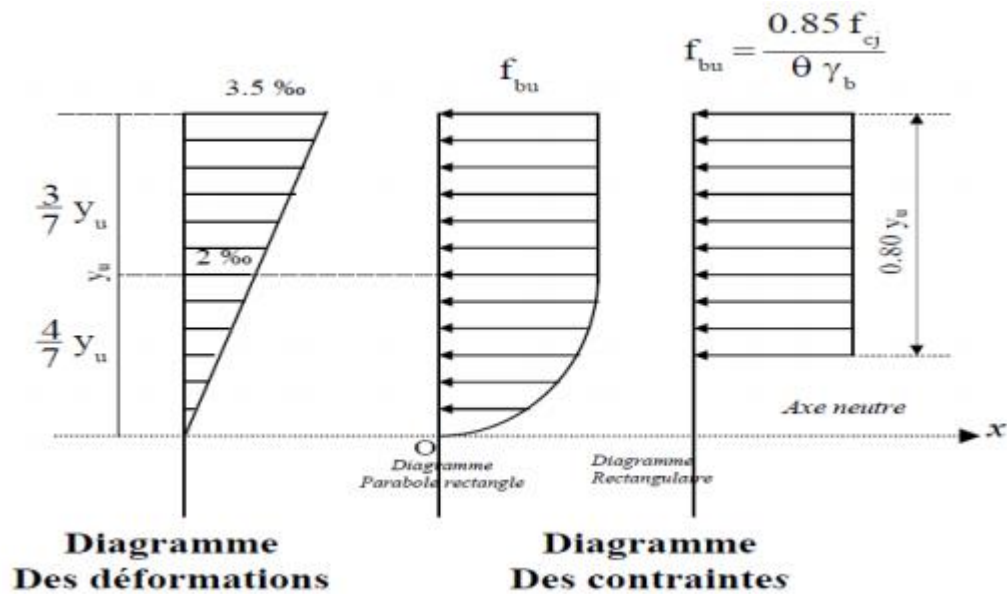


Figure I-2: Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

6- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28} , 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ cas normal (fissuration peu nuisible)

$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable.

7- Module de déformation longitudinale du béton :

✓ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

✓ Module de déformation transversale :

- **Coefficient de poisson :**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

B. L'acier :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

1- Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :
Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- ✓ La limite élastique : $f_v = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1 + \nu)) = 81\,000$ MPa

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E22$	215	Emploi courant.
	$F_e E24$	235	Epingles de levage des pièces
			Préfabriquées
Barres HA	$F_e E40$	400	Emploi courant.
Type 1 et 2	$F_e E50$	500	
Fils tréfiles HA	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Type 3	$F_e TE50$	500	
Fils tréfiles lisses	$TL50 \quad \Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés
Type 4	$TL50 \quad \Phi > 6\text{mm}$	520	

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.

2- Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f (\epsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les

valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

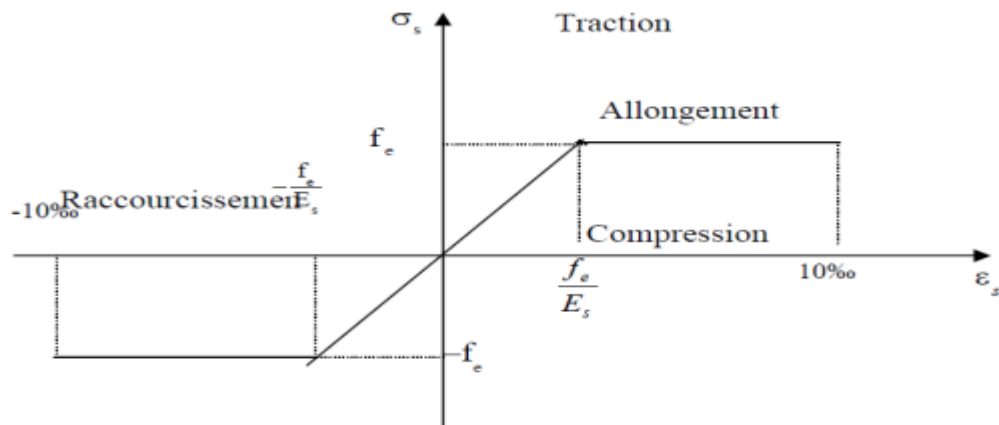


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

Où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec $E_s = 200\,000$ MPa.

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

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

3- Contrainte limite de traction des armatures

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \eta f_{tj})$.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (1/3 f_e , 90 \eta f_{tj})$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL), =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

4- Poids volumique :

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN } / \text{ m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ KN } / \text{ m}^3$

Acier $\gamma_b = 78,5 \text{ KN } / \text{ m}^3$

5- Etats limites :

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- Etats limite de service **ELS**.

0 0 0 0 0 1

1. $\frac{1}{2}$ 2. $\frac{1}{2}$ 3. $\frac{1}{2}$ 4. $\frac{1}{2}$ 5. $\frac{1}{2}$ 6. $\frac{1}{2}$ 7. $\frac{1}{2}$ 8. $\frac{1}{2}$ 9. $\frac{1}{2}$ 10. $\frac{1}{2}$

Traction pure :

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et Donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la Déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10 ‰. L'acier doit être repartit dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la vertical passant par A.

traction excentrée :

À la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

flexion (simple ou composée) :

On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \cdot AB = 3,5/(10+3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

cas particulier où $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2/(10+2) = 0,167$
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y / d$ varie de 0,259 à 1.

- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h / d$ admet le pivot B.

Compression :

si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la Déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2‰$. La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 ‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$ sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2 ‰$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

PivotB : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.

PivotC : compression simple ou composée.

b) ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitationsrésistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'encas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1.1.3.Hypothèse de calcul

Les sections droites restent planes.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence ».

✓ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

• Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante $1,35 G + 1,5 Q$

• Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q$: charge permanente.

$G + Q \pm 1,2 \times E$ avec Q : charge d'exploitation.

$0,8 G \pm E_y$ $0,8 G \pm E_x$: effort de séisme

CHAPITRE

02

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II.2. Les plancher :

a) Plancher à corps creux :

On a adopté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.30 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➤ Résistance au feu :

D'après BEAL 91 :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e = 18$ cm

➤ Isolation phonique (acoustique) :

Selon les règles BAEL 91(CBA 93) l'épaisseur du plancher doit avoir une bonne isolation acoustique.

On prend: $e_2 = 16$ cm

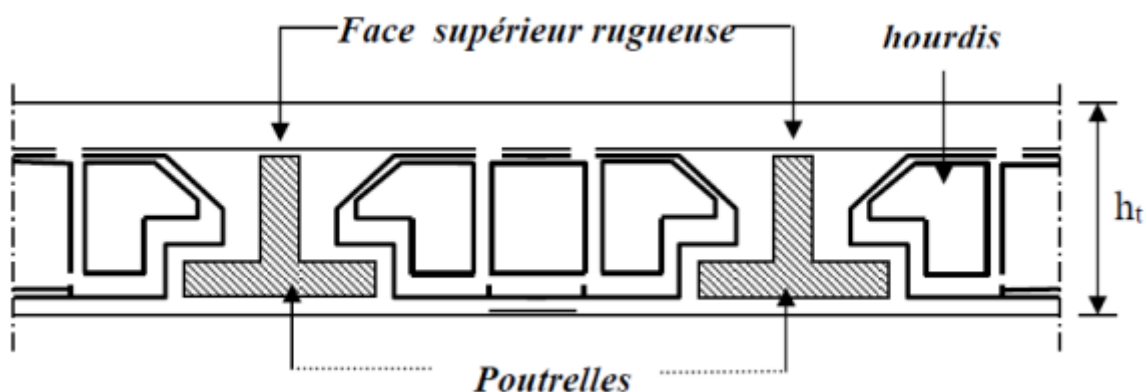


Figure II .1. : coupe verticale du plancher à corps creux.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là

occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante : **(BAEL 99 / Art B.6, 8,423)**

➤ **Condition de flèche :**

Pour les plancher à corps creux l'épaisseur est condition de flèche par :

$$\frac{L}{22.5}$$

e₃: L'épaisseur de plancher.

$$\blacksquare L_{max} = \text{Min} (L_X^{max} ; L_Y^{max}) \rightarrow L_X^{max} = L_Y^{max} = 4.225 \text{ m}$$

$$e_3 \geq \frac{422.5}{22.5} = 18.78 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_t = \text{Max} (e_1 ; e_2 ; e_3) = \text{Max} (18 ; 16 ; 18.78) = 18.78 \text{ cm.}$$

On prend: **h_t=20cm.**

Donc :

1. on utilise un plancher de type (16+4).
2. Dalle de compression (h₀=4cm).

II.2.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont calculés en section en T (solidaire à la dalle de compression)
Le dimensionnement se fait selon les règles mises en oeuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)
b = la largeur de compression effective, elle donne

➤ **Détermination de (b₁ et b₀):**

D'après les conditions suivantes :

$$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t] \text{ avec } h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 \geq [6 ; 8] \rightarrow \text{on adopte } \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

$b_1 \geq \min[L_0/2 ; L_{\max}/10]$ Avec:

L_0 : Largeur de corps creux.

$$L_0 = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

b : la distance entre le mortier de deux corps creux.

$$b_1 \geq \min[55/2 ; 422.5/10] = \min(27,5 ; 42.25) \text{ cm} ; \text{ on adopte } b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

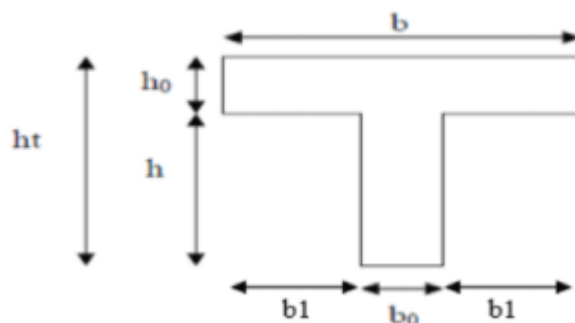


Figure II.2 : Section de la poutrelle.

II.2.2. Les Planchers en dalles pleines :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaires et principales ; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a) -Résistance au feu :

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

b) -isolation phonique (acoustique):

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à

15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

c) -Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés a une portée égale à : $L_x = 4.225\text{m}$

$$\frac{422.5}{35} \leq e \leq \frac{422.5}{30} \rightarrow 12.07 \leq e \leq 14.08$$

Alors on adopte :

$$e = 15 \text{ cm}$$

- Condition de flèche **BAEL 91 article B.6.5,3**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$\bullet \quad F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m}$$

$$\bullet \quad F_{\max} \leq (L/500) + 0.5 \quad \text{si la portée } L \text{ est supérieure à } 5\text{m (L en cm)}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1\text{m}$ avec une épaisseur ;

$e = 15\text{cm}$. Supposée travaillant comme une poutre encastree sur les deux extrémités.

D'après le calcul, la flèche est vérifiée, alors on prend $e = 15 \text{ cm}$.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

avec : $F_{\max}$: Flèche maximale du plancher

L : portée du plancher $= 4.225\text{m}$

e : épaisseur du plancher.

CHAPITRE02 : Prédimensionnement et descente de Charges

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12}$

$$I = \frac{1000 \times 150^3}{12} = 2.8125 \times 10^8 \text{ mm}^4 ; E = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{422.5}{1000} + 0.5 = 0.922 \text{ cm}$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé, voir descente de charge)

Charge permanente (terrasse): $G = 6.25 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 7.25 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 7.25 \times 422.5^4}{384 \times 32164.2 \times 2.8125 \times 10^8} = 3.32 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 3.32 \text{ mm} \leq \bar{F} = 1.015 \text{ mm} \dots\dots\dots$$

Condition vérifier

D'après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur $e = 15$ cm, pour toutes les dalles.

II.3. L'Acrotère :

Section transversale de l'acrotère :

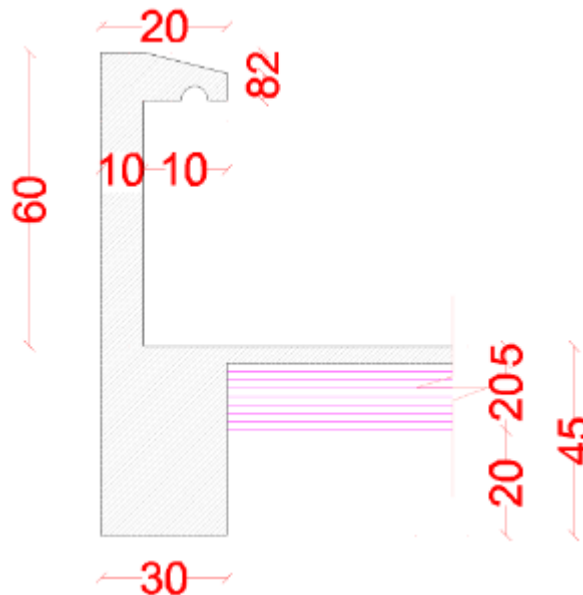


Figure II.3 : présentation de l'acrotère

$$s = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1/2)$$

$$s = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/m}$$

- Charge permanente : $G = 1,725 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ kN/m}$

II.4. Le pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre

les charges aux poteaux qui les supportent.

Selon le BAEL 91 et à partir de la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

h: hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: longueur de la plus grand portée entre axe.

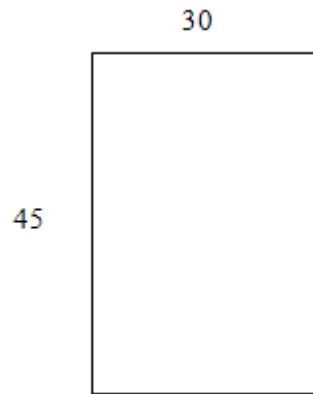


Figure II.4 : Poutre principale et secondaire.

c. Poutre principale :

$$L_{\max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow 430/15 \leq h \leq 430/10 \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On prend : **$h_s = 45 \text{ cm}$**

$$h/3 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 45/3 \leq b \leq 45/2 \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 22,5 \text{ cm}$$

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

Donc la poutre principale a la section : **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$** .

d. poutre secondaire:

$$L_{\max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow 430/15 \leq h \leq 430/10 \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On prend : **$h_s = 45 \text{ cm}$**

$$h/3 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 45/3 \leq b \leq 45/2 \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 22,5 \text{ cm}$$

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

Donc la poutre principale a la section : **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$** .

II.5.les balcon :

A) résistance au feu :

- ✓ $e=7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e=11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e=17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On admet : $e=11 \text{ cm}$.

B) Isolation phonique :

Selon la règle « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

C) Résistance au flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

L_x = est la petite portée au panneau le plus sollicité (cas défavorable)

- Dalle reposant sur trois appuis :

$$L_x = 340.5 \text{ cm} ; L_y = 330.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$6.81 \text{ cm} \leq e \leq 8.51 \text{ cm}$$

II.6. Prédimensionnement des escaliers :

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

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

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier

Un escalier est déterminé par :

L_0 : Longueur projetée de la paillasse

g : Giron

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement

H : la hauteur de la volée

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches (h), on utilise la formule de

BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \dots\dots\dots (1)$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 25 cm à 33 cm

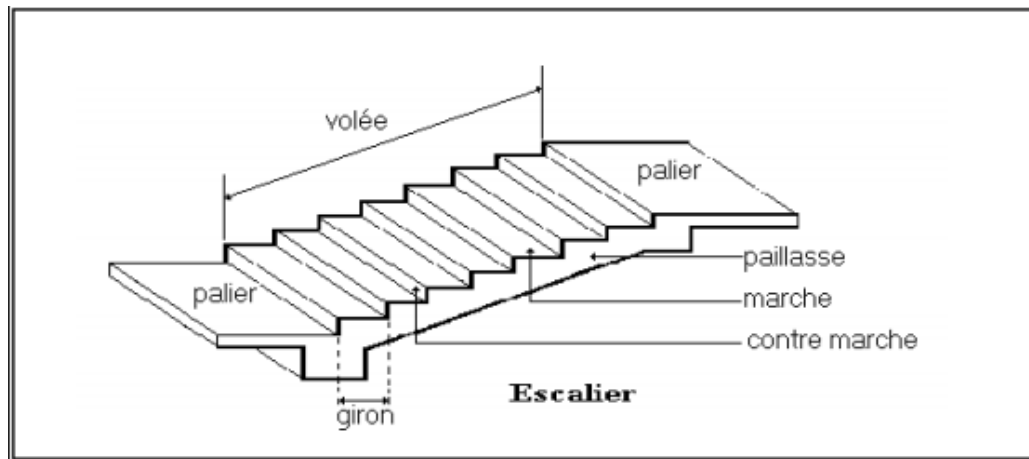


Figure II.6 : Présentation de l'escalier.

On pratique on prend $g+2h = 64$ cm

Soit (n) le nombre de contre marche et (n-1) le nombre de marches

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/n-1$$

$$\text{Si } g + 2h = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n-1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n : est la solution de l'équation : $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$ (cm)

a) Type 1 : étage RDC :

➤ **Volée 1 et 2 :**

On a $H = 153$ cm

$L_0 = 240$ cm

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) n + 2 \times 153 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : le nombre de contre marche $n = 9$

le nombre de marches $(n-1) = 8$

$$g = L_0 / (n-1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

Donc : $g = 30$ cm

$$h = H / n = 17 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la pailleasse :**

Elle par calculé la relation s uivante :

$$L/40 \leq e \leq L/30 \quad \text{avec } L : \text{longueur totale}$$

$$L = 560 \text{ cm}$$

$$14 \leq e \leq 18.66$$

On prend : $e = 15$ cm

➤ **Inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

➤ **Paillasse :**

$$L_P = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin(32.52)} \Rightarrow L_P = 284.60 \text{ cm (} L_P = \text{longueur de la paillasse).}$$

➤ **Volée 3 :**

On a : $H = 102$ cm

$L_0 = 150$ cm

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 102 + 180) n + 2 \times 102 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6$$

Donc : le nombre de contre marche $n = 6$

le nombre de marches $(n-1) = 5$

$$g = L_0/(n-1) = 150/5 = 30 \text{ cm}$$

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

$$h = H/n = 17 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la pailleasse :**

Elle par calculé la relation suivante :

$$L/40 \leq e \leq L/30 \quad \text{avec } L : \text{longueur totale}$$

$$L = 560 \text{ cm}$$

$$14 \leq e \leq 18.66$$

$$\text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

➤ **Paillasse :**

$$L_P = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{102}{\sin(29.54)} \Rightarrow L_P = 206.88 \text{ cm (} L_P = \text{longueur de la paillasse)}.$$

b) Type 2 : etage courant :

➤ **Volée 1 et 2 :**

$$\text{On a } H = 153 \text{ cm}$$

$$L_0 = 240 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) n + 2 \times 153 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

$$\text{Donc : le nombre de contre marche } n = 9$$

$$\text{le nombre de marches } (n-1) = 8$$

$$g = L_0/(n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

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

$$h = H/n = 17 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la pailleasse :**

Elle par calculé la relation s uivante :

$$L/40 \leq e \leq L/30 \quad \text{avec } L : \text{longueur totale}$$

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$13.75 \leq e \leq 18.33$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

➤ **Paillasse :**

$$L_P = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin(32.52)} \Rightarrow L_P = 284.60 \text{ cm (} L_P = \text{ longueur de la paillasse)}.$$

II.2.7 Les poutres palières :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{\max} = 3.10 \text{ m} = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} ; \frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3}$$

On à :

$$310/15 \leq h_t \leq 310/10$$

$$20.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$$

O n adopte **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

$$\text{Donc : } b \geq (30/2) \geq b \geq 30.2/3)$$

$$b \geq (15 \geq b \geq 20)$$

On adopte : **$b = 30 \text{ cm}$**

D'après **L.R.P.A version 2003** la condition suivante doit vérifier .

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifier.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifier.
- $h_t/b \leq 4 \text{ cm} \rightarrow 1.16 \leq 4$ condition vérifier.

II.2.8. Evaluation des charges et surcharge :

a. Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

b. Plancher

1. Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Protection lourde	0,05	15	0,75
2- Étanchéité multicouche	0,1	1	0,10
3- Forme de pente	0,1	22	2,20
4- Isolation thermique	0,04	4	0,16
5-plancher en corps creux	0,2	14	2,80
6- enduit de plâtre	0,02	12	0,24
Totale			G = 6.25

Tableau II.1 : Épaisseur de plancher terrasse

Charge d'exploitation : terrasse inaccessible **Q = 1,00 KN/m²** d'après D.T.R.B.C.2.2 (Terrasse inaccessible Q)

2. Plancher d'étage courant :

Charge permanente d'après (DTR):

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- carrelage	0,02	22	0,44
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- couche de sable	0,02	18	0,36
4- enduit de plâtre	0,02	12	0,24
5-plancher en corps creux	0,02	14	0,280
7- Closions de distribution	0,1	9	0,90
Totale			G = 5,14

Tableau II.2 : Épaisseur de Charge Permanente (DTR)

Charge d'exploitation : Le plancher étage courant **Q = 1,50 KN/m²** d'après D.T.R.B.C.2.2 (étage courant inaccessible Q)

3. Plancher RDC:

- **Charge permanente d'après (DTR):**

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- couche de sable	0,02	18	0,36
4- enduit de plâtre	0,02	10	0,20
5-plancher en corps creux	0,02	13.6	2,72
7- Closions de distribution	0,1	9	0,90
Totale			G = 4.98

Tableau II.3 : Épaisseur de charger permanente d'après

Charge d'exploitation : Le plancher RDC est à usage commercial **Q = 2,50 KN/m²** d'après D.T.R.B.C.2.2 (RDC usage commercial Q)

4. Dalle plein:

Matière	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Dalle pleine	25,00	0,16	4,00
Revêtement en carrelage	22,00	0,02	0,44
Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
Lit de sable	18,00	0,02	0,36
Enduit de plâtre	12,00	0,02	0,24
Cloisons légères	9,00	0,1	0,90
Totale			G =6,34

Tableau II.4 : Épaisseur de Dalle plein

Charge d'exploitation : La dalle plein **Q = 1,50 KN/m²** d'après D.T.R.B.C.2.2 (étage courant inaccessible Q)

5. Les charge du balcon :

Désingation des élément	Epaisseurs (m)	Poids voliumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ³)
Revetement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Dalle plein	0.15	25	3.75
Garde de corps	/	/	0.15
Totale			5.34

Tableau II.5 : Poids propre du balcon

$G_{\text{terrasse}} = 5.34 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{\text{terrasse}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (**DTR BC2-2**) .

6. Les charge du mur :

➤ Murs extérieurs (double cloisons en brique creuse)

Désingation des élément	Epaisseurs (m)	Poids voliumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ³)
Enduit en platre	0.02	10	0.2
Brique creuses	0.15	9	1.30
L'ame d'air	0.05	/	/
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuses	0.10	9	0.9
Totale			2.85

Tableau II.6 : Poids propre du murs extérieurs

$G_{\text{mur ex}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant aux mur extérieurs

➤ Murs intérieurs

Désignation des élément	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ³)
Enduit en plâtre	0.2	10	0.4
Brique creuses	0.10	9	0.9
Totale			1.30

Tableau II.7 : Poids propre du murs intérieurs

7. Charge de volée 1 et 2 ($\alpha = 32.52^\circ$) :

Désignation des élément	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ³)
Revetement en carrelage horizontale	0.02	22	0.44
Revetement en carrelage verticale	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.40
Mortier de pose verticale	0.02	20	0.40
Marche	h/2	22	1.98
Paillasse	0.15/cos α	25	4.6875
Enduit en plâtre	0.02/ cos α	10	0.25
Totale			8.593

Tableau II.13 : Poids propre la volée 1 et 2

$$G = 8.593 \text{ KN/m}^2$$

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

8. Charge de volée 3 ($\alpha = 29.54^\circ$) :

Désignation des élément	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ³)
Revetement en carrelage horizontale	0.02	22	0.44
Revetement en carrelage verticale	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.40
Mortier de pose verticale	0.02	20	0.40
Marche	h/2	22	1.87
Paillasse	0.15/cos α	25	4.448
Enduit en platre	0.02/ cos α	10	0.237
	Totale		8.24

Tableau II.14 : Poids propre la volée 3

$$G = 8.24 \text{ KN/m}^2$$

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

9. Charge du palier :

Désignation des élément	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ³)
Revetement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.075
	Totale		5.35

Tableau II.15 : Poids propre du palier

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

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

II.9.Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_{u0}$)

a) Etapes de Prédimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du

RPA 99 / version 2003

b)Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux

conditions du RPA 99 / version 2003

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	3eme	1ere	RDC
Dimension du Poteau	a(cm)	40	40	40	40	40	40
	b(cm)	40	40	40	40	40	40

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux.

c) Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = [(2.20 + 1.75) \times 2.125] + (1.745 \times 2.20) + ((1.75 \times 1.745)/2) = 13.76 \text{ m}^2$$

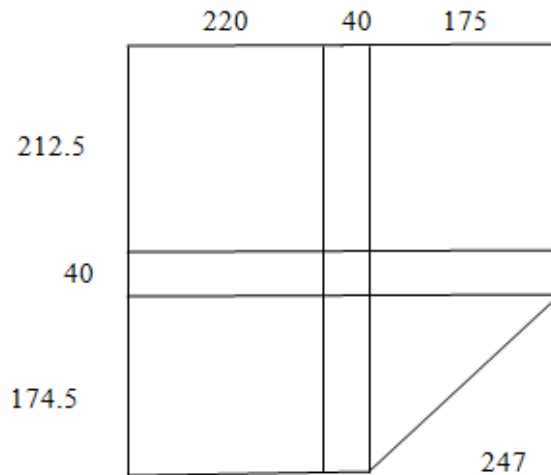


Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité.

d) Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens

considéré et le traversant de part en part.

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrées jusqu'à fondation).

$$RDC: \Rightarrow L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\text{Etagé courant : } \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

L'effort normal admissible est $\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

$\overline{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur

toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (40 - 2) \times (40 - 2) = 1444 \text{ cm}^2$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau : Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) \quad ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. $\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

L : Longueur de flambement.

ETAGE	Dimension (cm)	$B_r(\text{cm}^2)$	L_f	λ	α	$A_s(\text{mm}^2)$	$\overline{N_u} (KN)$
5 ^{eme} étage	40*40	1444	2.14	18.00	0.807	320	1114.23
4 ^{eme} étage	40*40	1444	2.14	18.00	0.807	320	1114.23
3 ^{eme} étage	40*40	1444	2.14	18.00	0.807	320	1114.23
2 ^{eme} étage	40*40	1444	2.14	18.00	0.807	320	1114.23

CHAPITRE02 : Prédimensionnement et descente de Charges

1^{er} étage	40*40	1444	2.14	18.00	0.807	320	1114.23
RDC	40*40	1444	2.856	25.00	0.771	320	1064.32

Tableau II.9 : Calcul de $\overline{N_u}$ des poteaux

e) Descente de charges :

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

1) Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique

pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à

chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

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

Avec : **n**: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Niveau	Q	$\frac{3i+i}{2i}$	ΣQ		$\Sigma Q(KN/m^2)$
T	1.5	/	Q_0	1	13.76
P ₅	2.5	1	Q_0+Q_1	2.5	34.4
P ₄	2.5	0.95	$Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$	3.85	52.98
P ₃	2.5	0.90	$Q_0+0.90(Q_1+ Q_2+Q_3)$	5.05	69.48
P ₂	2.5	0.85	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	83.94
P ₁	2.5	0.80	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	96.32

Tableau II.10 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage.

2) Charges permanentes et l'effort normal «Nu» :

5^{ème} étage

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.25 \times 13.76 = 86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.45) (2.2 + 1.75 + 2.125 + 0.4 + 1.745)] 25 = 27.74 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 2.20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur simple p}} = 12.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G = 140.65 \text{ KN}$$

4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.14 \times 13.76 = 70.73 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.45) (2.2 + 1.75 + 2.125 + 0.4 + 1.745)] 25 = 27.74 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 2.20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur simple p}} = 12.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G = 125.38 \text{ KN}$$

RDC

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 4.98 \times 13.76 = 68.52 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.45) (2.2 + 1.75 + 2.125 + 0.4 + 1.745)] 25 = 27.74 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 2.20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur simple p}} = 12.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 4.08 \times 25 = 16.32 \text{ KN}$$

$$G = 127.25 \text{ KN}$$

f) Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

➤ Évaluation des charges verticales

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1, 1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux

peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges

variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en

admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$

Une majoration de **10%** de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Niveau	G(kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	1,1 N _u (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
5 ^{ème} étage	140.65	140.65	13.76	210.517	231.568	1114.23	<i>Oui</i>
4 ^{ème} étage	125.38	269.567	34.4	415.515	456.666	1114.23	<i>Oui</i>
3 ^{ème} étage	125.38	349.957	52.98	551.912	607.103	1114.23	<i>Oui</i>
2 ^{ème} étage	125.38	520.327	69.48	806.661	887.327	1114.23	<i>Oui</i>
1 ^{er} étage	125.38	645.707	83.94	997.614	1097.375	1114.23	<i>Oui</i>
RDC	127.25	564.062	96.32	905.964	996.561	1064.32	<i>Oui</i>

Tableau II.11 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.

g) Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 40 cm \geq 25cm$	Oui
$Min(b, h) \geq h_e/20$	$Min(b, h) = 30cm \geq (h_e/20) = (4.08)/20 = 20.4 cm$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (40/40) = 0.7 \leq 4$	Oui

Tableau II.12 : 1^{ère} Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

II.10. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique

algérien :

- **D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile.

e: épaisseur du voile.

- **L'article (7.7.1 RPA99 /V2003)** nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à dire :

- $e \geq \max \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$ selon le cas qui se présente

Niveau étage courant :

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h / 25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,24 \text{ cm}$$

$$e \geq h / 22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13,90 \text{ cm}$$

$$e \geq h / 20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3 \text{ cm}$$

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

on adopte que : $e = 20 \text{ cm}$

Niveau RDC :

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 4,08$ m et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h / 25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 16,32 \text{ cm}$$

$$e \geq h / 22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 18,45 \text{ cm}$$

$$e \geq h / 20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 20,4 \text{ cm}$$

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

on adopte que : $e = 20 \text{ cm}$

CHAPITRE

03

III.1. Introduction :

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

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

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et la dalle machine. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du B.A.E.L en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

III.2. Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :

III.2.1. Etude de l'acrotère :

III.2.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, elle est Considérée comme une console verticale, encastrée au niveau du plancher terrasse, plancher terrasse, il est soumis à un effort normal due à son poids propre G , et à une surcharge due à une main courante P . Il sera donc calculé en flexion composée.

Sa hauteur est de 60 cm, son épaisseur est de 10 cm. La console sera calculée à la flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

III.2.1.2.Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60\text{cm}$

L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2\text{ cm}$

La surface : 0.069 m^2

III.2.1.3. Calcul des sollicitations :

➤ Chargement :

✓ Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton= 25 kN /m^3

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + (0.03 \times \frac{0.08}{2}) \right] = 25 \times 0.069$$

$$G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.2.1.3. Les sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1,725 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

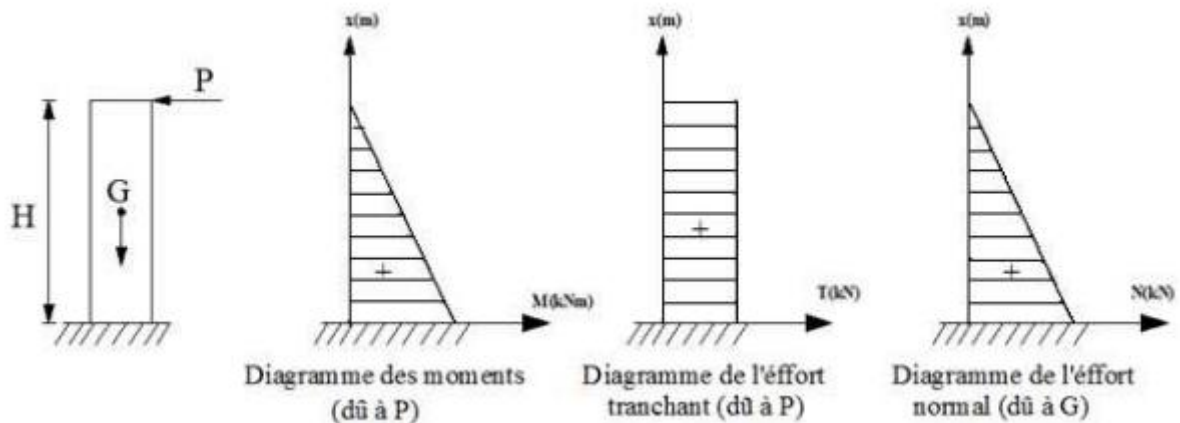


Figure III.1 : Diagramme des efforts internes.

III.2.1.4 Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1,725 = 2.33 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

$$N_s = N = 1,725 \text{ kN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$$

III.2.1.5.Ferraillage:

Le calcul des armatures se fera à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande de 1[m]de

largeur soumise à la flexion composée.

A) Calcul à L'ELU :



Figure III.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

➤ Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm}$

Avec : M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ Calcul en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 2.33 \times [0.38 + (\frac{0,1}{2}) - 0.02] = 0,9553 \text{ kN. m}$$

✓ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,9553 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_1 = 0.392$$

$\rightarrow \mu_u = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.011 \rightarrow \beta = 0.9945$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.9553 \times 10^3}{0.9945 \times 348 \times 8} = 0.345 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul en flexion composée:**

La section des armatures réelles :

✓ Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.345 - \frac{2.33}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

B) Vérification à l'ELU :

➤ **La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :**

✓ **Armatures principales :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.28 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée.

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

✓ **Remarque:**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

avec un espacement de $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.51/4 = 0.63\text{cm}^2$$

On adoptera **4HA8 = 2.01cm²**

avec un espacement : $St = 60/4 = 15\text{cm}$

Et ils seront disposés pour une longueur de 60 cm

➤ **Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)**

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 8} = 0.01875 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant)

✓ **Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :(Art A. 6.1.3/BAEL 91) :**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement : $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i}$$

Avec : $\Sigma U_i = n \pi Q = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^2}{0.9 \times 8 \times 12.56} = 1.66\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91) :**

$L_s = 40 \Phi$ pour d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour $F_e E 400$

$L_s = 50 \Phi$ pour $F_e E 500$ et les ronds lisses.

Dans notre cas : $F_e E 400 \rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

✓ **Espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow S_T \leq \text{Min} (2h ; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$.

C) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) \right\} \dots \dots \dots \text{(Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6$ H.A ; $\eta = 1$ R.l }

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,6 ; \max(200 ; 201,63) \} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \rightarrow \beta_1 = 0.9123$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0.9123 \times 8 \times 2,01} = 39.147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39.147 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{32,753}{24,036} = 0.779 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.779 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée

D) Vérification de l'acrotère au séisme:

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **(RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1).**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1).

W_p : Poids de l'acrotère :

dans notre cas :

A : (zone I, groupe d'usage 2) $\rightarrow A=0.15$

$C_p = 0.8$ (élément en console)

$W_p = 1,725$ [kN/ml]

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,725 = 0.828$ [kN/ml].

$F_p = 0.828 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

✓ **Conclusion :**

la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme n'est pas nécessaire.

E) ferrailage adopté :

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment :

▪ Armatures principales:

4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement de 20cm

▪ Armatures de répartition :

4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement de 17cm.

F) Schéma de ferrailage :

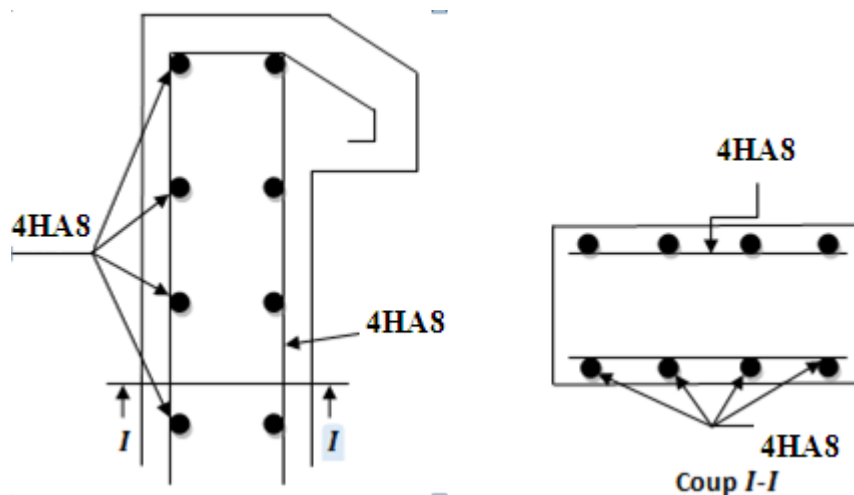


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère .

III 2.2.Etude des escaliers :

III.2.2.1. Introduction

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

III.2.2.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre
Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon.

III.2.2.3 Escalier RDC

➤ Type 1 :

Ce type d'escalier et compose de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Deux volée parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.
- ✓ Contre marche de 17 cm.

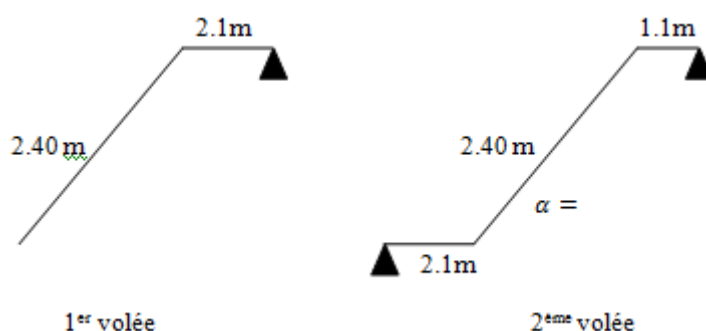


Figure III.4 : Schéma de l'escalier type 1.

A) Calcule des sollicitation :

-ELU : $Q = 1.35G + 1.5Q$

-ELS : $Q = G + Q$

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Palier	5.35	2.5	10.975	7.85

Volée	8.48	2.5	15.198	10.98
-------	------	-----	--------	-------

Tableau III.1 : calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type 1

A.1) Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.975 \times 2.1 + 15.198 \times 2.4 + 10.975 \times 1.1}{5.20} = 13.768 \text{ KN/ml}$$

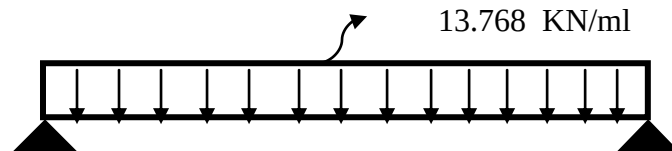


Figure III.5 : Schéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type 1

$$M_u = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{13.768 \times 5.2^2}{8} = 46.356 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 46.356 = 39.402 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 46.356 = 13.906 \text{ KN.m}$$

B.2) Etat limite de service (E.L.S) :

$$Q_{seq} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L_T}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.85 \times 2.1 + 10.98 \times 2.4 + 7.85 \times 1.1}{5.20} = 9.898 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{Q_{seq} l^2}{8} = \frac{9.898 \times 5.2^2}{8} = 33.455 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 33.455 = 28.437 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 33.455 = 10.037 \text{ KN.m}$$

B) Calcule de ferrailage :

A.1.) En travée :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$c \geq e + \frac{\phi}{2} \text{ avec } \phi \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_b} = \frac{39.402 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.178$$

$$\mu = 0.178 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.246$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.902$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{39.402 \times 10^3}{0.902 \times 12.5 \times 348} = 10.04 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **5HA16 = 10.05 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_s, A_{\min})$

On adopte : **5HA16 = 10.05 cm²**

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 10.05/4 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

✓ **Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min(3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = 28.437 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE00} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{39.402}{28.437} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.267 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ les armature calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

A.2) En appuis :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.906 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.063 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.063 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.906 \times 10^3}{0.968 \times 12.5 \times 348} = 3.30 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA12 = 3.39 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

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

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.93/4 = 0.9825 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.9825 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

✓ **Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min (3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sa} = 10.037 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE00} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{13.906}{10.037} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.087 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ les armature calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

A.3) Vérification de le contrainte de cisaillement :

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

$$\text{On à : } V_u^{\max} = 34.15 \text{ KN}$$

$$\text{Telle que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{34.15 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.2732 \text{ MPA}$$

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \left[\frac{0.2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ MPa (la fissuration est préjudiciable)}$$

D'où alors : $\tau_u = 0.2732 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifier.

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armature transversales ne sont pas nécessaire.on prend donc que des armature de montage .

➤ **Type 2 :**

Ce type d'escalier et compose de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Deux volée parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.
- ✓ Contre marche de 17 cm.

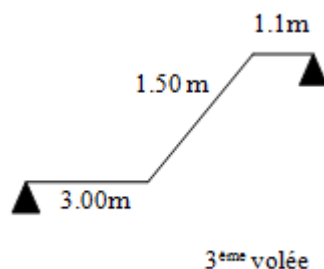


Figure III.5 : Schéma de l'escalier type 2

A) Calcule des sollicitation :

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

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

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
--	------------	------------	--------------	--------------

Palier	5.35	2.5	10.975	7.85
Volée	8.48	2.5	15.198	10.98

Tableau III.2 : calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type 1

A.1) Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.975 \times 3.00 + 15.198 \times 1.5 + 10.975 \times 1.1}{5.20} = 13.037 \text{ KN/ml}$$

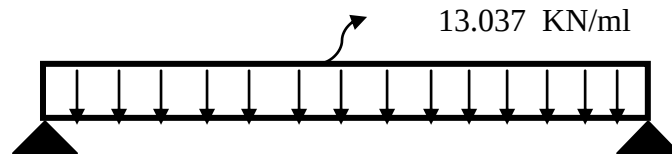


Figure III.6 : Schéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type 1

$$M_u = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{13.037 \times 5.2^2}{8} = 44.065 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 44.065 = 37.455 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 44.065 = 13.220 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$Q_{seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_T}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.85 \times 3.00 + 10.98 \times 1.5 + 7.85 \times 1.1}{5.20} = 9.357 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{Q_{seq} l^2}{8} = \frac{9.357 \times 5.2^2}{8} = 31.627 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 31.627 = 26.883 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 31.627 = 9.488 \text{ KN.m}$$

A.2) Calcule de ferrailage :

A.2.1) En travée :

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_b} = \frac{37.455 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.168$$

$$\mu = 0.168 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.277$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.890$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{37.455 \times 10^3}{0.890 \times 12.5 \times 348} = 9.67 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **5HA16 = 10.05 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

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

On adopte : **5HA16 = 10.05 cm²**

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 10.05/4 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

✓ **) Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min(3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = 26.883 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE00} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{37.455}{26.883} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.267 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ les armature calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

A.2.2) En appuis :

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.220 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.060 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.060 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.220 \times 10^3}{0.969 \times 12.5 \times 348} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **5HA10 = 3.93 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

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

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.93/4 = 0.9825 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.9825 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte 4HA6 = 1.13 cm²

✓ **Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min (3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sa} = 9.488 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{13.220}{9.488} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.087 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ les armature calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.2.2.4 Escalier étage courant

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.
- ✓ Contre marche de 17 cm.

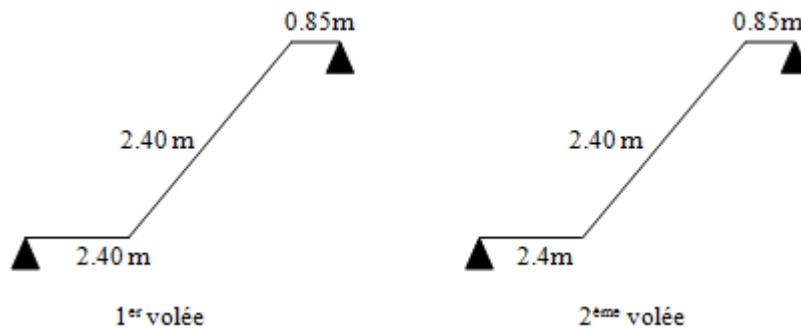


Figure III.7 : Schéma d'escalier étage courant.

A) Calcul des sollicitation :

-ELU : $Q = 1.35G + 1.5Q$

-ELS : $Q = G + Q$

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Palier	5.35	2.5	10.975	7.85
Volée	8.28	2.5	14.874	10.74

Tableau III.3 : calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type 1

A.1) Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Q_{\text{ueq}} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L_T}$$

$$Q_{\text{ueq}} = \frac{10.975 \times 2.40 + 14.874 \times 2.40 + 10.975 \times 0.80}{5.20} = 13.617 \text{ KN/ml}$$

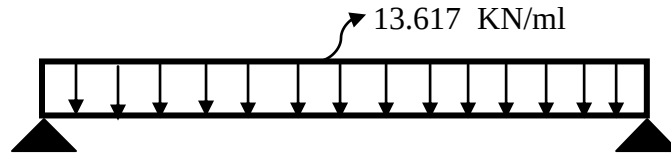


Figure III.8 : Schéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type 1

$$M_u = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{13.617 \times 5.2^2}{8} = 46.025 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 46.025 = 39.121 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 46.025 = 13.807 \text{ KN.m}$$

A.2) Etat limite de service (E.L.S) :

$$Q_{seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_T}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.85 \times 2.40 + 10.74 \times 2.40 + 7.85 \times 0.80}{5.20} = 9.787 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{Q_{seq} l^2}{8} = \frac{9.787 \times 5.2^2}{8} = 33.080 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 33.080 = 28.118 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 33.080 = 9.924 \text{ KN.m}$$

B) Calcule de ferrailage :

B.1) En travée :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_b} = \frac{39.121 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.176$$

$$\mu = 0.176 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.243$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.903$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{39.121 \times 10^3}{0.903 \times 12.5 \times 348} = 9.96 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **5HA16 = 10.05 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_s, A_{\min})$

On adopte : **5HA16 = 10.05 cm²**

✓ **A.1.2) Armature de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 10.05/4 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

✓ **Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min (3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = 28.118 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE00} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{39.121}{28.118} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.267 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ les armature calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

B.2) En appuis :

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.807 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.062 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.062 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.807 \times 10^3}{0.968 \times 12.5 \times 348} = 3.28 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte 5HA10 = 3.93 cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

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

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

✓ **Armature de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.93/4 = 0.9825 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.9825 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

✓ **Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min (3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sa} = 9.924 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE00} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{13.807}{9.924} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.087 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ les armature calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

On a : $V_u^{max} = 34.15 \text{ KN}$

Telle que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{34.15 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.2732 \text{ MPA}$

Et : $\bar{\tau} = \left[\frac{0.2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$ (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0.2732 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifier.

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armature transversales ne sont pas nécessaire.on prend donc que des armature de montage .

C) ferrailage de l'escalier :

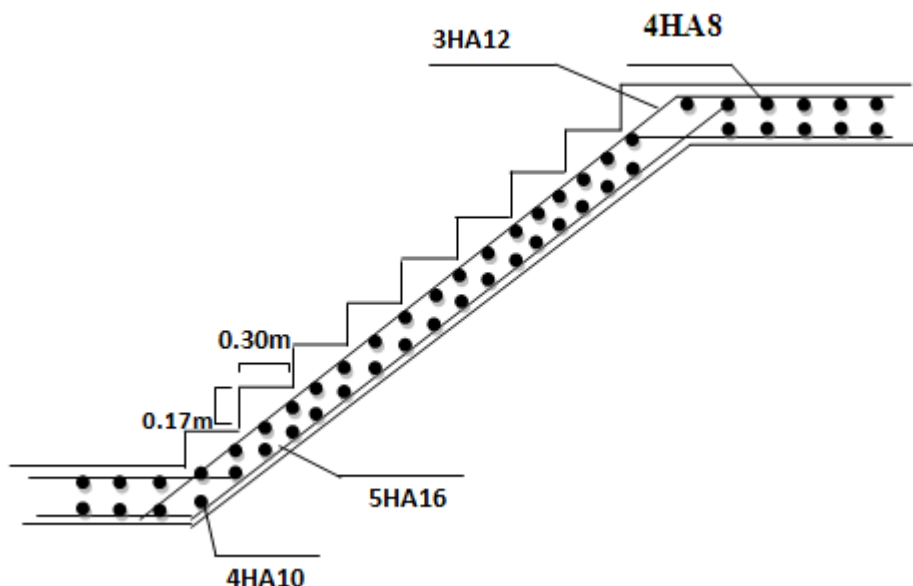


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III .2.3. Ferrailage de la Poutre palière :

III .2.3. A.) Evaluation des charges :

La poutre de palier est placée à l'extrémité du palier son role consisté à prendre :

- poids propre : $G_{pp} = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par paillasse (volée) : $G_{paillasse} = 8.593 \times 0.56 = 4.81 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par palier : $G_{palier} = 5.35 \times 1.50 = 8.025 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée du mur extérieur : $G = 2.85/2 = 1.425 \text{ KN/ml}$

$$G_T = 16.885 \text{ KN/ml}$$

$$Q_T = 2.50 \times 2.06 = 5.15 \text{ KN/ml}$$

III .2.3. B.) Pondération des charges :

$$\text{E.L.U} : Q_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 30.52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : Q_s = G_T + Q_T = 22.035 \text{ KN/ml}$$

III .2.3. C.) Calcul des moments :

Moment statique maximal $L = 3.10 \text{ m}$

$$\text{E.L.U} : M_{U0} = P_u L^2 / 8 = 36.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S} : M_{S0} = P_s L^2 / 8 = 26.57 \text{ KN.m}$$

III .2.3. D.) Répartition des moments :

$$M_t = .085 M_0.$$

$$M_a = 0.3 M_0.$$

	ELU			ELS		
	M_0 (KN/ml)	M_t (KN/ml)	M_a (KN/ml)	M_0 (KN/ml)	M_t (KN/ml)	M_a (KN/ml)
Type 1	36.66	31.16	11.01	26.57	22.58	7.97

Tableau III.4 : Les efforts agissants sur une poutre palière.

III .2.3. E.Calcul de ferrailage :

A) Vérification à L'ELU :

A.1) Sur travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_b} = \frac{31.16 \times 10^3}{100 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{31.16 \times 10^3}{0.989 \times 32.5 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA12 = 3.39 cm²**

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_s, A_{\min})$

On adopte : **3HA12 = 3.39 cm²**

✓ **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend 4HA8 $\rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

✓ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des condition de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les condition suivant :

1. $S_t \leq \min (0.9d ; 35 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (29.25 ; 35 \text{ cm})$
2. $S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les condition suivantes :

- ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t \leq \min (h/2 ; 12\phi_t) = 9.6 \text{ cm}$

On adopte les condition suivants :

- ✓ Zone courante : $S_t = 17.5 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t = 9.6 \text{ cm}$

A.2) sur appuis

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_b} = \frac{11.01 \times 10^3}{100 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.0073$$

$$\mu = 0.0073 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0092$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.01 \times 10^3}{0.903 \times 12.5 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA10 = 2.36 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.318 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_s , A_{\min})$

On adopte : **3HA10 = 2.36 cm²**

✓ **Les armatures transversales doivent vérifier :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend 4HA6 $\rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

✓ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

$$3. S_t \leq \min (0.9d ; 35 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (29.25 ; 35 \text{ cm})$$

$$4. S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 37.66 \text{ cm}$$

A partir de l'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$✓ \text{ Zone courante : } S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$$

$$✓ \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min (h/2 ; 12\phi_t) = 7.2 \text{ cm}$$

On adopte les conditions suivantes :

$$✓ \text{ Zone courante : } S_t = 17.5 \text{ cm}$$

$$✓ \text{ Zone nodale : } S_t = 7.2 \text{ cm}$$

B.) Vérification à l'ELS :

B.1) Sur travée :

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 30y^2 + 30 \times 3.39y - 30 \times 32.5 \times 3.39 = 0$$

$$\Rightarrow 30y^2 + 101.7y - 3305.25 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 406972.89 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 637.94$$

$$Y = 8.94$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 [A (d - y)^2] \Rightarrow I = 16216.36$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{22.58 \times 10^6 \times 8.94}{16216.36 \times 10^4} = 1.245 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissuration :**

⇒ la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\text{Et } \sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = 189.23 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ condition vérifiée.

B.2) Sur appuis :

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 30y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 32.5 \times 2.36 = 0$$

$$\Rightarrow 30y^2 + 70.8y - 2301 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 281132.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 530.22$$

$$Y = 7.66$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 [A (d - y)^2] \Rightarrow I = 8279.36$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{7.97 \times 10^6 \times 7.66}{76047.82 \times 10^4} = 0.737 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

✓ **Etat limite d'ouverture des fissuration :**

⇒ la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\text{Et } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 149.30 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ condition vérifiée.

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

- Fissuration peu préjudiciable

$$V_U = \frac{q_u \times l}{2} = 47.306 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite de déformation : BAEL 91** (article B.6.5.1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.112 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.112 \geq \frac{31.16}{10 \times 36.66} = 0.093 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{540} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv}$$

III .2.3. g.Calcul de la poutre à la torsion :

A.)Contraintes tangentés de torsion :

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

$$\tau_t = \frac{M_{tmax}}{2\Omega b}$$

$$b_0 = b_t = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 750 \text{ cm}$$

$$\text{Le couple de torsion est : } c = v_u \times 0.1 = 47.306 \times 0.1 = 4.73 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment de torsion est : } M_t = c \frac{l}{2} = 4.73 \times 3.1/2 = 7.33 \text{ KN}$$

$$\tau_t = \frac{7.33 \times 10^3}{2 \times 750 \times 30} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_{lim} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.68^2 + 0.16^2 = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}^2 = 6.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$$

B.)Les armatures ongitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot M_t}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

μ : périmètre de l'aire de la section efficace

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

$$A_l = \frac{110 \times 7.33 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA12** = 2.26 cm².

C.)Les armature transversales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot M_t}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.33 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 0.014 \text{ cm}^2$$

On prend $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

On prend **4HA8** → $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

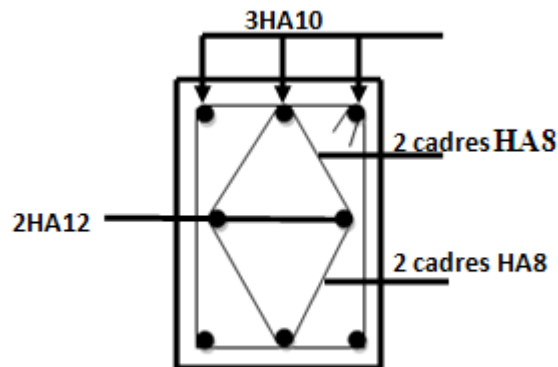


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.2.3Etude des planchers :

III.2.3.1Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure .Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- ✓ plancher à corps creux.
- ✓ plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage

(corps creux) , le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

III.2.3.2. Plancher en corps creux

❖ Rappel sur les méthodes de calcul utilisée :

B. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 modifier 99 propose une méthode simplifier dite méthode forfaitaire .

cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

4. Fissuration considérée comme non préjudiciable :

✚ Pour les dalles calculées dans un seul sens ; les poutrelles et les poutres on peut Évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis a des fractions fixées Forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée Indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

✚ Appelant :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes «

G » et les charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

✚ Les valeurs prise pour « M_t ; M_w ; M_e » doivent vérifier les conditions suivantes :
annexe E.1 de BEAL91

✓ Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0 ; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

✓ Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0 ; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

❖ Valeur absolue du moment sur appui :

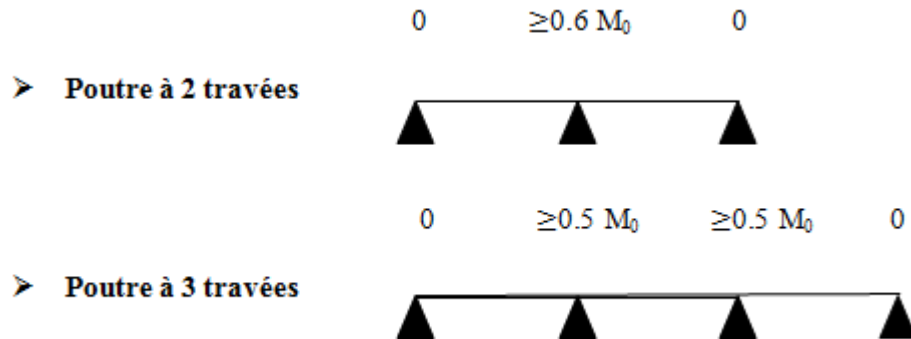


Figure III.11 : Valeur absolue du moment sur appui.

C. Méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 du BAEL 99)

✚ Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

✚ Principe de la méthode

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot à simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

✚ Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

✚ Moment sur appui intermédiaire : $M_a = -\frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l_w{}^3}{8.5(l_w^3 + l'_w{}^3)}$

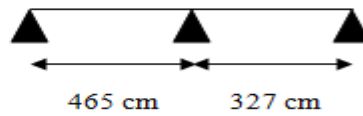
✚ Moments isostatiques $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$

✚ Le moment maximal en travée: $M_{t(x)} = \mu_x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$

✚ L'effort tranchant $\begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_w = -T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \end{cases}$

✓ Les différent type de nervures :

Type 1 :



Type 2 :

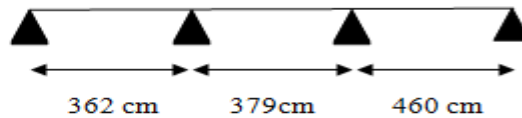


Figure III.12 : Les différent type de nervures.

Pour chaque appui intermédiaire. On retient la plus grande des valeur absolue des moments fléchissant de référence M_0 calculée a gauche de l'appui concède .

III.2.3.3Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée
2. Poutre à inertie transversales constantes vérifiée
3. Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$

✓ Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max[11.70 \text{ KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2] \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Plancher étage courant et RDC :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max[11.08 \text{ KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2] \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

4. Les portée successive des travée sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ vérifiée

• L'effort tranchant:

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_e) est

$$\text{Donnée par les expressions suivantes} \begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \end{cases}$$

Avec : $T_0 = qL/2 \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et l la longueur de la portée considérée

Remarque :

sauf le type 1 non vérifiées

Donc on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire.

On applique la méthode de Caquot.

III.2.3.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u = 0.65(1.35G + 1.5Q)$	$q_s = 0.65(G + Q)$
Terrasse	5.85	1.00	6.11	4.45
Etage courant	5.54	1.50	6.32	4.57

Tableau III.5 : Charge revenant aux poutrelles.

III.2.3.5 Calcul des sollicitations :

III.2.3.5.A. Plancher terrasse :

❖ A.) Calcul des moment :

A L'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

A L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

A.1) A l'ELU :

Type 2 :

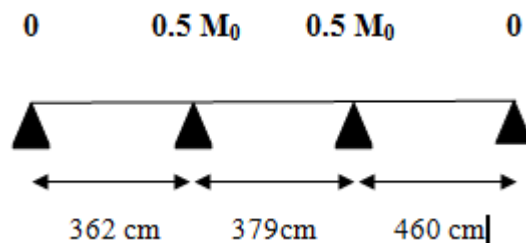


Figure III.13 : type 2 de nervures.

Travée	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.62	10.01	0	5.01	7.55	11.06	12.06	-12.06
B-C	3.79	10.97	5.49	5.49	6.03	11.57	11.57	-11.57
C-D	4.65	16.51	8.26	0	13.21	14.20	13.34	-13.34

Tableau III.6 : Charge revenant aux poutrelles

Calcul des moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.85} = 0.146$$

➤ Travée de rive (A-B) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 10.05 - \frac{0+5.01}{2} = 7.55 \text{ KN.m}$$

➤ Travée intermédiaire (B-C) :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 6.03 \text{ KN.m}$$

➤ Travée de rive (C-D) :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 13.21 \text{ KN.m}$$

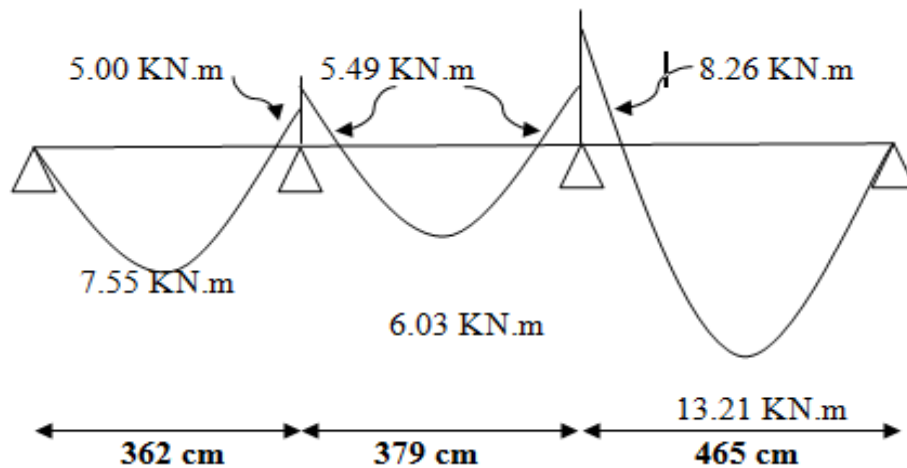
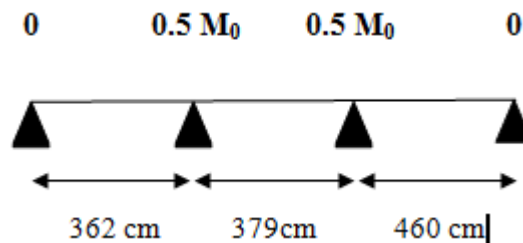


Figure III.14 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU

A.2) A l'ELS :

Type 2 :



Travée	l (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3.62	7.29	0	3.65	5.83	8.05	9.06	-9.06
B-C	3.79	7.99	3.99	3.99	4.40	8.43	8.43	-8.43
C-D	4.65	12.03	6.02	0	9.62	10.35	9.49	-9.49

Tableau III.7 : Charge revenant aux poutrelles

✚ Cacul des moments en travée :

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1}{1+4.45} = 0.183$$

➤ Travée de rive (A-B) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.183) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.183}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 7.65 - \frac{0+6.01}{2} = 5.83 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire (B-C) :**

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.40 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive (C-D) :**

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 9.62 \text{ KN.m}$$

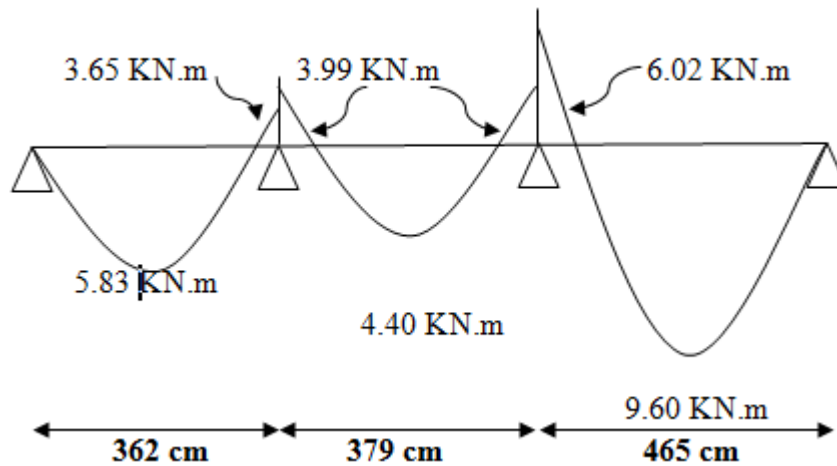


Figure III.15 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.

B.) Calcul de l'effort tranchant :

B.1) A L'ELU :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.11 \times 3.62}{2} = 11.06 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 11.06 - \frac{0 - 3.65}{3.62} = 12.06 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -11.06 + \frac{0 - 3.65}{3.62} = -12.06 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.11 \times 3.79}{2} = 11.57 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 11.57 - \frac{3.99 - 3.99}{3.79} = 11.57 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -11.57 + \frac{3.99 - 3.99}{3.79} = -11.57 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.11 \times 4.65}{2} = 14.20 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 14.20 - \frac{3.99 - 0}{4.65} = 13.34 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -14.20 + \frac{3.99 - 0}{4.65} = -13.34 \text{ KN}$$

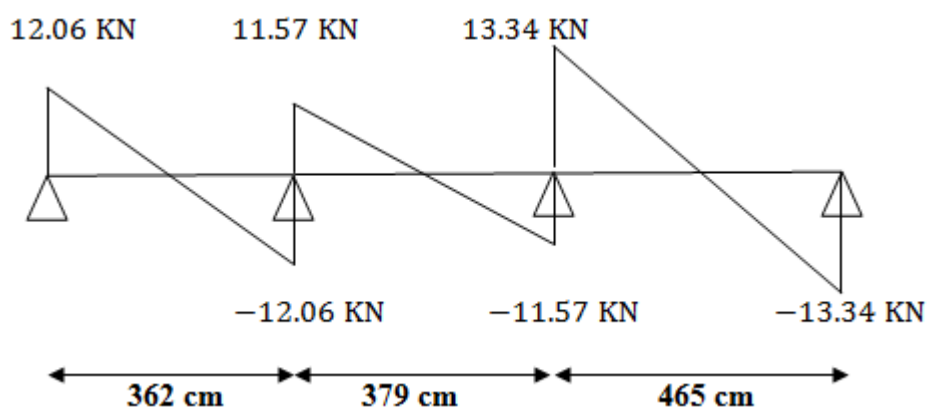


Figure III.16 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.

B.2)A L'ELS :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.45 \times 3.62}{2} = 8.05 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 8.05 - \frac{0 - 3.65}{3.62} = 9.06 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -8.05 + \frac{0 - 3.65}{3.62} = -9.06 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.45 \times 3.79}{2} = 8.43 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 8.43 - \frac{3.99 - 3.99}{3.79} = 8.43 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -8.43 + \frac{3.99 - 3.99}{3.79} = -8.43 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.45 \times 4.65}{2} = 10.35 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 10.35 - \frac{3.99 - 0}{4.65} = 9.49 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -10.35 + \frac{3.99 - 0}{4.65} = -9.49 \text{ KN}$$

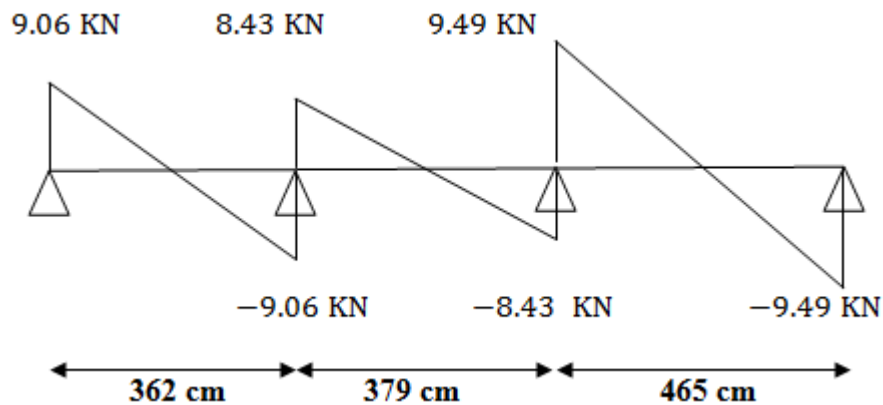
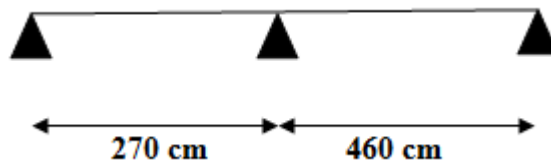


Figure III.17: Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELS.

III.2.3.4 Méthode de CAQUOT :

Type 1 :



A.1) A'ELU :

travée	l (m)	l' (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.70	2.70	5.57	0	-11.52	1.3	8.25	12.52	-12.52
B-C	4.60	4.60	16.16	-11.52	0	10.92	14.05	11.55	-11.55

Tableau III.8 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à L'ELU.

A.1.1) Moment isostatique :

- Travée 1 :

$$M_0 = 5.57 \text{ KN.m}$$

- Travée 2 :

$$M_0 = 16.16 \text{ KN.m}$$

A.1.2) Moment sur appui :

- Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$
- Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{6.11 \times 2.70^3 + 6.11 \times 4.60^3}{8.5(2.70 + 4.60)} = -11.52 \text{ KN.m}$$

A.1.3) Moment sur travée :

- Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.70}{2} - \frac{(0 + 11.52)}{6.11 \times 2.70} = 0.65 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{4.60}{2} - \frac{(-11.52 + 0)}{6.11 \times 4.60} = 2.7 \text{ m}$$

- Le moment maximal en travée :

$$M_t = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

$$\text{Donc : } M_t = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

✓ **Travée A-B :**

$$M_t = \frac{6.11 \times 2.70}{2} \cdot 0.65 - \frac{6.11 \times 0.65^2}{2} + 0 \times \left(1 - \frac{0.65}{2.70}\right) - 11.52 \times \frac{0.65}{2.70} = 1.3 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t = \frac{6.11 \times 4.60}{2} \cdot 2.7 - \frac{6.11 \times 2.7^2}{2} - 11.52 \times \left(1 - \frac{2.7}{4.60}\right) + 0 \times \frac{2.7}{4.60} = 10.92 \text{ KN.m}$$

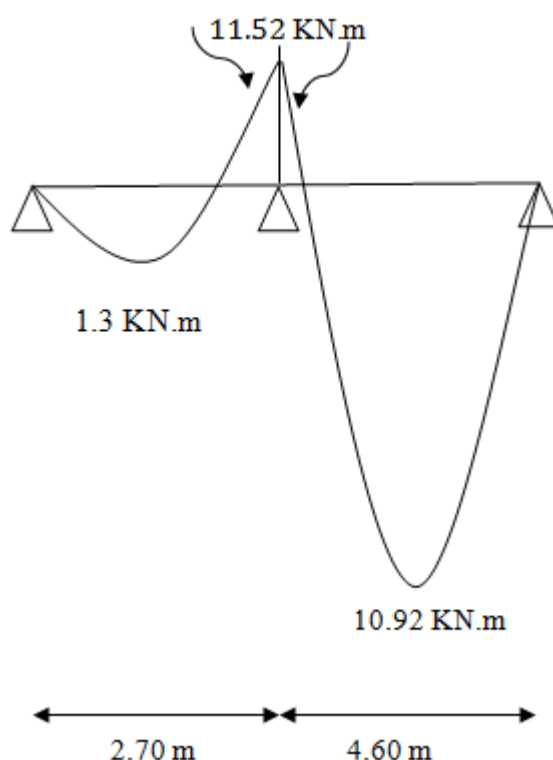


Figure III.18 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELU.

B.1) A'ELU :

travée	l (m)	l' (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.70	2.70	4.05	0	-8.39	0.95	6.01	9.12	-9.12
B-C	4.60	4.60	11.77	-8.39	0	7.95	10.23	8.41	-8.41

Tableau III.9 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à L'ELS.

B.1.1) Moment isostatique :

• **Travée 1 :**

$$M_0 = 4.05 \text{ KN.m}$$

• **Travée 2 :**

$$M_0 = 11.77 \text{ KN.m}$$

B.1.2)Moment sur appui :

- **Moment sur appui de rive :** on considère $M_a = M_L = 0$

- **Moment sur appui intermédiaire :**

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.45 \times 2.70^3 + 4.45 \times 4.60^3}{8.5(2.70 + 4.60)} = -8.39 \text{ KN.m}$$

B.1.3)Moment sur travée :

- **Moment de flexion maximal en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.70}{2} - \frac{(0 + 8.39)}{4.45 \times 2.70} = 0.65 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{4.60}{2} - \frac{(-8.39 + 0)}{4.45 \times 4.60} = 2.71 \text{ m}$$

- **Le moment maximal en travée :**

$$M_t = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

$$\text{Donc : } M_t = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

- ✓ **Travée A-B :**

$$M_t = \frac{4.45 \times 2.70}{2} \cdot 0.65 - \frac{4.45 \times 0.65^2}{2} + 0 \times \left(1 - \frac{0.65}{2.70}\right) - 8.39 \times \frac{0.65}{2.70} = 0.95 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_t = \frac{4.45 \times 4.60}{2} \cdot 2.71 - \frac{4.45 \times 2.71^2}{2} - 8.39 \times \left(1 - \frac{2.71}{4.60}\right) + 0 \times \frac{2.71}{4.60} = 7.95 \text{ KN.}$$

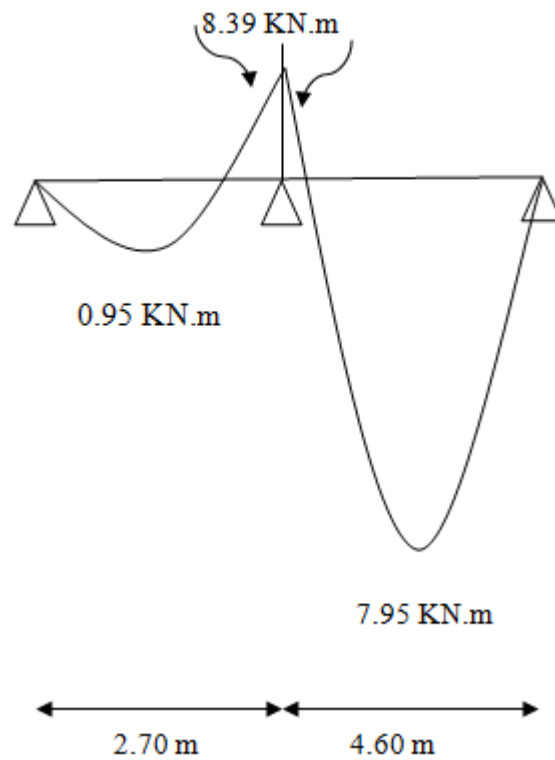


Figure III.19 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELS.

🌈 **Calcul de l'effort tranchant :**

C) A L'ELU :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.11 \times 2.70}{2} = 8.25 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 8.25 - \frac{0 - 11.52}{2.70} = 12.52 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -8.25 + \frac{0 - 11.52}{2.70} = -12.52 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.11 \times 4.60}{2} = 14.05 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 14.05 - \frac{11.52 - 0}{4.60} = 11.55 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -14.05 + \frac{11.52-0}{4.60} = -11.55 \text{ KN}$$

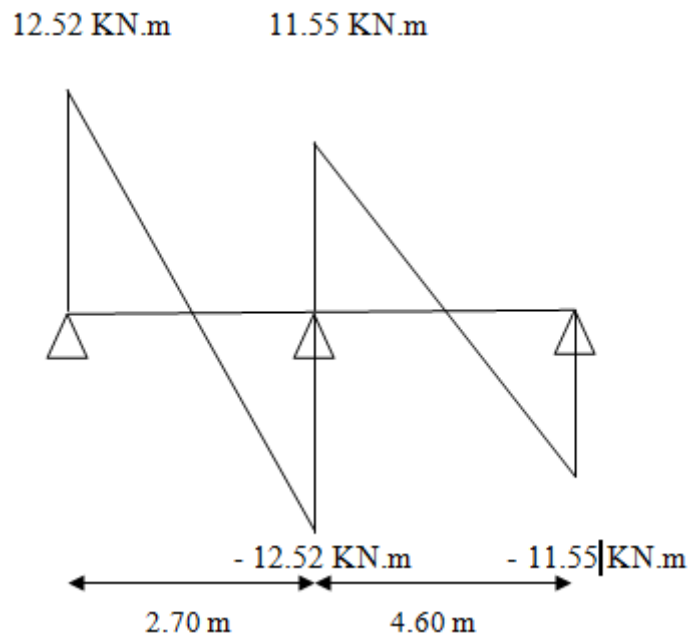


Figure III.20: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.

D) A L'ELS :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.45 \times 2.70}{2} = 6.01 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 6.01 - \frac{0 - 8.39}{2.70} = 9.12 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -6.01 + \frac{0 - 8.39}{2.70} = -9.12 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.45 \times 4.60}{2} = 10.23 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 10.23 - \frac{8.39 - 0}{4.60} = 8.41 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -10.23 + \frac{8.39-0}{4.60} = -8.41 \text{ KN}$$

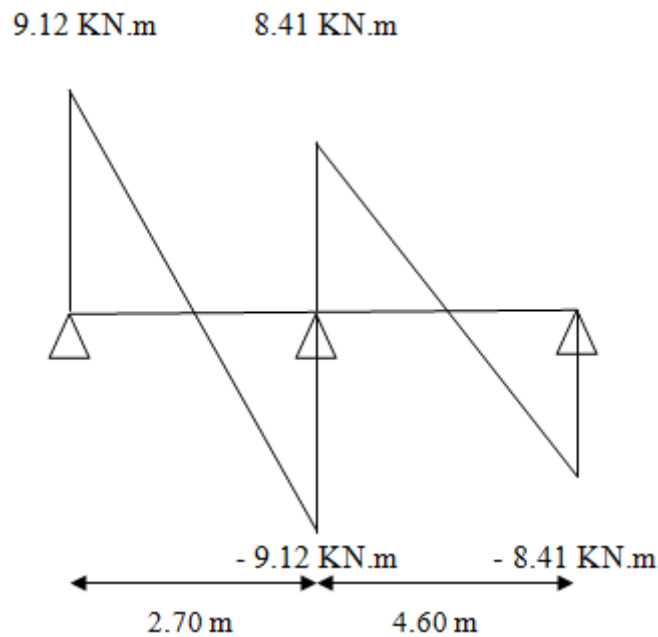


Figure III.21: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

III.2.3.5.B. Plancher étage courant :

❖ A.) Calcul des moment :

A L'ELU :

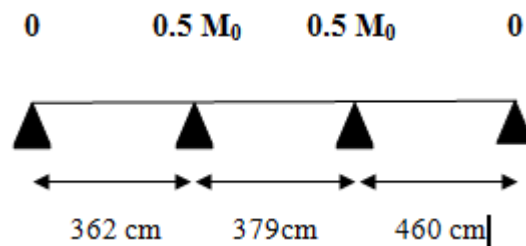
$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

A.1)A l'ELU :

Type 2 :

A L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$



Travée	l (m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	3.62	10.36	0	5.18	8.29	11.44	12.087	-12.087
B-C	3.79	11.34	5.67	5.67	6.24	11.98	11.98	-11.98
C-D	4.65	17.08	8.54	0	9.39	14.69	12.85	-12.85

Tableau III.10 : Sollicitation du plancher terrasse type 2à L'ELU.

Calculation des moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.54} = 0.213$$

➤ Travée de rive (A-B) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 10.88 - \frac{0+5.18}{2} = 8.29 \text{ KN.m}$$

➤ Travée intermédiaire (B-C) :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 6.24 \text{ KN.m}$$

➤ Travée de rive (C-D) :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 9.39 \text{ KN.m}$$

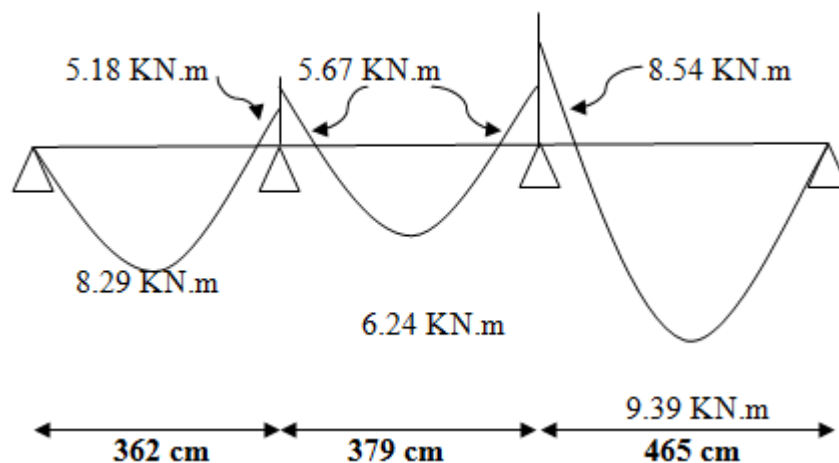


Figure III.22 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU

A.2) A l'ELS :

Type 2 :

Travée	l (m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN. m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	3.62	7.49	0	3.75	6.14	8.27	9.08	-9.08
B-C	3.79	8.21	4.11	4.11	4.52	8.66	8.66	-8.66
C-D	4.65	12.35	6.18	0	9.88	10.62	9.29	-9.29

Tableau III.11 : Sollicitation du plancher terrasse type 2à L'ELS.

Cacul des moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.45} = 0.183$$

➤ Travée de rive (A-B) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.183) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.183}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 7.86 - \frac{0+3.45}{2} = 6.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire (B-C) :**

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 4.52 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive (C-D) :**

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 9.88 \text{ KN.m}$$

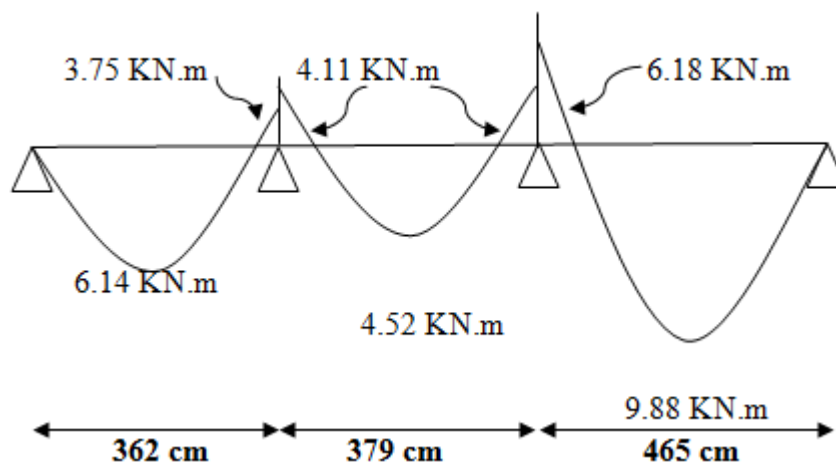


Figure III.23 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS.

🔧 **Calcul de l'effort tranchant :**

C) A L'ELU :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.32 \times 3.62}{2} = 11.44 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 11.44 - \frac{0 - 5.18}{3.62} = 12.087 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -11.44 + \frac{0 - 5.18}{3.62} = -12.087 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.32 \times 3.79}{2} = 11.98 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 11.98 - \frac{5.67-5.67}{3.79} = 11.98 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -11.98 + \frac{3.99-3.99}{3.79} = -11.98 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.32 \times 4.65}{2} = 14.69 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 14.69 - \frac{8.54-0}{4.65} = 12.85 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -14.69 + \frac{8.54-0}{4.65} = -12.85 \text{ KN}$$

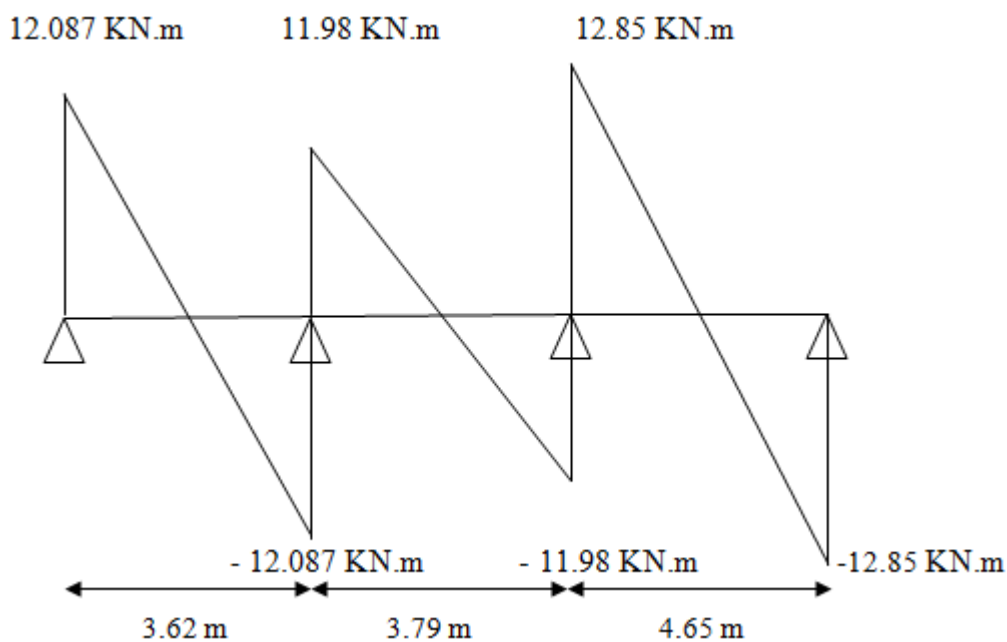


Figure III.24 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.

D) A L'ELS :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.57 \times 3.62}{2} = 8.27 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 8.05 - \frac{0-3.75}{3.62} = 9.08 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -8.05 + \frac{0 - 3.65}{3.62} = -9.08 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.57 \times 3.79}{2} = 8.66 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 8.66 - \frac{4.11 - 4.11}{3.79} = 8.66 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -8.66 + \frac{4.11 - 4.11}{3.79} = -8.66 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive C-D :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.57 \times 4.65}{2} = 10.62 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 10.62 - \frac{6.18 - 0}{4.65} = 9.29 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -10.62 + \frac{6.18 - 0}{4.65} = -9.29 \text{ KN}$$

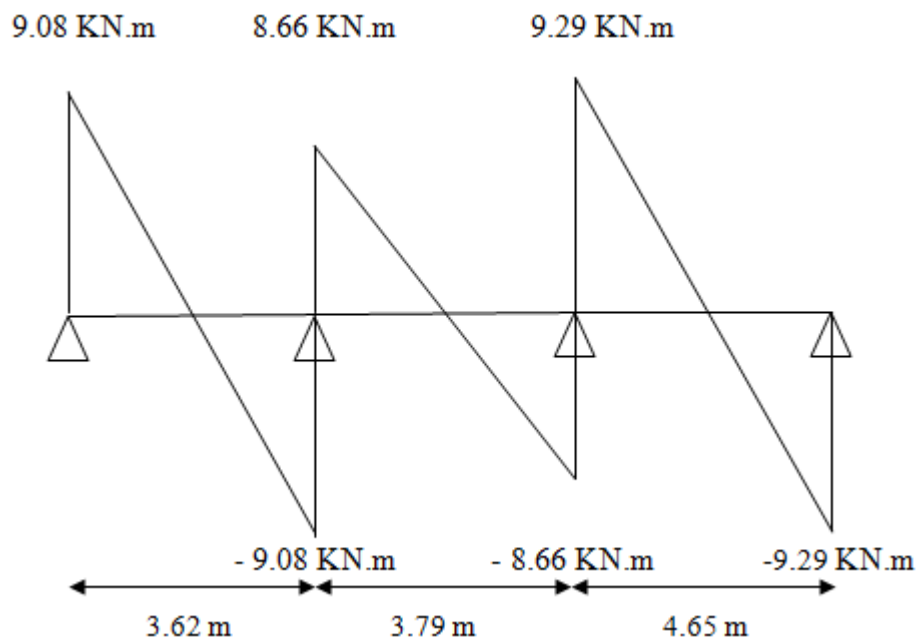
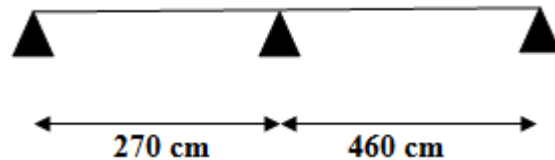


Figure III.25: Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELS.

III.2.3.5.B. Méthode de CAQUOT :

Type 1 :



B.1) A' ELU

travée	l (m)	l' (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.70	2.70	5.76	0	-11.92	1.35	8.53	12.94	-12.94
B-C	4.60	4.60	16.71	-11.92	0	11.29	14.54	11.95	-11.95

Tableau III.12 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à L'ELU.

B.1.1) Moment isostatique :

Travée 1 :

$$M_0 = 5.76 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$M_0 = 16.71 \text{ KN.m}$$

B.1.2) Moment sur appui :

- **Moment sur appui de rive :** on considère $M_a = M_L = 0$
- **Moment sur appui intermédiaire :**

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{6.32 \times 2.70^3 + 6.32 \times 4.60^3}{8.5(2.70 + 4.60)} = -11.92 \text{ KN.m}$$

B.1.3) Moment sur travée :

- **Moment de flexion maximal en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.70}{2} - \frac{(0 + 11.92)}{6.32 \times 2.70} = 0.65 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{4.60}{2} - \frac{(-11.92 + 0)}{6.32 \times 4.60} = 2.7 \text{ m}$$

- **Le moment maximal en travée :**

$$M_t = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

$$\text{Donc : } M_t = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

✓ **Travée A-B :**

$$M_t = \frac{6.32 \times 2.70}{2} \cdot 0.65 - \frac{6.32 \times 0.65^2}{2} + 0 \times \left(1 - \frac{0.65}{2.70}\right) - 11.92 \times \frac{0.65}{2.70} = 1.35 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C :**

$$M_t = \frac{6.32 \times 4.60}{2} \cdot 2.7 - \frac{6.32 \times 2.7^2}{2} - 11.92 \times \left(1 - \frac{2.7}{4.60}\right) + 0 \times \frac{2.7}{4.60} = 11.29 \text{ KN.m}$$

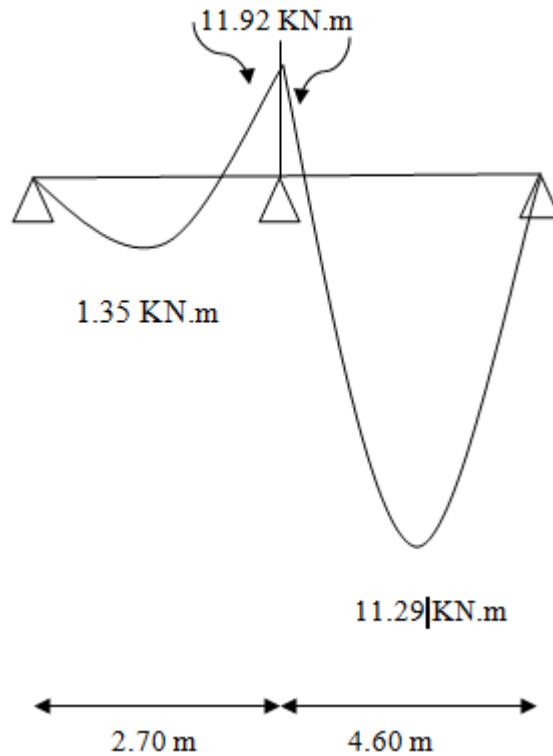


Figure III.26 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELU.

B.2) A' ELS :

travée	l (m)	l' (m)	M_{0u} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	2.70	2.70	4.16	0	-8.62	0.98	6.17	9.36	-9.36
B-C	4.60	4.60	12.08	-8.62	0	8.16	10.51	8.64	-8.64

Tableau III.13 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à l'ELS.

B.2.1) Moment isostatique :

E) Travée 1 :

$$M_0 = 4.16 \text{ KN.m}$$

F) Travée 2 :

$$M_0 = 12.08 \text{ KN.m}$$

B.2.2) Moment sur appui :

- **Moment sur appui de rive :** on considère $M_a = M_L = 0$

- **Moment sur appui intermédiaire :**

$$M_a = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)}$$

$$M_b = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w'^3 + l_e'^3)} = -\frac{4.57 \times 2.70^3 + 4.57 \times 4.60^3}{8.5(2.70 + 4.60)} = -8.62 \text{ KN.m}$$

B.2.3) Moment sur travée :

- **Moment de flexion maximal en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(1)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{2.70}{2} - \frac{(0 + 8.62)}{4.57 \times 2.70} = 0.65 \text{ m}$$

$$X_{(2)} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{Pl} = \frac{4.60}{2} - \frac{(-8.62 + 0)}{4.57 \times 4.60} = 2.71 \text{ m}$$

- **Le moment maximal en travée :**

$$M_t = \mu_x + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \times \frac{x}{2} (l - x)$$

$$\text{Donc : } M_t = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \times \frac{x}{l}$$

✓ **Travée A-B :**

$$M_t = \frac{4.57 \times 2.70}{2} \cdot 0.65 - \frac{4.57 \times 0.65^2}{2} + 0 \times \left(1 - \frac{0.65}{2.70}\right) - 8.62 \times \frac{0.65}{2.70} = 0.98 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B-C**

$$M_t = \frac{4.57 \times 4.60}{2} \cdot 2.71 - \frac{4.57 \times 2.71^2}{2} - 8.62 \times \left(1 - \frac{2.71}{4.60}\right) + 0 \times \frac{2.71}{4.60} = 8.16 \text{ KN.}$$

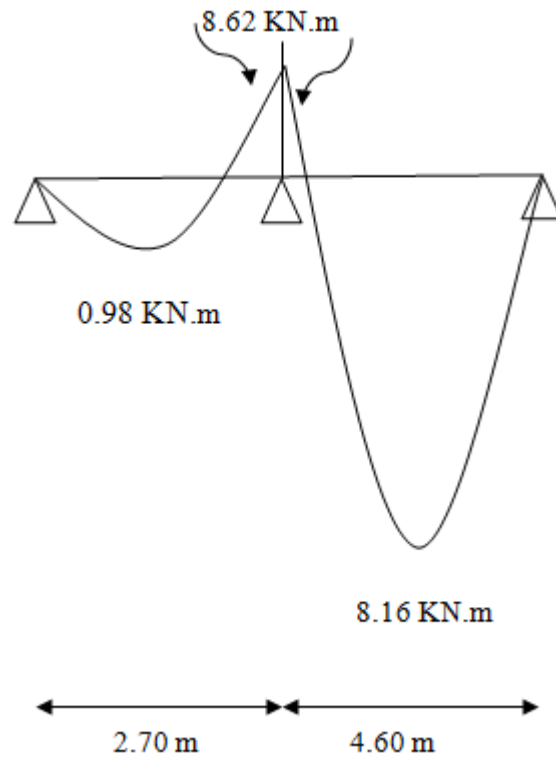


Figure III.27 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELS.

🔧 **Calcul de l'effort tranchant :**

A) A L'ELU :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.32 \times 2.70}{2} = 8.53 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 8.53 - \frac{0 - 11.92}{2.70} = 12.94 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -8.53 + \frac{0 - 11.92}{2.70} = -12.94 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.32 \times 4.60}{2} = 14.54 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 14.54 - \frac{11.92 - 0}{4.60} = 11.95 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -11.54 + \frac{11.92-0}{4.60} = -11.95 \text{ KN}$$

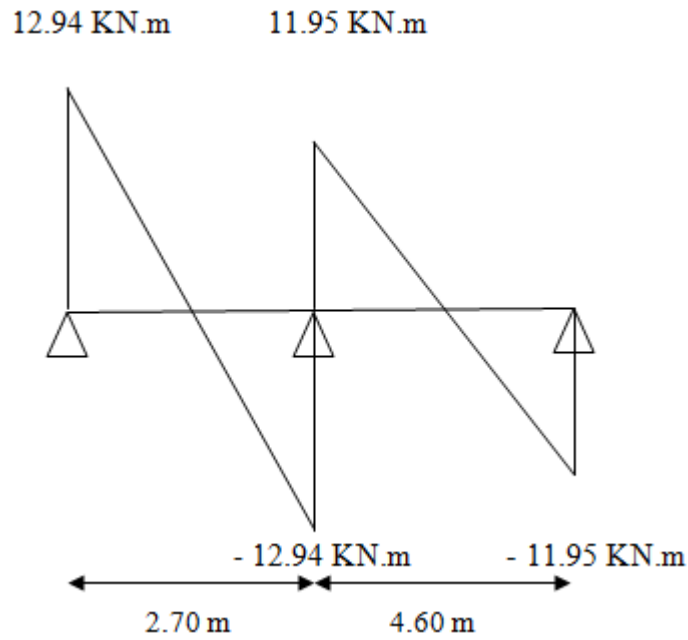


Figure III.28: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.

B) A L'ELS :

➤ **Travée de rive A-B :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.57 \times 2.70}{2} = 6.17 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 6.17 - \frac{0 - 8.62}{2.70} = 9.36 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -6.17 + \frac{0 - 8.62}{2.70} = -9.36 \text{ KN}$$

➤ **Travée de rive B-C :**

$$T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{4.57 \times 4.60}{2} = 10.51 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_w = 10.51 - \frac{8.62 - 0}{4.60} = 8.64 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\rightarrow T_e = -10.51 + \frac{8.62 - 0}{4.60} = -8.64 \text{ KN}$$

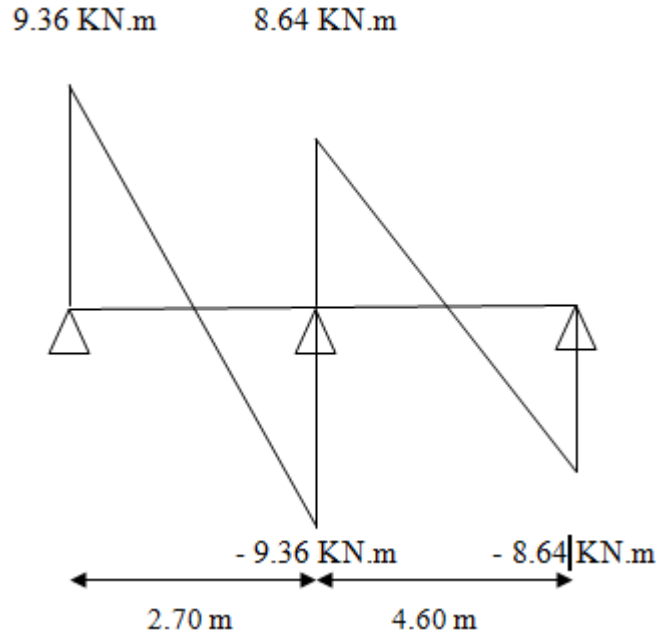


Figure III.29: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

III.2.3.5.C. Les sollicitations maximales :

ELU						
	Terrasse			courant		
	M_t	M_a	V	M_t	M_a	V
M.caquot	10.92	11.52	12.52	11.29	11.92	12.94
M.forfaitaire	13.21	8.26	13.34	9.39	8.54	12.85
Max	13.21	11.52	13.34	11.29	11.92	12.94

Tableau III.14 : Les sollicitations maximum ELU.

ELS						
	Terrasse			courant		
	M_t	M_a	V	M_t	M_a	V
M.caquot	7.95	8.39	9.12	8.16	8.62	9.36
M.forfaitaire	9.60	6.02	9.49	9.88	6.18	9.29
Max	9.60	8.39	9.49	9.88	8.62	9.36

Tableau III.15 : Les sollicitations maximum ELS.

III.2.3.6. Calcul du ferrailage :

III.2.3.6.A. Plancher Terrasse inaccessible :

A.1) ELU

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 14.20 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 13.21 \text{ KN.m}$$

✓ **sur travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.21 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.20} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}). \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 17.60$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{13.21 \times 10^3}{17.60 \times 348} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **3HA10 = 2.36 cm².**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : **3HA10 = 2.36 cm².**

✓ **sur appuis :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.
Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une
Section rectangulaire de dimensions. (b₀×h)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{11.52 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.20} = 0.250$$

$$\mu = 0.250 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.366$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 15.36$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{11.52 \times 10^3}{15.36 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **1HA10+1HA14 = 2.33 cm².**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : **1HA10+1HA14 = 2.33 cm².**

A.2)ELS :

✓ **sur travée :**

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 336356.64 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.963$$

$$Y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = 10506.19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{9.60 \times 10^6 \times 39.2}{10506.19 \times 10^4} = 3.58 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s \text{ adm}} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 197.513 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **sur appui :**

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 10y^2 + 30 \times 1.92y - 30 \times 18 \times 1.92 = 0$$

$$\rightarrow 10y^2 + 57.6y - 1036.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 44789.76 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 211.636$$

$$Y = 7.70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = \frac{10}{3} \times 7.70^3 + 15[2.36(18 - 7.70)^2] \rightarrow I = 7712.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{8.39 \times 10^6 \times 39.2}{7712.55 \times 10^4} = 4.26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s \text{ adm}} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta=1.6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 192.31 \text{ MPA}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

Telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13.34 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.741 \text{ MPA}$$

Avec :

V_u : effort tranchant a l'état limite ultime (N)

b : largeur de l'âme (mm)

d : hauteur utile de la poutre (mm)

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA (la fissuration est préjudiciable)}$$

donc : $\tau_u = 0.741 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{20}{422.5} \geq \frac{13.21}{20 \times 16.16} \rightarrow 0.047 \geq 0.040 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{20}{422.5} \geq \frac{1}{27} \rightarrow 0.047 \geq 0.37 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0020 \leq 0.005 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

• **Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur total de la poutrelle

ϕ_l : Diamètre maximal de armateur longitudinales **HA8**

b_0 :largeur de l'âme de la nervure

On adopte un cadre **Ø8 → 1HA8=0.5 cm²**

• **Espacement :**

$$S_t = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t=15 \text{ cm}$.

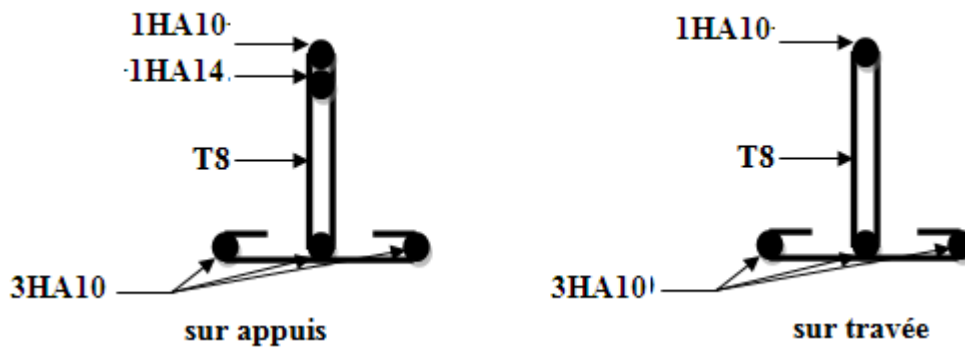


Figure III.30 : Schéma de ferrailage des nervures plancher terrasse

III.2.3.6.B. Plancher étage :

B.1)ELU

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 14.20 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 13.21 \text{ KN.m}$$

✓ **sur travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{11.29 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.20} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}). \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 17.65$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{11.29 \times 10^3}{17.65 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : $3H10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

✓ **sur appuis :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une Section rectangulaire de dimensions. ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{11.92 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.20} = 0.259$$

$$\mu = 0.259 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.449$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 14.77$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{11.92 \times 10^3}{14.77 \times 348} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **1HA10+1HA14 = 2.33 cm².**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte : **1HA10+1HA14 = 2.33 cm².**

B.2)ELS :

✓ **sur travée :**

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 336356.64 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.963$$

$$Y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = 10506.19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{9.88 \times 10^6 \times 39.2}{10506.19 \times 10^4} = 3.69 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 198.612 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **sur appui :**

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\rightarrow by^2 \times 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 10y^2 + 30 \times 1.92y - 30 \times 18 \times 1.92 = 0$$

$$\rightarrow 10y^2 + 57.6y - 1036.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 44789.76 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 211.636$$

$$Y = 7.70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I = \frac{10}{3} \times 7.70^3 + 15[2.36(18 - 7.70)^2] \rightarrow I = 7712.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{8.62 \times 10^6 \times 39.2}{7712.55 \times 10^4} = 4.40 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 172.68 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

Telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12.94 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.719 \text{ MPA}$$

Avec :

V_u : effort tranchant a l'état limite ultime (N)

b : largeur de l'âme (mm)

d : hauteur utile de la poutre (mm)

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{donc : } \tau_u = 0.719 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{20}{422.5} \geq \frac{11.29}{20 \times 16.71} \rightarrow 0.047 \geq 0.034 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{20}{422.5} \geq \frac{1}{27} \rightarrow 0.047 \geq 0.37 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0020 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2\right) = 0.57\text{cm}$$

Avec :

h: Hauteur total de la poutrelle

ϕ_l : Diamètre maximal de armateur longitudinales

b_0 :largeur de l'âme de la nervure

On adopte un cadre Ø8 → 1HA8=0.5 cm²

• **Espacement :**

$$S_t = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

On adopte : $S_t=15\text{cm}$.

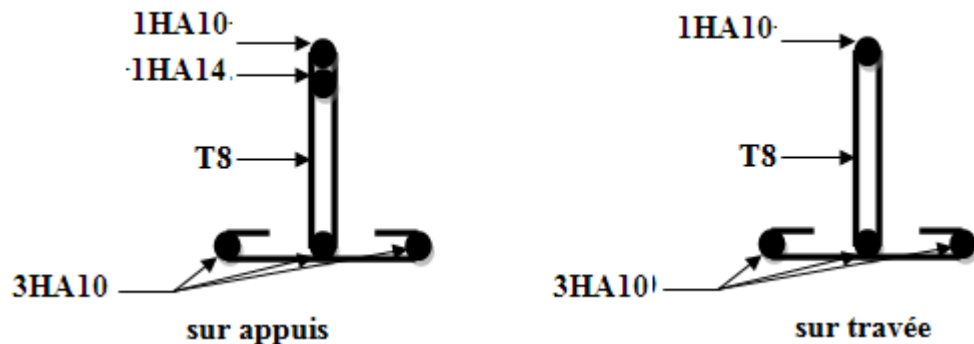


Figure III.31 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage courant .

III.2.3.6.C. La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de copression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux effort appliquées sur la dalle ; on prévot un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux condition suivantes :

1. Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures au plus égale à 20 cm
2. Espacement pour les armatures parallèle aux nervures au plus au églae à 33 cm
3. La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } L \leq 50\text{cm}. \\ A_t \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq L \leq 80\text{cm}. \end{array} \right.$$

$$50 \leq (L = 65\text{cm}) \leq 80\text{cm}. \rightarrow A_t \geq \frac{4 \times 65}{40} = 0.65\text{cm}.$$

On adopte : $5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2$

C.1) Espacement :

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

La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$A_I \geq \frac{A_t}{2} = 0.33 \text{ cm}^2$$

On adopte :

5HA8 = 2.51 cm^2

Espacement :

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

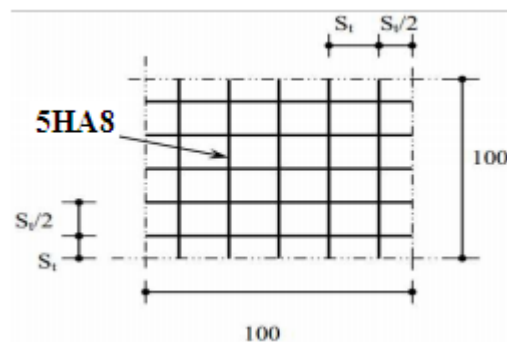


Figure III.32 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

Etude des balcon :

Définition :

Le balcon est dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrallée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

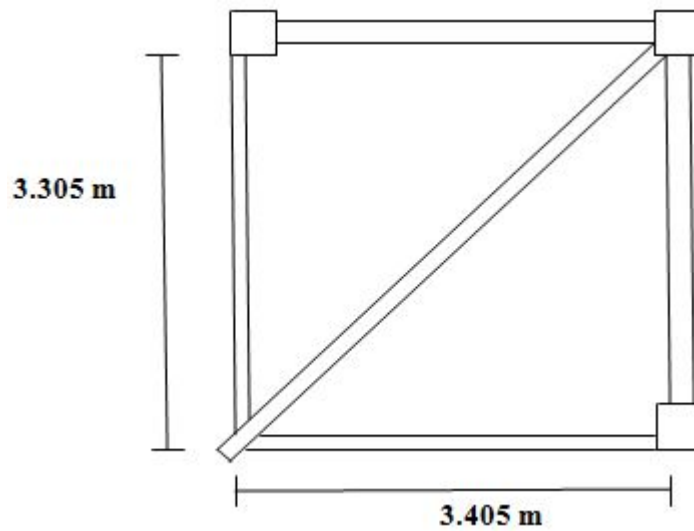
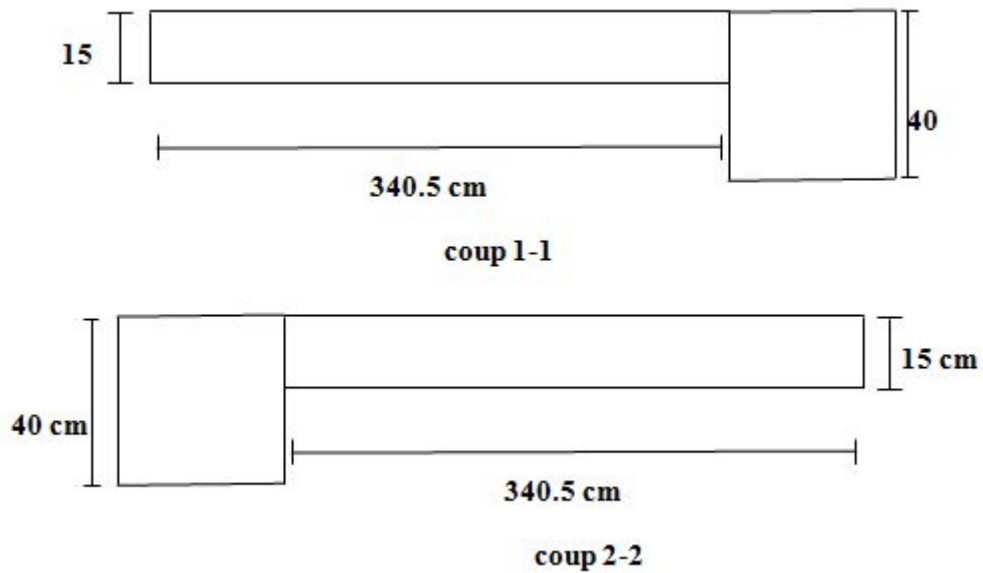


Figure III.33 : schéma du balcon.



Evaluation des charges :

1. Poids propre : $G = 5.34 \text{ KN/m}^2$
2. Surcharge d'exploitaion : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$

a) Calcul des sollicitations

$$p_u = 1.35G + 1.5Q \quad p_u = 12.59 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q \quad p_s = 8.84 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU**Méthode decalcul**

$$\text{si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow M_0^x = \frac{q l_y^2}{24} = 20.7 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{45} = 42.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{tx} = 0.85 M_x \quad M_{tx} = 17.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad M_{ty} = 35.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_{ax} = 0.3 M_x \quad M_{ax} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 12.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_x = p_u \frac{l_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 18.12 \text{ KN}$$

$$V_x = p_u \frac{l_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 16.57 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 16.57 \text{ KN}$$

Ferraillage

Le calcul de ferraillage se fera pour une bande de 1 m à la flexion simple.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} . \text{ soit } \Phi = 15 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage « c' = 2cm »

$$\text{Le sens x-x : } dx = e - \frac{\Phi}{2} - c' = 12.25 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = dx - \Phi = 10.75 \text{ cm}$$

✓ sur travées :

Sens x-x :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \sigma_b} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}). \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.0956 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 4.48 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **4HA12 = 4.52 cm².**

Espacement : $S_t \leq \text{Min}(33\text{cm}, 3e) = 33\text{cm}$ (fissuration peu nuisible)

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

Sens y-y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2\sigma_b} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}). \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.028$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 0.0988 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**.

Espacement : $S_t \leq \text{Min}(45\text{cm}, 4e) = 45\text{cm}$ (fissuration peu nuisible)

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

✓ **sur appuis :**

$$M_{amax} = 12.68 \text{ KN.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.0854 ; \alpha = 0.0251$$

$$z = 0.0943\text{m} \quad A_{ax} = 1.52\text{cm}^2 ; \text{ on adopte pour } \mathbf{4HA8} = 2.01\text{cm}^2.$$

c) Vérifications à l'ELU

-Condition de non-fragilité

Sens x-x

$$A_{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e \rightarrow A_{min} = 0.0008 \left(\frac{3-0.33}{2} \right) 100 \times 15 \rightarrow A_{min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.60 \text{ cm}^2 < A_{t\text{opt}} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Sens y-y

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \rightarrow A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{t\text{opt}} = 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

En appuis

$$A_{axopt} = 2.01 \text{ cm} > A_{min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

L'effort tranchant

$$V_u = 18.12$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.181 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.181 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérifications à l'ELS

$$M_{xser} = 16.27$$

$$M_{yser} = 7.1$$

Le moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{tx} = 13.83 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad M_{ty} = 6.04 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis : $M_{amax} = 0.3 M_x$ $M_{ax} = 4.88 \text{ KN.m}$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Sens x-x

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 3.21 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 3761.43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 1.89 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 853.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

la flèche

Sens x-x

1. $\frac{e}{l_x} = 0.89 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
2. $\frac{As}{b \times d} = 0.0020 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
3. $\frac{e}{l_x} = 0.89 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Sens y-y

1. $\frac{h_h}{l_x} = 0.044 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots$ vérifiée
2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00127 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots$ vérifiée
3. $\frac{e}{l_x} = \frac{0.15}{3.405} = 0.044 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ vérifiée

Schéma de ferrailage :

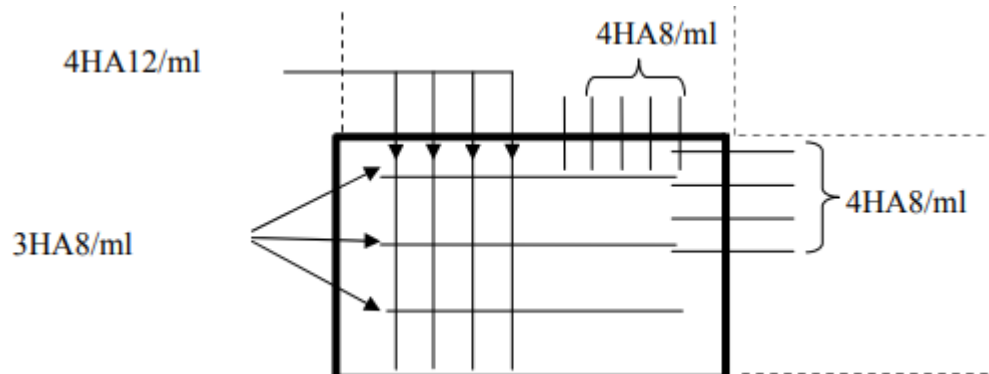


Figure III.34 : Schéma de ferrailage du balcon.

CHAPITRE

04

Chapitre IV: Etude Sismique

IV.1.Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des Chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Le calcul sous l'effet des chargements statiques parait donc insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet d'une sollicitation dynamique.

IV.2.Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3. Le choix de la méthode de calcul :

Dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I** groupe d'usage **2**. Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre Bâtiment ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.4.1.Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure avec $H = 25.48m < 65m$

IV.4.2.Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul le calcul « **Autodesk Robot-2014** ».

IV.4.3.Présentation du logiciel :

Robot auto desk 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures. Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur

-Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.

-Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau Ainsi que le poids total de la structure.

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».

-Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes σ ...).

IV.4.4.Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
2. Choix de l'unité du travail ;
3. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
4. On introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton.
5. On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
6. On introduit les conditions aux limites.

➤ **Détermination des charges** : pour notre cas, on a trois types :

✓ **Charge permanente G** : due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.

✓ **Charges d'exploitation Q** : les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.

✓ **Les forces sismiques E** : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse Détermination des combinaisons de charges

- Vérification des erreurs
- Lancement de l'analyse
- Interprétation des résultats
- Détermination du spectre de réponse

IV.4.5.Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV.4.6. Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \left[(1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3sec \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV.4.7. Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble (**Catégorie S3**).

IV.4.8. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

✓ Coefficient d'accélération A :

Zone I, Tous groupes (2), (D'après la classification sismique de wilaya Khenchela : **RPA 99**

/version2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,08 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003).**

✓ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'**RPA 99 / version 2003**) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3sec. \end{cases}$$

✓ Périodes caractéristiques T1 ; T2 :

Pour notre site type : S2 $T_1=0,15sec$ et $T_2=0,50sec$

✓ Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 ; \xi = 7\%$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ Pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$).

✓ **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003**.

$$T = \min \left(C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 19.38 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

L : étant de dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou

$$T_X = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_X}} \text{ avec } L_X = 15.84 \rightarrow T_X = 0.44$$

$$T_Y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_Y}} \text{ avec } L_Y = 15.84 \rightarrow T_Y = 0.44$$

On a :

$$T_1 \leq T_X = 0.44 \leq T_2$$

$$T_1 \leq T_Y = 0.44 \leq T_2$$

On a :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (19.38)^{\frac{3}{4}} = 0.46$$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{3}{4}} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.44} \right)^{\frac{3}{4}} = 2.427$$

✓ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

✓ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4 du RPA 99 / version 2003** Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale Notre cas : **R=4**

✓ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.1. : les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003.

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

Tableau IV.1. : les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.05 + + 0.1$$

$$Q=1.15$$

IV.5.Nombre de mode à considérer :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6.Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

➤ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

- ✓ **ELU** : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ✓ **ELS** : $G + Q$
- ✓ **ACC** : $G + Q \pm E$

- ✓ **ACC** : $G + Q \pm 1,2 \times E$
- ✓ **ACC** : $0,8 \times G \pm E$
- ✓

IV.6.1. Dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

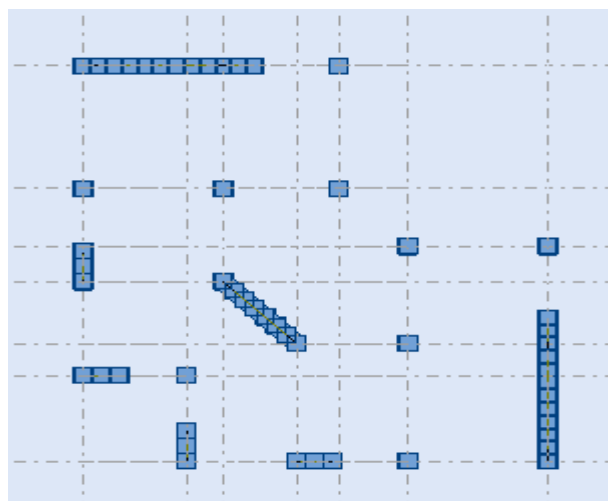


Figure IV.1 : La disposition des murs voiles.

IV.6.2. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \left[(1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

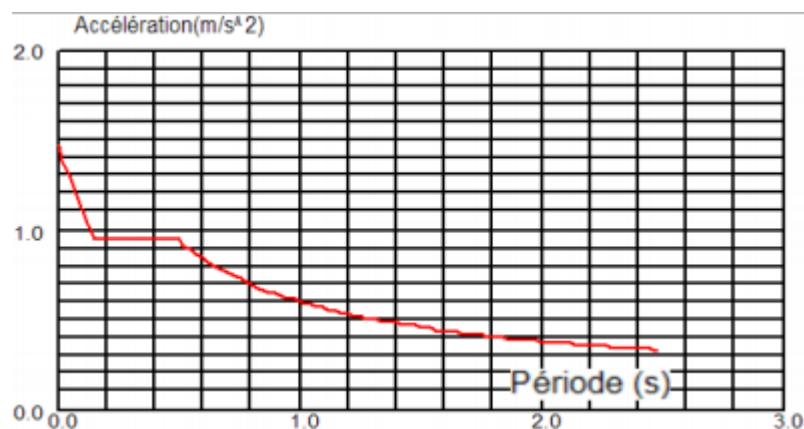


Figure I.2 : Diagramme de spectre de réponse

IV.6.3.Nombre des modes considérées :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

$$K \geq 3 \times \sqrt{8} \rightarrow K \geq 8.485$$

IV.6.4.Résultat de calcul (ROBOT) :

➤ Périodes et facteurs de participation modale :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,44	25,89	32,90	25,89	32,90
3/ 2	0,39	65,72	65,70	39,83	32,80
3/ 3	0,22	73,22	72,96	7,50	7,26
3/ 4	0,12	79,24	79,21	6,03	6,26
3/ 5	0,10	88,50	88,47	9,26	9,26
3/ 6	0,06	90,09	89,97	1,59	1,49
3/ 7	0,05	92,85	92,69	2,76	2,72
3/ 8	0,05	95,13	95,09	2,27	2,39
3/ 9	0,04	95,83	95,63	0,70	0,54
3/ 10	0,03	96,49	96,42	0,67	0,79

Tableau .IV.2: périodes et facteurs de participation modale

- **Déformation de la structure à cause des efforts sismiques :**
Mode (1):

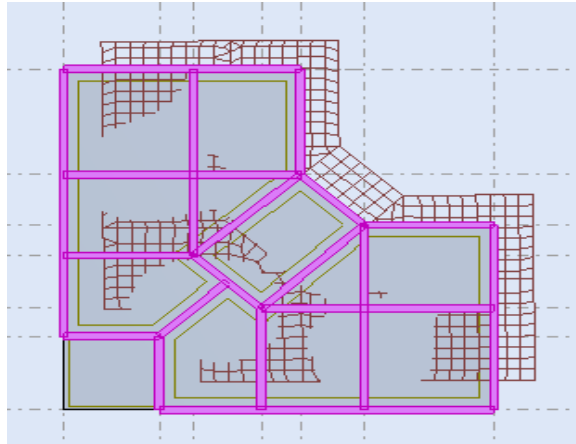


Figure IV.3 : 1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

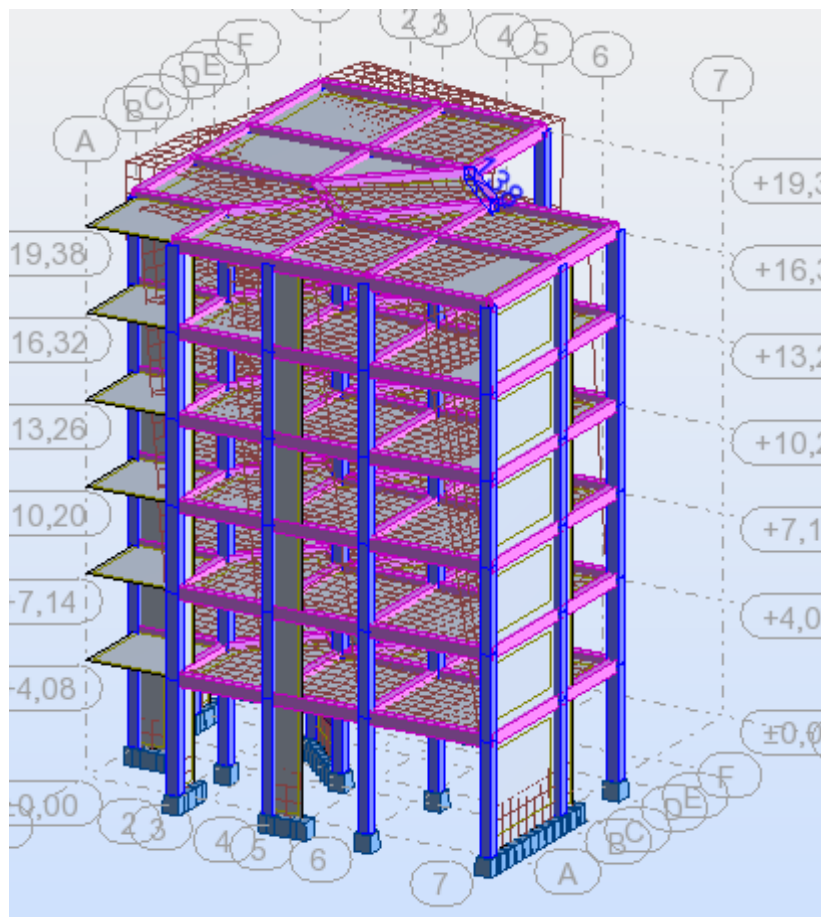


Figure IV.4 : 1^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

Mode (2) :

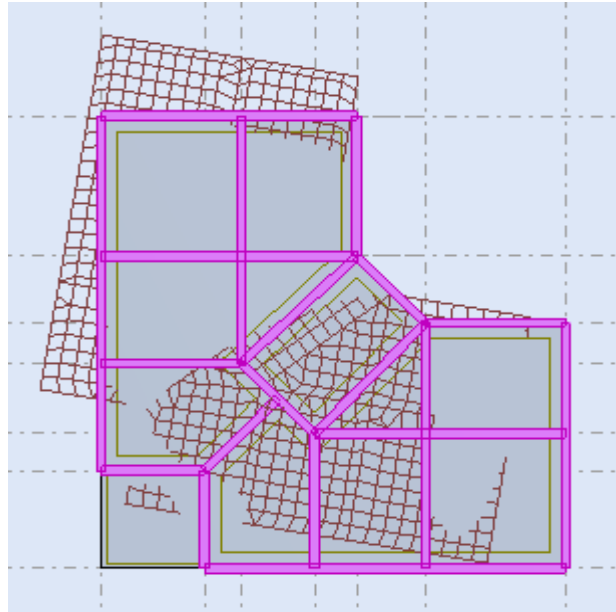


Figure IV.5 : 2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

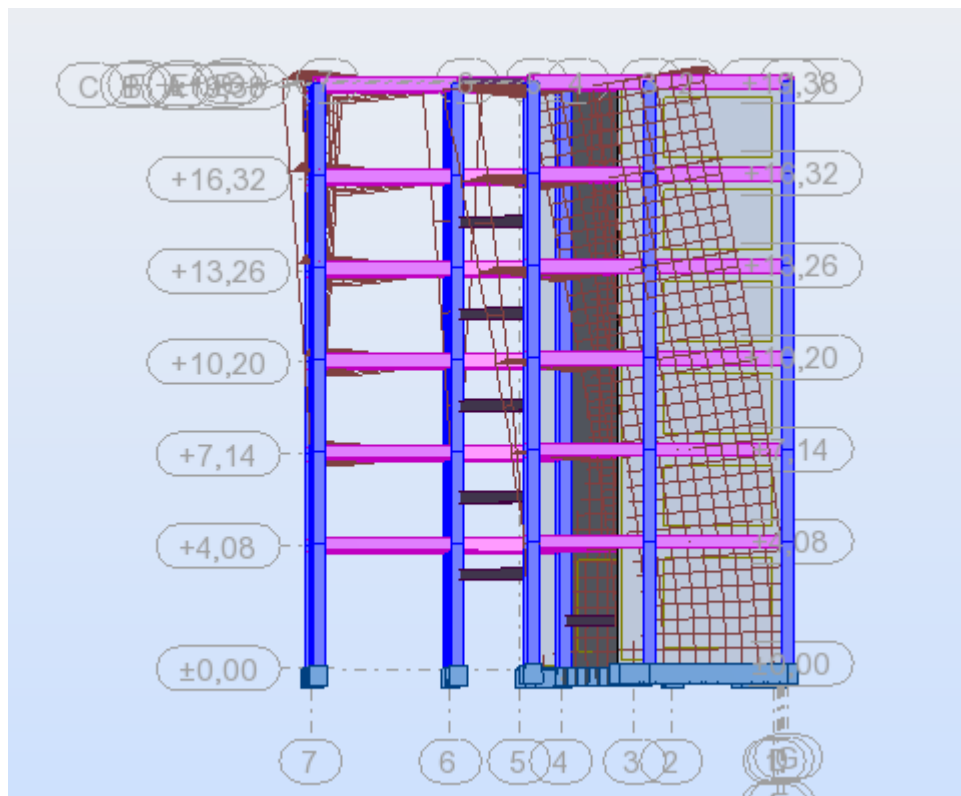


Figure IV.6 : 2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

Mode (3) :

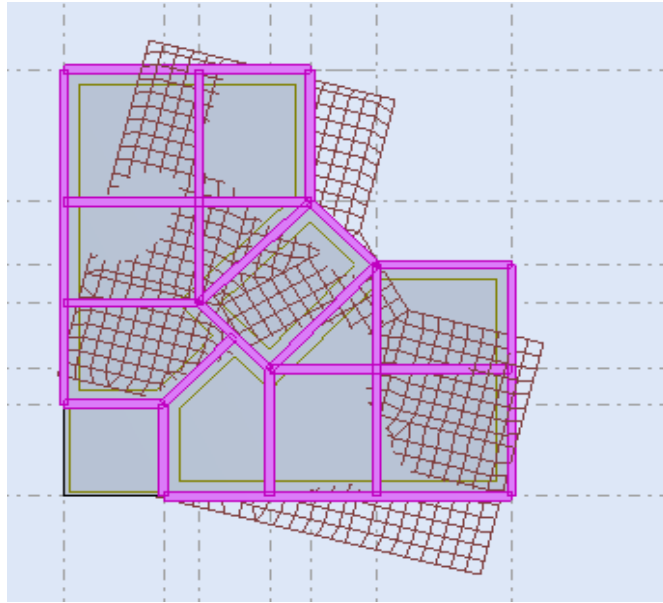


Figure IV.7 : 3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2020)

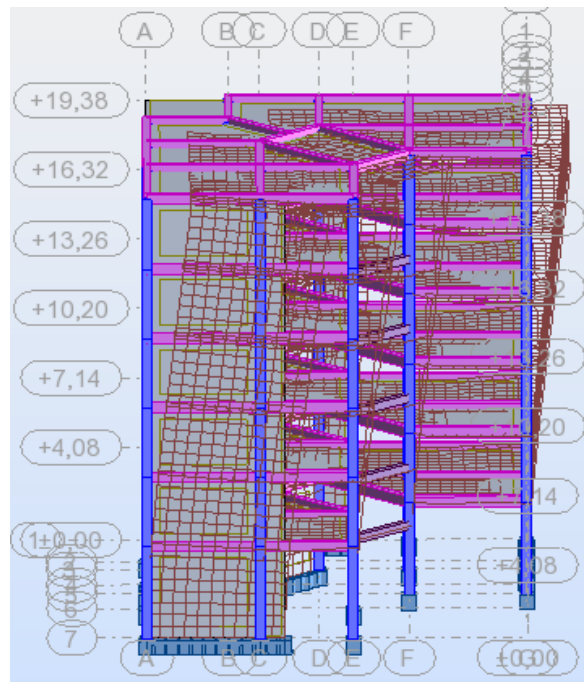


Figure IV.8 : 3^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

IV.7.Calcul de poids total de la structure :

Le calcul des masses se fait à partir de la descente de charge et des dimensions des différents éléments de l'ouvrage, pour les charges d'exploitations elles sont prises avec un coefficient de 20% préconisé par le RPA 99 version 2003.

W : poids total de la structure.

$$\sum_i^n W_i \text{ avec } W = W_G + \beta W_Q$$

✓ **Dernier niveau :**

$$W_{G5} = W_{\text{Plancher}} + W_{(1/2) \text{ voile}} + W_{(1/2) \text{ Poteau}} + W_{\text{Poutres}} + 0.8 W_{\text{maçonnerie}} + W_{\text{Acrotère}}$$

$$W_{Q5} = Q_{\text{Plancher}} \times S_{\text{Plancher}}$$

✓ **Niveau 4 :**

$$W_{G4} = W_{\text{Plancher}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{Poteau}} + W_{\text{Poutres}} + 0.8 \times W_{\text{maçonnerie}} + W_{(1/2)\text{escalier}} + W_{\text{balcon}}$$

$$W_{Q4} = Q_{\text{Plancher}} \times S_{\text{Plancher}} + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}} + Q_{\text{Escalier}} \times S_{\text{Escalier}}$$

✓ **Niveau 5 à RDC :**

$$W_{G5} = W_{\text{Plancher}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{Poteau}} + W_{\text{Poutres}} + W_{\text{balcon}} + 0.8 \times W_{\text{maçonnerie}} + W_{\text{escalier}}$$

$$W_{Q5} = Q_{\text{Plancher}} \times S_{\text{Plancher}} + Q_{\text{Escalier}} \times S_{\text{Escalier}} + Q_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}}$$

❖ **Dans notre cas :**

• **poids de chaque étage**

$$W_{GT} = W_{G5} + W_{G4} + W_{G3} + W_{G2} + W_{G1} + W_{GRDC}$$

$$W_{GT} = 2454.7645 + 2454.7645 + 2454.7645 + 2454.7645 + 2454.7645 + 2619.1648$$

$$W_{GT} = 14892.9872 \text{ KN}$$

$$W_{QT} = W_{Q7} + W_{Q6} + W_{Q5} + W_{Q4} + W_{Q3} + W_{Q2} + W_{Q1} + W_{QRDC}$$

$$W_{QT} = 424.845 + 424.845 + 424.845 + 424.845 + 424.845 + 527.109$$

$$W_{QT} = 2651.334 \text{ KN}$$

Donc :

$$W = W_{GT} + \beta \cdot W_{QT} \quad \text{avec : } \beta = 0.2$$

$$W = 15423.2564 \text{ KN}$$

IV.8.Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

$$V_{\text{statique}} = \frac{0.08 \times 2.427 \times 1.15}{4} \times 15423.2564 = 860.9420 \text{ KN.}$$

IV.8.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

$$V_{X \text{ dynamique}} = 1052.48 \text{ KN.}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = 972.34 \text{ KN.}$$

	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$0,8 V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	1052.48	860.9420	Condition vérifiée
E_y	972.34	860.9420	Condition vérifiée

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.8.2.Vérification de la période :

On doit vérifier que :

Période fondamentale de la structure $T_{\text{numérique}} = 0.44 \text{ sec.}$

Selon la RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de la celle estimée à des formule empirique.

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.46 = 0.598 \text{ sec} \geq T_{\text{numérique}} = 0.44 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

IV.8.3.Vérification de déplacement :

➤ Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**). **Le déplacement** total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

IV.8.4.Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (**RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51**) le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R. \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k

R : Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta \times (k - 1)$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e: hauteur d'étage

$$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots\dots CV.$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant .

niveau	$\delta_{ek}(cm)$		$\delta_k(cm)$		$\Delta_k(cm)$		Δ_{radm}	Observation
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		
RDC	0.09	0.11	0.31	0.38	0.31	0.38	4.08	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots CV$
1	0.21	0.29	0.73	1.01	0.42	0.63	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots CV$
2	0.36	0.51	1.26	1.78	0.53	0.77	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots CV$
3	0.52	0.76	1.82	2.66	0.56	0.88	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots CV$
4	0.68	1.01	2.38	3.53	0.56	0.87	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots CV$
5	0.83	1.2	2.90	4.20	0.52	0.67	3.06	$\Delta_k < \Delta_{radm} \dots\dots CV$

Tableau IV.4 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y

IV.8.5. Distribution de la résultante des forces sismiques 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 :

Calcul V_k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \text{ avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 \times V \times T \dots\dots\dots \text{si: } T \leq 0.07 \text{ sec} \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{si: } T > 0.07 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes Dans notre cas On a :

$$T = 0,44 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow \textbf{(RPA 99version2003/4. 2. 5)}.$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \left[\frac{(V_t - F_t) \times W_i H_i}{\sum (W_i \times h_j)} \right]$$

W_i: Poids propre de l'étage.

h_i: hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t: Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_X \text{ dynamique} = 1052.48 \text{ KN} \\ V_Y \text{ dynamique} = 972.34 \text{ KN} \end{cases}$$

Niveau	H _i (m)	W _i (m)	W _i H _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
RDC	4.08	2724.4566	11115.7829	82.27466078	76.00994191
1	7.14	2539.7335	18133.6972	134.1974469	123.9985774
2	10.20	2539.7335	25905.2817	191.7261985	177.1408249
3	13.26	2539.7335	33676.8927	249.262941	230.2830724
4	16.32	2539.7335	41448.4507	306.7851581	283.4253198
5	19.38	2539.7335	49220.0352	364.3073752	336.5675673
Total	/	15423.334	142196.1404	1328.55378	1227.425304

Tableau.IV.5 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

D'après le **RPA 99 V2003 (article 4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i \left\{ \begin{matrix} \sum F_{KX} \\ \sum F_{KY} \end{matrix} \right.$$

Niveau	H _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{KX} (KN)	V _{KY} (KN)
RDC	4.08	82.27466078	76.00994191	1328.55378	1227.425304
1	7.14	134.1974469	123.9985774	1246.28	1151.42
2	10.20	191.7261985	177.1408249	1112.083	1027.42
3	13.26	249.262941	230.2830724	920.36	850.28
4	16.32	306.7851581	283.4253198	671.09	620.00
5	19.38	364.3073752	336.5675673	306.78	336.57
Total	/	1328.55378	1227.425304	5585.15	5213.12

Tableau IV.6 : les efforts tranchants résultants

IV.8.6.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «K».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau «K».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau «K-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

Niveau	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_{KX} (KN)	h_K (cm)	Θ	
RDC	15423.2564	0.31	1328.55378	408	0.009	CV
1	15150.81	0.42	1246.28	306	0.02	CV
2	12611.08	0.53	1112.083	306	0.019	CV
3	10071.34	0.56	920.36	306	0.02	CV
4	7531.61	0.56	671.09	306	0.02	CV
5	4991.88	0.52	306.78	306	0.03	CV

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_{KY} (KN)	h_K (cm)	Θ	
RDC	15423.2564	0.38	1227.425304	408	0.01	CV
1	15150.81	0.63	1151.42	306	0.027	CV
2	12611.08	0.77	1027.42	306	0.031	CV
3	10071.34	0.88	850.28	306	0.034	CV
4	7531.61	0.87	620.00	306	0.035	CV
5	4991.88	0.67	336.57	306	0.032	CV

Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)

IV.8.7.Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

Ms: Moment stabilisant $M_s = W \times L/2$

Mr: Moment renversant : $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

1. Moment stabilisant :

$$\text{Sens X : } M_s = 15423.2564 \times \frac{15.84}{2} = 122152.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y : } M_s = 15423.2564 \times \frac{15.84}{2} = 122152.25 \text{ KN.m}$$

2. Moment renversant :

$$\text{Sens X : } M_r = \sum_i^n F \times h_i = 19963.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y : } M_r = \sum_i^n F \times h_i = 17204.05 \text{ KN.m}$$

✓ Sens longitudinal :

W(KN)	L (m)	L/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr KN.m)	Ms/Mr	Vérification
15423.2564	15.84	7.92	122152.25	19963.82	6.119	CV

✓ Sens longitudinal :

W(KN)	L (m)	L/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr KN.m)	Ms/Mr	Vérification
15423.2564	15.84	7.92	122152.25	17204.05	7.100	CV

Tableau IV.9 : vérification de renversement sens longitudinal

Conclusion:

Après l'analyse sismique et dynamique de la structure suivant le logiciel Robot, on déduit les résultats suivants :

- Les modes de notre structure sont vérifiés où les trois premiers modes sont des deux translations et une torsion, avec la vérification des périodes de chaque mode .
- La condition des efforts tranchant à la base ($V_{\text{robot}} > 0.8V_{\text{MSE}}$) est vérifiée ;.
- Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens :Donc les déplacements sont vérifiés .
- Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99 ;
- La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE

05

V.1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

V.2.Ferrailage des portiques :

V.2.1.Les poteaux :

V.2.1.1.Combinaisons des charges :

- $1.35G+1.5Q$ selon BAEL91 .
- $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003.
- $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003.

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

V.2.1.2.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

✓ Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

✓ Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1.00 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

V.2.1.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

On a 1 seul type de poteaux **(40 × 40) cm²**

Les calculs se font, en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant .
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant .
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.2.1.3.1.Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99 /ver 2003(Art.7.4.2.1)** :

les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

- ✓ Leur pourcentage minimale sera de **0.7%** .

Poteau (40 × 40): $A_{min} = 0,007 \times 40 \times 40 = \mathbf{11.20 \text{ cm}^2}$

✓ Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement .

$A_{max}(\text{zone de recouvrement}) = 0,06 \times 40 \times 40 = \mathbf{96 \text{ cm}^2}$

$A_{max}(\text{zone courante}) = 0,04 \times 40 \times 40 = \mathbf{64 \text{ cm}^2}$

- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** .

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.2.1.3.2.Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- ✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

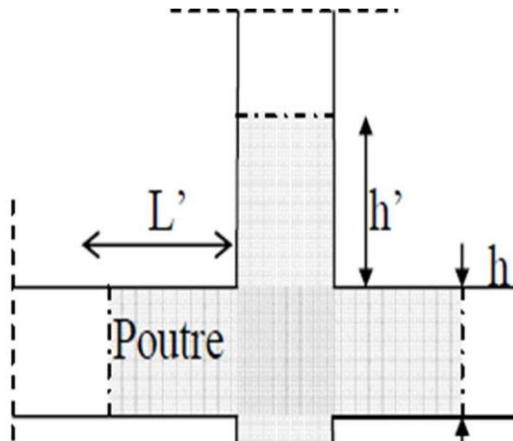
Eviter les déformations transversales du béton et le flambement des armatures

longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

✓ **Détermination de la zone nodale :**



FigureV.1 : zone nodales

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\right)$$

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel ROBOT 2014,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant .

Combinaisos	ELU		0,8G ± E		G+Q ± E		ELS	
Poteau (40x40)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Cas 1	1080.01	3.70	892.10	6.33	1074.89	5.80	786.51	2.66

Tableau V.1 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 1).

Combinaisos	ELU		0,8G ± E		G+Q ± E		ELS	
Poteau (40x40)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)
Cas 2	14.33	171.51	15.62	892.10	18.71	1074.89	10.48	125.41

Tableau V.2 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 2).

Combinaisos	ELU	0,8G ± E	G+Q ± E	ELS
-------------	-----	----------	---------	-----

Poteau (40x40)	N_{min} (KN)	M_{core} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{core} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{core} (KN.m)	N_{min} (KN)	M_{core} (KN.m)
Cas 3	116.52	7.30	146.25	8.14	236.63	8.41	85.39	5.85

Tableau V.3 : Les sollicitations internes pour le poteau(Cas 3).

✓ **Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à **l'article A.4.4 du BAEL91** en

adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

avec :

L : longueur du poteau.

L_f: longueur de flambement du poteau.

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

α: Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

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

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé

$$M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$$

1. ELU:

$$\begin{cases} N_u = 1080.01\text{KN} \\ M_u = 3.70\text{KN} \end{cases}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0034\text{m}$$

$$e_3 = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250}\right)$$

$$e_3 = 0.02\text{m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right)$$

$$\alpha = 0.73 ; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 0.035$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0.475$$

$$\Psi_1 \leq 0.81$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ξ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0.146$$

$$\xi = 0.146$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.594 \times 0.40 = 0.058 \text{ m}$$

✚ $e = 0.035 > e_{Nc} = 0.058 \rightarrow$ section partiellement comprimée

Si $e < e_{Nc} \rightarrow$ section entièrement comprimée

➤ **La règle du millième :**

$$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.40 \times 0.40) \times 2] = 6.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A'_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

➤ **Calcul du Moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 216.002 \text{ KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{U,\text{fictif}}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

- **Calcule du moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.282 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{donc : } A'_s = 0$$

➤ **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{U,\text{fictif}}$ et on obtient A_s et A'_s tel que:

▪ **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{s,\text{fictif}} = 0\text{cm}^2$$

▪ **La 2^{ème} section fictive :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.425$$

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.830$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 20.48 \text{ cm}^2$$

➤ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A' = A'_{\text{Sfictif}} \quad A' = A'_{\text{S.fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = -10.55 \text{ cm}^2$$

2. E.L.A: 0,8G + E :

$$\{ M_{\text{Max}} = 15.62 \text{ KN}$$

$$\{ N_{\text{Cor}} = 892.10 \text{ KN}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{\text{Max}}}{N_u} = 0.018 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s}\right) = 0.85$$

$$\alpha = 0.73 \quad ; \quad \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 0.050$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0.393 \quad 4.248$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ξ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\xi = 0.151$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.060 \text{ m}$$

$$e < e_{Nc} \rightarrow \text{section entierement comprimée}$$

➤ **Calcul du Moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{uf} = 191.80 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_{Ufictif}

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

- **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.253 < \mu_l = 0.392$$

donc : A's=0

➤ **Détermination des armatures :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_{fictif} et on obtient A_s et A'_s tel que:

▪ **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{sfictif} = 0 \text{ cm}^2$$

▪ **La 2^{ème} section fictive :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.633$$

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.747$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 20.21 \text{ cm}^2$$

➤ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s,fictif} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = -5.43 \text{ cm}^2$$

3. ELA : G + Q ± E

$$\begin{cases} M_{Max} = 18.71 \text{ KN} \\ N_{Cor} = 1074.89 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{Max}}{N_{Cor}} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{150}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1.224 \text{ cm}) = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s}\right)$$

$$\alpha = 0.73 ; \emptyset = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 = 0.052$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = 0.518$$

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \quad 1.668$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\xi = 0.143$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0.057m$$

$e < e_{Nc} \rightarrow$ section entièrement comprimée

➤ **Calcul du Moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 233.25 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{U \text{ fictif}}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

- **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.308 < \mu_l = 0.392$$

- **Détermination des armatures :**

Calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{U \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A'_s tel que:

▪ **La 1^{ère} section fictive :**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

▪ **La 2^{ème} section fictive :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.475$$

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.810$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 38.65 \text{ cm}^2$$

➤ **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A' = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 7.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \{ 1.6 ; 1.76 \}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.76 \text{ cm}^2$$

donc :

$$A_s = \max(A_{cal} ; A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} ; A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = 14.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15 ; \frac{20e}{h} \right\} = 15$$

$$5.35 \leq 15$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous $(N_{\text{ser}} ; M_{\text{ser}})$, La fissuration

est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$b = 40 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 11.20 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0034 \text{ m}$$

$$S = b \times h + 15A \rightarrow s = 1768 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -1.57$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = 272072.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{786.51}{1768} + \frac{786.51(0.34 + 1.57) \left(\frac{40}{2} + 1.57\right)}{272072.65} = 5.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e + X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{786.51}{1768} + \frac{786.51(0.34 - 1.57) \left(\frac{40}{2} - 1.57\right)}{272072.65} = 3.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 5.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

- **Fissuration non préjudiciable :**

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

$$V_u = 47.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

V.2.1.3.3.Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \dots \dots \dots \text{RPA. 99 Version. 2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \times b_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 \rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \times b_1} = 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \times b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \\ \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 2.50 \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

D'après le **RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).**

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = (0.7 \times l_0) = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = 5.36 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 3.75$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

D'après les règles **RPA 99/V2003 : (zone I)**

▪ **Zone nodale :**

$$t \leq (10\phi_1, 15\text{cm}) \text{ en prend } t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en prend } t' = 21 \text{ cm}$$

Diamètre des armatures transversales (**BAEL 91**) :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{L,\max}}{3}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_t \times f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_t \times f_e} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **4Ø8 = 2.01 cm²**

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = 5.36$$

On a :

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \text{en prend : } \frac{A_{t.min}}{t \times b_1} = 0.3\%$$

$$A_{t.min} = 0.3\% t \times b_1$$

$$A_{t.min} = 0.3\% t \times b_1 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t.min} = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135°

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

h : hauteur de la poutre

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

→ [7(cadre + étrier) pour 0.60 m]

V.2.1.4.Ferraillage numérique des Poteaux : (flexion composé) :

Cas	Situation	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage longitudinal	
				Section cm ²	choix
1	DUR	-7.41	14.20	16.08	8HA16
2	ACC	6.01	14.20		
3	ACC	5.20	14.20		

Tableau V.4 : Ferraillage des poteaux.

V.2.1.5.Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}; N_{ser}) La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
786.51	2.66	3.81	5.64	15	ok

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.2.1.6. Les armatures transversales :

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

$T_{u,max}(KN)$	τ	$\bar{\tau}$	λ_g	ρ_a	A_{adop}	$t(cm)$	$t'(cm)$	A_t
62.76	0.33	3.33	5.36	3.75	2.01	15	21	$\phi 8$

Tableau V.6 : Ferrailage des armatures transversales.

Schéma de ferrailage des poteaux :

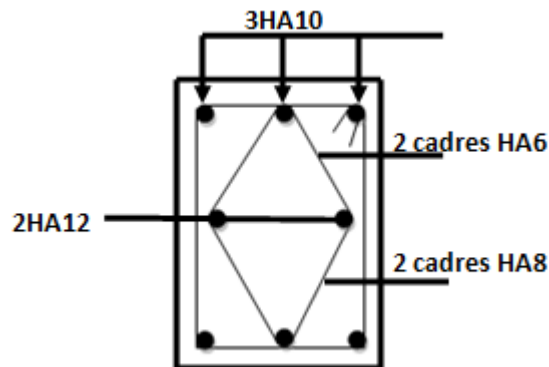


Figure.V.2 : schéma de ferrailage des poteaux.

V.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivante :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau.V.7 : situations pour le ferrailage des poutres.

V.2.2.1. combinaisons des charges :

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

✓ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est données par : $1,35G + 1,5Q$.

✓ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G + Q$.

✓ **Etat accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. la combinaison des charges est donnée par la relation :

$G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003.

$0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003.

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

✓ E.L.U : $1,35G + 1,5Q$ Selon BAEL 99.

✓ Accidentels : $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003.

✓ Accidentels : $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003.

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$G + Q \pm EY$

$0,8G \pm EY$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$G + Q \pm EX$

$0,8G \pm EX$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de

chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

V.2.2.2.Etapes à suivre :

✓ **Armatures longitudinales :**

La contrainte limite du béton est :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$d=0.9 \times h$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : Moment fléchissant.

b: Largeur de la poutre.

d: La hauteur utile de la section.

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

✓ **Vérification :**

➤ **Selon BAEL 91 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\phi_t \leq \min \left(0.2; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \dots \dots \dots (\text{BAEL 91})$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- La fissuration est peut préjudiciable
- Si : $\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.
- Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

➤ **Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**

▪ **Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en **zone I**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

▪ **Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➔ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$$

➔ En dehors de la zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2}$$

V.2.2.3.Ferraillage des poutres :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après "**le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		ELS		Effort Tranchant
	$M_{U_t \text{ Max}}$ (KN.m)	$M_{U_a \text{ Max}}$ (KN.m)	$M_{U_t \text{ Max}}$ (KN.m)	$M_{U_a \text{ Max}}$ (KN.m)	V_u (KN)
Poutre Principale	35.23	99.08	35.23	71.75	74.50
Poutre Secondaire	35.23	99.08	35.23	71.75	74.50

Tableau V.8 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.

V.2.2.3.1.Poutre Principales :

- ✓ **Armatures longitudinales :**
- **Condition imposées par le RPA99/V2003 :**

Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

- **Condition imposées par le BAEL. 91 modifié 99 :**

Poutre principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.47 \text{ cm}^2$

- **En travée :**
- **ELU**

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

$$B = 45 \times 30 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9 \times h = 0.41 \text{ m}$$

$$M_u = 35.23 \text{ KN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.125$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.385 \text{ m}$$

$$A_s = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}; A'_{\min}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm²**

ELS :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.38$$

$$\alpha = 0.125 \leq \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots \text{cv}$$

▪ **Sur appuis :**

- **ELU**

$$M_u = 99.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.142 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.355$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.35 \text{ m}$$

$$A_s = 6.49$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}; A'_{\min}) = 6.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3 \text{ } \emptyset 14 + 3 \text{ } \emptyset 12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$$

$$\alpha = 0.355 \leq \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable :

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

$$V_u = 74.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.61 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.61 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis BAEL 91 :**

avec :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 40.5 = 36.45 \text{ cm}$$

$$V_u = 70.72 \text{ KN} < 729.91 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{430} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{45}{430} = 0.1 \geq 0.068 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{1215} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Les armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1.28\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

▪ **zone nodale :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

▪ **zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

✓ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91 (Art A .5.1.2.2)

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :**

$$A_{t,\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) \rightarrow A_t = 1.35\text{cm}^2$$

On adopte **4 Ø 8 = 2.01 cm²**

Poutres	Position	A(cm ²)	Barre choisis
p.p (30×45)	Travée	6.75	3 Ø 14 + 3 Ø 12 = 8.01 cm²
	Appuis	6.49	3 Ø 14 + 3 Ø 12 = 8.01 cm²

Tableau V.9 : Tableau récapitulation des ferrailages des poutres.

V.2.2.4.Schéma de ferrailage des poutres :

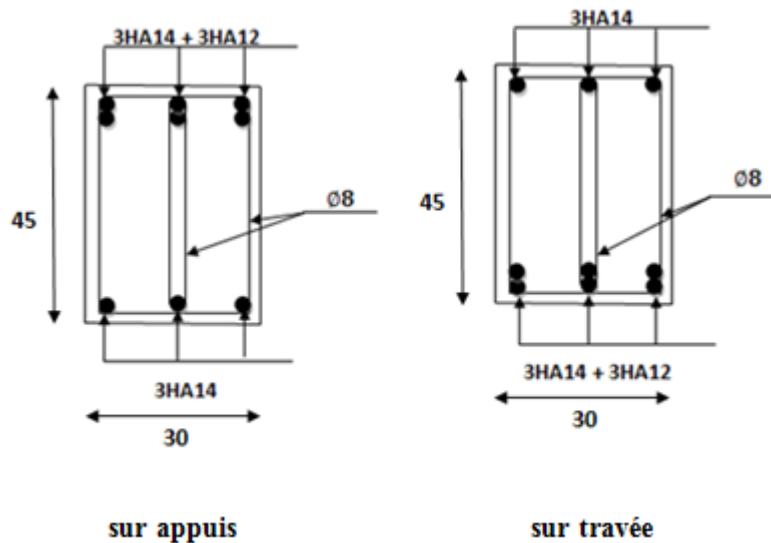


Figure.V.3 : Schéma de ferrailage des poutres

V.2.3.Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des

voiles sera déterminée selon les efforts engendrés et leur ferrailage sera menée de la manière suivante :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

V.2.3.1.Prescription imposées par l'RPA99/2003 :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/2003) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $0.8G \pm E$: pour le ferrailage a la flexion
- ✓ $G + Q \pm E$: pour la vérification de la résistance du béton a la compression.

V.2.3.2.Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $(1/10)$ de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm ($S_t \leq 15\text{cm}$). Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

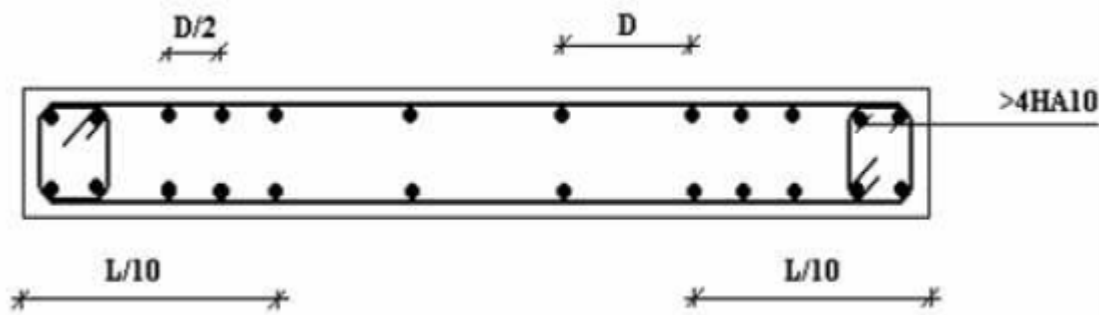


Figure V.5 : section transversale de voile.

V.2.3.3.Ferraillage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de $10\varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.2.3.4.Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes : (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):
 - $S \leq 1.5 \times e$
Avec e : épaisseur du voile
 - $S \leq 30\text{ cm}$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles sur mètre carré
- ✓ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40\varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.2.3.5.Ferraillage verticale :

Le calcul se fera pour des bonde verticales dont le largeur **d** est déterminée a partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right) \quad \text{Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nus de planchers de trumeau considéré.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

V.2.3.6.Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- ✓ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre

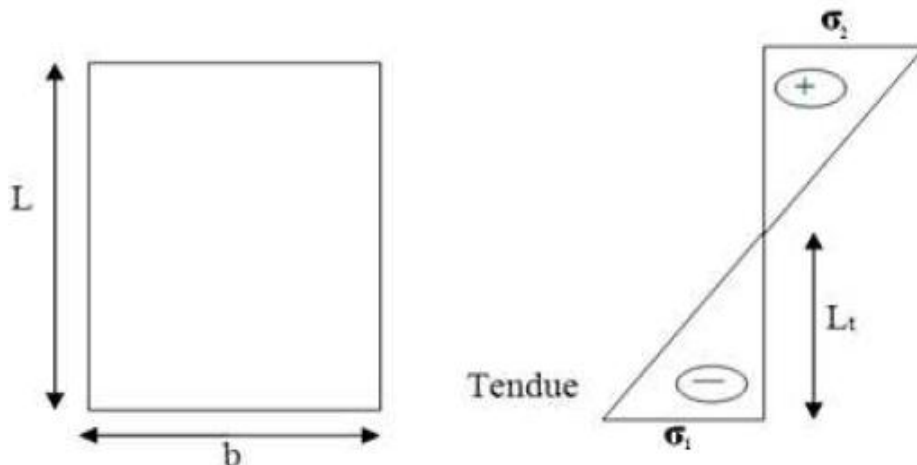


Figure V.6 : Section partiellement comprimée.

Si : $M > 0$; $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_1 \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

Si: $M > 0$ $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

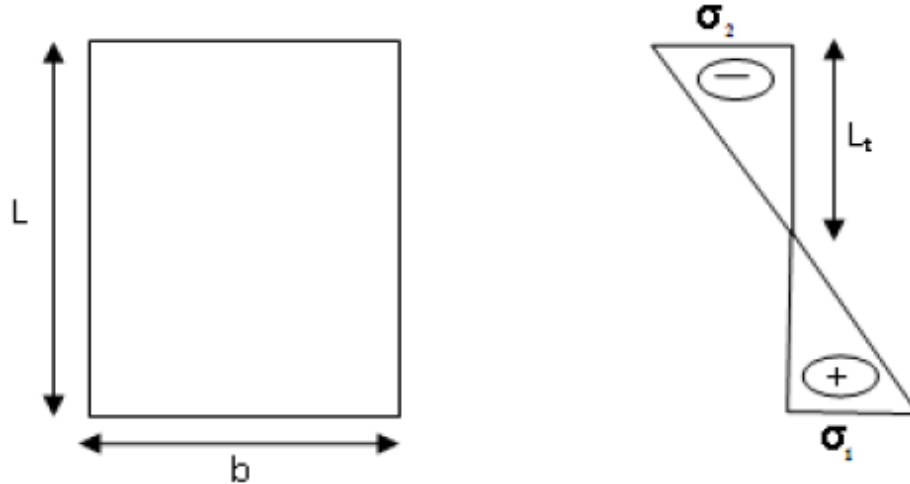


Figure V.7 : Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_2 \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

✓ **Section entièrement comprimée : (S E C)**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_1, σ_2) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

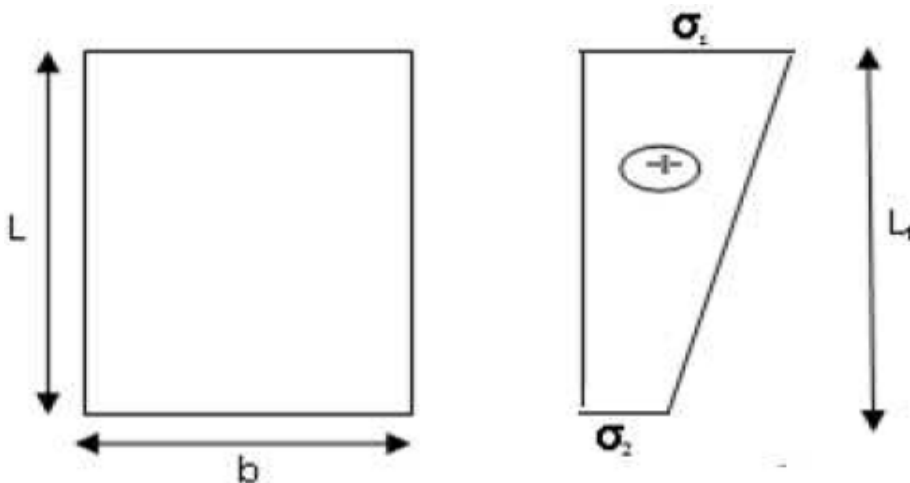


Figure V.8 : Section entièrement comprimée.

✓ **Section entièrement tendue : (S E T)**

Dans ce cas on a deux contrainte de traction (σ_1, σ_2) la longueur tendue est égale à « L » $\rightarrow L = L_t$ L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

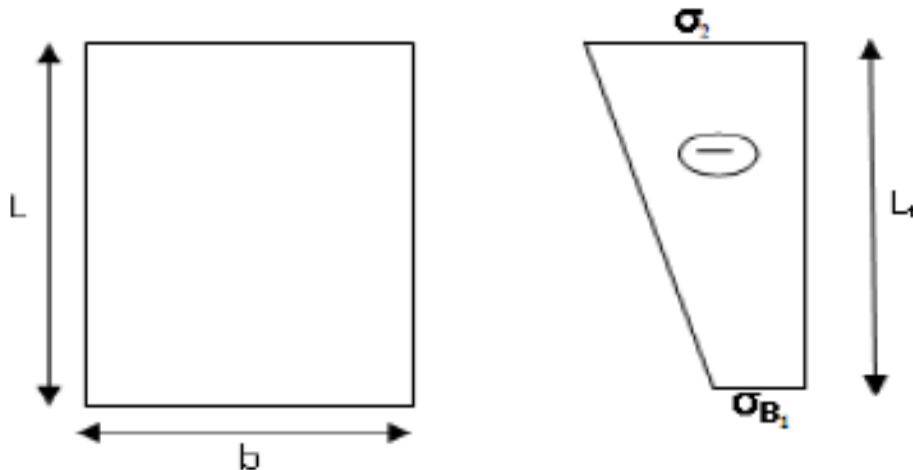


Figure V.9 : Section entièrement tendue.

V.2.3.7.Calcul de ferrailage voiles pleins :

V.2.3.7.1.Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ dans la zone courante.

V.2.3.7.2.Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

✓ **Exemple de calcul : cas le plus défavorable**

➤ **Voile V1 :**

$$L=4.20 \text{ m}$$

$$S=0.77 \text{ m}^2$$

$$V=1.925 \text{ m}$$

$$b=0.2 \text{ m}$$

$$I = \frac{(b \times L^3)}{12} = 1.23 \text{ m}^2$$

$$M_{z,max} = 1301.78 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 153.96 \text{ KN.m}$$

D'après **(RPA99.version 2003)** Suivant la formule de **Navier Bernoulli** :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v = -1837.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v = 2237.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -1.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 2.24 \text{ MPa} \rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

$$L_t = \frac{L \times \sigma_2}{(\sigma_2 + \sigma_1)} = 2.31 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1.89 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) = 1.54 \text{ m}$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_1 \times L_t \times b = 424.44 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par : 0

$$A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = 12.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.2\% \times b \times L_t = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times L = 12.60 \text{ cm}^2$$

donc:

$$A = \text{Max}(A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min}) = 12.60 \text{ cm}^2$$

On adopte **12HA14** dans la zone tendu

En zone courante :

soit : **12HA14 ($A_s = 18.47 \text{ cm}^2$).**

En zone d'about :

soit : **5HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$).**

✓ **L'espacement :**

▪ En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5 e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend: $S_t = 30\text{cm}$.

- Longueur de zone courante :

$$L_c = L - \left(\frac{L}{10} \times 2\right) = 3.36\text{m}$$

- Nombre des barres :

$$N = \frac{L_c}{S_t} + 1 = 12.2$$

▪ En zone d'about:

$$S_t = \frac{S_t}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

- Longueur de zone d'about :

$$L_a = \left(\frac{L}{10}\right) = 0.420 \text{ m}$$

- Nombre des barres :

$$N = \frac{L_a}{S_t} + 1 = 4.2 + 1 = 4 + 1 = 5$$

❖ Diamètre

$$\varnothing \leq \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

on adopte $\varnothing = 14 \text{ mm}$

▪ En zone courante :

soit : **12HA14 ($A_s = 18.47 \text{ cm}^2$)**.

▪ En zone d'about :

soit : **5HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$)**.

$$A_{v.\text{adopte}} = 18.47 + (2 \times 7.70) = 33.87 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		X-X		Y-Y	
Etages		RDC → 3 ^{ème}	4 ^{ème} → 5 ^{ème}	RDC → 3 ^{ème}	4 ^{ème} → 5 ^{ème}
L	(m)	3.85	3.85	3.50	3.50
N	(KN)	153.96	935.03	217.34	977.25
M_Z	(KN.m)	1301.78	232.61	1411.26	213.64
σ₁	(MPa)	-2.44	0.74	-3.04	0.78
σ₂	(MPa)	2.84	1.69	3.78	1.92
Nature		SPS	SEC	SPS	SEC
L_t	(m)	2.07	/	1.94	/
A_{cal}	(cm²)	14.51	/	16.97	/
A_{RPA}	(cm²)	8.28	/	7.76	/
A_{min}	(cm²)	11.94	11.94	10.5	10.5
A_v	(cm²)	33.87	33.87	40.21	40.21
S_{t,about}	(cm)	10	10	10	10
S_{t,courante}	(cm)	30	30	30	30
Armature d'about	(cm²)	5Ø14 = 7.70	5Ø14 = 7.70	5Ø16 = 10.05	5Ø16 = 10.05
Armature courante	(cm²)	12Ø14 = 18.47	12Ø14 = 18.47	10Ø16 = 20.11	10Ø16 = 20.11

Tableaux V.10 : Ferrailages des voiles

V.2.3.7.3. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

✓ **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%

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{T_{cal}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile. T=431.57 KN.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile $d=0,9.h$.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 1.07 \text{ Mpa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \quad (\text{l'article 7.7.2 RPA99/version 2003}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = 1.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa}$$

✓ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'â mes est donnée par la relation suivante :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_{BAEL}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{ij} \times k) \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$k = 0$ (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) $\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$.

$$A_{BAEL} = \frac{\tau_u \times S_t \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 1.99 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- pour : $\tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times S$
- pour : $\tau > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times S$

Donc :

$$\tau_u = 1.07 \text{ Mpa} > 0.625 \text{ Mpa}.$$

$$A_{RPA} = 0.0025 \times b \times S = 1.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA14=4.52 cm²**

Schéma ferrailage de voile :

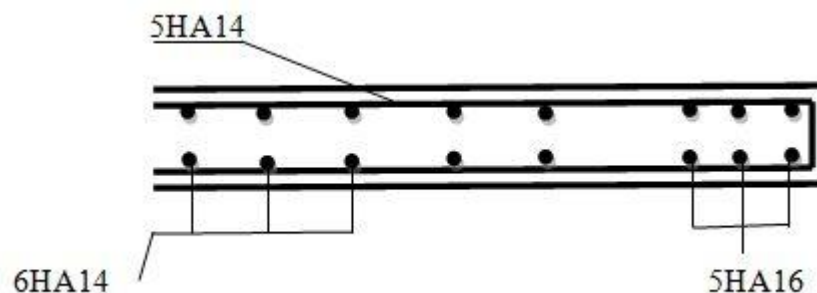


Figure V.10 : Schéma de ferrailage de voile V_1

CHAPITRE

06

VI -1) Etude des fondations :

VI -1-1) Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble, des éléments de fondation transmettent les charges au sol.

VI -1-2) Fonctions à remplir par les fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol d'assise les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :
Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatiques et sismiques.

VI -1-3) Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars et une profondeur d'ancrage égale à 1,5m, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

VI -1-4) Combinaison d'action :

ELS : $G + Q$.

ELU : $1.35G + 1.5 Q$.

$0.8 G \pm E$ Pour la vérification de la stabilité.

VI -1-5) Exemple de calcul:

VI -1-5-1) Semelle isolée

On prend comme un exemple de calcul la semelle la plus sollicitée :

Combinaison	ELS	ELU	0,8G+E
N (kN)	742.21	913.68	546.37
M (kN.m)	5.64	7.93	48.27

a) Dimensionnement:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5.64}{742.21} = 0.00769m$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \Rightarrow A = B$$

$$\frac{N_{ser}}{A \cdot B} + \frac{M_{ser}}{I} v \leq \sigma_{sol}$$

$$I = \frac{B \times A^3}{12} \quad v = \frac{A}{2}$$

La formule finale s'écrit :

$$\sigma_{sol} \cdot A^3 - N_{ser} \cdot A - 6e_0 \cdot N_{ser} = 0$$

$\Rightarrow$ Résoudre de l'équation de 3^{ème} ordre.

On choisit : $A = B = 2m$

***Hauteur utile d :**

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{2 - 0.40}{4} = 0.40m$$

*** Hauteur h :**

$$h = d + 5cm = 45cm$$

b) Vérification des contraintes

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \times 0.00769}{2}\right) \frac{742.21 \times 0.01}{2^2} = 1.89 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \times 0.00769}{2}\right) \frac{742.21 \times 0.01}{2^2} = 1.81 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1.89 + 1.81}{4} = 1.87$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 +}{4} =$$

$$\sigma_{moy} = 1.87 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

c) Vérification de stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48.27}{546.37} = 0.088$$

$$\frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0.50 \text{ m}$$

$$e_0 \leq \frac{A}{4} \Rightarrow \text{vérifié}$$

d) Ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0087$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \times 0.0087}{2}\right) \frac{913.68 \times 0.01}{2^2} = 2.34 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \times 0.0087}{2}\right) \frac{913.68 \times 0.01}{2^2} = 2.22 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 2.34 + 2.22}{4} = 2.31 \text{ bars}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B$$

$$N' = 2.31 \times (2)^2 \times 10^2 = 9.24 \text{ KN}$$

$$h = 0.45 \text{ m}$$

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

$$A = \frac{N'(A - a)}{8h\sigma_s} = \frac{928 \times 10^{-3}(2 - 0.40)}{8 \times 0.45 \times 348}$$

$$A = 11.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10\text{T}14$

d-1) L'espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi_1) = 20 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

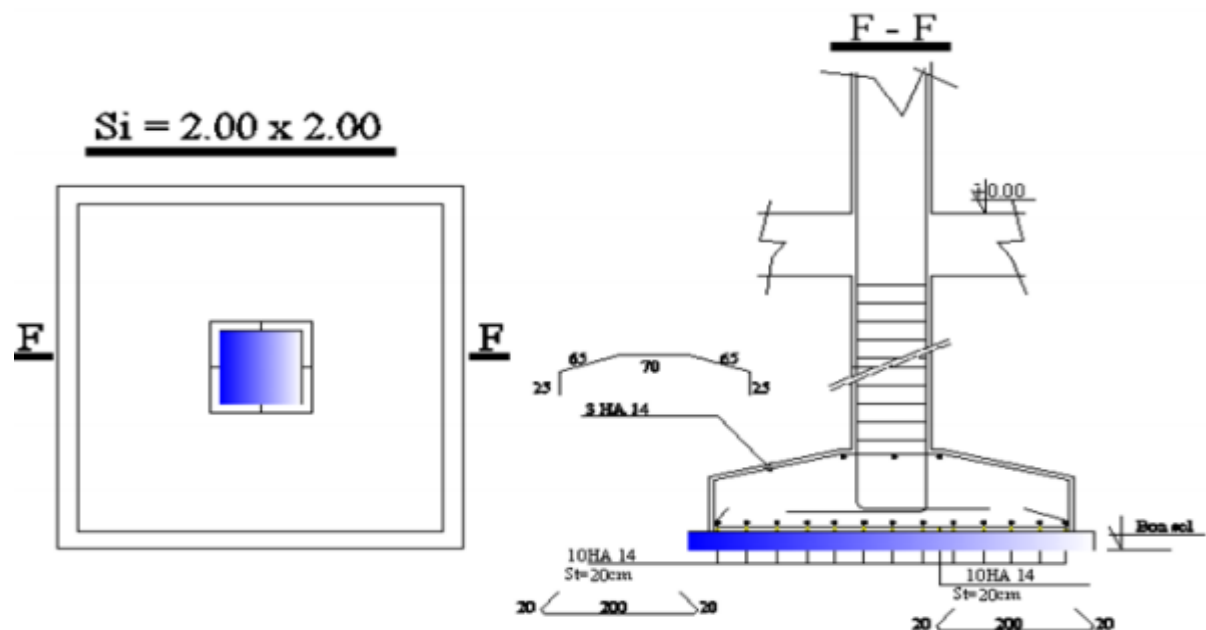


Figure VI.1 : schéma de ferrailage d'une semelle isolée

VI-1-5-2) Semelles filantes sous voile :

Exemple de calcul :

Semelles filantes sous voile $V(L=1,92m)$:

a) Dimensionnement:

ELS : $N_{ser}=604.19 \text{ kN}$

$M_{ser}=2,24 \text{ kN.m}$

Il faut déterminer l'effort normal par mètre linéaire:

$$N_{ser} = \frac{N}{l}$$

Avec l : longuueur de voile.

$$N_{ser} = \frac{604.19}{1.92} = 314.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{2.24}{1.92} = 1.17$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.17}{314.65} = 0.0037m$$

On prend $B = 2.5 \text{ m}$

$$B \geq \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 1.58 \text{ m}$$

Alors $B = 2.0 \text{ m}$

La hauteur utile :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.40m \quad \text{on prend } d = 0.5 \text{ m}$$

La hauteur totale : $h = d + 5 = 50 + 5$; $h = 0.55 \text{ m}$

Poids propre : $P_p = 0.55 \times 2.0 \times 25 = 27.5 \text{ KN/ml}$

$N'_{ser} = N_{ser} + P_p = 342.15 \text{ KN/ml}$

$$B \geq \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N'_{ser}}{\sigma_{sol}} = 1.72m$$

On retiene $B = 2.00 \text{ m}$

La hauteur utile : $d \geq \frac{B-b}{4} = 0.50m$

La hauteur totale : $h = d + 5 = 0.55m$

b) Ferrailage :

b-1) Ferrailage principale :

ELU : $N_u=913.68 \text{ kN}$

$M_u=7.93 \text{ kN.m}$

$$N_u = \frac{N}{l} = 475.88 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{l} = 4.13 \text{ KN.m/ml}$$

Poids propre : $P_p = 0.55 \times 2.0 \times 25 = 27.5 \text{ KN/ml}$

$N'_{ser} = N_u + P_p = 503.38 \text{ KN/ml}$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4.13}{475.88} = 0.0086m$$

$$\frac{B}{24} = 0.0083 m$$

$$A_s = \frac{N'_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - 6)}{8h\sigma_s} = 10.46 cm^2$$

On adopte : **7HA14**

b-1) Ferrailage principale :

$$A_r = A_s \times B/4 = 8.33 cm^2$$

on adopte : **6HA14**

c) L'espacement :

$$S_t \leq \min(20cm, 15\phi_l) = 20cm$$

on adopte : $S_t = 20cm$

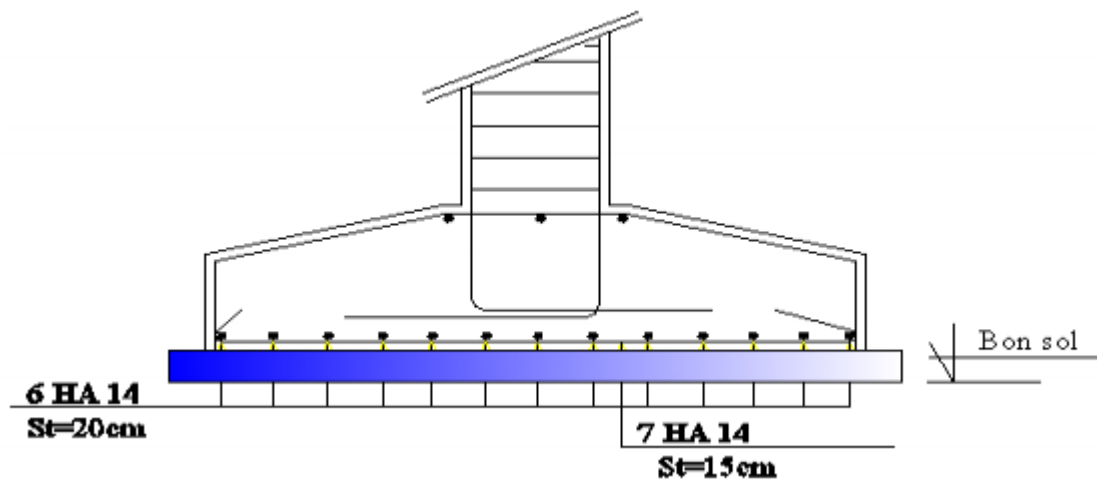


Figure VI.2 : schéma de ferrailage d'une filantes sous voile

VI-1-5-3) Semelles filantes sous poteaux :

a) Dimensionnement:

$$N_{ser1} = 323.4kN \quad N_{ser2} = 315.7 kN. \quad L = 2,00m \quad \sigma_{sol} = 2bars \quad b = 0,40m$$

$$L_1 = \sqrt{\frac{N_{ser1}}{\sigma_{sol}}} = 1.27$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{N_{ser2}}{\sigma_{sol}}} = 1.26$$

$$A = L + \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} = 3.27 m$$

$$N_{ser} = N_{ser1} + N_{ser2} = 639.10 KN$$

$$B = \frac{N_{ser}}{A \cdot \sigma_{sol}} = 0.90 m$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} = 1.17 bars \leq \sigma_{sol} = 2 bars$$

$$h \geq \frac{A}{6} = 0.59 \text{ m} \quad \text{on prend } h = 60 \text{ m}$$

b) Ferrailage :

1) Ferrailage longitudinal :

$$N_{u1} = 423.21 \text{ KN} \quad N_{u2} = 409.64 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u1} + N_{u2} = 832.85 \text{ KN}$$

$$q = \frac{N_u}{A} = 233.95 \text{ KN/m}$$

$$M_a = \frac{qL_1^2}{2} = \frac{233.95 \times 1.27^2}{2} = 188.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL_1^2}{2} = \frac{233.95 \times 2^2}{8} - \frac{233.95 \times 1.27^2}{2} = 71.69 \text{ KN.m}$$

$$Z = \frac{7}{8}h = 0.53 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = \frac{188.67 \times 10}{0.53 \times 348} = 10.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T14** $A_s = 10.77 \text{ cm}^2$

$$A_t = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{71.69 \times 10}{0.53 \times 348} = 3.90$$

On adopte : **7T12** $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

2) Ferrailage transversal :

$$N_u = 832.85 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8h\sigma_s} = 5.49$$

On adopte : **7T10** $A_s = 5.50 \text{ cm}^2$

c) L'espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi_l + 20 \text{ cm}) \quad \text{on adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (art 10-1-1 page 79)

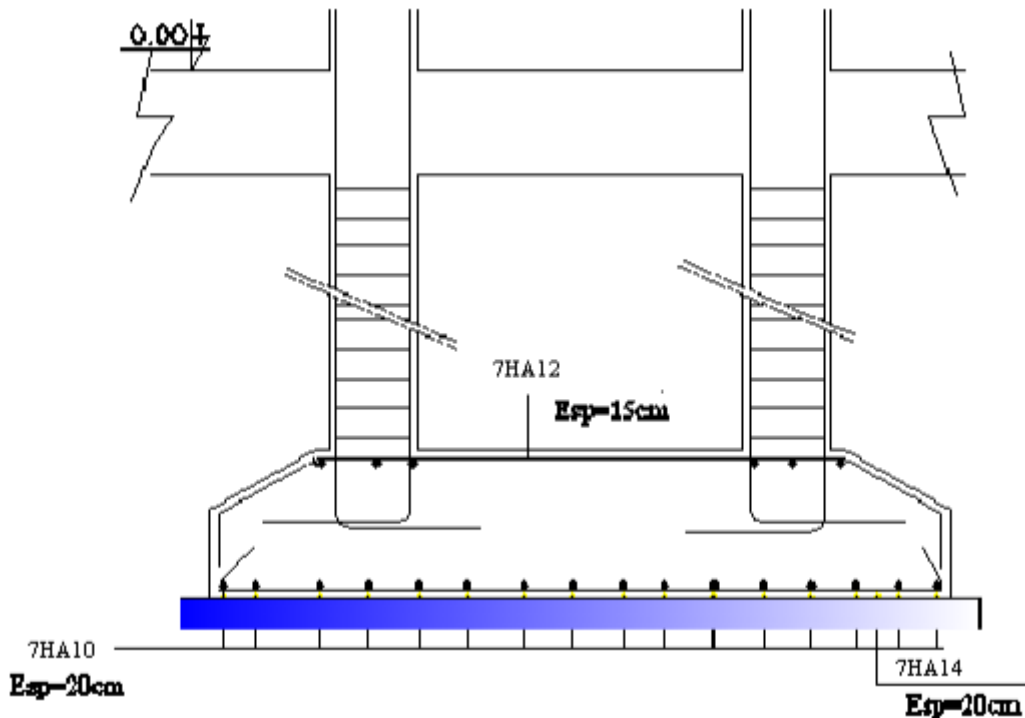


Figure VI.3 : schéma de ferrailage d'une semelle filante sous deux poteaux

VI -2) Longrines:

VI -2-1) Généralité:

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI-2-2) Dimensionnement:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm×30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm×30 cm : site de catégorie S4

On prend une section de 40×30cm²

VI-2-3) Ferrailage:

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action

d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée.

$\alpha = 12$ (S2, zone I).

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est

inférieur au min (20 cm, 15 ϕ).

a) Les armatures longitudinales :

a-1) Condition de résistance :

$$F = \frac{1089.54}{12} = 90.80 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{90.80}{348}$$

$$A_{s \text{ cal}} = 2.60 \text{ cm}^2$$

a-2) Condition de non fragilité :

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

a-3) Condition de RPA :

$$A_{RPA} = 0.6\% \times B \times h = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (A_{RPA} ; A_{\min} ; A_{s \text{ cal}}) = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

b) armatures transversale et espacement des cadres :

$$\phi_t \geq \frac{3}{10} \phi_1 = 0.42 \text{ mm}$$

On adopte des cadres diamètre $\Phi 8$ avec un espacement:

$$S_t \leq \min\{20 \text{ cm} ; 15\Phi\} = 15 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

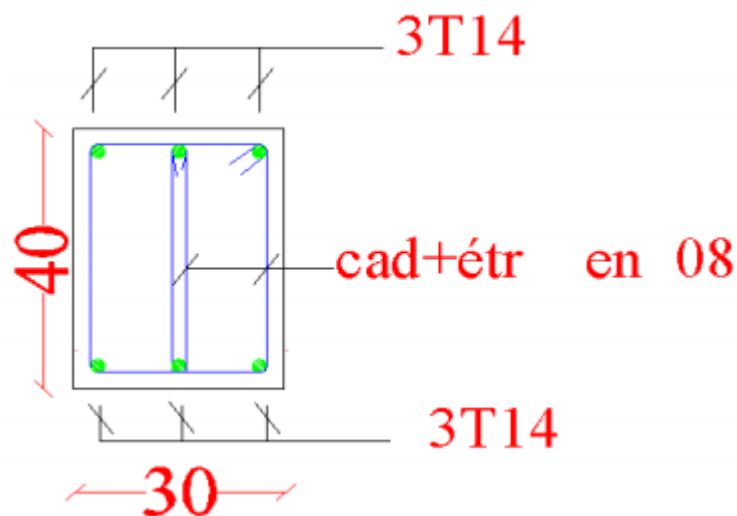


Figure VI.4: schéma de ferrailage de longrine

CONCLUSION

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais son maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003.
- BAEL91 : béton armé aux états limite.
- CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- DTR BC 2.2 : Charges Permanentes et d'Exploitation

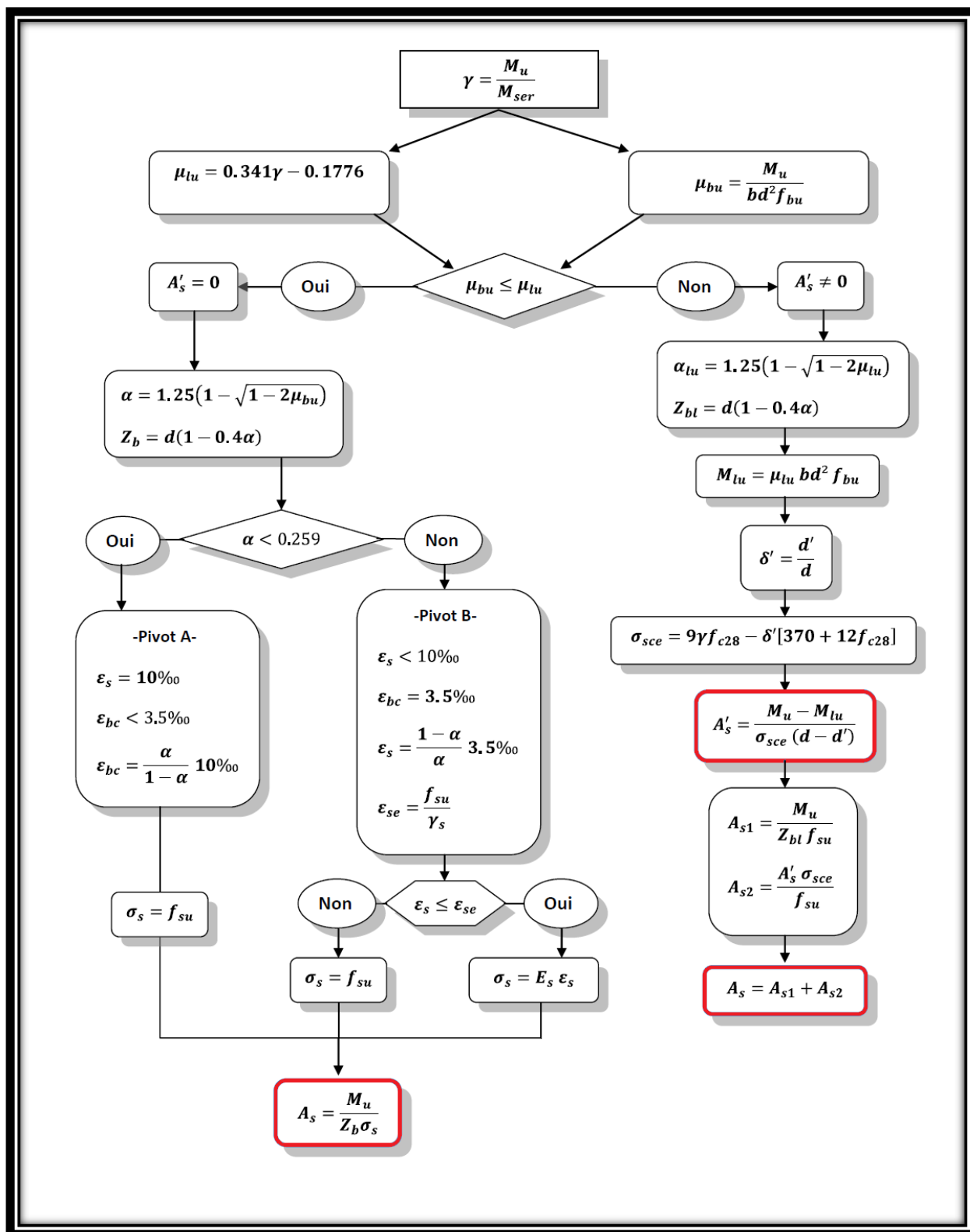
Livre :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)
- Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin)
- Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y.Cheraït)
- Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé

LOGICIELS :

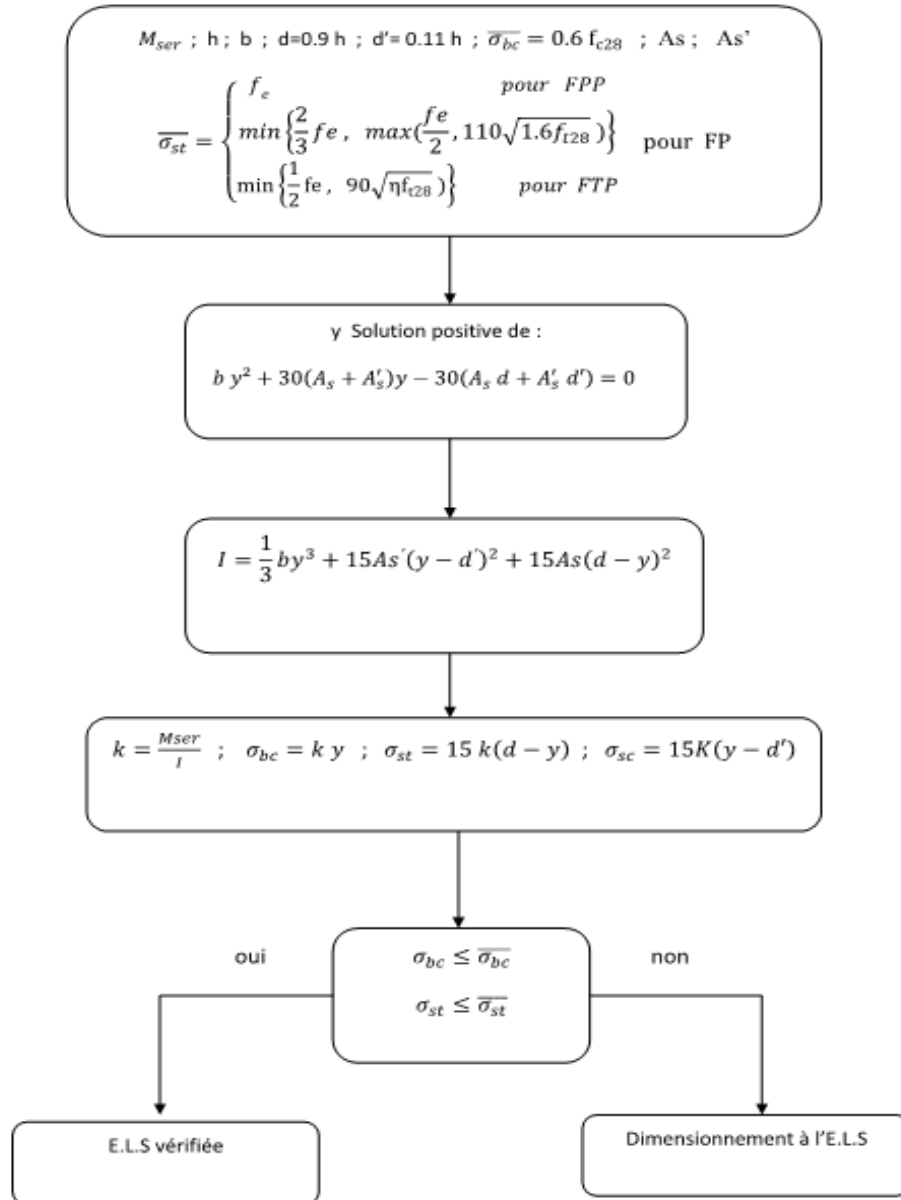
- Logiciel de. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2015.

ANNEXES



Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).

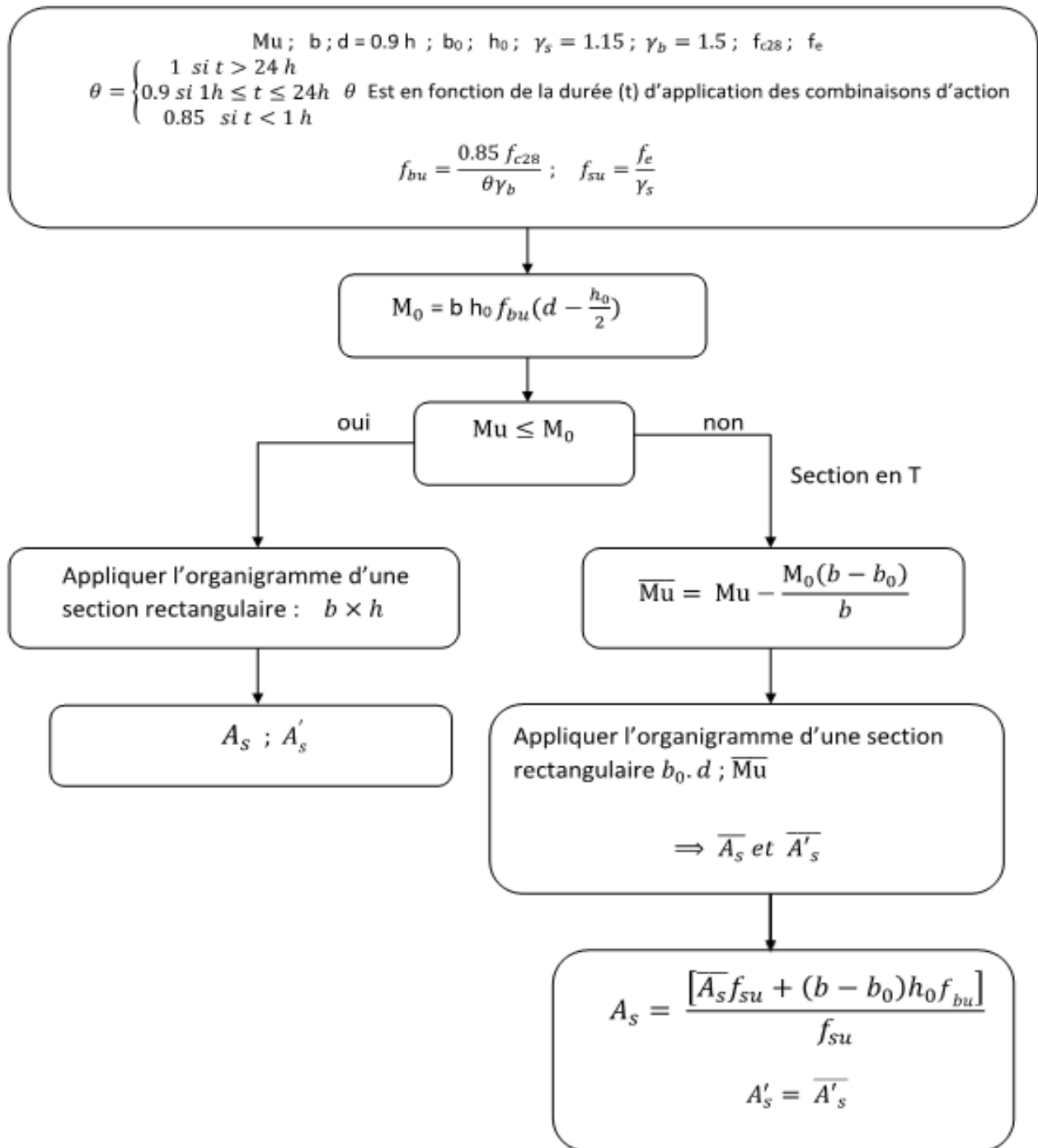
Vérification à E.L.S



Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).

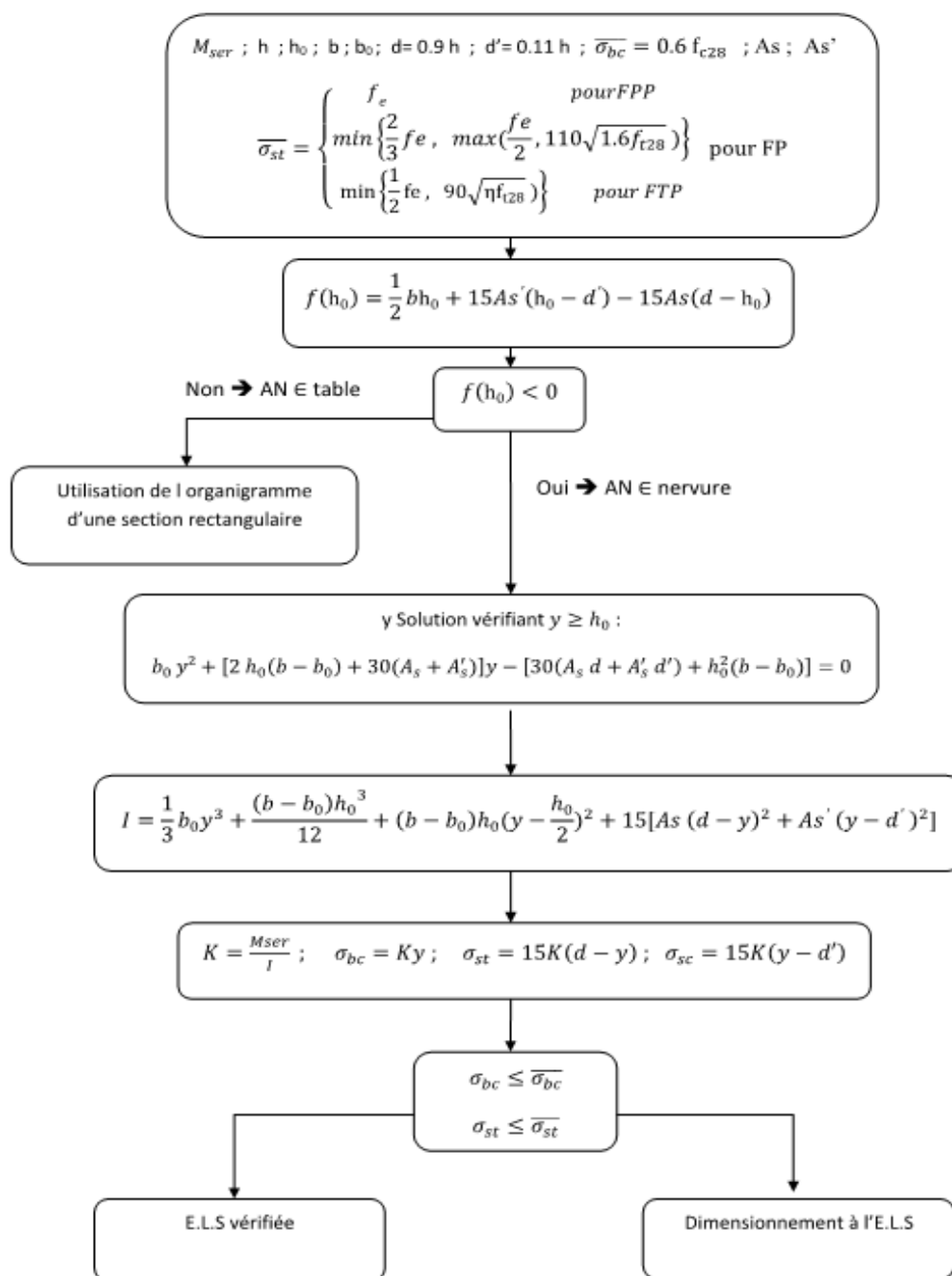
II- Section en T

Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

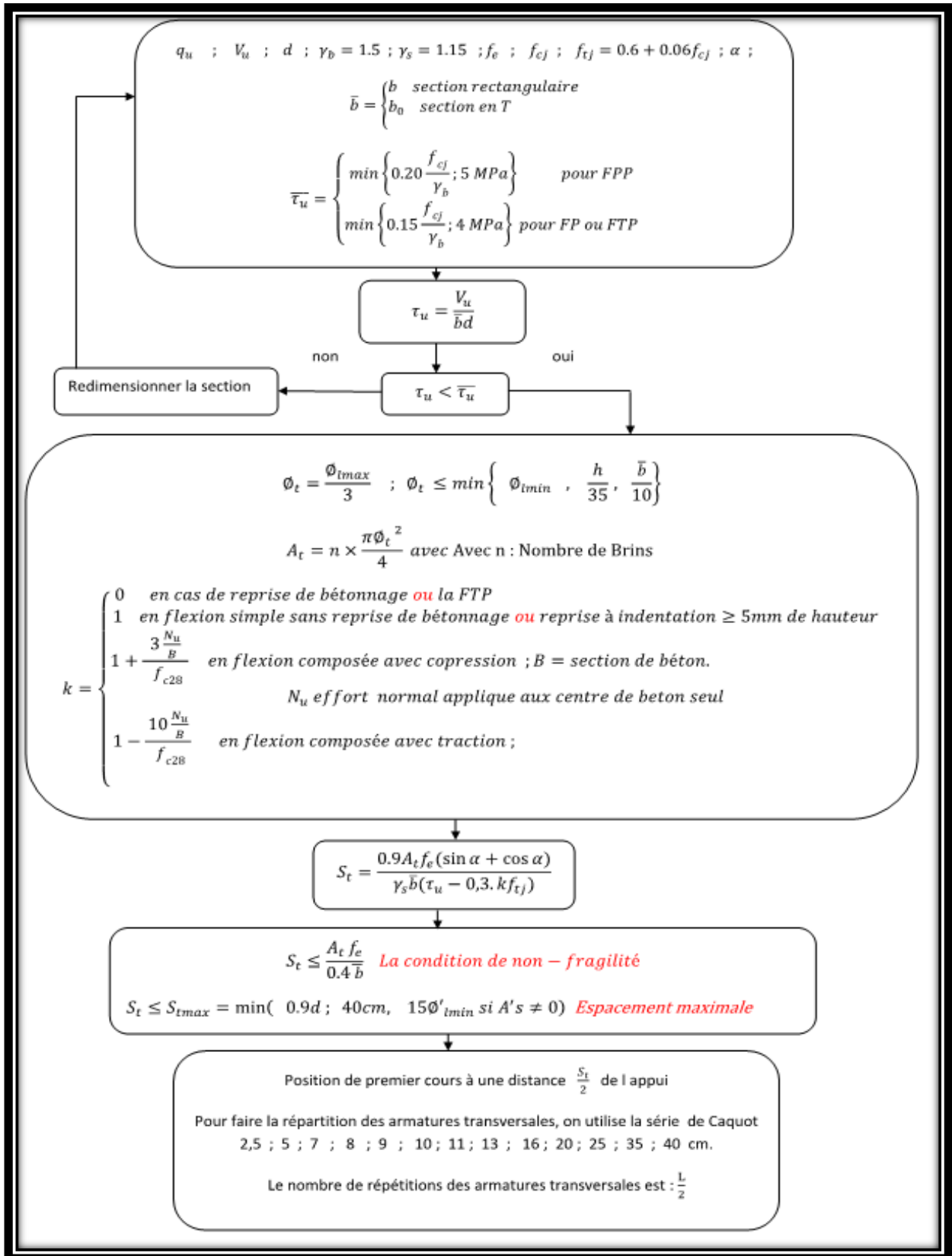


Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (S. en T)

Vérification à E.L.S d'une section en T



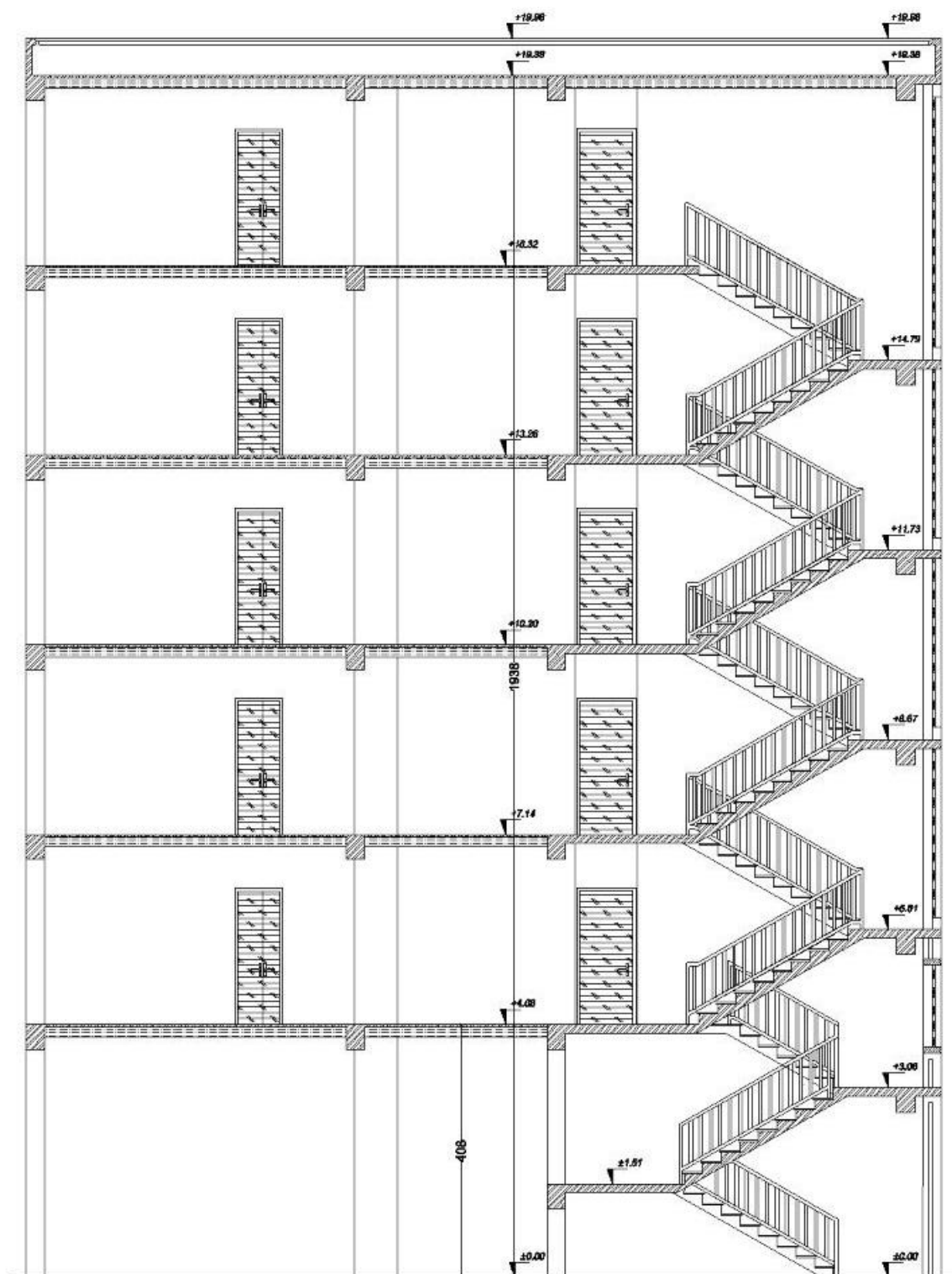
Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).



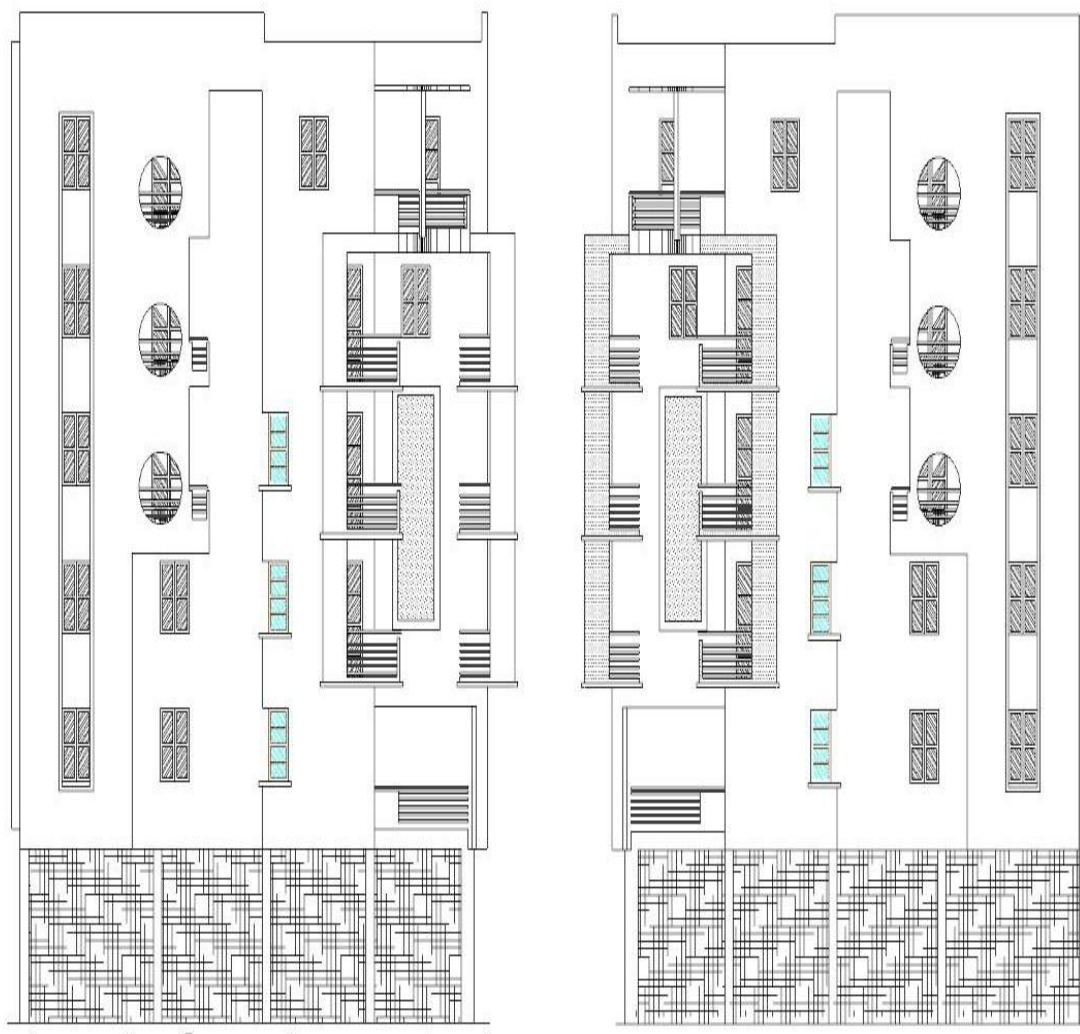
Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.



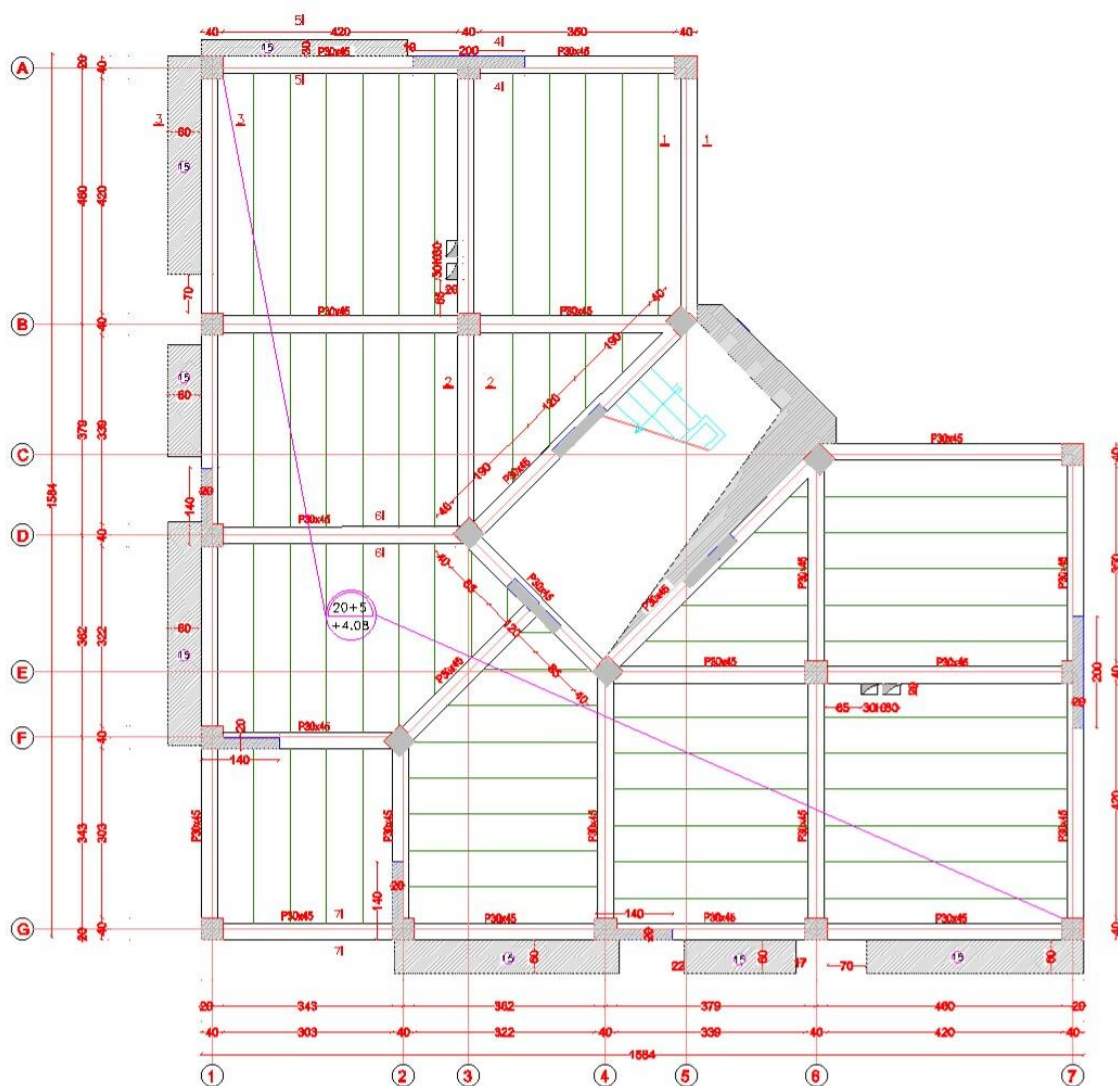
Annexe 7 : Plan d'architecture de l'Etages Courants.



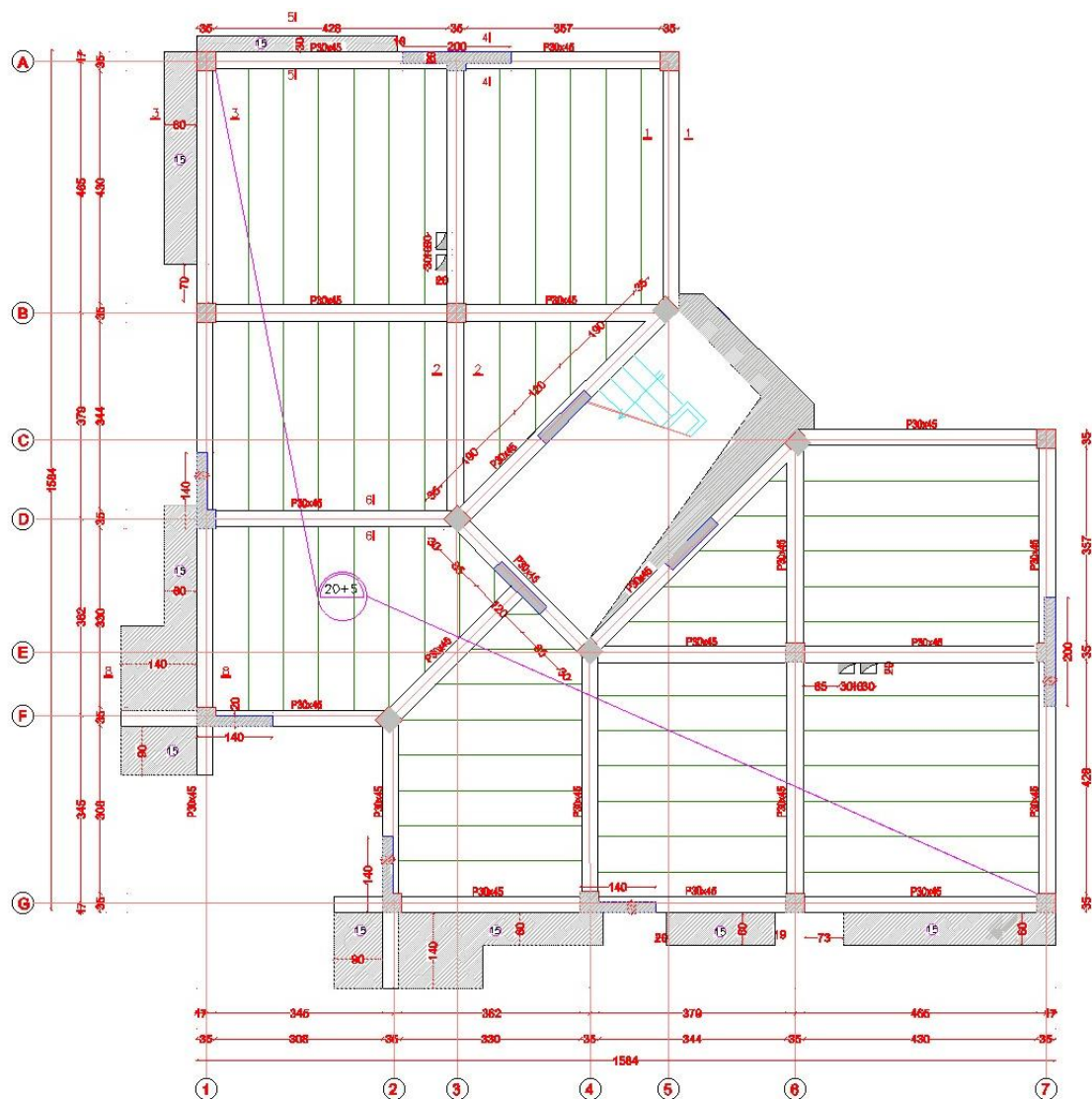
Annexe 8 : Coupe A-A du plan d'architecture.



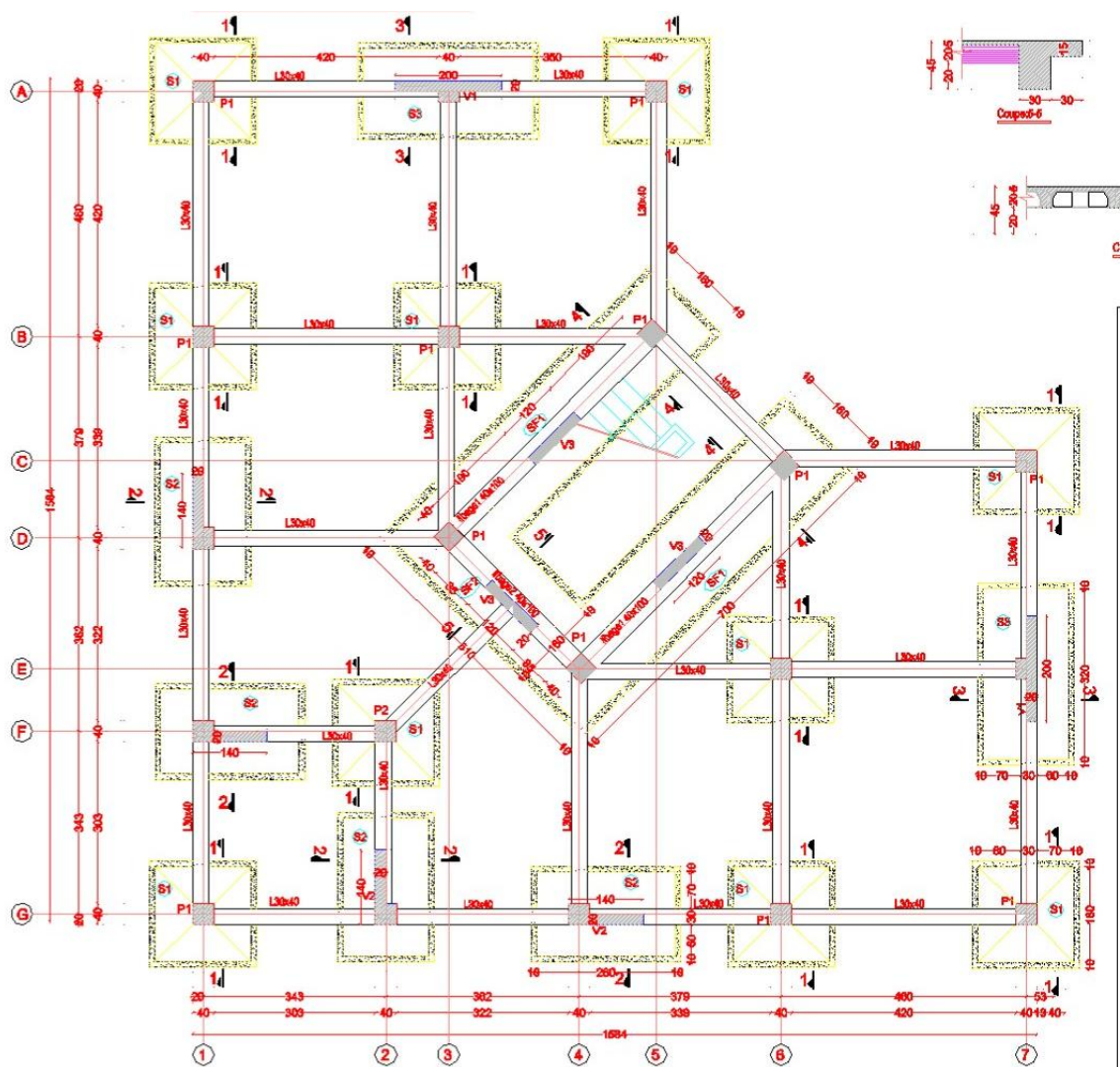
Annexe 9 : Coupe B-B du plan d'architecture.



Annexe 10 : Plan de coffrage du plancher Rez de chaussée.



Annexe 11 : Plan de coffrage du plancher étage courant.



Annexe 13 : Plan de coffrage du fondations.